

GROUPE D'ETUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64*



- ① USAGE DU DOSSIER PILOTE
- ② RECONNAISSANCE GENERALE
- ③ EXPLOITATION SYSTEMATIQUE
- ④ CHOIX FINAL POUR L'OUVRAGE

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

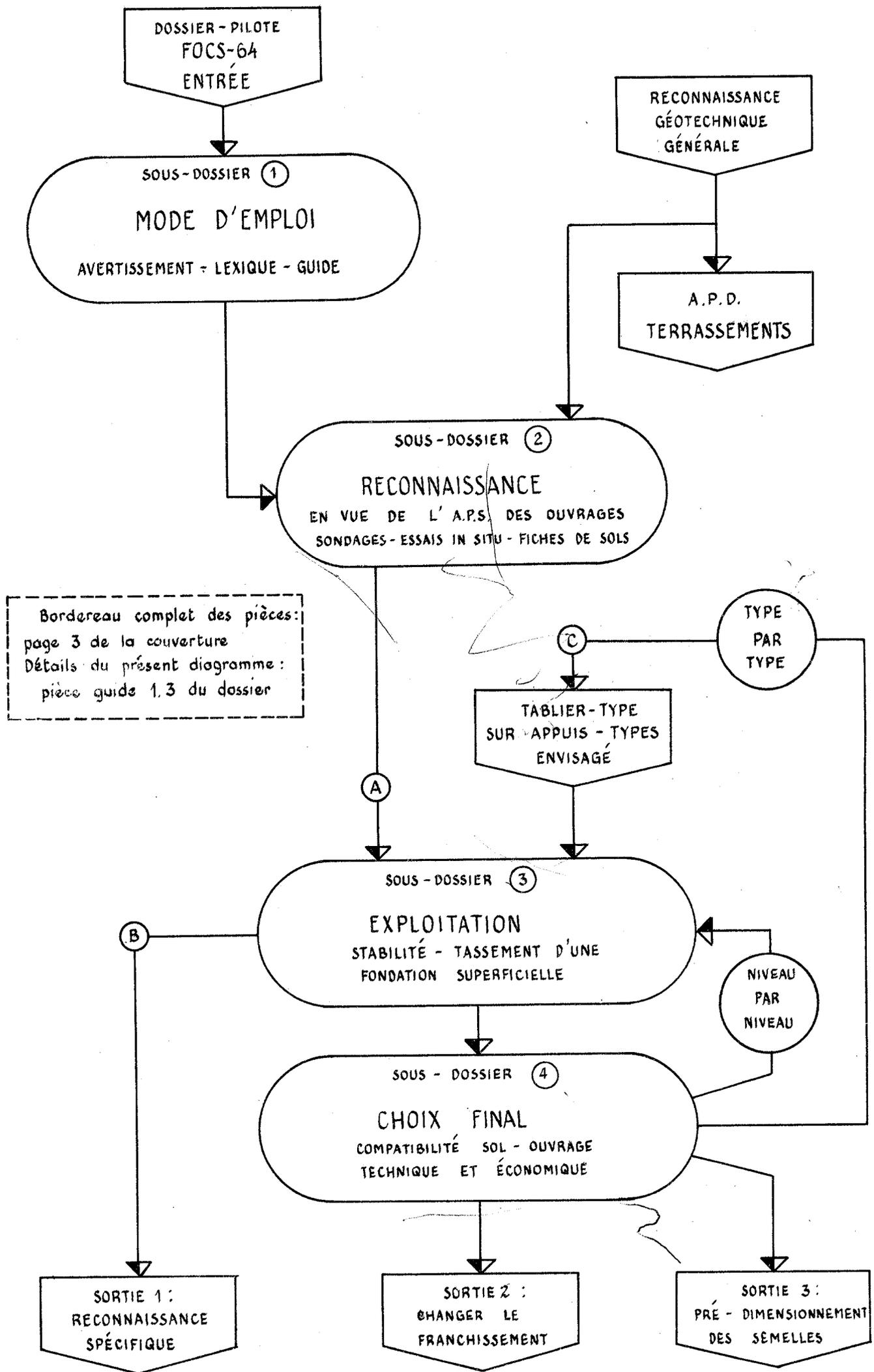
58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532-31-79

SERVICE CENTRAL
D'ETUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres, 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES,
ORLY AEROGARE

BP 235 587-51-41



Bordereau complet des pièces:
page 3 de la couverture
Détails du présent diagramme :
pièce guide 1.3 du dossier

FONDATION DES OUVRAGES COURANTS SUR SEMELLES

BORDEREAU DES PIECES

Sous-dossier I : le dossier-pilote

- I.1. Avertissement (objet et limites de l'étude)
- I.2. Lexique (définitions et nomenclature)
- I.3. Guide (mode d'emploi et recommandations).

Sous-dossier 2 : la reconnaissance générale

2.1. Articulation

- 2.1.1. Distribution et nature des actes de reconnaissance
- 2.1.2. Les sondages
- 2.1.3. Les essais in situ.

2.2. Dépouillement

- 2.2.1. Classification des sols par diagramme à circuit
- 2.2.2. Cahier des fiches de sols
- 2.2.3. Fiche-type de sondage et de collationnement des résultats d'essai.

Sous-dossier 3 : l'exploitation de la reconnaissance

- 3.1. Exploitation des informations recueillies
- 3.2. Tassements prévisibles des sols
- 3.3. Stabilité d'une fondation superficielle.

Sous-dossier 4 : le choix final

4.1. Exemples numériques

- 4.1.1. Pré-dimensionnement par le tassement
- 4.1.2. Pré-dimensionnement par la stabilité
- 4.1.3. Reconnaissance spécifique

4.2. Eléments économiques

Sous-dossier des pièces annexes

Annexe I : Abaques de stabilité des semelles filantes

Annexe 2 : Abaques de stabilité des massifs isolés carrés ou circulaires.

SOUS DOSSIER 1: LE DOSSIER PILOTE

1.1: AVERTISSEMENT

1.2: LEXIQUE

1.3: GUIDE



MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



—
AVERTISSEMENT
—

OBJET ET LIMITES DE L'ÉTUDE

1.1

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES
58, Boulevard LEFFÈVRE, 58
PARIS 15 5 32 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES
28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES
ORLY AEROGARE
BP 235 587-51-41

AVERTISSEMENT

pour l'utilisation du dossier-pilote FOCS-64

I - OBJECTIFS DU DOSSIER-PILOTE FOCS1.1. - Orientation des études

Le dossier-pilote FOCS - 64 est né du désir d'utiliser au mieux les moyens dont dispose l'Administration des Ponts et Chaussées pour l'étude des fondations d'ouvrages d'art. Le rythme actuel de la construction, en France, est d'environ un ouvrage d'art par jour; et ce rythme risque de s'accroître prochainement lorsque les programmes de construction d'autoroutes s'amplifieront.

Les services des Ponts et Chaussées, et notamment leurs laboratoires, sont incapables d'effectuer à ce rythme l'étude complète des fondations de tous ces ouvrages d'art, selon les règles et méthodes classiques en usage. Heureusement l'expérience a montré qu'il y a huit à neuf sur dix des ponts courants construits ne posent pas de problèmes de fondation délicats. Pour ces ponts l'étude complète en laboratoire de la fondation est en grande partie inutile; une étude sommaire des fondations doit suffire.

Le dossier-pilote FOCS - 64 a alors un double objectif :

- d'une part, permettre aux ingénieurs de distinguer rapidement les ouvrages à fondation facile dont l'étude relève alors de leur compétence, et les ouvrages à fondation difficile, pour lesquels une étude spécifique, selon les méthodes classiques usuelles, s'imposera :
- d'autre part, pour les ouvrages de la première sorte, fournir aux ingénieurs des règles simples de calcul et de dimensionnement des fondations.

Si l'application des règles de ce dossier conduit l'ingénieur à classer un ouvrage dans la catégorie de ceux qui posent, quant à leurs fondations, des problèmes difficiles, l'étude de ces dernières devra être entreprise, selon les méthodes classiques usuelles, après sans doute des sondages complémentaires et des essais in situ plus ou moins importants, faits en liaison avec un laboratoire spécialisé (laboratoire des Ponts et Chaussées ou laboratoire privé). Mais même dans ce cas le dossier FOCS aura fourni à l'ingénieur d'utiles renseignements, lui permettant d'orienter au mieux l'étude complète classique de la fondation.

1.2. - Classification des sols

Pour projeter un itinéraire nouveau, notamment une section d'autoroute, l'ingénieur doit reconnaître la nature et l'état des sols rencontrés, en vue de dresser l'avant-projet détaillé des terrassements. Ce sont les résultats de cette reconnaissance que l'ingénieur utilisera dans l'étude simplifiée des fondations selon la méthode du dossier - pilote F O C S - 64, à condition toutefois que le programme de cette reconnaissance ait été préalablement infléchi et complété, selon les indications données au présent dossier, en vue justement de permettre cette extension.

Notamment les sondages profonds, qui en petit nombre il est vrai, sont nécessaires à l'étude des terrassements, devront être implantés sur les emplacements prévus pour les ouvrages d'art. En réunissant alors les renseignements sur les sols fournis par la reconnaissance précitée et ceux relevés sur le sondage profond à l'emplacement de l'ouvrage d'art, et en les complétant éventuellement par quelques essais simples et rapides, l'ingénieur disposera des éléments lui permettant d'utiliser le dossier F O C S.

On notera que la méthode F O C S est essentiellement fondée sur une classification des sols; d'où d'ailleurs son nom primitif : Etude des Fondations d'Ouvrages d'art en se basant sur une Classification des Sols. Mais il s'agit d'une nouvelle classification, spécialisée mise au point dans ce but, et dont on trouvera la description dans la pièce 2.2.1. du présent dossier.

1.3. - Compatibilité entre sols et ouvrages

L'étude des ouvrages d'art à construire sur un itinéraire nouveau, routier ou autoroutier, doit procéder par étapes progressives. C'est dès la reconnaissance des sols en vue de l'avant-projet des terrassements que l'ingénieur doit, en ce qui concerne les ouvrages d'art, effectuer un premier dégrossissage, qui l'oblige simultanément à procéder à des évaluations et à prendre des décisions. Il doit décider entre autres :

- de l'implantation des ouvrages d'art (notamment : nombre et nature des appuis)
- du type de structure qu'ils utiliseront
- du type de fondation qui les portera
- etc...

et l'ingénieur doit donc évaluer :

- les performances des sols, des fondations, des ouvrages
- les difficultés des études et des réalisations
- en tout cas, le coût présumé des unes et des autres.

Une des difficultés majeures de cette tâche réside dans l'imbrication des décisions et des évaluations.

L'ambition du présent dossier n'est nullement de fournir à l'ingénieur une solution à ses problèmes grâce à des formules d'application automatique. Seul l'ingénieur qui construit effectivement l'ouvrage, doit et peut assumer la responsabilité des fondations exécutées et s'assurer de la compatibilité entre les sols et les structures. Mais il a semblé possible et souhaitable d'articuler entre elles ces décisions et ces évaluations, afin de les placer dans un système rationnel et cohérent, dont l'aboutissement soit des choix justifiés. C'est cet objectif que s'est proposé le présent dossier.

Sans doute ne peut-il être que très imparfaitement atteint dans cette première diffusion générale du F O C S . Mais ce fut un souci constant de ses rédacteurs, de faciliter son perfectionnement ultérieur grâce à l'expérience qu'on acquerra progressivement; les usagers pourront beaucoup y contribuer.

1.4. - Normalisation des méthodes de projet

Une des craintes, et non des moindres, suscitées par le présent dossier, est que pour certains ingénieurs l'emploi du dossier F O C S devienne routine et automatisme. Rien ne serait plus dangereux. Automatiser, c'est atténuer, parfois même effacer la conscience de l'action.

Les rédacteurs du dossier F O C S insistent vivement pour que les ingénieurs évitent de tomber dans ce travers de l'application automatique du dossier. Bien au contraire, ce dernier doit faciliter à l'ingénieur une prise de conscience de son rôle et de son action. Un des buts du dossier F O C S est de sérier les problèmes, et de permettre aux ingénieurs de mieux coordonner leurs tâches, donc de les mieux hiérarchiser. Ce n'est pas par hasard que la seconde pièce de ce dossier se nomme Lexique et la troisième Guide.

Le dossier-pilote F O C S - 64, - on peut l'espérer - sera aussi un élément de normalisation :

- normalisation du langage : lexique, classification des sols, fiche - type de sondages, essais in situ et leur interprétation, critères de tassement, etc... y contribueront chacun dans leur domaine,
- normalisation des équipes et des équipements : le rôle des Laboratoires Régionaux sera sur ce point essentiel, décisif et irremplaçable,
- normalisation des études et projets : l'uniformisation des méthodes et procédures, le calibrage des valeurs données dans les fiches 2.2.2. l'ajustement des paramètres empiriques de la méthode, la constatation des tassements réels, etc... auront leur part dans le succès et le perfectionnement de ce dossier. Cette rationalisation, c'est l'essence et la raison d'être du dossier F O C S - 64 et de son auteur-collectif, le groupe GERFO,
- normalisation des estimations et des coûts : qu'il s'agisse des études (sondages, projets, délais) ou des travaux de fondations.

2 - POINTS MERITANT D'ETRE SOULIGNES

La mise en application d'un dossier-pilote de la nature du présent dossier FOCS - 64 doit s'accompagner d'une mise en garde qui a donné son nom à la présente pièce (AVERTISSEMENT), et qui porte sur les quatre points principaux suivants :

- responsabilité de l'Ingénieur
- intervention du Laboratoire Régional
- introduction d'une méthode empirique qu'il faudra ajuster
- incidence économique des fondations sur le coût de l'ouvrage.

2.1. - Responsabilité du Maître d'Ouvrage

Même pour des ouvrages-types, le dimensionnement des semelles s'appuiera sur la géotechnique qui doit prendre en compte les propriétés des sols effectivement rencontrés sur le site présumé de la structure.

Le dossier-pilote FOCS - 64, n'est ni un recueil de fondations toutes prêtes, ni de la Mécanique des Sols en formules automatiques.

La reconnaissance des sols et la prise en compte de leurs propriétés réelles sur le site pour arrêter le projet de fondations de l'ouvrage incombent au Maître d'Ouvrage.

L'auteur du projet, l'Ingénieur qui préside à la construction en un mot : le Maître d'Ouvrage est et reste entièrement responsable des fondations.

Le présent dossier n'est qu'un instrument pour l'aider à assumer cette responsabilité et non pour l'éluder.

2.2. - Rôle du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées

C'est sur le Laboratoire Régional que repose le bon emploi de la méthode FOCS - 64. Cette méthode est, par nature, une identification semi-empirique des sols. Celle-ci doit donc être correcte.

Même si les sondages sont le fait d'une entreprise spécialisée, dûment qualifiée et expérimentée, la campagne doit être dirigée et contrôlée de près et si possible en permanence, par un représentant qualifié de l'Administration (géologue, technicien géologue ou géotechnicien).

Le développement convenable de la méthode FOCS - 64 postule donc cette intervention des Laboratoires Régionaux, l'affectation ou la formation des techniciens et spécialistes correspondants, leur présence effective sur les sites au moins pour les cas les plus importants et, si possible, pour tous les sondages intéressant les Ouvrages d'Art.

Ce rôle de pilote sur le plan des équipes se double sur celui des équipements, de la nécessité de procéder aux essais in situ les mieux adaptés. Le Laboratoire Régional aura donc le devoir de promouvoir l'emploi des appareils appropriés à ce but, selon la région, les sols, les entreprises (voir pièce 2.1.3.).

2.3. - Ajustement des éléments empiriques de la méthode

Le présent dossier-pilote a pris le relais d'une première étude du dégrossissage qu'avait demandée le Service Spécial des Autoroutes au Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (12 rue Brançon, PARIS 15^{ème}).

Cette étude considérait déjà les paramètres mécaniques d'un sol identifié et en donnait la valeur probable pour les sols français courants, d'une manière somme toute statistique.

Ce support empirique a subsisté, à quelques retouches près, et reste la source des valeurs numériques données par les fiches de sols 2.2.2.

La méthode FOCS - 64 présente donc un irrécusable caractère empirique : les propriétés des sols qu'elle considère sont estimées, et, au mieux, semi-mesurées.

L'emploi de ces valeurs, leur révision pour serrer de plus près notre expérience des sols au fur et à mesure que les reconnaissances se multiplient sont donc autant d'approximations successives. A terme, elles impliquent une régionalisation de la méthode, pour s'adapter mieux aux particularités d'un terroir donné.

Ces raffinements sont souhaités : ils donneront à la méthode FOCS une efficacité meilleure. Celle-ci apparaît alors comme une construction perfectible et vivante, qui progressera autant par la base (la connaissance des sols) que par le haut (la connaissance des structures)

En outre, la méthode de prise en compte des tassements se mettra d'autant mieux au point (cerner les coefficients d'ignorance) si les Ingénieurs utilisateurs veulent bien procéder à des constatations (tassements réels observés), susceptibles d'apporter à la méthode des perfectionnements décisifs.

En résumé, le dossier-pilote FOCS - 64 n'est à utiliser que pour l'A. P. S. des ouvrages courants (c'est à dire essentiellement les ponts types pour autoroutes), fondés sur semelles, en terrain facile. Il ne diminue en rien la responsabilité du Maître d'ouvrage en ce qui concerne les fondations. Il postule l'intervention de spécialistes pour l'identification des sols.

Son but essentiel est de faciliter le travail des Ingénieurs; mais son emploi ne doit pas devenir routine et automatisé. Rien ne serait plus dangereux. Automatiser, c'est atténuer, parfois même effacer la conscience de l'action.

Les rédacteurs du dossier FOCS insistent vivement pour que les Ingénieurs évitent de tomber dans ce travers de l'application automatique du dossier. Bien au contraire, ce dernier doit faciliter à l'Ingénieur une prise de conscience de son rôle et de son action.

En contrepartie de l'aide qui leur est ainsi apportée, il est demandé instamment aux utilisateurs de ce dossier de contribuer à son perfectionnement en faisant part à ses auteurs des comparaisons qu'ils auront faites entre leurs prévisions, établies par la méthode FOCS - 64, et leurs constatations expérimentales, ainsi que de leurs suggestions de toutes sortes.

2.4. - Economie des fondations et économie de l'ouvrage

A côté du souci d'articuler les études, de clarifier et codifier la reconnaissance des sols, d'apprécier leur aptitude à supporter des ouvrages d'art, la méthode FOCS - 64 entend marquer de la façon la plus nette qu'elle voudrait apporter aussi à l'Ingénieur une conscience plus aigüe du coût des ouvrages : Le but final est de minimiser le coût global d'un pont par le choix adéquat de ses composants : tablier, appuis, fondations.

Elle ajoute donc aux soucis techniques, le souci économique. l'appréciation de l'incidence des fondations sur le projet d'ouvrage.

C'est le dernier volet du triptyque : l'analyse des coûts vient compléter celle des sols et celles des structures..

Comme sur le précédent point (ajustement des paramètres empiriques), le dossier-pilote FOCS - 64 est faible et perfectible également sur le plan de l'économie et du coût des fondations (recensement et normalisation des paramètres économiques). Il ne tente en fait qu'une esquisse.

On escompte ici encore que l'usage qui en sera fait contribuera aux perfectionnements ultérieurs. En l'espèce, ces perfectionnements ont des noms très précis :

- détermination de la " fourchette " normale de coût des divers types de fondations
- compatibilité économique avec le coût des structures portées
- minimisation du coût global d'un franchissement donné.

Il est permis de penser que ces objectifs seront l'un après l'autre atteints, avec une précision croissante, si la méthode reçoit les développements qu'on est en droit d'attendre.

En somme, le dossier FOCS - 64 doit être progressivement précisé, perfectionné et complété, au cours des prochaines années, avec le concours escompté de tous ses utilisateurs.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

—
LEXIQUE
—



DEFINITIONS ET NOMENCLATURE

1.2

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEFEBVRE, 58

PARIS 15 5 32 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28

PARIS 7 222 60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AEROGARE

BP 235 587-51-41

- TERMINOLOGIE -

1-Notations

| | |
|---------|---|
| Ap | Argile peu plastique |
| At | Argile très plastique |
| B | Largeur de semelle filante ou côté du massif isolé carré |
| C | Paramètre mécanique du sol (appelé généralement cohésion) |
| Cr | Consistance relative du sol ou indice de consistance (I _c) |
| D | Profondeur de fiche de la semelle (épaisseur de sol sus-jacent) |
| E | Épaisseur du matelas de fondation |
| En | Profondeur sous la semelle de la nième couche en cas de multi-couche de fondation |
| e | Indice des vides |
| FF | Fond de fouille (pour la fondation) |
| FOCS 64 | Fondation des Ouvrages Courants sur Semelles 1964 |
| GA | Grave argileuse |
| Gb | Grave propre bien graduée |
| GERFO | Groupe d'Etudes pour la Rationalisation des Fondations d'Ouvrages d'Art |
| GL | Grave limoneuse |
| Gm | Grave propre mal graduée |
| H | Épaisseur de la couche compressible |
| h | Profondeur moyenne de la couche compressible sous la semelle |
| Ic | Indice de consistance du sol ou consistance relative (Cr) |
| Ip | Indice de plasticité du sol |
| L, l | Dimensions d'une semelle rectangulaire |
| Lp | Limon peu plastique |
| Lt | Limon très plastique |
| M | Moment appliqué |
| MC | Marquet calcaires marneux, calcaires |
| M' | Massifs isolés carrés ou circulaires (emploi très limité, sans confusion possible avec le sol M' précédent) |

| | |
|-------------|---|
| Nq | Coefficient de MM. CAQUOT et KERISEL relatif au terme de surcharge |
| Nc | Coefficient de MM. CAQUOT et KERISEL relatif au terme de cohésion |
| Ns | Coefficient de MM. CAQUOT et KERISEL relatif au terme de surface |
| Op | Sol organique peu plastique |
| Ot | Sol organique très plastique |
| P | Pierres et blocs |
| PS 2685/I | Matricule d'un pont-type selon le catalogue du Service Spécial des Autoroutes (exemple) |
| Q | Poids mort (charge permanente) porté par la semelle |
| Qadm | Pression admissible sous la semelle |
| qc | Pression de pointe d'un pénétromètre |
| qlim | Pression limite avant rupture d'un sol |
| qs | Frottement moyen par unité de surface latérale d'un pénétromètre |
| R | Rocher |
| r | Coefficient de dispersion |
| R | Rayon hydraulique, rayon d'un massif isolé circulaire |
| Rc | Résistance à la compression simple |
| S | Surcharge |
| SA | Sable argileux |
| Sb | Sable propre bien gradué |
| SF | Semelle filante |
| SL | Sable limoneux |
| Sm | Sable propre mal gradué |
| T | Tassement isolé de référence |
| t | Coefficient de réduction probable |
| TN | Terrain naturel |
| VT | Vases et tourbes |
| Vij | Tassement différentiel admissible par le tablier entre les appuis i et j |
| w | Teneur en eau du sol |
| wL | Limite de liquidité |
| wP | Limite de plasticité |
| γ * | Poids spécifique du sol |
| γ_d | Poids spécifique du sol sec |
| γ' * | Poids spécifique du sol déjaugé |

* NOTA : ici δ et γ concernent un même sol dans deux états différents. Dans le reste du dossier δ et δ' sont employés pour désigner les poids spécifiques respectivement au dessous et au dessus du niveau de fondation; dans ce cas δ' n'est pas forcément le poids spécifique déjaugé.

| | |
|-----------------|--|
| γ_s | Poids spécifique du solide (c.a.d. des grains) |
| γ_D | Surcharge de sol sus-jacent (fiche composée contre-poids) |
| ΔH | Tassement absolu prévisible pour la couche compressible |
| ΔV_{ij} | Tassement différentiel prévisible entre deux appuis |
| σ'_c | Pression de sur-consolidation |
| φ | Paramètre mécanique du sol (appelé généralement angle de frottement) |



attention danger : le dossier-pilote doit être employé avec prudence et, si possible, en multipliant les recoupements



Sens interdit : on sort du domaine d'emploi du dossier-pilote et on ne peut donc conclure avec les seuls éléments d'information qu'il suppose disponibles.

2. Définitions

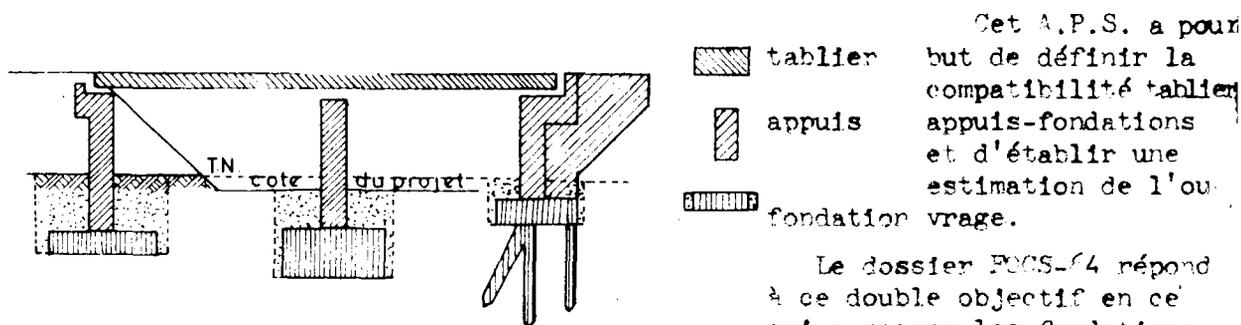
AVANT-PROJET DETAILLE

Il s'agit de celui de l'itinéraire (par exemple : une section d'autoroute). Son objet est de définir les données générales du projet de terrassements, conformément aux Directives Générales sur les Terrassements diffusées au Cycle d'Etudes 1962-1963 de la Direction des Routes.

Au stade de cet avant-projet détaillé, on ne trouve, pour les ouvrages d'art que des données succinctes. En fait, essentiellement le recensement et l'estimation des ouvrages nécessaires. Ce n'est donc qu'un avant-projet sommaire pour les ouvrages.

AVANT-PROJET SOMMAIRE

Pour un ouvrage courant, consiste à rechercher le principe de son parti technique (tablier, appuis, fondations).



CARACTERISTIQUES MECANIQUES D'UN SOL

Terme C et angle φ à lire dans les fiches d'identification 2.2.6. C est mesuré en t/m^2 ou en son sous-multiple g/cm^2 ($1 t/m^2 = 100 g/cm^2$) φ est mesuré en degrés sexagésimaux d'arc.

C est l'ordonnée à l'origine et φ l'angle (sur l'axe des contraintes normales) de la droite intrinsèque du sol dans le plan de Mohr ($\sigma_m - \tau_m$) obtenue par essai à vitesse rapide déterminée.

Ce sont des caractéristiques de cisaillement obtenues par des tests de chantier ou des expériences de laboratoire sur échantillons remaniés, les uns et les autres doivent ou devraient correspondre à un essai de résistance au cisaillement classique, c'est-à-dire à la boîte de cisaillement à la vitesse de rotation 1.200 tr/m.

CONCLUSION

Prélèvement d'échantillons à différents niveaux lors du percement d'un trou dans le sol.

CAROTTE

Echantillon de sol prélevé dans un forage.

COEFFICIENTS DE MM. CAQUOT et KERISEL

Coefficients numériques dépendant de l'angle φ et permettant de décrire l'équilibre de rupture d'un sol sous une semelle à l'aide d'une pression limite q_{lim} somme de trois termes. Voir 3.3. et annexe 1.

CONSISTANCE D'UN SOL

Qualité d'un sol caractérisant son état du point de vue de sa résistance mécanique. La consistance est d'autant plus élevée que la résistance compression simple ou en cisaillement est meilleure.

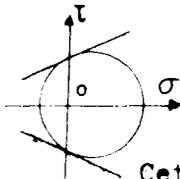
CONSISTANCE RELATIVE D'UN SOL C_R

Voir aussi indice de consistance I_C .

Marge rapportée à l'indice de liquidité, qui subsiste entre la limite de liquidité et la teneur en eau du sol :

$$C_R = \frac{W_L - W}{IP}$$

COURBE INTRINSEQUE D'UN SOL



Dans le plan de MOHR, contraintes normales-cisaillements (σ, τ), enveloppe des cercles de MOHR des ruptures observées par des essais à vitesse déterminée.

Cette courbe se compose de deux droites symétriques par rapport à l'axe des contraintes. On appelle droite intrinsèque celle qui est dans le demi-plan des cisaillements positifs. Son angle avec $\sigma\sigma$ est φ , son ordonnée à l'origine sur $\sigma\sigma$ est C .

CRITERE DE TASSEMENT ADMISSIBLE PAR LE TABLIER

Chiffre unique mesurant en centimètres la dénivelée d'un appui du tablier conduisant à l'effet limite acceptable par ce dernier (aggravation admissible pour la sollicitation maximale de la section la plus influencée).

DEGREE DE SATURATION D'UN SOL

Rapport (exprimé par un pourcentage compris entre 0 et 100) du volume de l'eau au volume total des vides. Les vides sont air et eau - tout ce qui, dans un volume donné du sol, n'est pas occupé par les grains solides.

DROITE INTRINSEQUE



Voir courbe intrinsèque d'un sol.

ESSAI DE PLAQUE

Essai in situ de chargement du sol. au niveau présumé de la fondation (voir 2.1.3).

FONDATION ELANCEE (OU PROFONDE)

Fondation qui tient compte (presque toujours) du frottement latéral et qui, en général, présente un assez grand élancement, soit : $D/B > 5$
exemples : pieux, puits ou colonnes.

FONDATION SUPERFICIELLE

Fondation peu élancée (vérifiant $D/B < 5$) dont la stabilité néglige le frottement latéral et dont les principes de calcul sont donnés en 3.3.
exemples : semelles, massifs ou caissons

FORAGE

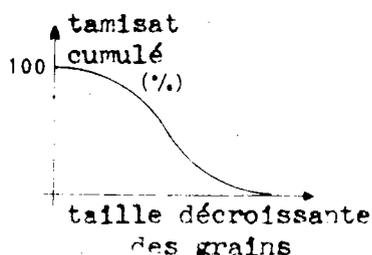
Perçement d'un trou dans le sol en vue de repérer un niveau.
exemples :
- recherche de pétrole ou de gaz
- puits d'eau potable

GERFO

Groupe d'Etudes inter-services pour la Rationalisation des Fondations d'Ouvrages d'art.

- 1) - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Tél : 532-31-79
- 2) - Service Central d'Etudes Techniques
Tél : 222-60-20
- 3) - Service Spécial des Autoroutes - Division des Ouvrages d'Art
Tél : 587-51-41 poste 29-62

GRANULOMETRIE



Courbe des tailles classées des grains d'un sol. Voir 2.1.2 - Pour l'établir, on mesure les refus partiels mais elle consiste à reporter le tamisat cumulé en fonction de la taille décroissante des grains (axe des abscisses logarithmique). La courbe granulométrique donne donc le pourcentage pondéral du sol qui passe à travers la maille correspondante.

INDICE de CONSISTANCE I_C

Voir aussi Consistance relative CR

Marge, rapportée à l'indice de plasticité, qui subsiste entre la limite de liquidité et la teneur en eau du sol :

$$I_C = \frac{WL - W}{IP}$$

INDICE DES VIDES e

L'indice des vides e est le nombre sans dimension compris entre 0 et 1 obtenu en divisant le volume des vides par le volume des grains solides présents l'un et l'autre dans un volume donné du sol.

La porosité, exprimée en pourcentage compris entre 0 et 100 est le quotient du volume des vides au volume total du sol, soit $\frac{100 e}{1 + e}$

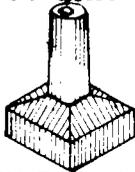
exemple : e = 0,25 porosité : 20 %

LIMITES D'ATTERBERG

Teneurs en eau d'un sol fin limitant des états différents de ce sol. On utilise beaucoup l'indice de plasticité $I P = W_L - W_P$, différence des deux limites (liquidité et plasticité). Voir 2.1.2.

MASSIF ISOLE

Fondation superficielle ne correspondant qu'à un point d'appui unique et dont le rayon hydraulique n'est pas supérieur au tiers de la plus petite dimension.



Généralement carré ou circulaire. Voir annexe 2.

NAPPE PHREATIQUE

Niveau piézométrique zéro de la nappe d'eau libre supérieure présente dans le sol.

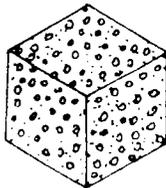
Au dessus de la nappe phréatique, le sol peut quand même être presque saturé.

Apprécier si possible les variations saisonnières et déterminer le niveau le plus haut de la nappe.

PENETROMETRES

Essais in situ soit statiques soit dynamique, dont le principe est l'enfoncement d'un pieu de modèle réduit convenablement agencé pour les mesures (effort total, effort de pointe, effort latéral). Voir 2.1.3.

POIDS SPECIFIQUE DU SOL γ (ou γ_h)



Poids de l'unité de volume du sol (solide + eau) tel que le prélèvement l'a obtenu :

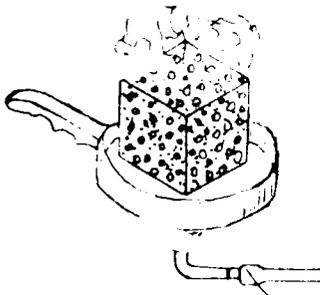
Unité : g/cm³ = t/m³

POIDS SPECIFIQUE DU SOL SEC γ_d

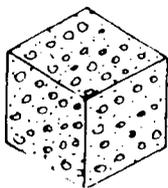
Poids des solides d'une certaine quantité de sol rapporté au volume total.

On le mesure après dessiccation à l'étuve.

Mêmes unités que γ

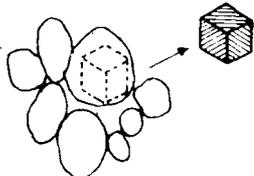


POIDS SPECIFIQUE DU SOL DEJAUGE γ'



Poids de sol présent dans le volume unité diminué du poids de l'eau déplacée par le solide (poussée d'Archimède).

Dans le cas d'un sol saturé $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ (γ_w , poids spécifique de l'eau, est en pratique égal à : $1 \text{ g/cm}^3 = 1 \text{ t/m}^3$).



POIDS SPECIFIQUE DU SOLIDE γ_s

Poids du volume unité taillé dans un grain constitutif du sol (poids spécifique de l'espèce minérale correspondante).

POROSITE

Voir : Indice des vides.

Quotient en pourcentage du volume vide par rapport au volume total du sol.

PRESSIOMETRE

Essai in situ par mesure du gonflement de mandrins de caoutchouc dans un forage. Voir 2.1.3.

PRESSION ADMISSIBLE

Pression maximale que la fondation peut appliquer au sol qui la porte et qui ne doit être dépassée en aucun point lorsque l'ouvrage exerce sur sa fondation l'effet le plus défavorable.

PRESSION LIMITE

Pression exercée par la fondation sur le sol pour laquelle celui-ci atteint l'équilibre limite de rupture.

Pression admissible q_{adm} et pression limite q_{lim} sont liées par le coefficient de sécurité de la fondation vis-à-vis de la rupture du sol porteur (ce coefficient est pris égal à 3 dans le dossier FOCS-64).

PRESSION DE POINTE AU PENETROMETRE

Pression obtenue en faisant le quotient de l'effort total mesuré à la pointe du pénétromètre par l'aire de son maître-couple.

RAYON HYDRAULIQUE D'UNE FONDATION

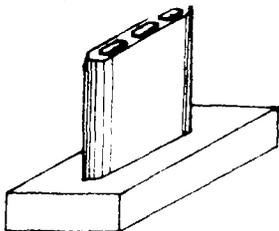
Quotient de sa superficie par son périmètre en plan.

Inférieur au $1/3$ de la plus petite dimension en plan caractérise un massif isolé, supérieur, une semelle filante.

SCISSOMETRE

Essai in situ pour sols cohérents et mous ($C \leq 0,4 \text{ kg/cm}^2$) dans lesquels on mesure le moment de torsion à la rotation de plaques verticales Voir 2.1.3.

SEMELLE FILOANTE



Fondation superficielle correspondant à une ligne d'appuis et dont le rayon hydraulique est voisin de la moitié de la plus petite dimension.

SONDAGE

Percement d'un trou dans le sol en vue de la reconnaissance des couches traversées.

SOL DEJAUGE

Sol entièrement situé sous le niveau de la nappe phréatique.

SOL SUR-CONSOLIDÉ

Sol ayant subi au cours de son histoire des chargements supérieurs à ceux qu'il supporte dans son état présent.

STANDARD PENETRATION TEST (S.P.T.)

Essai in situ empirique d'origine américaine, introduit par TERZAGHI, exigeant l'emploi scrupuleux du matériel et du mode opératoire correspondant. Voir 2.1.3.

TASSEMENT PREVISIBLE DU SOL

Chargé par la semelle de fondation, le sol tasse sous la charge permanente que lui applique la fondation.

Le tassement prévisible fait l'objet d'un calcul pessimiste traité en abaques (voir 3.2.). Il s'introduit par un tassement isolé de référence puis un tassement isolé probable puis un tassement différentiel prévisible entre deux fondations.

TASSEMENT ADMISSIBLE PAR LE TABLIER

Dénivellation d'un seul appui produisant l'effet le plus néfaste retenu par le critère de tassement du tablier envisagé.

La fondation envisagée convient au tablier si le tassement prévisible différentiel n'excède pas le tassement admissible par le tablier. Plusieurs cas peuvent être à examiner selon les couples d'appuis considérés pour calculer les tassements différentiels.

On notera que cette comparaison brutale est faite :

- selon l'axiome : les fondations tassent (pour l'ouvrage) à vide et le tablier se rompt (pour l'ouvrage) en charge. Le tassement différentiel d'appui apparaît comme une surcharge permanente du tablier,

- en ignorant délibérément l'adaptation de la structure au sol et du sol à la structure (redistribution des efforts compensant en partie les dénivellations d'appui).

TENEUR EN EAU DU SOL : W

Rapport (exprimé en pourcentage) du poids de l'eau au poids des grains solides, présents dans un volume donné. Ce rapport peut dépasser 100 % (exemple : tourbes à teneur en eau couramment comprise entre 300 et 500 %).

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ETUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

—
PIECE GUIDE
—



MODE D'EMPLOI ET RECOMMANDATIONS

1.3

DECEMBRE, 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEBLANC, 58
PARIS 15 532 470

SERVICE CENTRAL
D'ETUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres, 28
PARIS 7 222-60-20

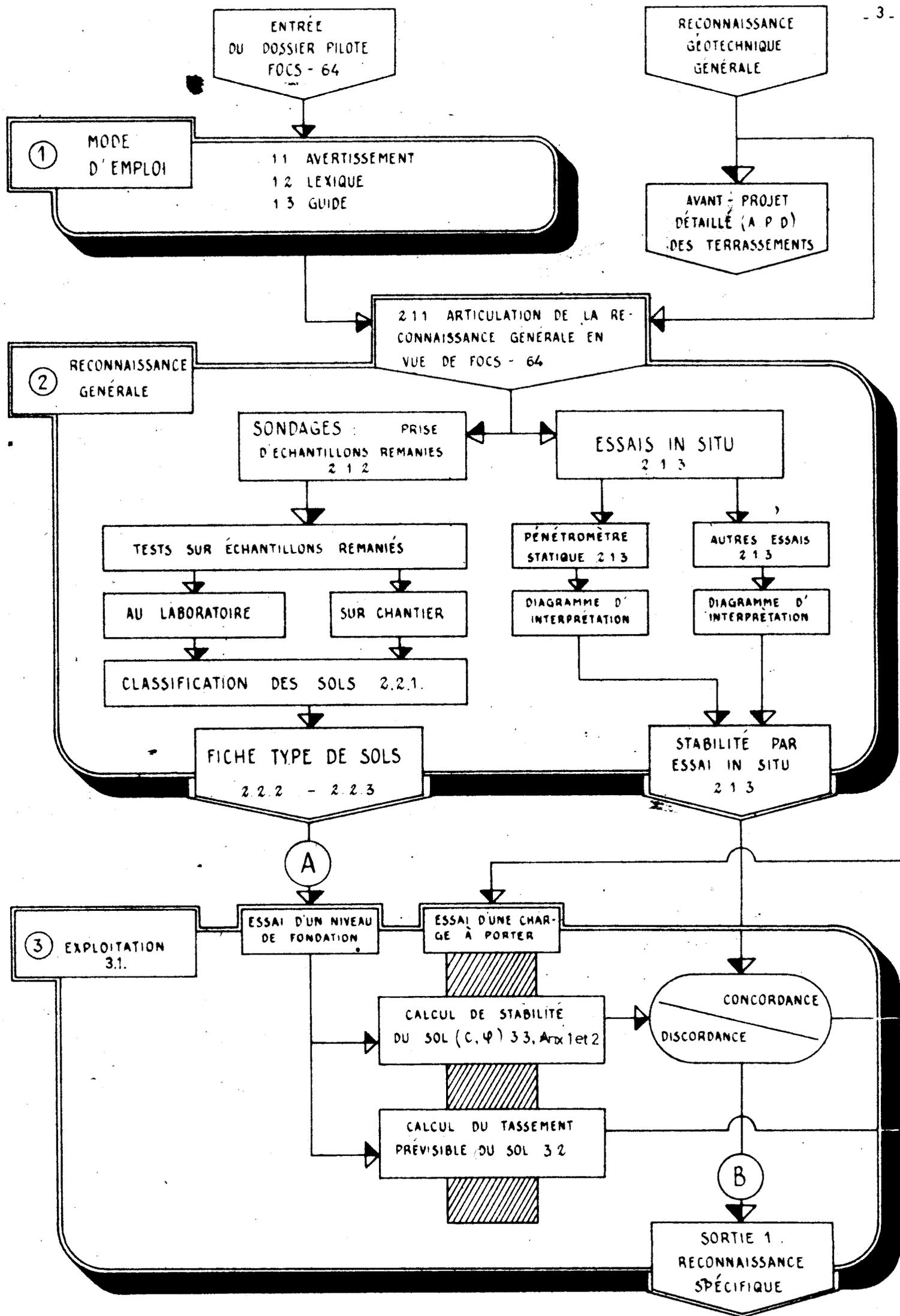
SERVICE SPECIAL
DES AUTOPUTES

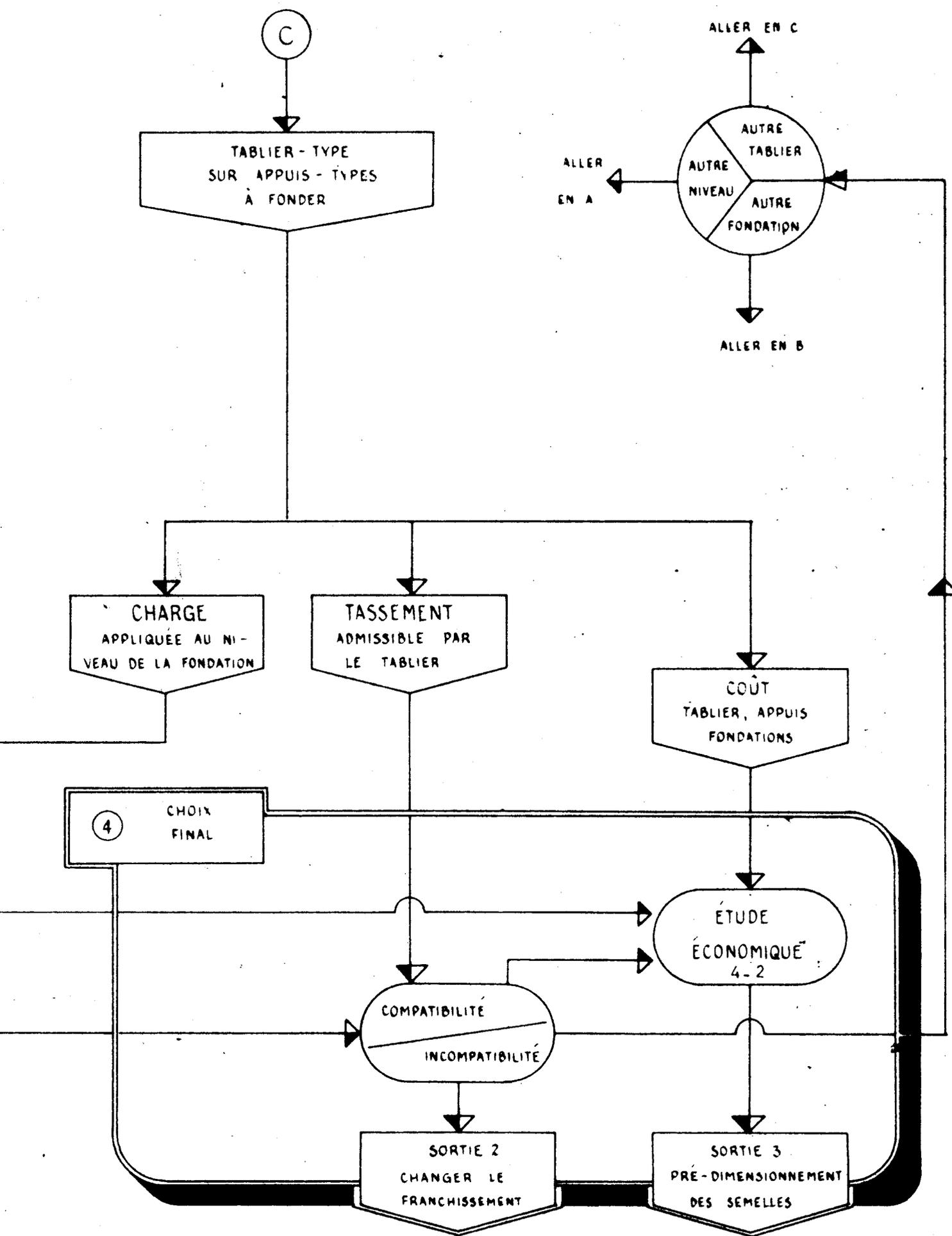
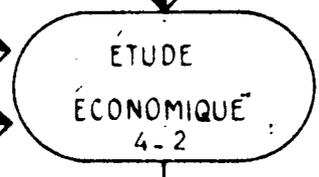
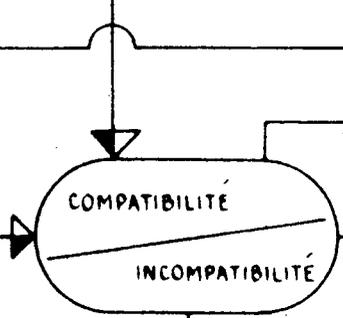
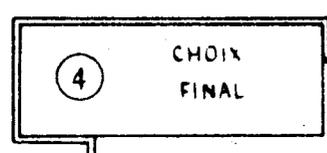
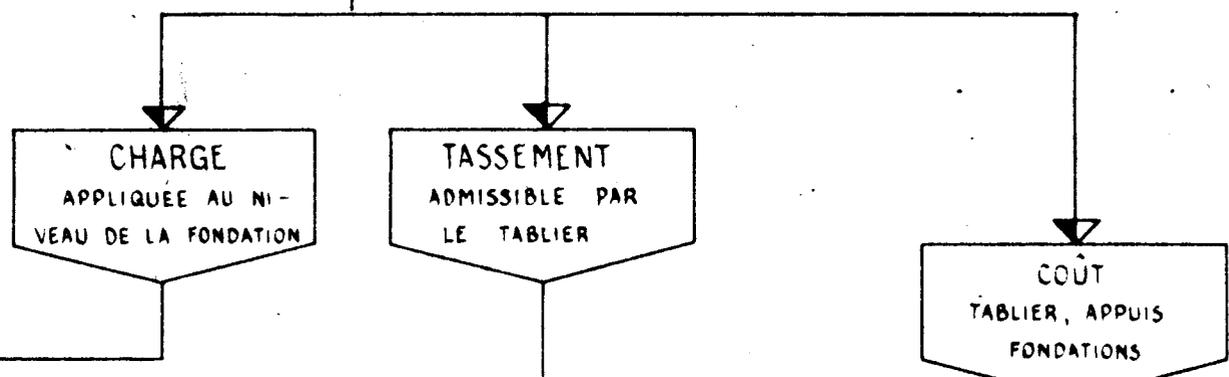
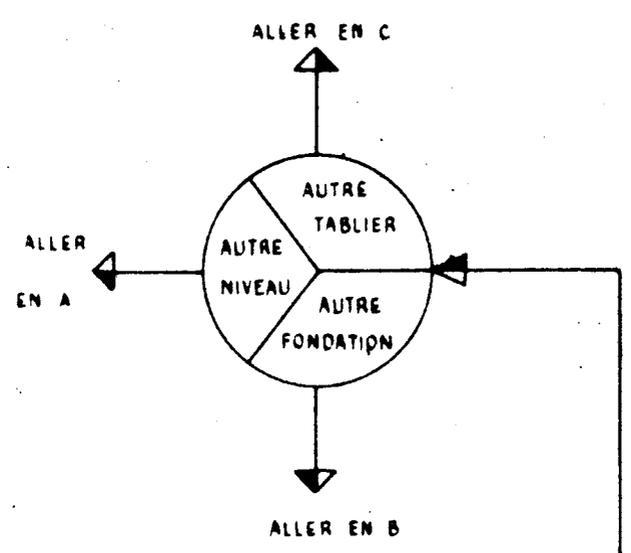
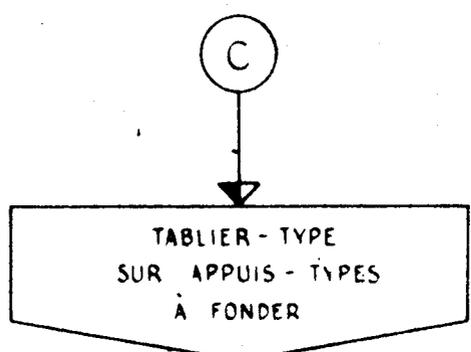
ORLY AÉROGARE
BP 235 587-51-41

PIECE - GUIDE

Index des principaux points traités

| | pages |
|--|---------|
| Index | 2 |
| Bloc-diagramme | 3 - 4 |
| Mode d'emploi pratique | 5 |
| 1. Préambule | 6 - 7 |
| 2. Consistance et nature du dossier-pilote FOCS - 64 | |
| 2.1. Les quatre sous-dossiers | 8 - 9 |
| 2.2. Relativité des conclusions tirées de FOCS - 64 | 10 |
| 2.3. Caractéristiques principales de FOCS - 64 | 11 |
| 2.3.1. Vue analytique et vue globale | 11 |
| 2.3.2. Limites naturelles de la méthode | 12 |
| 2.4. Les trois éléments essentiels du dossier | 17 |
| 2.4.1. Classification des sols | 17 - 18 |
| 2.4.2. Prévision des tassements du sol | 18 - 19 |
| 2.4.3. Stabilité d'une fondation superficielle | 19 - 24 |
| 3. Emploi et recommandations | |
| 3.1. Emploi | 25 |
| 3.2. Recommandations | 25 - 26 |
| 3.2.1. Une vue limitée des choses | 25 - 26 |
| 3.2.2. Triple objectif | 26 - 27 |
| 3.2.3. Elargir l'horizon | 27 - 28 |





GUIDE

du dossier - pilote FOCS - 64

MODE D'EMPLOI PRATIQUE

Le dossier-pilote désigné par le sigle FOCS - 64 concerne les Fondations d'Ouvrages à l'aide d'une Classification des Sols. Il est aussi exact de dire :

Fondations des Ouvrages Courants sur Semelles, car ce second titre apporte deux précisions, essentielles à nos yeux :

- nature des ouvrages d'art à porter. Il s'agit d'ouvrages courants objets d'études normalisées, et plus restrictivement des ponts-types pour autoroutes construits à présent en grande série,

- mode normal de fondation. C'est la semelle ou le massif, c'est à dire la fondation superficielle. Ces ouvrages légers et modestes chargent, en effet, généralement assez peu le sol et il s'agit au premier chef de vérifier, pour la bonne économie de leur projet, que cette charge est acceptable pour le sol, fût-ce au prix de faibles tassements, acceptables à leur tour par l'ouvrage.

La présente pièce-guide est la clé du dossier et comporte successivement :

- 0) - un index et un bloc diagramme (à gauche)
 - 1) - un préambule
 - 2) - une description sommaire du dossier FOCS - 64
 - 3) - des recommandations d'usage
-

1 - PREAMBULE

A gauche du présent texte, est figuré un schéma ou BLOC-DIAGRAMME, qui est le squelette logique du présent dossier et qui est répété en version simplifiée à la page 2 de la couverture. Son assimilation requiert environ une heure de réflexion. Elle commande l'usage du dossier et doit précéder toute application. Ce diagramme, en effet, visualise la démarche à suivre.

Les blocs principaux correspondent aux quatre sous-dossiers : 1 et 2 concernent respectivement les bases et les moyens nécessaires. 3 et 4 les traduisent en éléments du projet puis en décision finale.

0 0

0

Le schéma logique s'articule autour de trois points A, B et C dont chacun constitue une frontière pour la méthode :

- arriver au point A suppose qu'on a correctement identifié et classé les sols selon leur état. C'est assez dire que si cette classification est mauvaise ou trop abstraite des conditions sur le site (environnement, conditions hydrogéologiques, pendages, fluages, etc ...), elle n'aboutira à rien, ou plutôt, qu'à des projets de fondation désastreux. Passer le point A c'est estimer que les essais faits (fiches de sol, essais in situ, etc ...) sont raisonnablement représentatifs des conditions réelles.

- arriver au point B c'est en fait renoncer à la fondation superficielle et envisager des fondations profondes. Le projet de celles-ci n'est concevable qu'à l'aide d'une reconnaissance spécifique (portant en particulier sur tous les points d'appui) qui fera l'objet de dossiers-pilotes ultérieurs. Il est bien entendu que le présent dossier FOCS - 64 n'apporte aucune indication sur les fondations profondes : il établit seulement leur nécessité, lorsqu'il démontre que la fondation superficielle est impossible ou dangereuse,

- arriver au point C c'est se proposer d'utiliser les dossiers-pilotes concernant les ponts-types pour autoroutes établis par le Service Spécial des Autoroutes. Ces ouvrages sont bien connus en allant du haut en bas, c'est à dire en commençant par le tablier, facile à pré-dimensionner et muni d'un critère pour les tassements d'appui qu'il accepte. Ce tablier est reçu sur des appuis-types également faciles à pré-dimensionner. Dans le cadre du dossier FOCS - 64 on cherche à fonder ces appuis à des niveaux de moins en moins superficiels, en s'arrêtant au niveau le plus superficiel donc le plus économique (en général) pour lequel on vérifie que cette fondation est stable et ne peut tasser au-delà de ce qu'accepte le tablier.

0 0

0

Les points A et C sont des entrées et le point B une sortie. Il existe donc des boucles itératives dans l'emploi du dossier : elles concernent les divers essais possibles pour les divers couples constitués par un niveau de fondation superficielle et l'ouvrage-type (tablier et appuis) à fonder.

Le lecteur déplorera vraisemblablement la dissymétrie de la sortie B : elle le laisse présentement sans aide ni indication pour procéder à la reconnaissance spécifique et, le plus souvent, au projet de fondation profonde, alors que l'usage normal du dossier l'assure d'un pré-dimensionnement de la fondation superficielle lorsqu'elle est possible.

Cette dissymétrie semble dans la nature des choses. Des ouvrages aussi modestes et aussi légers, exerçant sur le sol des pressions n'atteignant qu'exceptionnellement 2,5 à 3 bars (kg/cm²), et acceptant d'autre part des tassements différentiels de plusieurs centimètres (correspondant à des tassements probables du sol de l'ordre du décimètre qu'il serait impensable de ne pas avoir pressentir) ne doivent qu'exceptionnellement exiger une fondation profonde, car la plupart des sites français semblent pouvoir répondre à leurs exigences modérées.

2 - CONSISTANCE ET NATURE DU DOSSIER-PILOTE FOCS - 64

2.1. Les quatre sous-dossiers

Le dossier FOCS - 64 a été divisé en quatre sous-dossiers correspondant aux quatre phases :

- Dossier-Pilote (Description et emploi)
- Reconnaissance générale (articulation et dépouillement)
- Exploitation de la reconnaissance générale
- Choix final pour l'ouvrage et sa fondation.

Compte tenu de l'entrée "pont-type porté sur appuis-types à fonder" (point C), on notera qu'à une entrée principale unique (point A) correspondent trois sorties possibles :

- information insuffisante (pilotee par le sous-dossier 3) c'est à dire nécessité d'une reconnaissance spécifique,
- information rédhibitoire pour toutes les combinaisons sol - structure disponibles (incompatibilité) ou satisfaisante (pré-dimensionnement), l'une et l'autre pilotées par le sous-dossier 4.

Sous-dossier 1 : il définit les bases de départ sous l'angle triple :

- des limites d'emploi (pièce 1.1. : avertissement)
- du langage à utiliser (pièce 1.2. : lexique)
- du processus à suivre (pièce 1.3. : guide).

Sous-dossier 2 : il définit les moyens à rassembler pour reconnaître l'état des sols, là aussi sous l'angle triple :

- des sondages (pièce 2.1.2. : sondages)
- des tests in situ (pièce 2.1.3. : essais in situ)
- d'une classification des sols mettant en forme les résultats précédents (pièce 2.2.1. : diagramme à circuits et ses annexes 2.2.2. et 2.2.3.).

Ce sous-dossier a pour pièce essentielle une classification selon leur état, des sols rencontrés aux divers niveaux. Sa sortie principale est une fiche-type de sondage et de collationnement des résultats d'essais (pièce 2.2.3.), complétée par un ou des diagramme (s) d'essai (s) in situ.

Sous-dossier 3 : il traduit les informations précédentes en éléments utilisables pour le projeteur de l'ouvrage, c'est à dire selon trois sorties :

- impossibilité de renseigner valablement l'Ingénieur (sortie vers la reconnaissance spécifique),
- calcul de stabilité de la fondation,
- calcul du tassement prévisible des sols.

La première sortie signifie que le dossier FOCS - 64, destiné à dresser l'avant-projet sommaire d'ouvrages courants, est impuissant : il faut s'orienter vers une reconnaissance spécifique (que des dossiers-pilotes ultérieurs préciseront) et, selon toute vraisemblance, soit vers une fondation profonde soit vers des ouvrages rendus insensibles aux tassements.

Les deux autres sorties doivent permettre de couvrir une grande partie des besoins lorsqu'on projette les ouvrages d'art d'une section donnée d'autoroute de liaison.

Sous-dossier 4 : compte tenu des éléments précédents, il permet de procéder au choix final pour l'ouvrage.

A ce stade, il y a interférence entre :

- d'une part, Résistance des Matériaux (ouvrage à fonder) et Mécanique des Sols (tenue des terrains sous l'ouvrage),
- d'autre part, considérations techniques (compatibilité sol - structure) et considérations économiques (bilan comparé de diverses éventualités de fondations).

Malgré ces interférences, le problème peut être maîtrisé par l'Ingénieur de façon relativement simple : il a déduit du sous-dossier 3 certains chiffres (dimensions et coût des systèmes de fondation stables, tassements des sols prévisibles). Il lui reste à en déduire un système de fondation techniquement acceptable et économiquement justifié.

2.2. Relativité des conclusions tirées du dossier FOCS - 64

L'idéal serait de déterminer le système optimal de fondations (sous-entendu : superficielles) mais la multiplicité et la variabilité des critères l'interdisent, surtout au degré de précision des données initiales. Nous ne partons en effet que d'une reconnaissance générale en vue des terrassements, partiellement détournée pour permettre de dégrossir les ouvrages d'art.

On ne devra jamais oublier que de telles bases de départ sont fragiles : elles reposent sur des APPRECIATIONS de l'état des sols, parfois abstraction faite de l'environnement (échantillon remanié notamment). L'intérêt de la méthode FOCS - 64 est d'espérer que ces indications seront suffisantes pour se livrer à des comparaisons assez exactes entre divers couples fondations - structures en concurrence, afin de pouvoir sélectionner le couple le plus économique ou le mieux adapté au cas rencontré. La relativité des données s'accommodera ainsi au mieux de la relativité des conclusions à établir.

La rigueur apparente de l'édifice logique ne doit jamais nous masquer que nos données géotechniques de base ne sont au mieux que "semi-mesurées". La méthode est d'ailleurs limitée aussi géométriquement, puisqu'on prétend y décider par un seul sondage des fondations des quatre ou cinq appuis d'un ouvrage autoroutier souvent long d'une cinquantaine de mètres.

Cette imprécision congénitale n'est que rarement gênante en pratique, les interpolations ou extrapolations modérées se trouvant en général confirmées à l'ouverture des fouilles. Mais retenons-en qu'il ne faut pas idolâtrer la "méthode FOCS - 64" : elle peut être parfois - au propre et au figuré - une statue aux pieds d'argile.

Malgré ces incertitudes, que peut d'ailleurs circonscrire un esprit critique toujours en éveil, la méthode doit être applicable dans la majorité des cas et trancher au fond le dilemme : fondations superficielles ou non.

Avec une précision certainement limitée mais assurément suffisante en pratique, le dossier FOCS - 64 permettra au projeteur de mesurer le coût et le risque (tassement éventuel) de diverses sortes de fondations, et de choisir entre elles avec de bonnes raisons.

2.3. Caractéristiques principales du dossier FOCS - 64

2.3.1. Vue analytique et vue globale

Le dossier comporte une quinzaine de pièces dont les trois plus importantes sont :

- a) la classification des sols (2.2.1.) et ses annexes : les fiches de sols (2.2.2.) se combinant dans la fiche-type de sondage (2.2.3.), -
- b) la prévision des tassements probables des sols chargés (3.2.)
- c) l'étude de la stabilité d'une fondation superficielle (3.3.) et ses abaques annexes (Annexe 1 et Annexe 2).

On notera que ces pièces sont analytiques. Un correctif important aux jugements qu'elles permettent est déjà apporté par les diagrammes d'essais in situ.

Ces essais in situ ont deux missions essentielles destinées l'une et l'autre à améliorer notre degré de confiance en la méthode FOCS - 64 :

- 1°) - par calibrage sur le sondage unique effectué sur le site, plusieurs de ces essais peu coûteux permettent de contrôler l'homogénéité de ce site et donc de conclure pour tous les appuis de l'ouvrage,
- 2°) - ces essais simulent la réaction des sols en place chargés par l'ouvrage et donnent donc une indication sur le comportement d'ensemble du couple sol - structure.

Par la vision globale qu'il donne, l'essai in situ est donc un contre-poids important aux trois pièces essentiellement analytiques que nous examinerons plus loin.

0 0

0

α

2.3.2. Limites naturelles de la méthode

2.3.2.1. - Tassements différentiels d'appuis

Les pièces constituant FOCS - 64 ont par elles-mêmes des limites. En effet, pour les commodités de l'exposé et de l'emploi, elles découpent une réalité qui nous paraissait d'abord "insécable". Cette réalité, la seule réalité que l'on désire atteindre, est l'interaction (ou les interactions) des sols porteurs et des structures portées. Mais, pour des raisons pratiques évidentes, nous désirons le faire dans une articulation des études selon laquelle les informations sur les sols d'une part (reconnaissance générale), et les informations sur les structures d'autre part (dossiers-pilotes de tabliers et appuis-types) nous arrivent de deux sources séparées.

L'Ingénieur d'études des ouvrages ne peut encore avoir d'information commune à un couple sol - structure puisqu'il dispose encore du double degré de liberté de "choisir" le sol et la structure qui constitueront ce couple. C'est le but du dossier FOCS - 64 de l'aider à établir ces couples.

Or un sol chargé par une structure subit des tassements, ceux-ci ont une histoire dans le temps (tassements instantané, primaire et secondaire) mais aussi des origines multiples :

- sous une semelle chargée, le tassement absolu dépend des représentations choisies pour le mécanisme de tassement et des propriétés du sol. Ces dernières peuvent varier selon les saisons (variations hydrogéologiques) ou au cours du temps (notamment du fait de l'ouverture des fouilles ou de la surcharge par les remblais), et n'être jamais exactement celles qui correspondent au moment du sondage (qui nous apporte les seules informations géotechniques sur échantillons remaniés dont se nourrira la méthode FOCS - 64). Les hypothèses de calcul du tassement de référence (pièce 3.2.) sont pessimistes afin de conduire à une valeur qui soit sûrement majorante de celle qui sera observée (c'est un impératif au stade où en sont le projet, les reconnaissances et les études) : le tassement absolu prévu doit être supérieur à celui qui pourrait être observé,
- deux semelles identiques également chargées, posées en deux points d'un empilement de couches de même épaisseur, auront des tassements absolus inégaux si ces couches n'ont pas des propriétés mécaniques homogènes : il y a tassement différentiel par variations de propriétés,
- à propriétés constantes et semelles identiques et également chargées, les tassements absolus seront inégaux si les épaisseurs des couches varient : il y a tassement différentiel par variations d'épaisseur,
- une structure à appuis multiples même douée de nombreuses symétries n'exerce pour ainsi dire jamais des réactions identiques sur tous ses appuis: les fondations seront proportionnées aux réactions, donc inégales pour la bonne économie du projet. A propriétés uniformes et épaisseurs constantes des sols, leurs tassements seront inégaux : il y a tassement différentiel par inégalité des charges appliquées.

Enfin, pour les tabliers ou les structures à appuis surabondants (hyperstatiques) que nous envisageons en général, le tassement différentiel d'un appui modifie la définition mécanique, donc modifie les efforts sur les autres appuis : ceux-ci "viennent au secours" de l'appui qui a tassé en reprenant la partie des réactions d'appui dont il a été soulagé, et tassent à leur tour.

La structure hyperstatique réagit à la dénivellation d'appui et s'adapte : il y a contre-tassement différentiel par redistribution des charges hyperstatiques.

2.3.2.2. Prise en compte par le dossier-pilote FOCS - 64

Au total, on voit que :

- 1) à l'aide du peu d'informations recueillies pour FOCS - 64, la mécanique des sols ne peut calculer commodément que des tassements "de référence" et la pratique les affectera d'un facteur de réduction, pour prévoir des "tassements probables" susceptibles d'avoir une certaine valeur en moyenne, mais aussi une certaine dispersion,
- 2) grâce à cette dispersion, l'effet différentiel de ces tassements probables intégrera d'autres imprécisions : hétérogénéité des propriétés d'une couche et variations d'épaisseur des couches,
- 3) la nature de l'ouvrage introduira d'autres effets de différenciation : inégalité des caractéristiques des diverses fondations, effets des terrassements concomitants, adaptation éventuelle des structures, etc ...

Ces ignorances d'origines diverses étant reconnues, et notre but étant de dégager une méthode pratique, on peut dans le premier stade de l'étude visé par le dossier FOCS - 64, introduire des simplifications et dégager des règles dont la rusticité et la validité soient homogènes à celles de la reconnaissance générale.

Répondant donc au détournement des renseignements géotechniques d'un seul sondage de la reconnaissance pour terrassements, en vue de dégrossir le projet d'un ouvrage, le dossier-pilote FOCS - 64 introduit la méthode semi-empirique suivante :

- 1) sous chaque semelle chargée, on définit l'aptitude des sols à tasser par un tassement absolu de référence, grâce à un "modèle empirique" valable à peu près partout en France,
- 2) de ces tassements de référence on tire des tassements probables ayant une valeur moyenne et une dispersion. Pour tout couple de semelles on peut ainsi calculer un tassement différentiel (dispersion des moyennes augmenté de la somme des dispersions), et en dresser un tableau carré (rempli de valeurs symétriques par rapport à la diagonale descendante qui ne comporte que des zéros). C'est le tableau carré des tassements différentiels prévisibles des semelles de fondation,

3) l'étude de la structure (en général un tablier à appuis multiples) permet de connaître les effets néfastes induits dans certaines sections par l'écart vertical d'un appui par rapport au plan commun aux autres (influence d'une dénivellation d'appui). Selon les effets envisagés, les sections dans lesquelles on les observe, l'amplitude qu'on accepte pour eux, on définit un (ou des) critère (s) des dénivellations d'appui admissibles pour la structure (une pièce-pilote du dossier-pilote y pourvoit). On en déduit un tableau rectangulaire ayant autant de lignes qu'il y a d'appuis et autant de colonnes qu'on considère de sections influencées. C'est la matrice rectangulaire des dénivellations d'appui admissibles par la structure,

4) bien que les deux tableaux précédents ne se correspondent pas, l'ingénieur les compare pour apprécier la compatibilité entre le sol et la structure; c'est à dire qu'il examine ordre de grandeur à ordre de grandeur, le tableau des tassements différentiels prévisibles (effets du sol chargé) et le tableau des dénivellations d'appui admissibles (influence sur la structure).

Cette comparaison fait appel à un jugement et l'on ne peut énoncer que des règles indicatives. Chaque usager devra poser, selon son cas, des règles plus précises. Mais, au stade de projet où l'on est supposé être quand on fait appel à la méthode FOCS - 64, on peut suggérer que :

a) - si les valeurs numériques du tableau carré des tassements différentiels entre couples de semelles sont inférieures dans leur ensemble à celles du tableau rectangulaire des effets des dénivellations d'appui, la structure sera déclarée compatible avec le sol,

b) - dans le cas contraire, si l'inégalité est forte, les fondations sur semelles seront présumées incompatibles avec la structure. Si l'inégalité est faible, avant d'abandonner les semelles, une reconnaissance spécifique c'est à dire plus précise s'impose,

c) - lorsque les deux tableaux contiennent des chiffres du même ordre, une reconnaissance spécifique du sol combinée à une étude plus détaillée de la structure sera nécessaire.

2.3.2.3. Limites de la méthode FOCS - 64

En définitive, on compare donc un tableau de tassements différentiels probables entre deux semelles, à un tableau de dénivellations d'un appui par rapport aux autres, ces dernières étant supposées (par un artifice de calcul) se produire isolément dans l'espace et dans le temps, sans redistribution concomitante des efforts dans la structure.

A cette occasion, on rappelle d'ailleurs que, si l'appui tasse à vide, la structure se rompt en charge.

Pour la méthode FOCS - 64 cela signifie que :

- le tassement prévisible du sol est calculé pour l'ouvrage à vide (en ne considérant que les charges permanentes),
- la dénivellation d'appui admissible pour la structure est appréciée pour

l'ouvrage en charge (elle apparait comme une aggravation de la sollicitation s'ajoutant à l'effet des charges permanentes et des surcharges).

La comparaison brutale ainsi opérée n'examine donc pas l'interaction sol - structure et le processus d'adaptation du sol à la structure et de la structure au sol. Cette voie a priori féconde ne sera explorée que dans des études ultérieures. La raison en est double :

a) mathématiquement, il s'agira d'étudier ce processus convergent dans la matrice rectangulaire des dénivellations d'appui. Pour un simple tablier à quatre travées solidaires, même symétrique, c'est déjà un tableau à cinq lignes et autant de colonnes que de sections influencées prises en compte. La masse des calculs numériques correspondants obligera à recourir aux machines électroniques,

b) cet effort mathématique (programmation électronique) n'a de sens que si les données physiques entrant dans les équations sont assez précises. C'est exactement le contraire que postule l'emploi de la méthode FOCS - 64 puisqu'elle ne vise qu'à dégrossir les problèmes de fondation d'ouvrages à appuis multiples à l'aide d'un seul sondage. Disposer des données pour tous les appuis c'est avoir choisi et pré-dimensionné l'ouvrage et avoir procédé, en fait, à leur reconnaissance spécifique : deux points qui sont des sorties et non des entrées de FOCS - 64.

0 0

0

Les limites naturelles de la méthode FOCS - 64 tiennent donc, "par construction" même, à :

- 1) - une estimation des propriétés des sols : on n'obtient qu'un domaine de valeurs pour les paramètres C et φ "caractérisant mécaniquement les sols";
- 2) - une estimation des capacités de ces sols tant en stabilité de la fondation qu'en tassement(probable);
- 3) - une estimation des risques de tassement différentiel entre semelles;
- 4) - une appréciation de l'aptitude de la structure à les supporter

C'est donner à la méthode FOCS - 64 ses caractères, car elle est ainsi, de toute évidence :

- a) semi-empirique,
- b) destinée à connaître une période de rodage pour que ces diverses estimations approchent de mieux en mieux la réalité,
- c) pessimiste et donc perfectible si l'Ingénieur a le souci de tirer un parti toujours meilleur des circonstances.

0 0

0

Ces réserves faites, il n'en reste pas moins que les trois piliers du dossier FOCS - 64 :

- classification systématique des sols (2.2.1., 2.2.2., 2.2.3.)
- stabilité d'une fondation superficielle (3.3.)
- tassements prévisibles et admissibles des sols (3.2. et critères de tassements d'appui des tabliers-types),

font entrer les effets dans le domaine du mesurable et - avec une certaine approximation - dans celui du calculable.

Même si le résultat n'est, en définitive, qu'une comparaison ordre de grandeur "côté sol" à ordre de grandeur "côté structure", le but sera atteint : le pré-dimensionnement des semelles pourra être arrêté, différé, ou rejeté.

2.4. Les trois éléments essentiels du dossier

Ces éléments sont :

- la classification des sols (pièces 2.2.1., 2.2.2., 2.1.3.)
- la prévision des tassements probables des sols chargés (pièce 3.2.)
- la stabilité d'une fondation superficielle (pièces 3.3., Annexes 1 et 2).

L'ordre de présentation adopté fait passer délibérément la prévision des tassements d'une semelle superficielle avant son étude de stabilité (par laquelle on procédait toujours jusqu'ici à son dimensionnement). C'est, avec intention, pour souligner l'état d'esprit qu'on cherche à développer chez l'utilisateur : recourir à la fondation superficielle exige non seulement de reconnaître son équilibre aux charges (stabilité) mais aussi et surtout sa sensibilité aux tassements (pour elle-même comme pour la structure qu'elle porte).

2.4.1. Classification des sols

Cette classification s'établit à partir des résultats d'essais (laboratoire et chantier) opérés sur les échantillons remaniés qui ont été prélevés par le sondage (ou les sondages) effectués sur le site de l'ouvrage envisagé, de préférence au droit d'un (ou plusieurs) de ses futurs appuis (le plus chargé si possible).

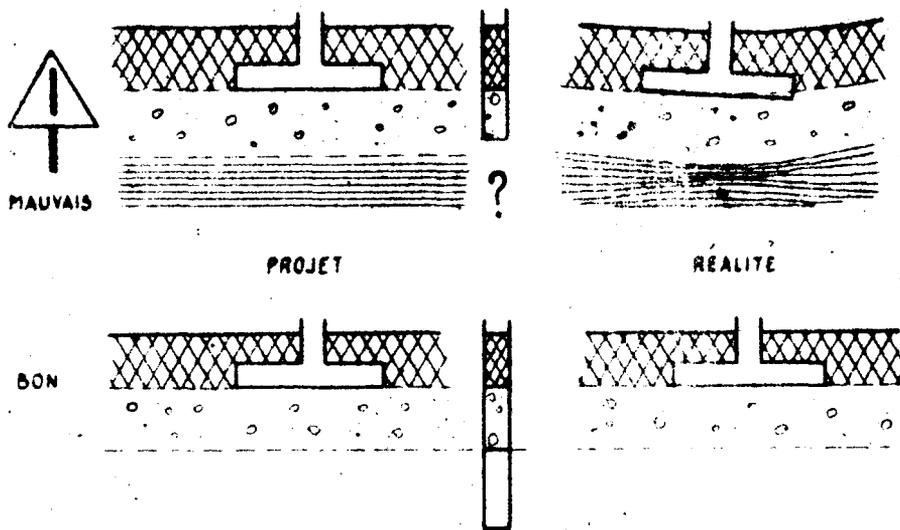
Elle exploite donc les résultats consignés sur la fiche-type de collationnement de sondage (pièce 2.2.3.).

Apparentée à la classification U.S.C.S. (Unified Soil Classification System), cette classification repose essentiellement sur deux essais d'identification de laboratoire. L'un est la granulométrie, le second les caractéristiques de plasticité (limites d'Atterberg, diagramme de Casagrande) de la fraction fine, complétés par des tests directs simples (couleur, odeur, effets de l'eau, etc ...).

Elle constituera un langage commun entre les sondeurs, les laboratoires, les Ingénieurs routiers et les Ingénieurs projeteurs d'ouvrage

Sa forme pratique est un diagramme à circuits dans lequel on entre par la procédure des essais d'identification et qui débouche sur des fiches de sol. On a pu dire que ce diagramme était un "arbre généalogique" d'une famille dont les fiches de sol constitueraient les "pièces d'identité".

Toutefois, on notera que la possession de la fiche signalétique-type correspondant à un site ne permet pas de juger "un sol" en soi, même si le mot "identification" le laisse croire. Le dossier FOCS - 64 utilise d'ailleurs le mot "niveau" de fondation pour bien préciser que les performances d'un sol ne dépendent pas seulement de lui et de son identification correcte, mais aussi - et pour beaucoup - des couches sous-jacentes.



Pour juger d'un sol de fondation à un certain niveau, la "fondation" de ce sol lui-même sur les couches inférieures intervient. Les schémas ci-contre rappellent que l'ennemi de la semelle c'est le bi-couche (une couche compressible sous une bonne couche). En d'autres termes : identifier le sol à un certain niveau ne suffira pas, il faudra aussi identifier jusqu'à une profondeur raisonnable ce sur quoi il repose.

2.4.2. Prévision des tassements du sol

Le dossier FOCS - 64 vise à fonder les ouvrages sur des semelles superficielles stables non susceptibles de tasser exagérément.

Pour apprécier les tassements du sol chargé par une semelle, on a établi des abaques en variables réduites qui permettent de réaliser l'une ou l'autre des opérations suivantes :

- 1 - une semelle étant dimensionnée en stabilité, déterminer le tassement prévisible du sol.
- 2 - un tassement maximal étant admissible pour ce que portera la semelle, obtenir la dimension à donner à celle-ci pour que le tassement du sol n'atteigne pas cette valeur.

Dans la première opération, on procède à une vérification et dans la seconde à un dimensionnement.

0 0

0

Le cas considéré est celui du bi-couche : la semelle est fondée dans une bonne couche ne tassant pas, qui repose sur une couche susceptible de tasser (limons ou argiles). On généralise par sommation, au cas de plusieurs couches compressibles superposées et même à la couche d'épaisseur notable.

On suppose les sols normalement consolidés, alors qu'en France ils sont le plus souvent surconsolidés, ce qui réduit leur sensibilité au tassement. On pourrait d'ailleurs en tenir compte en "déjaugéant" la pression de chargement de la valeur de la pression de surconsolidation

(si on la connaît). Ce chargement correspond au poids Q à vide de la structure (la structure tasse à vide et se rompt sous surcharge).

Le cas traité est celui de la semelle filante (indéfinie dans une direction) mais on sait que la "correction de bouts" est de l'ordre de 25 pour cent.

On a considéré la couche compressible d'épaisseur finie H, et calculé sa contraction relative, mais on traite aussi le cas de la couche compressible d'épaisseur notable grâce à sa décomposition en deux tranches.

Tous ces abaques permettent, selon le cas considéré, d'atteindre une valeur du tassement pour une semelle isolée, dite "tassement de référence T".

0 0

0

Les hypothèses faites sont pessimistes. On obtient ainsi une valeur sûrement "enveloppe" du tassement absolu des sols sous la semelle. L'expérience semble indiquer que cette estimation est presque toujours doublement majorante car :

- 1) les tassements réels d'une semelle isolée sont toujours plus faibles (une fraction simple) : on déduit du tassement de référence T, une valeur de tassement probable d'une semelle isolée,
- 2) les tassements différentiels entre deux semelles voisines également chargées ne sont qu'une fraction de leur tassement probable. Cet effet est évidemment encore plus net lorsque les semelles sont inégalement chargées. On passe alors pour un couple de semelles à un tassement différentiel qui combine deux termes :
 - un tassement discernable (écart des deux tassements probables);
 - un tassement aléatoire (somme des dispersions sur chaque tassement probable);
- 3) la démarche précédente n'est pas un calcul précis mais une approche empirique qui cherche à "estimer" l'aptitude à tasser différentiellement pour le couple de semelles fondées sur les sols considérés.

En comparant tassements prévisibles pour les semelles et dénivellations admissibles pour la structure l'Ingénieur appréciera (sous-dossier 4 : choix final) si son projet peut s'en accommoder ou non et vers quel parti s'orienter, en définitive, au vu des informations qu'il possède.

2.4.3. Stabilité d'une fondation superficielle

2.4.3.1. - Notations, schéma du mécanisme de rupture du sol
diagramme de MOHR, superposition des trois termes (surcharge, cohésion, surface).

FIGURE 1 - NOTATIONS

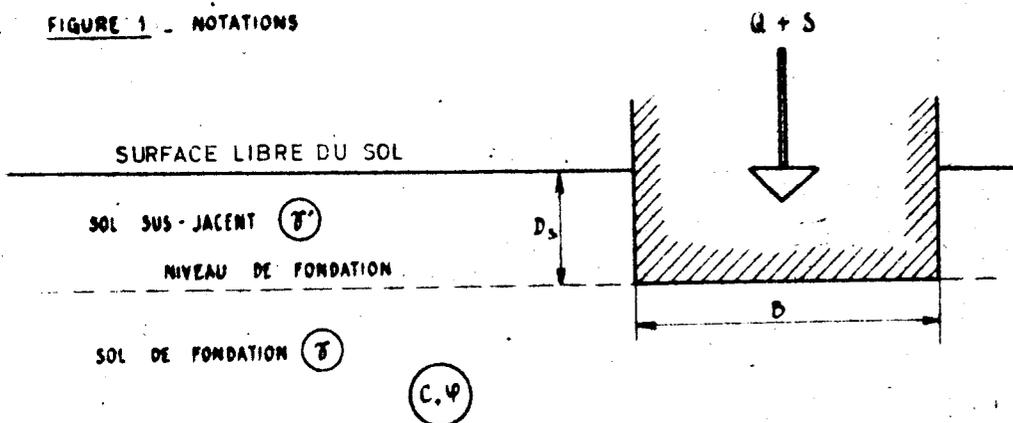


Figure 1 : Notations

$Q + S$: charge totale en service

(t/m, poids mort et surcharge)

D_s : fiche de la semelle (m)

B : largeur de la semelle (m)

γ' : poids spécifique apparent du sol de fondation (t/m³)

γ : poids spécifique apparent du sol sus-jacent (t/m³)

C, φ : (t/m² et rad) paramètres mécaniques du sol de fondation.

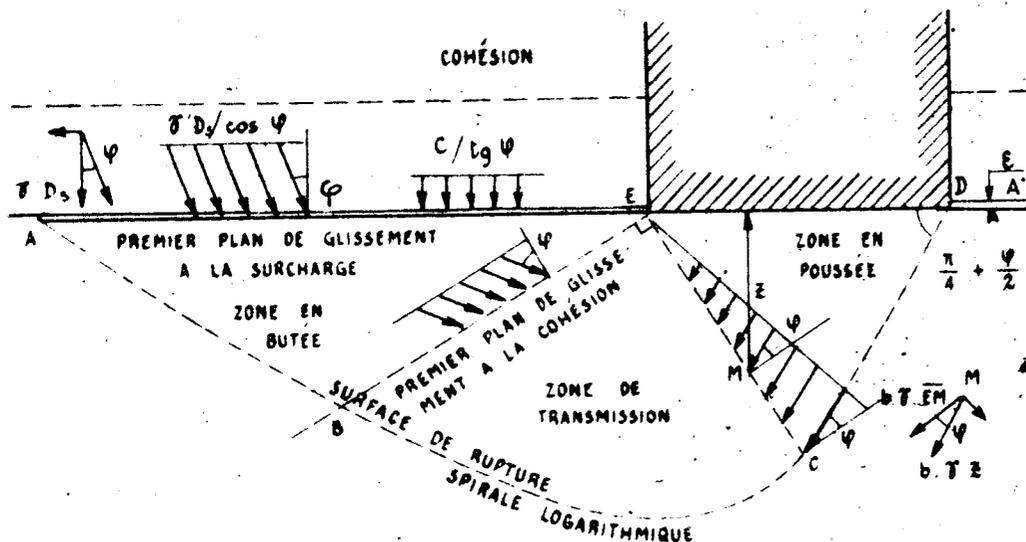


Figure 2 : Etat limite de rupture du sol.

La semelle applique au plan D E l'action limite q_{lim} égale à la somme de trois réactions,

- butée du sol pesant mis en charge hydrostatique dans le dièdre E C D. Expression élémentaire : $b \gamma Z$ ($0 < b < 1$: coefficient de butée). Résultante aux $2/3$ de E C,
- cohésion appliquée selon le plan A E D A' et transmise à l'interface E C,
- surcharge (sol sus-jacent, ou contre-poids) appliquée selon le plan A E D A' et transmise à l'interface E C

FIGURE 2
ETAT LIMITE DU SOL

En introduisant les coefficients de CAQUOT-KERISEL, les trois termes sont mis sous la forme et connus sous l'appellation de :

- terme de surface $N_s \gamma \frac{B}{2}$. On pourrait aussi dire : terme de pesanteur

(résistance à l'enfoncement de la semelle par le poids du "coin" qu'elle met en poussée). Distribution ni triangulaire, ni uniforme, mais concave (léger tassement ϵ aux arêtes de la semelle) représentée par la valeur moyenne $N_s \gamma \frac{B}{2}$ pour le demi-dièdre,

- terme de cohésion $N_c \cdot C$, distribution quasi-uniforme mais légèrement convexe (effet de dilatation sur les bords) représentée par la valeur moyenne $N_c \cdot C$,

- terme de surcharge $N_q \gamma' D_s$, distribution quasi-uniforme mais légèrement convexe (transmission imparfaite de la charge $\gamma' D$ au voisinage des arêtes de la semelle), représentée par la valeur moyenne $N_q \gamma' D_s$.

Les figures 2 et 3 résument la méthode de détermination théorique des coefficients N_γ , N_c , N_q , par considération du milieu équivalent de CAQUOT (rendu purement pulvérulent en considérant la pression hydrostatique $C/\text{tg}\varphi$).

La figure 4 schématise la superposition des trois termes, compte tenu des indications faites sur la distribution réelle des actions réparties sous la semelle.

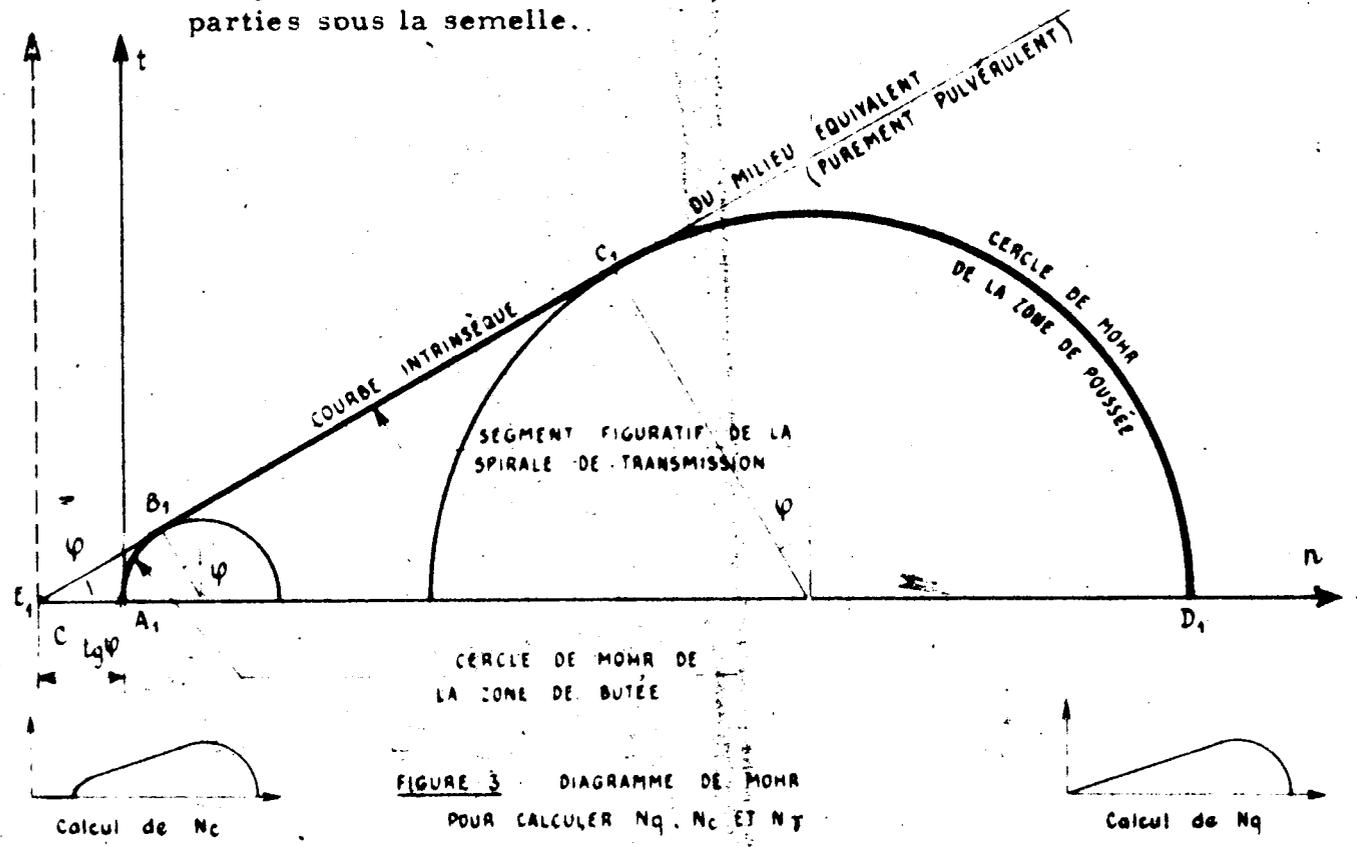
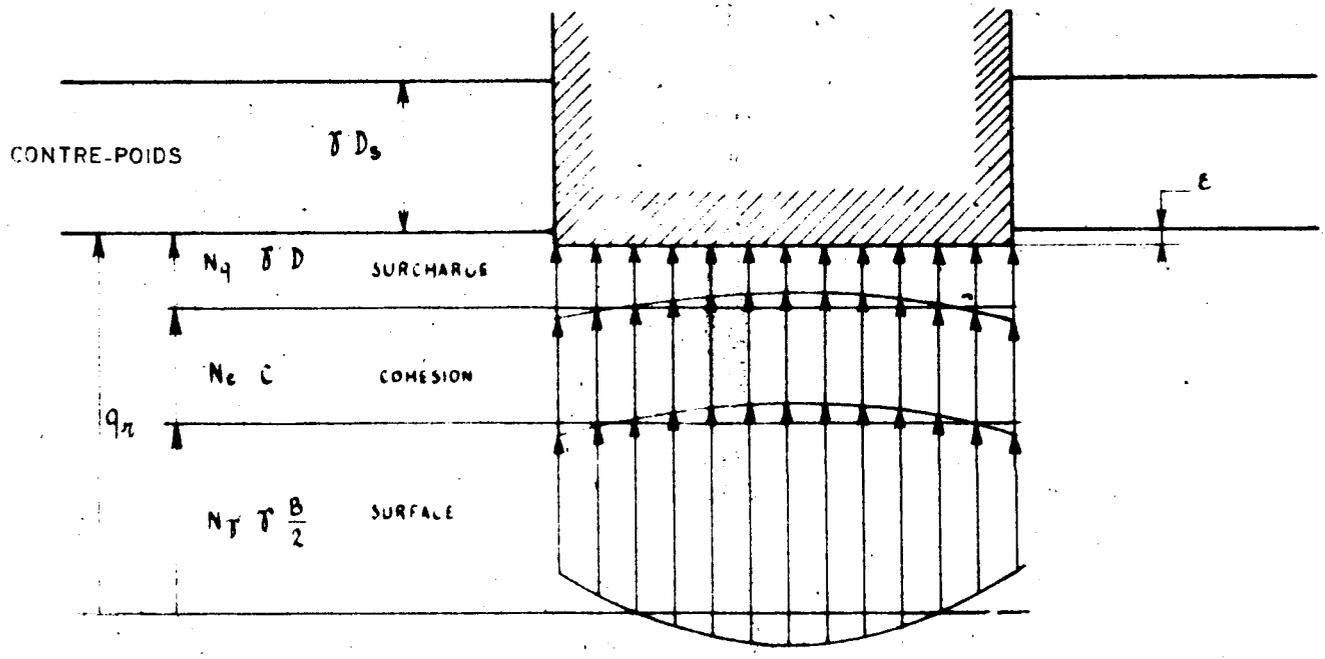


FIGURE 4 LES TROIS TERMES



2.4.3.2. - Définitions et bases du calcul

Une fondation superficielle est une fondation qui, pour sa stabilité, fait abstraction du frottement sur ses faces latérales.

Elle est dite semelle filante lorsque sa forme est assez allongée pour que le problème soit plan ou encore cylindrique (décrit convenablement par la distribution des contraintes dans une section droite perpendiculaire à sa plus grande dimension). C'est le cas lorsque son rayon hydraulique, quotient de sa superficie par son périmètre, devient assez voisin de sa demi-largeur (par exemple compris entre 0,4 et 0,5 B). Sinon on a affaire à des massifs isolés auxquels s'appliquent les résultats de la semelle filante moyennant une correction de forme qui exprime que la distribution des contraintes n'est plus cylindrique. Cette correction est calculée dans la pièce 3.3. pour diverses géométries.

De même, des corrections doivent être apportées, si la couche de fondation n'est pas assez épaisse (ni a fortiori indéfinie) : son épaisseur finie perturbe aussi le champ de contraintes.

La pièce 3.3. introduit donc les corrections successives de forme et de profondeur et procède au calcul de la semelle filante sur massif semi-indéfini, qui commande tous les autres.

0 0
0

Le calcul consiste à déterminer la distribution admissible des actions réparties exercées par la semelle sur le sol et réciproquement. Cette distribution sera représentée conventionnellement par une valeur limite q_{adm} qui n'a pas de réalité physique, les états de contraintes d'un sol n'obéissant pas à la loi élastique (proportionnalité des effets aux causes) puisque leur seule loi simple est une loi d'écoulement (loi de Coulomb) et que leur théorie ne peut donc se faire que dans un domaine plastique (déformations à charge constante).

L'état de référence du sol sous la semelle qui le charge est un état limite de rupture auquel correspond la réaction totale du sol :

$$q_{lim} = N_g \gamma \frac{B}{2} + N_c C + N_q \gamma' D_s$$

Par définition la charge Q + S admissible, sera celle pour laquelle en aucun point de la semelle l'action exercée n'excèdera q_{adm} :

$$q_{adm} = \frac{1}{k} q_{lim}$$

$k > 3$

On dimensionne donc la semelle vis à vis de la stabilité du massif qui la porte avec un coefficient de sécurité d'au moins à 3 par rapport à la rupture du sol.

Si le système de forces extérieures appliquées à la semelle (et plus généralement à la maçonnerie qui l'a pour fondation) n'est pas réductible à une résultante générale verticale, l'usage de la charge admissible q_{adm} sera circonscrit par deux hypothèses complémentaires :

- a) règle du tiers-central : le sol sous la semelle devra rester entièrement comprimé et l'arête la plus chargée ne devra pas exercer une action supérieure à q_{adm} ,
- b) centrage du poids mort : la résultante générale du système des charges permanentes devra être dans le plan vertical moyen de la semelle. Cette seconde règle a l'objectif suivant : si le sol de fondation tasse, cet effet lent a lieu à vide, donc sous poids mort. Si celui-ci est centré, la semelle descend sans tourner donc sans introduire des rotations parasites et des flexions indésirables dans la semelle. Souvent un tel centrage différera peu d'un centrage sous surcharge maximale.

0 0

0

Le calcul considère successivement la pression admissible q_{adm} dans les deux cas suivants :

- milieu sous la semelle assimilable à un semi-espace indéfini, c'est à dire épaisseur de la couche de fondation au moins double de la largeur B de la semelle à fonder (on vérifiera a posteriori la validité de cette hypothèse),
- système bi-couche (ou multicouche). La couche de fondation n'a plus qu'une épaisseur $E < 2B$ sous la semelle. On identifiera la couche inférieure et, en outre, on étudiera l'éventualité d'un tassement (voir pièce 3.2.).

2.4.3.3. - Vérifications supplémentaires

La connaissance de q_{adm} ne suffit plus lorsque les efforts horizontaux appliqués en permanence à la semelle deviennent importants : au risque de poinçonnement sous charge verticale s'ajoute le risque d'entraînement horizontal. Si en outre, le moment concomitant est grand, le risque de renversement de la maçonnerie apparaît. La pièce 3.3. examine les vérifications supplémentaires auxquelles il faut alors procéder, notamment dans deux cas pratiques (murs de soutènement, tympan et murs en aile ou en-retour des culées). Le cas le plus critique peut se produire parfois au cours de la construction (maçonnerie non encore remblayée par exemple).

2.4.3.4. - Abaques auxiliaires

Les pièces annexes 1 et 2 (abaques de stabilité pour semelles filantes d'une part, massifs isolés carrés en plan de l'autre) sont des commodités destinées à faciliter le projet (pré-dimensionnement) ou le contrôle des fondations superficielles pour ponts-types.

La gamme des charges appliquées (20 à 70 tonnes par mètre de semelle filante, 15 à 100 et 150 à 750 tonnes par massif isolé carré) couvre les besoins courants (piles-culées, piles intermédiaires, petites culées).

Le sol de fondation identifié est repéré par un petit domaine du plan C et φ compte tenu du contre-poids $\gamma' D$ de sol sus-jacent également identifié, on sélectionne l'abaque qui correspond à la charge à porter Q (par exemple : 60 t/m en semelle filante) et au contre-poids $\gamma' D$ à essayer (par exemple : $\gamma' D = 7$ soit 3,5 m en sol sec et 7 m en sol sous eau). Par interpolation sur le réseau des courbes graduées en pression admissible on obtient directement celle-ci d'où la dimension de la fondation. La pression q_{adm} a été naturellement calculée conformément à la pièce 3.3.

Toutefois, il est recommandé de ne pas abuser de ces abaques, dont la précision est un peu illusoire.

Toutes les fois que ce sera possible - en particulier lorsqu'on possèdera des renseignements sûrs et précis sur le sol de fondation (caractéristiques mécaniques, état hydrologique, épaisseur, environnement etc ...) - on procédera à un calcul direct tant des coefficients de CAQUOT-KERISEL que des trois termes conduisant à la valeur de la pression limite. Ce calcul aura de plus l'avantage de rendre immédiates les autres vérifications, notamment au cisaillement, et d'introduire diverses corrections (épaisseur, forme, sol sus-jacent, etc ...).

3 - EMPLOI ET RECOMMANDATIONS SUR L'EMPLOI DE FOCS - 64

3.1. Emploi

Un des buts du dossier FOCS - 64 est de soutirer des renseignements exploitables pour le projet des ouvrages d'art d'une reconnaissance visant à définir les conditions de terrassements de l'itinéraire.

La matière première que traitera le dossier FOCS - 64 est donc un sous-produit d'une autre étude. Le premier soin de son utilisateur sera de se brancher sur cette activité. Il devra obtenir que les sondages profonds soient de préférence sur le site des ouvrages (voir 2.1.1.), que leurs résultats soient conformes à ce que doit traiter FOCS - 64 (fiche-type de sondage 2.2.3.), que les essais complémentaires in situ (diagrammes-types 2.1.3.) s'articulent sur eux, etc ...

En possession de ces renseignements classés (fiches de sol 2.2.2.) et averti de leurs limites, l'utilisateur de FOCS - 64 établit ensuite en première phase d'exploitation, des résultats numériques. Il peut soit les utiliser dans l'avant-projet des ouvrages (stabilité des semelles : 3.3., tassements prévisibles des sols : 3.2.), soit y voir un signal d'alarme (essais in situ, critères de tassement, coût des fondations) qui lui signale la nécessité d'une reconnaissance spécifique.

Le sous-produit qu'il se proposait d'utiliser ne peut plus dans ce second cas, que le guider dans ses décisions ultérieures (moyens les mieux adaptés à cette reconnaissance spécifique).

L'exploitation, si elle est possible, le conduit au contraire à des décisions immédiates, appuyées par des chiffres raisonnablement sûrs il conclut qu'il peut (ou non) fonder ses ouvrages sur semelles, quels ouvrages peuvent l'être, quels autres seraient mieux ailleurs (il est parfois possible en rase campagne de déplacer de quelques dizaines voire d'une centaine de mètres le franchissement à assurer) ou, s'ils doivent être impérativement construits en ce point, quelles structures ou fondations spéciales seront nécessaires.

Enfin, et surtout, il peut comparer les coûts des diverses combinaisons d'éléments-types constituant un pont-type : tablier + appuis + fondations et choisir en connaissance de cause la solution de meilleure économie.

0 0

0

3.2. Recommandations3.2.1. Une vue limitée des choses

Le dossier FOCS - 64 n'est pas de la Mécanique des Soils en pilules, utilisable dans un bureau d'études, loin et à l'abri de toute contingence naturelle.

Son bon usage suppose d'abord beaucoup de bon sens et de sens critique, ensuite l'obligation absolue d'aller voir sur place chaque site sur lequel on envisage d'utiliser la procédure du dossier-pilote.

Un examen attentif du site peut révéler des particularités essentielles que l'application mécanique de la méthode ne pourrait mettre en évidence.

Celle-ci repose en effet sur une classification plus ou moins sûre de sols repérés par un état plus ou moins représentatif de leur état en place. Il faut en particulier s'efforcer de replacer les sols identifiés dans leur environnement réel.

Appliquée sans le contre-poids d'un examen détaillé du site, la méthode livre le projeteur au savoir-faire d'un sondeur, à une foule d'intermédiaires entre le sol qu'il veut connaître et la structure qu'il connaît. Elle fait dépendre la phase de calcul à laquelle il pourrait croire que son intervention se limite, du recueil et de la transmission des données initiales qu'elle traitera.

Que lui servira d'avoir repéré dans ses carottes des marnes compactes et saines, si, n'ayant pas vu les lieux, il ignore leur dangereux pendage, que le sondage n'indique pas et qui fait glisser tous les coteaux environnants ? Si, le sondage ayant lieu à la belle saison, la nappe n'a pas été repérée : qu'au prochain hiver elle déjauge tous les niveaux granulés, quelle sera la fraction subsistante de la pression limite "excellente" qu'il aura calculée ? Que sera-ce même si la fouille à peine ouverte ne peut se tenir avant que les semelles soient exécutées ? A quelles péripéties seront vouées ses piles-culées ou ses culées, si ses remblais provoquent un laminage, un fluage de couches molles sous-jacentes ? Etc ...

0 0

0

3.2.2. Le triple objectif de FOCS - 64

Autant d'exemples, et on pourrait encore les multiplier, qui montrent assez que le dossier FOCS - 64 n'est pas une panacée et que la fondation-type et à plus forte raison la fondation automatique n'est ni pour demain ni pour jamais.

Le Catalogue des Ponts Courants du Service Spécial des Autoroutes (ou d'autres systèmes de rationalisation des projets analogues qui pourraient être mis sur pied) laisse espérer que le projeteur pourrait un jour disposer d'un arsenal complet d'éléments normalisés concourant à la constitution d'un pont. Le projet de celui-ci ne serait plus alors qu'un assemblage de tels éléments, en vue de pré-définir le pont, presque avant tout calcul, ou avec des calculs automatiques qui optimisent tout ou partie de l'ouvrage.

Cette perspective est en bonne voie de réalisation pour ce qui concerne les tabliers et les appuis (piles, piles-culées, culées) voire quelques compléments d'un bon projet (marchés, cintres, chantier-type, essais de recette; etc ...).

Mais la géotechnique ne s'y prête ni ne s'y prêtera jamais. Supposer le contraire serait la nier tant en théorie qu'en pratique. L'Ingénieur constructeur gardera toujours la pleine et entière responsabilité des fondations des ouvrages.

0 0

0

Ce qu'on peut espérer du dossier FOCS - 64, ce sont les résultats tangibles ci-après :

- formation d'équipes assurant une bonne liaison entre le sol et l'ouvrage, c'est à dire entre la conception, la fondation et la réalisation de celui-ci,
- instauration d'une routine efficace donnant un cadre pratique à la reconnaissance et à son exploitation, faisant valoir les exigences propres au projeteur d'ouvrage, et précisant les limites de ses calculs commé celles de la connaissance des sols,
- libération de capacités de réflexion pour les reporter à un niveau supérieur et plus essentiel des projets. En d'autres termes, le dossier FOCS-64 a pour but de fournir une base indiscutable de discussion.

C'est à partir des éléments chiffrés qu'il définit (avec une approximation donnée) que peut s'établir pour le projeteur d'ouvrage le véritable dialogue entre le sol et la structure que doit être l'étude de ses fondations.

Arrivé à ce niveau, c'est à dire après avoir débroussaillé le terrain, on pourra préciser les points essentiels aussi bien que repérer les précautions de détail (tant pour la conception que pour l'exécution) et dresser un tableau d'ensemble du problème géotechnique.

0 0

κ

0

3.2.3. Elargir l'horizon

Le risque interne le plus grave du dossier-pilote FOCS - 64 est qu'on s'en tienne au côté routinier défini comme son second objectif, alors que cette routine efficace n'a d'autre justification que la troisième étape : la réflexion.

Aussi ne peut-on mieux terminer cette pièce-guide que par une liste ASSUREMENT NON LIMITATIVE des risques "externes" que ne prend pas encore en compte la méthode FOCS - 64 et qui doivent constituer

autant de points d'interrogation auxquels appliquer la capacité de réflexion qu'on espère dégager :

- se replacer dans l'environnement,
- préciser la géométrie des sols (lentilles ? poches ? cuvettes ? failles ? etc ...),
- se soucier de l'hydrogéologie (quelle eau ? quelles variations saisonnières ? quels écoulements ?),
- penser à la stabilité des talus (notamment : pendages, stabilité des fouilles, fluages de couches molles, etc ...),
- vérifier l'altérabilité des sols (en fond de fouilles, on voit parfois les sols mis à l'air changer rapidement d'aspect ... et de propriétés),
- partout et toujours, exercer son jugement et son sens critique !

x x

x

SOUS DOSSIER 2: LA RECONNAISSANCE GENERALE



2.1: ARTICULATION

2.1.1 DISTRIBUTION ET NATURE DES ACTES DE RECONNAISSANCE

2.1.2 LES SONDAGES

2.1.3 LES ESSAIS IN SITU

2.2: DEPOUILLEMENT

2.2.1 CLASSIFICATION DES SOLS PAR DIAGRAMME A CIRCUIT

2.2.2 CAHIER DES FICHES DES SOLS

2.2.3 FICHE TYPE DE SONDAGE ET DE COLLATIONNEMENT

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



ARTICULATION

DISTRIBUTION ET NATURE DES ACTES DE RECONNAISSANCE

2.1.1

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Pères 28
PARIS 7 222 60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY - AEROGARE
BP 235 587 51 41

DISTRIBUTION ET NATURE DES ACTES DE RECONNAISSANCE

Lors de l'étude d'un avant-projet détaillé de tracé, l'Ingénieur des Ponts et Chaussées du Service local se trouve placé devant les problèmes des franchissements, donc des ouvrages d'art, pour lesquels il doit obtenir une estimation correcte. A ce stade, il fait dresser l'avant-projet sommaire des ouvrages. C'est-à-dire qu'en fonction du sol rencontré, il retient un type de tablier et un type de fondation convenables, puis il fait le pré-dimensionnement sommaire de l'ouvrage, d'où un avant-métré et une estimation.

Le document produit par le Groupe d'Etude des Terrassements prévoit d'incorporer la campagne primaire de reconnaissance des sols pour les fondations d'ouvrages d'art courants à la "reconnaissance générale des sols". On suivra ses recommandations relatives aux sondages systématiques, à savoir:

1°- PROCEDER A UN SONDAGE, AU MOINS PAR OUVRAGE D'ART

Le sondage, effectué de préférence à l'emplacement d'un appui, doit être profond (profondeur supérieure à 10 m. par rapport à la ligne rouge la plus basse du franchissement. Il va sans dire qu'on arrête éventuellement le sondage au bed-rock). Il doit fournir des échantillons représentatifs c'est-à-dire qu'ils peuvent être ramifiés, mais ils doivent être obtenus avec leur teneur en eau in situ

2°- PROCEDER, AU MOINS, A UN ESSAI IN SITU

Cet essai est étalonné en comparaison avec le sondage. Avec la connaissance des coupes géologiques obtenues dans la reconnaissance générale du tracé, on peut savoir avec quel degré de validité on peut tendre aux différents appuis de l'ouvrage les résultats du sondage et de l'essai. Au besoin, on procédera à d'autres essais in situ au droit des autres appuis.

Les deux pièces suivantes, 2-1-2 et 2-1-3, permettent de choisir les meilleurs moyens de reconnaissance des sols, adaptés aux conditions locales

Nous rappelons que les sondages et essais doivent être effectués ou contrôlés par l'Administration, et de préférence par le Laboratoire Régional, dont une équipe sera attachée à la reconnaissance générale. Cette équipe doit comporter au moins: un assistant géologue, un assistant-géotechnicien routier et un assistant-géotechnicien des fondations.

C'est le Laboratoire Régional qui recueillera, dépouillera et exploitera les résultats et qui présentera un rapport à l'Ingénieur à qui appartient toute décision. Ce rapport donnera toutes les précisions et éclaircissements nécessaires.

Le Dossier FOCS-64 s'est donné comme but le dimensionnement des fondations-types, senelles filantes et massifs isolés et se réserve une sortie sur les fondations profondes qui doivent faire l'objet d'une étude plus détaillée, dans le cadre d'une deuxième campagne de reconnaissance plus approfondie que la première et plus spécialement dirigée sur les fondations d'ouvrages d'art qui s'avèrent délicates. La première campagne guidera utilement la seconde.

Dans tous les cas, qu'il s'agisse de fondations superficielles ou profondes, il sera bon de poursuivre la reconnaissance au-delà du niveau prévisible des fondations, à une profondeur égale au moins à trois fois la largeur théorique de la senelle ou égale à la plus petite dimension de l'ouvrage (largeur droite du tablier).

Ces règles expliquent la profondeur minimum de 10 m. qu'on a imposée systématiquement aux sondages profonds, car au stade de la reconnaissance générale on n'a en vue que le dimensionnement des fondations superficielles et la recherche des ses de fondations profondes.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

ARTICULATION



LES SONDAGES ET LES ESSAIS DE LABORATOIRE

2.12

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES.
58, Boulevard LEFFÈVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES
28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES
ORLY AEROGARE
BP 235 587 51.41

① - Les sondages

.Le sondage a pour but de reconnaître les formations de surface par extraction d'échantillons du sol exploré.

Cette opération, qui peut paraître simple à première vue, nécessite toute une série de techniques diverses et surtout, pour le sondeur qui en est chargé, une très grande expérience. Il n'est pas possible de s'étendre ici sur ces techniques ; on se reportera pour plus de précisions, aux documents existants (Conférence de M. RUBAN aux Journées des Fondations L.C.P.C. Mai 1963, J.HVORSLEV "Subsurface Exploration" - H. CAMBEFORT "Forages et Sondages").

CEPENDANT ON DOIT SIGNALER QUE
TOUT CE QUI SUIT DANS CE DOSSIER : TESTS SUR CHANTIER OU EN LABORATOIRE, CLASSIFICATION ET UTILISATION D'ABAQUES PLUS OU MOINS COMPLEXES, DEPEND DE LA FACON DONT LE SOL EXTRAIT REPLETE LA REALITE DU SOL EN PLACE.

C'est donc un point primordial de ce dossier. Non seulement les sondages doivent être réalisés par un sondeur qualifié et expérimenté, mais encore, il sera nécessaire que la campagne de sondage soit dirigée et contrôlée en permanence par un représentant qualifié de l'Administration. Le géologue, le technicien géologue, le géotechnicien ne doivent pas attendre le résultat de la campagne, mais doivent se rendre sur le chantier le plus souvent possible.

1.1 - Définitions et nomenclature

Le sondage qui doit être réalisé à l'emplacement de chaque ouvrage d'art sur un tracé d'Autoroute, a pour but de délimiter en profondeur les différentes couches de sol rencontrées et de retirer dans chacune de ces couches, d'une manière quasi continue, des échantillons représentatifs, ou même si cela est possible sans frais supplémentaires, un certain nombre d'échantillons relativement intacts.

Le matériel de sondage et le type de sondage varient énormément suivant la qualité des sols que l'on désire explorer.

Du plus simple au plus complexe, on distingue :

- la tarière à main,
- les sondeuses légères, rapides,
- les moutons batteurs,
- les tarières hélicoïdales,
- les bennes preneuses sur pelles hydrauliques.

Ces instruments donnent en général des échantillons remaniés et non représentatifs et ne conviennent donc pas, sauf cas particulier, à l'objet de ce dossier.

On préférera donc, la plupart du temps, les sondeuses proprement dites qui peuvent être :

- à enfoncement statique, en général pour obtenir des échantillons intacts dans des sols très meubles (argiles molles, vase, tourbe),
- à percussion pour des sols relativement meubles (argiles consolidées, marnes molles, sables),
- à rotation pour des sols meubles à durs, (argiles très consolidées, marnes très dures, roches).

La prise de l'échantillon se fait à l'aide d'un carottier et l'échantillon retiré s'appelle une carotte.

Le sondeur doit toujours posséder une gamme de carottiers, pour adapter sur place l'instrument au sol

Les plus répandus sont :

- Pour des sols durs, les carottiers à couronne abrasive (grenaille, carbure de tungstène, diamants).
- Pour les sols meubles et cohérents, les carottiers possèdent en général une trousse coupante, la partie la plus basse du carottier qui découpe le sol. Ces carottiers sont à simple enveloppe rarement, plus souvent à double ou triple enveloppe.
- Pour les sols frottants, (sables et graviers), des carottiers spéciaux, à cloche ou à chaussette sont utilisés pour retenir les éléments de sol qui ne se tiennent pas par eux-mêmes.

Le carottage peut se faire à sec ou par injection sous pression d'eau ou de boue (du genre bentonite), cette injection ayant pour but de faciliter l'avancement du sondage, et de **maintenir les parois du trou.**

Si le sondage est fait à la boue, il faudra examiner de très près la représentativité de l'échantillon et en particulier vérifier que la teneur en eau de la carotte n'est pas sensiblement différente de celle du sol in situ.

Enfin, le sondage doit être tubé s'il y a des risques d'éboulements du sol dans le trou.

Sans pouvoir entrer dans le détail, signalons l'importance, outre le choix des outils appropriés, des facteurs :

- Diamètre de la carotte à extraire, qui dépend des expériences de laboratoire que l'on désire effectuer, mais également de la nature du sol.
- Vitesse d'enfoncement.
- Comparaison des diamètres intérieur et extérieur du carottier, qui amène un remaniement plus ou moins important du sol.

1.2. - Recommandations pour la conduite d'un sondage

Lorsqu'un marché de sondage met en concurrence plusieurs entreprises de sondage, les prix proposés par ces entreprises ne doivent pas être le seul critère de choix. L'expérience de l'équipe de sondage et la personnalité du chef sondeur entrent en ligne de compte.

Il serait nécessaire, à notre avis, que les entreprises consultées indiquent le nom du chef-sondeur et ses références techniques principales, chef-sondeur qui doit rester le même pendant toute la campagne. Le marché peut imposer également une visite périodique d'un Ingénieur très qualifié de l'entreprise de sondage.

De plus, nous le répétons, les sondages doivent être définis et contrôlés par l'Administration et en particulier par les géologues, techniciens géologues et géotechniciens des Laboratoires Régionaux.

Le sondeur doit se préoccuper plus de la qualité des sols extraits que de la quantité de carottes qu'il peut retirer du sol en un temps donné.

Ce sondeur doit indiquer soigneusement tous les incidents de chantier.

5

Enfin, les carottes extraites doivent être conservées avec soin, paraffinées ou laissées en tube étanche en vue de leur emploi en laboratoire.

1.3 - Documents produits

Le sondeur fournit le plan d'implantation, le Cahier de Chantier, les fiches de carottage et une coupe de sondage récapitulative.

Cette coupe de sondage est reprise par le laboratoire qui la complète par les avis du géologue et du géotechnicien et par les essais de laboratoire.

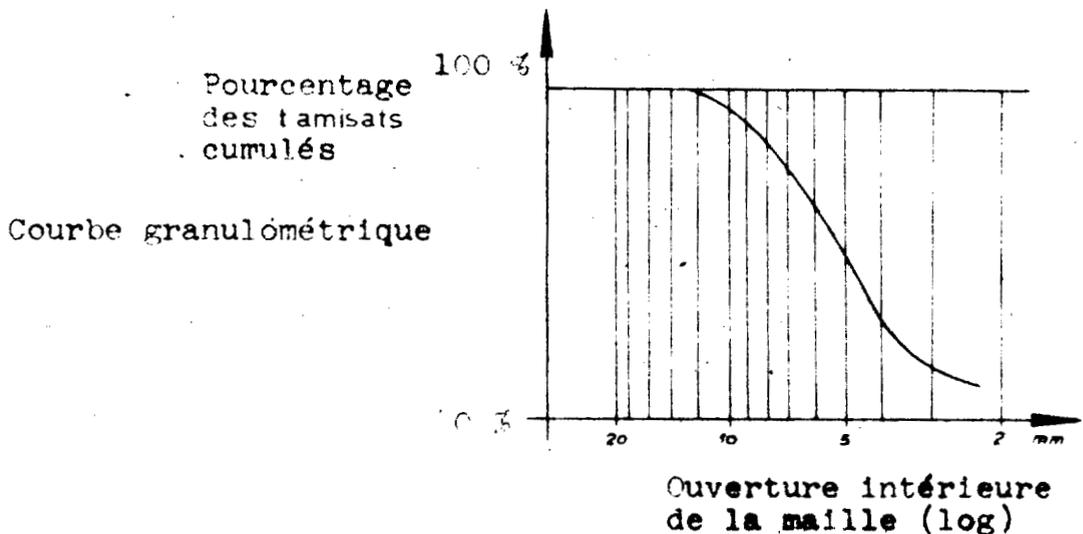
Un exemple est donné pour cette coupe de sondage de synthèse, dans la pièce 2.2.3: fiche-type de sondage et de collationnement des résultats d'essais.

6

② - Essais de laboratoire

La classification des sols U.S.C.S. (Unified Soil Classification System) repose essentiellement sur deux essais d'identification de laboratoire ; la granulométrie et les limites d'ATTERBERG. Chacun de ces essais fait l'objet d'un mode opératoire (voir modes opératoires L.C.P.C.) et seul le principe général en sera indiqué ici. L'ensemble des essais de laboratoire et de chantier est décrit d'une façon plus précise dans le rapport du groupe d'étude des terrassements.

2.1. Granulométrie - Cet essai consiste à faire passer le sol dans une série de tamis dont l'ouverture de la maille diminue progressivement. Le pourcentage en poids des éléments retenu dans chaque tamis est mesuré.



Ces pourcentages cumulés sont portés sur un graphique en fonction du logarithme de l'ouverture intérieure des mailles du tamis.

La courbe obtenue est appelée courbe granulométrique.

Du point de vue de la granulométrie, les sols sont classés comme suit :

| | | | | |
|-------|---|-------|----|-----------------------|
| 0 | à | 0,002 | mm | Argile |
| 0,002 | à | 0,02 | mm | Limon |
| 0,02 | à | 2 | mm | Sables (fins et gros) |
| 2 | à | 20 | mm | Graves |
| 20 | à | 200 | mm | Pierres |

Soit D_x le diamètre du tamis qui laisse passer $x\%$ en poids des éléments du sol.

Le coefficient de Hazen est le rapport $\frac{D_{60}}{D_{10}}$

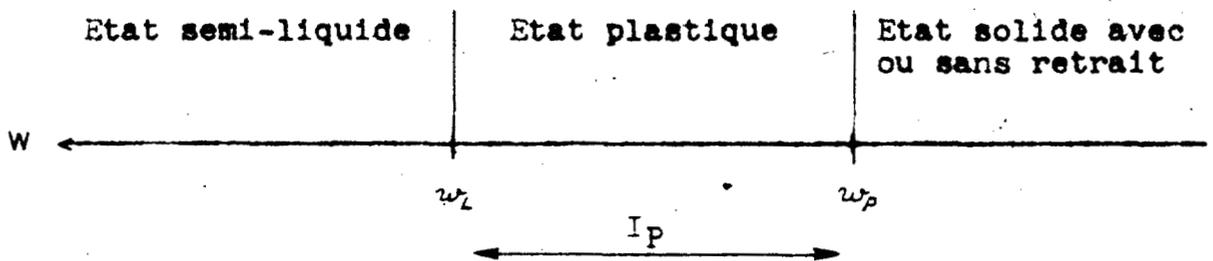
Une grave sera appelée grave bien graduée si le coefficient de Hazen de sa courbe granulométrique est supérieur à 4. Elle sera appelée grave mal graduée dans le cas contraire.

Un sable sera appelé sable bien gradué si son coefficient de Hazen est supérieur à 6. Il sera appelé sable mal gradué dans le cas contraire.

Des exemples de courbes granulométriques sont indiqués aux fiches 222.

2.2. Limites d'ATTERBERG -

Un sol fin peut se présenter sous différents états suivant sa teneur en eau :



w_L , limite de liquidité est la teneur en eau qui limite les états semi-liquide et plastique.

w_p , limite de plasticité est la teneur en eau qui limite les états plastique et solide.

L'indice de plasticité est la différence :

$$I_p = w_L - w_p$$

Il traduit l'étendue du domaine plastique.

Les sols fins sont classés en laboratoire, en portant sur un graphique dit de Casagrande leur limite de liquidité w_L et leur indice de plasticité I_p (voir pièce 2.2.1).

D'une manière générale plus les limites de plasticité et de liquidité seront élevées, moins le sol sera apte à supporter une fondation.

2.3 Consistance - Le critère de référence pour déterminer la consistance d'un sol, sera l'essai de résistance à la compression simple. Si R_c est la résistance à la compression simple d'un échantillon (en général cubique).

| | | |
|------------------------|-------------------|--------------------------|
| Consistance très raide | $R_c > 3,0$ | Kg/cm ² (bar) |
| " raide | $2 < R_c < 3,0$ | Kg/cm ² (bar) |
| " moyenne | $1 < R_c < 2$ | Kg/cm ² (bar) |
| " molle | $0,400 < R_c < 1$ | Kg/cm ² (bar) |
| " très molle | $R_c < 0,400$ | Kg/cm ² (bar) |

③ - Tests de chantier

Les tests simples d'identification sont des essais pouvant être faits sur chantiers et permettant de classer les sols rapidement.

Ils ne peuvent cependant être utilisés qu'en prenant les précautions suivantes :

1°) Seul un opérateur très exercé, ayant plusieurs années d'expériences des essais de laboratoire et connaissant bien les sols de la région peut utiliser ces tests. En outre, pendant quelques années ces essais devront être contrôlés par un expérimentateur exercé du Laboratoire Régional.

2°) Ces essais ne seront jamais effectués sans être vérifiés par des essais de laboratoire. L'opérateur devra se tester sur les essais de laboratoire et les essais simples ne seront que des essais d'interpolation.



3.1. Action de l'eau et aspect de la surface

Une pâte de consistance plastique est faite avec le sol, en ajoutant au besoin de l'eau.

Si la pâte est peu collante et s'il reste sur la main ou les doigts après pétrissage, un résidu blanchâtre, terne, farineux qui se lave facilement à l'eau, il s'agit d'un sol limoneux. La surface reste dans ce cas assez terne.

En revanche, si la pâte est collante et laisse sur les doigts un résidu lisse et brillant, il s'agit d'un sol argileux. La surface de ce sol est en général brillante.

3.2. Résistance à sec après 24 heures de séchage

La résistance à sec d'un sol sous la pression des doigts constitue une indication de la quantité d'argile contenue dans ce sol.

Une résistance à sec nulle, ou faible est caractéristique d'un sable fin limoneux ou d'un limon non plastique.

Une résistance à sec faible à moyenne, indique un sol de faible plasticité, situé au-dessous de la ligne A ou légèrement au-dessus.

Une résistance à sec moyenne à grande, indique des argiles peu grasses et des sols organiques plastiques.

Une résistance à sec grande est caractéristique d'argiles très plastiques.

3.3 - Remontée d'eau par secousses et agitation

On ajoute de l'eau à une boulette de sol jusqu'à ce que ce sol soit presque saturé. On place cette boulette dans le creux de la main que l'on agite horizontalement. L'agitation fait apparaître l'eau à la surface de la boulette plus ou moins rapidement.

Si la surface devient très rapidement brillante, on se trouve en présence d'un sable fin, si elle devient lentement brillante il s'agit d'un limon, si elle reste mate, il s'agit d'un argile.

Cet essai constitue en fait un essai de perméabilité des sols.

3.4. Plasticité

Avec le sol naturel, on modèle à la main des rouleaux de 2 à 3 mm de diamètre, en roulant le sol sur une plaque de verre.

Si les rouleaux sont difficiles à faire et se brisent facilement, le sol est caractérisé par une basse plasticité.

Par contre, si on peut obtenir des rouleaux longs et fins, le sol est caractérisé par une plasticité élevée.

3.5. Pénétrömètre de poche sur échantillon intact

Cet essai ne peut se faire que si le sol testé se trouve dans un état peu différent de celui qu'il avait in situ, c'est-à-dire est à peu près intact.

Le pénétrömètre de poche est gradué pour donner directement la résistance à la compression simple R_c de l'échantillon. On en déduit théoriquement pour les sols fins directement le terme $C = \frac{R_c}{2}$.

3.6 Tamisage de chantier

Placer le sol dans un tamis 0,1 mm ou 0,08 mm et verser de l'eau dessus.

Si le refus est important, le tamisat vite décanté et l'eau claire, il s'agit d'un sable fin.

Si il y a un léger refus, un tamisat se décantant bien et une eau colorée, il s'agit d'un limon sableux.

Un léger refus, une eau grasse et colorée et un tamis vite colmaté indiquent une argile sableuse.

S'il n'y a pas de refus, une eau grasse et colorée et un tamis vite colmaté, signalent une argile

3.7. Réaction à l'acide

La réaction à l'acide HCl est une caractéristique de la teneur en CO₃Ca du sol.

La teneur en CO₃Ca permet en particulier de distinguer les sols marneux et calcaires.

La réaction à l'acide peut être nulle, faible ou vive en fonction d'un pourcentage croissant de CO₃Ca.

3.8. Odeur d'un échantillon, couleur

Une odeur de pourri et une couleur noire ou noirâtre indiquent un sol fortement organique.

La couleur d'un sol non organique est rarement une indication valable. Cependant, dans une même région, certains types de sol bien connus peuvent être caractérisés par leur couleur et leur aspect. Il faut cependant une grande habitude pour reconnaître ainsi les sols.

④ - Appréciation de l'état du sol

4.1. Consistance

Voir la mesure par essai de résistance à la compression simple en 2.3.

La consistance peut s'estimer sur chantier sur un échantillon relativement intact avec le pénétromètre de chantier. Ce pénétromètre étant gradué en résistance à la compression simple R_c l'échelle des valeurs est la même que en 2.3.

La résistance à sec après 24 heures de séchage donne également une bonne approximation de la consistance d'un sol.

Un critère intéressant est la consistance relative déterminée par :

$$C_r = \frac{w_p - w}{I_p}$$

w étant la teneur en eau naturelle du sol.

Sans donner de corrélations trop précises, on peut estimer (Terzaghi) que pour les sols fins :

Si C_r est voisin de 0, la résistance à la compression simple R_c varie de 0,3 à 1,0 Kg/cm².

Si la consistance relative C_r est voisine de 1, R_c varie généralement de 1, à 1,5 Kg/cm².

4.2. Poids spécifique des sables et graves à l'état sec

Le poids spécifique de ces sols secs se détermine à partir d'un échantillon retiré du sol, à condition que les sables et graves contiennent une partie de fines, de façon à ce que l'échantillon puisse être carotté.

Le poids spécifique de référence sera γ du sol sec (étuvé) et la qualification poids spécifique du sol sera la suivante :

Lâche $\gamma_d < 1,60 \text{ g/cm}^3$

Dense $1,60 < \gamma_d < 1,80 \text{ g/cm}^3$

Très dense $\gamma_d > 1,80 \text{ g/cm}^3$

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

ARTICULATION

LES ESSAIS IN SITU

2.1.3



DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES
58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES
28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 548 18-89

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES
38, Rue Liancourt, 38
PARIS 14 734 37-74

| <i>Référence texte</i> | <i>Appareil</i> | <i>Principe</i> | <i>Utilisation Sols</i> | <i>Application principale Fondations</i> | <i>Observations Interprétation</i> | <i>Fiche N°</i> |
|----------------------------|------------------------|---|---|--|---|---------------------|
| 1-3-1 | Essai de plaque | Chargement d'une plaque. | Tous terrains mais surtout sable. | Tassement et pression limite sous une semelle. | Essai laborieux très peu utilisé. | |
| 1-3-2 ② | S.P.T | Battage d'un carottier standard dans un forage. | Sols sableux homogènes. | Compacité relative des couches de sable. Dimensionnement des semelles | Interprétation bien connue pour les sables homogènes. | |
| 1-3-3 ③ | Pénétromètre dynamique | Battage d'un pieu métallique modèle réduit. | Sols sableux ou graveleux ou légèrement argileux. | Compacité relative des couches. Force portante des pieux battus. | L'Interprétation dépend de la validité de la formule de battage dans le terrain reconnu. | |
| 1-3-4 ④ | Pénétromètre statique | Fonçage au vérin d'une sonde métallique | Sols pas trop caillouteux | Extrapolation du sous-sol autour d'un sondage Compacité des couches de sol pulvérulent ou cohérent. Dimensionnement des pieux. | Donne un ordre de grandeur du taux de travail sous les semelles. Bonne approximation de la force portante des pieux. | |
| 1-3-5 | Pressiomètre Ménard | Déformation d'un mandrin circulaire dans un avant-trou. | | | | |
| 1-3-6 | Scissomètre | Rotation d'une plaque autour d'un axe vertical. | Argiles molles ou moyennes. | | | |

1 - LES ESSAIS IN SITU

1-1- LEUR BUT.

Les échantillons prélevés ne sont pas toujours très représentatifs :

- ils sont plus ou moins remaniés, en particulier pour les échantillons de sols non cohérents.

- Les essais de laboratoire ne peuvent porter pour des raisons matérielles que sur les meilleurs échantillons, pris en un petit nombre de points.

D'autre part les caractéristiques des sols connues à partir des essais de laboratoire sur échantillons sont utilisées dans des calculs théoriques qui suivent plus ou moins bien la réalité.

C'est pourquoi il est intéressant d'aller tester les couches du sol en place, et de vérifier l'homogénéité des couches autour du sondage; c'est l'objet des essais in situ.

1 - 2 - AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES ESSAIS IN SITU EN GENERAL .

1.2,1. Avantages :

- La couche testée est en place : donc le sol est bien moins remanié que lorsqu'on l'étudie sur un échantillon prélevé dans un sondage.

- on simule les efforts qu'apportera la fondation sur la couche, en particulier cette dernière ne réagit pas isolément mais suivant la position qu'elle occupe dans le sol par rapport aux autres couches.

1.2,2. Inconvénients.

- La plus grosse difficulté est d'interpréter les résultats.

En effet ces essais se font dans des sols réels, hétérogènes, dans des stratifications perturbées, donc très loin des sols théoriques homogènes en couches horizontales étudiées généralement en Mécanique des Sols.

C'est pourquoi l'interprétation des essais in situ laissent une part importante à l'empirisme.

- Les essais in situ sont en général des essais modèle réduit : les appareils utilisés sont de faibles dimensions par rapport aux fondations que l'on mettra en place.

Donc, il faut extrapoler les résultats suivant des règles plus ou moins empiriques en fonction :

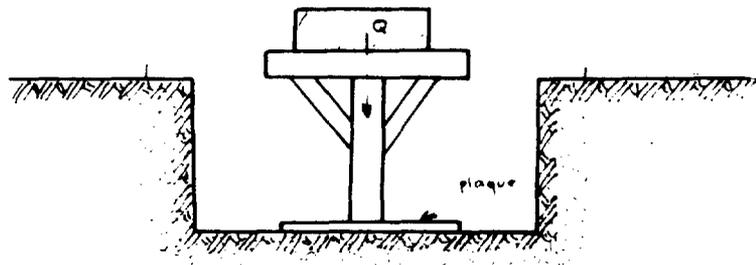
- du type de fondation (profonde ou superficielle)
- des dimensions de la fondation .
- du type de sol.

Ainsi certains essais sont mieux appropriés aux fondations superficielles; d'autres aux fondations profondes (puits -pieux).

Pour ces deux raisons, il est déconseillé d'utiliser les essais in situ isolément sans avoir repéré le sous-sol à proximité par un sondage avec prise d'échantillons même remaniés. Mais le sondage fait, ils ont le gros avantage de voir sur place comment réagissent les couches les unes par rapport aux autres.

En somme, ils donnent des résultats globaux, alors que les essais de laboratoire donnent des résultats discontinus, aux points particuliers, où l'on a pris l'échantillon.

1-3 - LES PRINCIPAUX ESSAIS IN SITU
A L'HEURE ACTUELLE EN FRANCE.



1,3,1. Essai de plaque.

L'essai de plaque consiste à appliquer une charge sur une plaque de dimensions données posée au niveau de la couche de fondation. La charge est obtenue à l'aide d'un vérin hydraulique.

Donc cet essai ne peut se pratiquer que pour des fondations sur semelles, aussi bien pour les terrains pulvérulents que pour les terrains cohérents.

On mesure :

- soit le tassement "S" sous une charge donnée
- soit la pression limite admissible en faisant croître la charge.

A l'heure actuelle, cet essai laborieux et lent n'est plus guère employé. Nous renvoyons au livre de TERZAGHI et PECK (1948 p. 426) où les conditions de l'essai sont très bien décrites.

1.3.2. Essai du Standard Penetration Test)
(voir fiche).

Cet essai a été inventé aux ETATS-UNIS pour profiter des sondages et faire des mesures sur la compacité relative des couches : c'était un sous-produit du sondage.

Son interprétation est entièrement empirique, mais elle fait l'objet d'une littérature abondante, surtout dans les pays Anglo-Saxons où il est encore très en vogue.

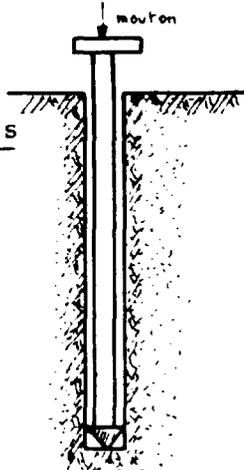
Donc son interprétation est relativement aisée.

En France, le S. P. T. est peu employé par les Entreprises qui en général ne possèdent pas le matériel standard américain.

Son emploi nécessite un forage dont le diamètre est au moins celui du carottier S P T, soit 51 mm.

Nous ne le recommandons que pour les terrains formés de couches de sable -légèrement graveleux à la rigueur - homogènes et d'épaisseur notable (3 m au moins)

1.3.3. Pénétrromètres dynamiques
(voir fiche)



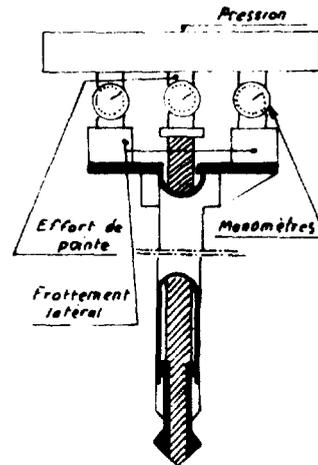
Cet essai est très employé à l'heure actuelle.

Il est bon marché et rapide. Il permet d'opérer dans des terrains assez compacts, et relativement hétérogènes. Mais son interprétation est difficile.

Nous le recommandons surtout :

- a-) Pour reconnaître à moindre frais une zone étendue autour d'un sondage en multipliant le nombre des points de battage ; pour vérifier le niveau d'une couche très
- b-) Pour vérifier le niveau d'une couche très dure détectée par le sondage

c.) Pour analyser la compacité d'une couche de sable.



1, 3, 4. Pénétrètres statiques (voir fiche)

C'est un appareil assez universel et d'interprétation relativement aisée. Il donne de bons résultats pour le calcul de la force portante de pieux préfabriqués battus ou moulés in situ à condition de prendre les précautions nécessaires pour l'extrapolation des résultats. Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles il donne des résultats plus approximatifs, mais aussi valables que ceux donnés par le S P T .

En revanche le calcul du tassement à partir des résultats du pénétrètre est hasardeux.

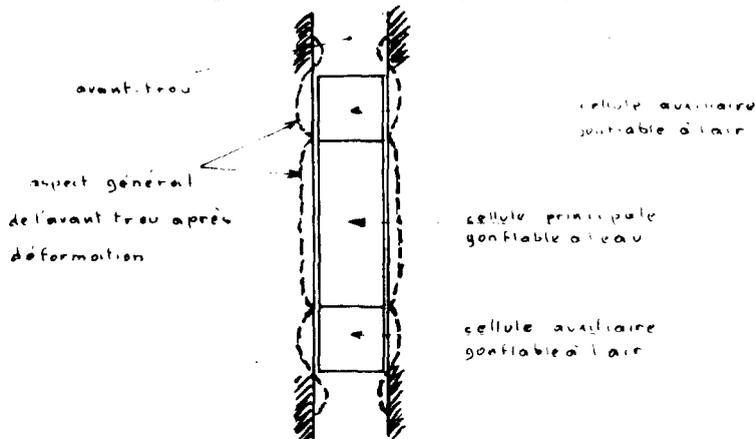
Néanmoins cet appareil a 2 inconvénients :

- sur le plan technique : on est limité en profondeur par la puissance du vérin hydraulique. Donc dans les terrains très compacts, l'appareil s'enfoncera peu et ses résultats risquent d'être alors de faible intérêt. On peut dans ce cas faire un avant-trou à travers la (ou les) couche dure, si l'on redoute la présence d'une couche molle sous-jacente.

- Sur le plan pratique, il est plus coûteux que le pénétrètre dynamique.

1, 3, 5. Le Pressiomètre MENARD

-1) Principe.



On pratique dans le sol un trou circulaire à la tarière et dans ce trou on gonfle un mandrin cylindrique en caoutchouc en mesurant à la fois la pression et la dilatation radiale.

Pratiquement cette mesure se fait en notant à la fois la pression et le volume d'eau injecté dans le mandrin en caoutchouc.

-2)- Emploi - Interprétation.

Cet appareil sert donc à mesurer en principe :

- la pression limite d'un sol pulvérulent ou cohérent
- le module de déformation de la couche au niveau du mandrin

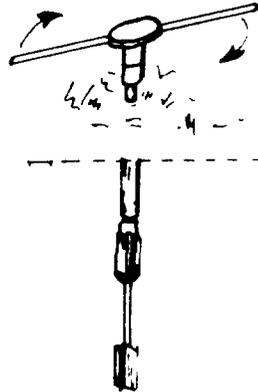
Pour utiliser cet appareil, il faut faire un avant-trou de sondage qui peut servir de sondage de reconnaissance.

Cet appareil est intéressant pour l'examen comparatif de couches successives assez meubles.

Néanmoins son interprétation reste délicate, étant donné qu'elle reste pratiquement à la charge exclusive de la Société MENARD.

1, 3, 6. Le Scissomètre (Vane-Test)

-1) Principe.



On mesure le couple de torsion nécessaire pour faire tourner une plaque verticale autour d'un axe de symétrie vertical.

-2). Emploi - Interprétation.

On mesure la cohésion non drainée C_u d'argiles molles ou moyennes $C_u \leq 400$ g/cm².

Donc l'usage de cet appareil est limité aux terrains formés d'argile molle homogène.

Il est très restreint. Nous ne recommandons pas son usage pour l'étude d'avant-projets de fondations, sauf cas très particuliers.

1-4 - CONCLUSION : EMPLOI DES ESSAIS IN SITU DANS LE CADRE DU DOSSIER FOCS 63.

1,4,1. Utilisation des essais in situ.

Dans le cadre du dossier FOCS 63, les essais in situ doivent permettre de

préciser les caractéristiques des diverses couches de sous-sol qui ont été estimées à partir des échantillons fournis par le sondage de reconnaissance et les fiches de sol.

On peut donc espérer atteindre deux buts : à l'aide des essais in situ :

1) Extrapoler dans un rayon donné la connaissance du sous-sol obtenue à partir du forage de reconnaissance.

Exemple : reconnaître l'épaisseur et l'extension d'une couche de sable autour du sondage.

2) Donner une estimation globale des couches de sol, les tests de laboratoire et les fiches de sol ne donnant que des résultats analytiques en des points isolés.

Exemple : - compacité d'une couche de sable

- sol très hétérogène : étude de cette hétérogénéité

1,4,2. Qualités requises pour l'appareillage de reconnaissance.

Il s'agit de reconnaître le sous-sol au droit des ouvrages d'art courants d'autoroutes en site terrestre, pour établir un avant-projet sommaire de leurs fondations.

Ces ouvrages sont en grand nombre, échelonnés à peu près régulièrement le long du tracé de l'autoroute (1 ouvrage tous les km environ en rase campagne).

Les terrains rencontrés ont toutes les chances d'être très diversifiés. Aussi :

a) L'appareil d'essais in situ doit être assez universel pour pouvoir être utilisable dans des terrains différents au cours d'une même campagne.

b) Il est peut-être plus pratique que cet appareil soit autonome indépendant du sondage : on n'interrompt pas le sondage à chaque fois que l'on désire faire un essai.

Et surtout, l'essai se pratiquant indépendamment du sondage, on doit profiter de la connaissance du sol acquise par l'étude géologique, les coupes de sondage ... etc pour placer au mieux les essais in situ.

c) Enfin on recueille de nombreux résultats au cours d'une même campagne. Il est alors préférable de se contenter, au cours de cette première reconnaissance sommaire, d'un même type d'appareil dont on possède bien le maniement :

- la lecture des résultats en est facilitée.
- on peut procéder à des recoupements entre les résultats obtenus d'un point à l'autre.

- on peut comparer les résultats à ceux obtenus dans des terrains analogues au cours de campagnes précédentes.

Il est évident que l'appareil utilisé dépend des terrains que l'on a l'habitude de rencontrer dans la région étudiée.

A l'heure actuelle, nous estimons que le pénétrromètre statique répond assez bien aux types de terrains rencontrés en France - sans que cependant, ce choix soit exclusif. Par ailleurs, le pénétrromètre statique commence à être connu, dans tous les pays du Marché Commun, et il a fait l'objet d'un certain nombre d'études.

Bibliographie :

- BUISSON : Les Essais de pénétration et leur utilisation : extrait du bulletin de la confédération générale du commerce et de l'industrie n° 56/58 Octobre 1954.
- KERISEL : Fondations profondes en milieu sableux 1961 Proceedings PARIS Tome II p. 73.
- LEONARDS: Foundations Engineering (Editeur : MAC GRAW HILL COMPANY) p. 600-601.
- MEYERHOF: Essais de pénétration et charge limite des sols sans cohésion. (paper 866 of journal of Soil Mechanics and Foundations Division of the American Society of Civil Engineers).
- PAREZ : Les pénétromètres et leur interprétation (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Journées des Fondations).
- TERZAGHI ET PECK : Mécanique des sols appliquée (DUNOD Editeur) p. 281 à 290 p. 432 à 450.

2- STANDARD PENETRATION TEST

S P T

2-1 - DESCRIPTION.

Battage d'un carottier standard dont les dimensions sont :

- diamètre extérieur $\phi e = 51 \text{ mm} = 2''$
- diamètre intérieur $\phi i = 35 \text{ mm} = 1'' \frac{3}{8}$
- longueur totale $L = 813 \text{ mm}$

Ce battage s'effectue avec un mouton de 63 kg tombant de 48 cm.

Etant donné qu'il s'agit d'un essai STANDARD, interprété empiriquement, toute interprétation à partir d'un carottier d'autres dimensions risque d'être éronnée et dangereuse.

2-2 - CE QUE L'ON MESURE.

On descend le carottier dans le trou de forage curé à la tarière.

On l'enfonce de 15 cm et l'on compte le nombre de coups N pour l'enfoncer de 30 cm supplémentaires.

On mesure donc $N = n b$ de coups pour 30 cm d'enfoncement.

Durée de l'opération 30 mn à 1 h. Essai économique.

2-3 - EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS.

2,3,1. Etude de la compacité des couches SABLEUSES.

On obtient l'évaluation de la compacité relative des couches du terrain lorsque ces dernières sont

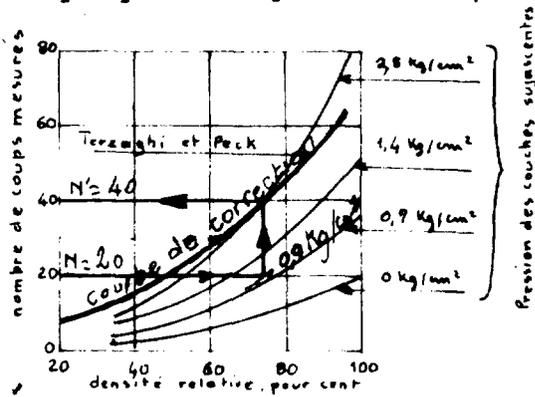
- homogènes (éléments $\leq 1,5 \text{ cm}$)
- SABLEUSES :

} L'essai est inutilisable en terrain argileux cohérent,
} ou trop caillouteux.

2,3,2. Fondations superficielles.

a - Correction due aux couches superieures.

Le forage introduit une décompression de la couche étudiée dont on tiendra compte par l'abaque suivant pour un sable dense :



- au nombre de coups mesuré N
on fait correspondre le nombre corrigé N'

exemple $N = 20 \rightarrow N' = 40$

(Cas d'une surcharge de $0,9 \text{ kg/cm}^2$
interpolée entre les courbes $0,7$ et $1,4 \text{ kg/cm}^2$)

b - Correction due à la nappe phréatique.

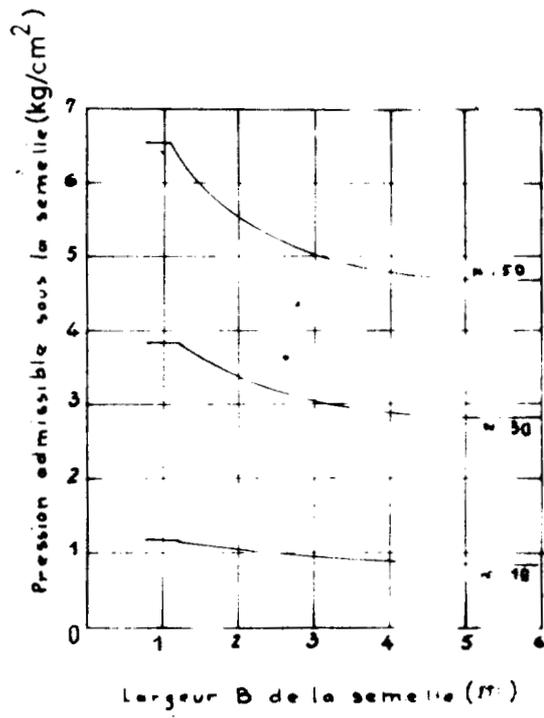
- si la nappe est à une profondeur $D_f \geq 2 B$ ($B =$ largeur de la fondation)
pas de correction
- si la nappe est à $D_f < 2 B$

$$N' = 15 + 1/2 (N - 15)$$

c - Estimation de l'angle de frottement en fonction de N' .

| Compacité | N | ϕ angle de frottement |
|-------------------|---------|----------------------------|
| Très peu compact | 4 | 25° |
| Peu compact | 4 - 10 | $25^\circ - 35^\circ$ |
| Compacité moyenne | 10 - 30 | $35^\circ - 40^\circ$ |
| Compact | 30 - 50 | $40^\circ - 45^\circ$ |
| Très compact | 50 | 45° |

d - Estimation de la pression admissible sous une semelle en fonction de N'

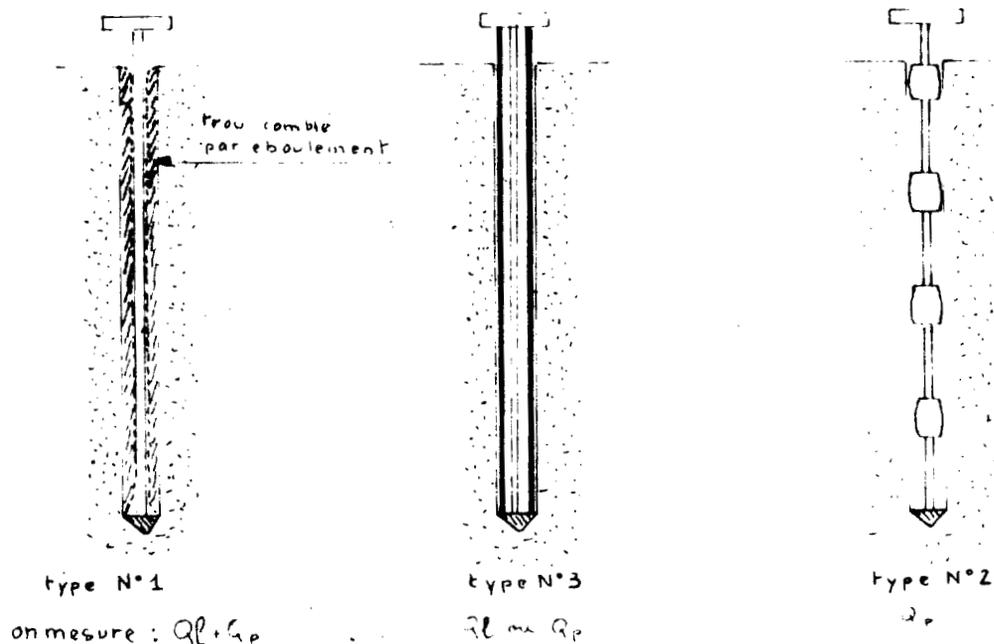


3 - LE PENETROMETRE DYNAMIQUE

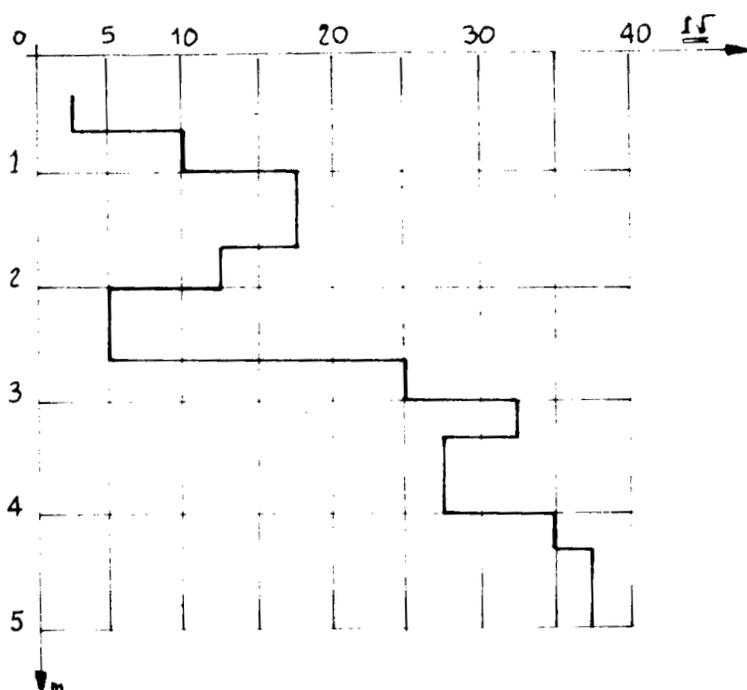
3-1 - DESCRIPTION.

Battage d'essai d'un pieu de diamètre réduit, à l'aide d'un mouton.

3 types de pénétromètres.



3 - 2 - CE QUE L'ON MESURE.



On note sur un graphique le nombre N de coups pour enfoncer l'appareil d'un nombre de centimètres donnés (10 cm, 20 cm, ou un pied = 30 cm) en fonction de la profondeur en mètre de la pointe.

type n° 1 : mesure globale de l'effort de pointe et du frottement latéral. $Q_p + Q_l$

type n° 2 : l'effort latéral est réduit au minimum et l'on mesure surtout l'effort de pointe.

Q_p

Type n° 3 : Le tube est d'abord battu, puis la tige : mesure séparée du frottement latéral(Q_l) sur le tube, et de l'effort de pointe(Q_p) sur la tige intérieure.

3-3 - EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS.

3,3,1. Exploration rapide du sous-sol.

On procède à un sondage de reconnaissance, et on exécute tout à côté un premier essai au pénétromètre dynamique, que l'on étalonne sur le sondage.

D'autres battages d'essai dans une zone assez étendue autour du sondage permettent de vérifier grossièrement si les caractéristiques des couches de sol varient d'un point à l'autre du terrain, en comparant avec le premier essai étalonné et permettent surtout de reconnaître le niveau d'une couche dure.

3,3,2. Fondations superficielles.

C'est un procédé dynamique qui donne la force portante d'un pieu modèle réduit très difficile à extrapoler pour une semelle : il est dangereux de chercher à tirer des résultats de battage dans une couche, le α et φ pour celle-ci.



3,3,3. Fondation sur pieux.

a) Détermination de la longueur probable d'un pieu préfabriqué battu.

b) Force portante d'un pieu préfabriqué battu.

On convertit le nombre N de coups pour un enfoncement donné en force portante du pieu modèle réduit par une formule de battage

$$Q = \frac{1}{6} \cdot \frac{W^2}{W + P} \cdot \frac{h}{r}$$

W = poids du mouton

P = poids de la tige

h = hauteur de chute du mouton

r = refus vrai = refus mesuré - $\frac{1}{2}$ raccourcissement élastique

Quant à la force portante d'un pieu grandeur nature on peut avoir approximativement s'en faire une idée, en extrapolant homothétiquement les résultats précédents.

- dans les sols graveleux qui manquent d'éléments fins, le pénétromètre dynamique lourd pénètre facilement et les résultats obtenus seront pessimistes.



- dans les argiles plastiques saturées au contraire, une partie de l'énergie de battage est absorbée par l'eau interstitielle qui ressort au passage du pénétromètre et l'argile se comporte comme partiellement drainée. Deux raisons qui font que les résultats obtenus sont optimistes. Il y a DANGER à utiliser un pénétromètre dynamique lourd dans une formation argileuse, si l'on veut connaître la force portante d'un pieu - utiliser de préférence dans ce cas un pénétromètre statique.

4 - PENETROMETRES STATIQUES

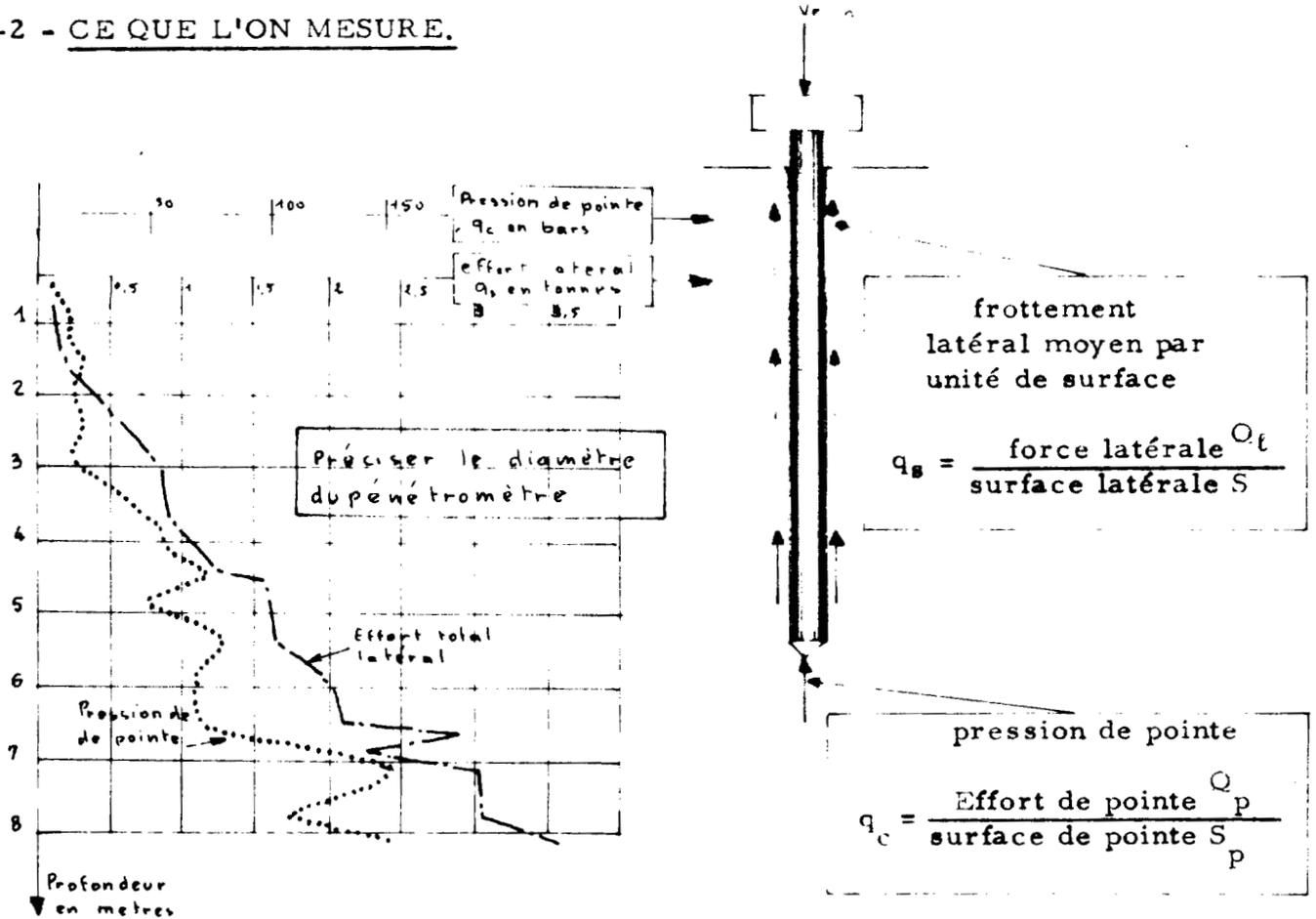
4-1 - DESCRIPTION.

Sonde métallique.

- enfoncée à vitesse lente standard (3 mn/s en général)

- conçue pour mesurer séparément la réaction de pointe et le frottement latéral.

4-2 - CE QUE L'ON MESURE.



- L'effort latéral Q à la profondeur D correspond au frottement latéral de l'ensemble des couches supérieures à la profondeur D : Q_c est un effort "intégré".
- Par contre l'effort de pointe Q_p au niveau D correspond à la seule couche de profondeur D .

- q_s et q_c sont des pressions mesurées en bar ($\approx 1 \text{ kg/cm}^2$), définies ci-dessus.

Elles sont représentées en fonction de la profondeur D de la pointe du pénétromètre.

Il existe deux catégories d'appareils .

| Type | mesure | Observations | Exemples |
|---------------------|---|---|--|
| pén. à cône mobile. | mesure discontinue de q_c mesure séparée de q_c & q_s | donne des résultats parfois forts de 10 % en plus | - Appar. Hollands - Pén. Meurisse - Pén. Fehlman |
| pén. à cône fixe. | mesure continue de q_c et q_s | donne des résultats parfois trop faibles. | - Tangot-Bonnefont - CEREBTP - Sol-Essai (Paris) |

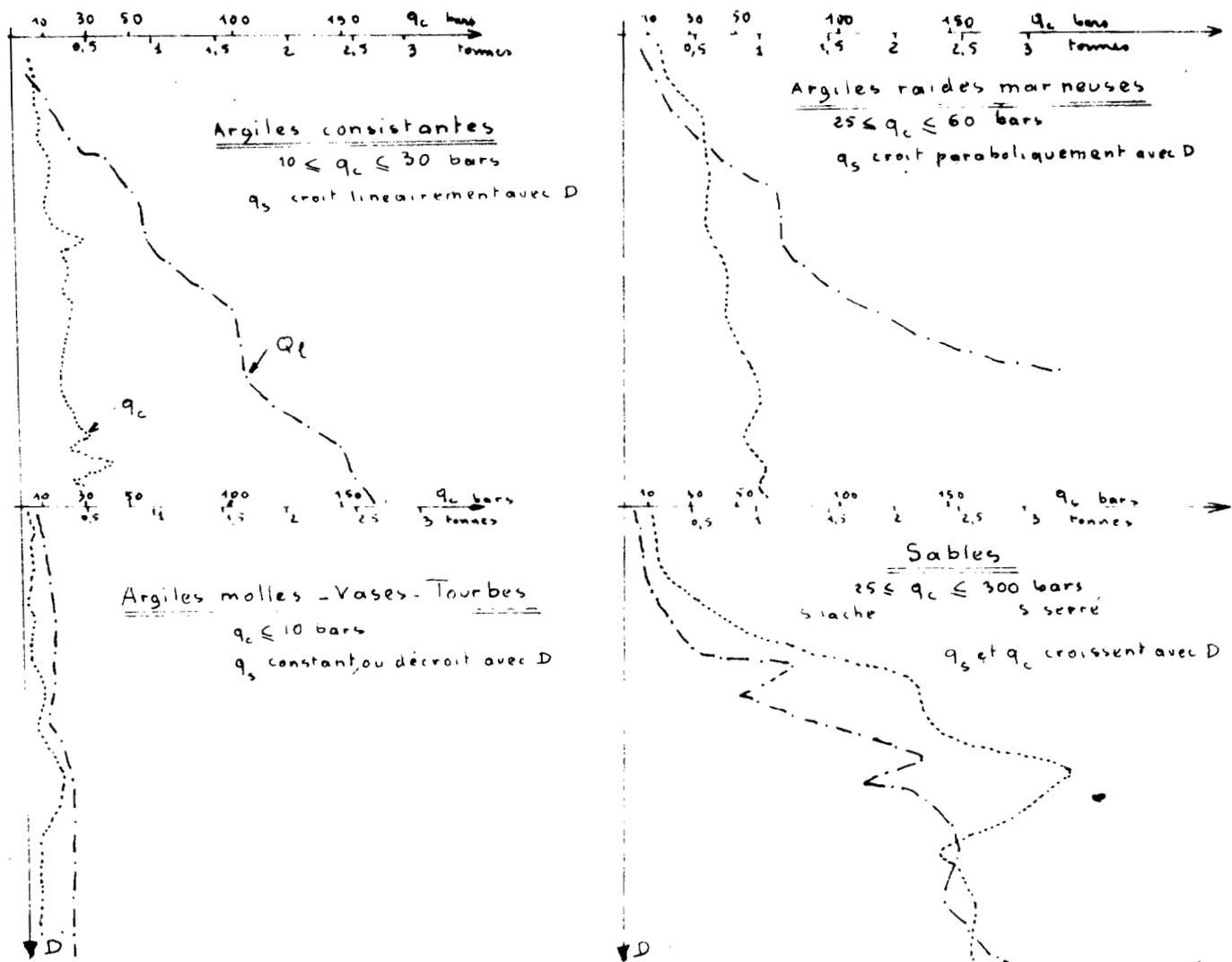
4-3 - INTERPRETATION ET EXTRAPOLATION DES RESULTATS.

- Extrapolation dans un rayon donné des résultats obtenus avec un sondage de reconnaissance
- Interprétation empirique pour évaluation approximative de la force portante des fondations superficielles (semelles)
- Calcul de la force portante des fondations profondes (pieux-piles colonnes).

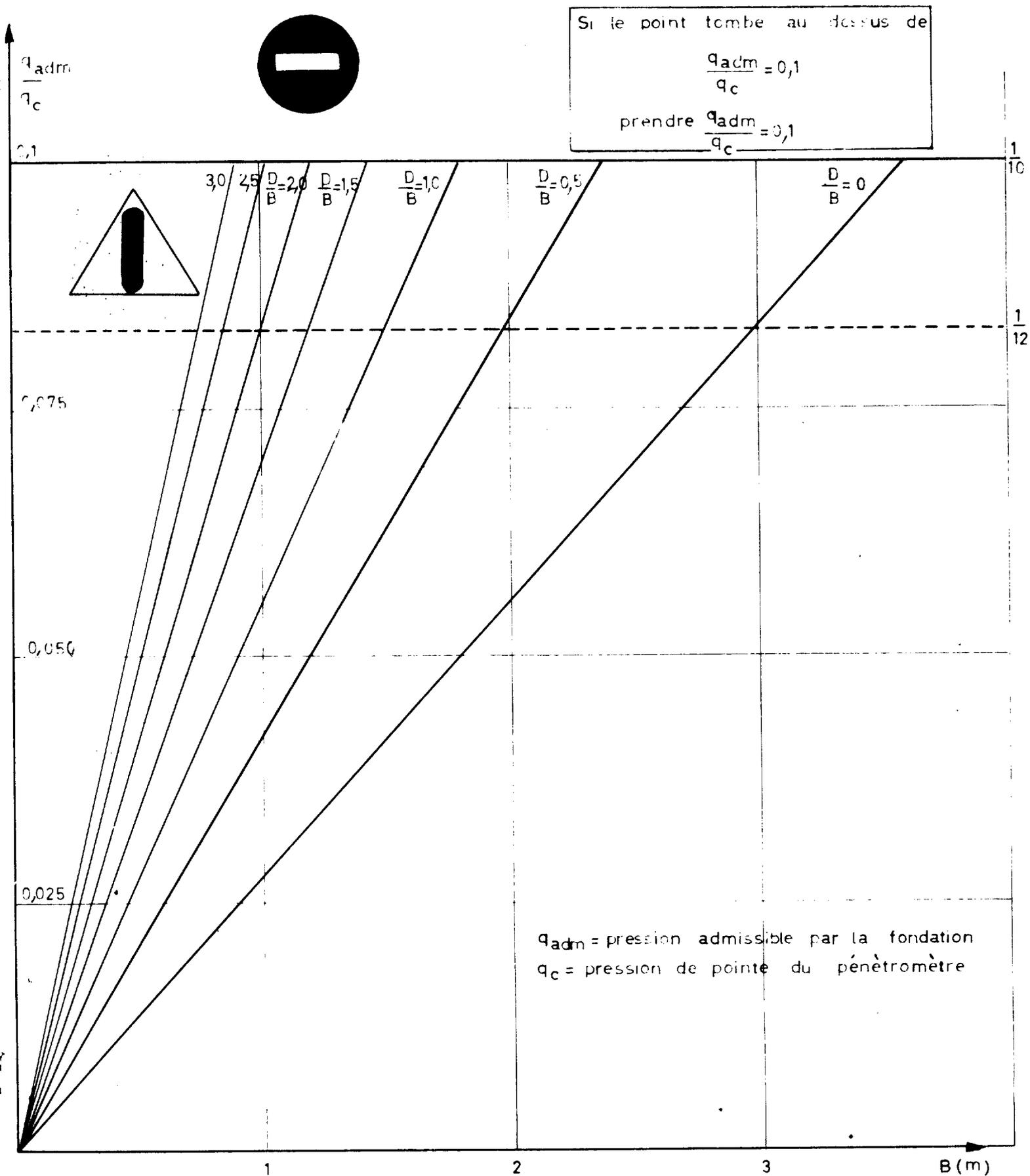
4.3.1. Sondages.

D'après la forme des courbes q_c et q_s en fonction de D et l'ordre de grandeur de q_c , on peut reconnaître grossièrement la nature du terrain après étalonnage sur un sondage voisin.

On pourra distinguer 4 types de sol :



ABAQUE DE MEYERHOF



FONDATION DES OUVRAGES D'ART COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

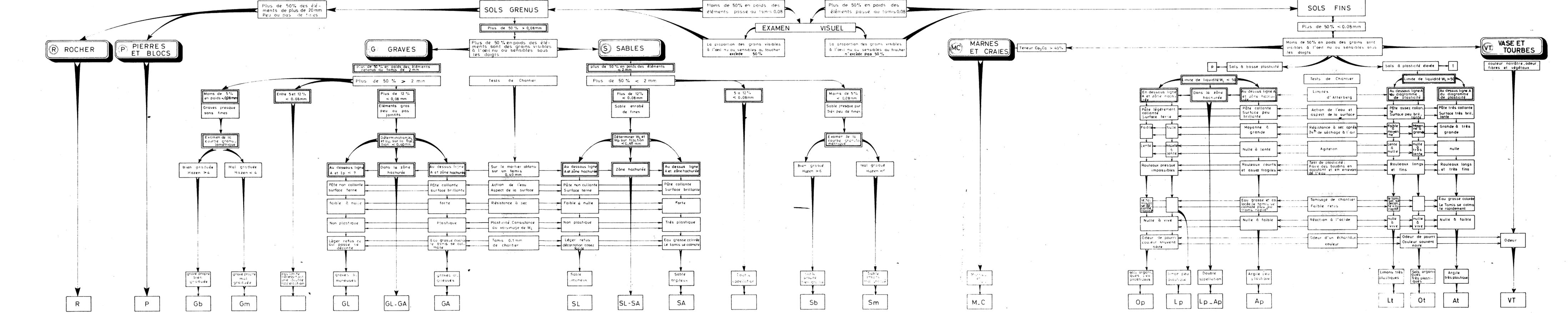
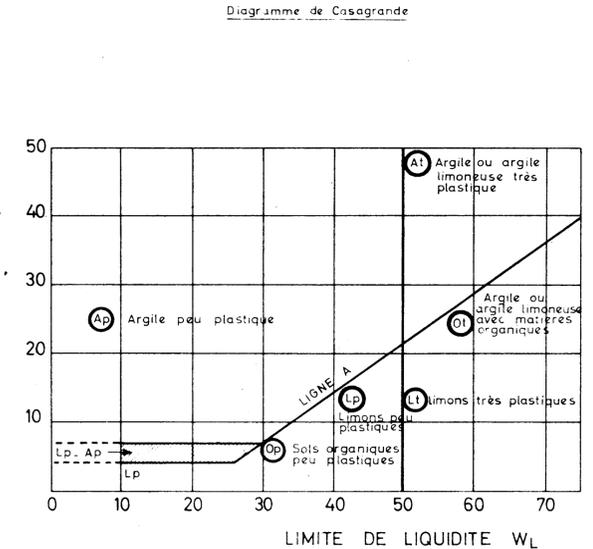


DEPOUILLEMENT

CLASSIFICATION DES SOLS PAR DIAGRAMME A CIRCUIT

221

LES CRITERES DE CETTE CLASSIFICATION SONT DEFINIS A LA PIECE 212



MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

DEPOUILLEMENT

CAHIER DES FICHES DES SOLS



2.2.2

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-65-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AÉROGARE
BP235 582-31-41

2.2.2 - Cahier de F I C H E S D E S S O I S

Seules les fiches des sols à simple appellation (sol décrit par 2 lettres), sont indiquées ici. Pour les sols à double appellation, interpoler entre les deux fiches adjacentes.

-:-:-:-:-

ROCHER

R

C'est en général un excellent sol de fondation pour les ouvrages courants, sous réserve de son homogénéité et de sa présence sous tous les appuis.

Une étude spécifique devra cependant être réalisée dans les cas suivants :

- Si la cote du rocher n'est pas constante ou si les qualités de ce rocher, en particulier la résistance à la compression simple, varient sensiblement.

- Si le rocher est très fissuré - Dans ce cas, le nombre et la dimension des fissures sont plus importants que la qualité même de la roche.

- Si le rocher risque d'être altéré au moment de l'ouverture de la fouille ou par des actions chimiques, thermiques, etc...

PIERRES ET BLOCS

P

Plus de 50 % des éléments > 20 mm peu ou pas de fines.

C'est un bon sol de fondation lorsque les pierres et blocs sont en place et peu friable.

Attention cependant au cas où les pierres et blocs ne sont pas encore en place (éboulis récents ou remblais rocheux récents).

Attention également au cas où les éléments fins sont en proportion assez importante. Voir dans ce cas les fiches graves (GL, GL.GA, GA) correspondantes.

Caractéristiques mécaniques

1) Angle φ $40^\circ < \varphi < 55^\circ$

2) Terme c $c = 0$

GRAVE PROPRES
BIEN GRADUEE

G6

Plus de 50 % des éléments > 2 mm, mais peu ou pas de gros éléments > 20 mm. La grave ne contient que peu de fines (moins de 5 % $< 0,08$ mm). Le coefficient de Hazen est > 4 .

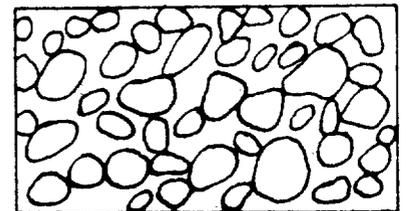
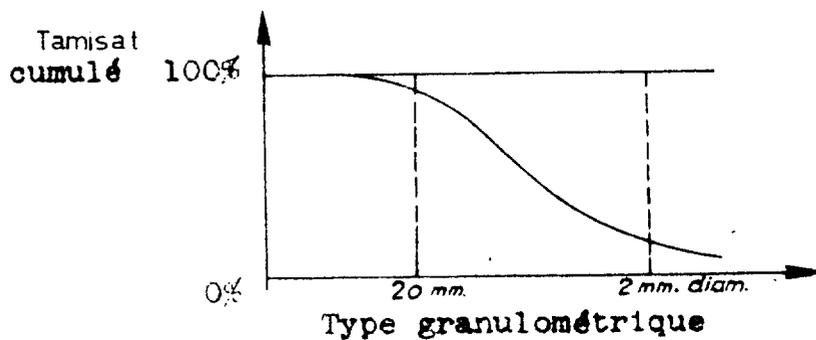
C'est un très bon sol de fondation pour les ouvrages courants d'autoroutes.

Caractéristiques mécaniques

1) Angle φ

L'angle φ peut varier de 35° pour une grave aux grains arrondis et avec une densité lâche à 45° pour une grave dense aux grains anguleux.

2) Terme C $C = 0$



Examen visuel

GRAVE PROPRES
MAL GRADUÉE

Gm

Plus de 50 % des éléments > 2 mm, mais peu ou pas de gros éléments > 20 mm. La grave ne contient que peu de fines.

(moins de 5 % $< 0,08$ mm). Le coefficient de Hazen est < 4 .

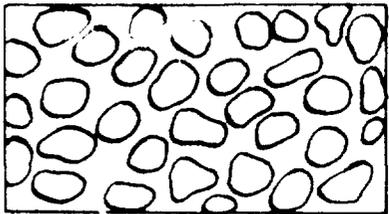
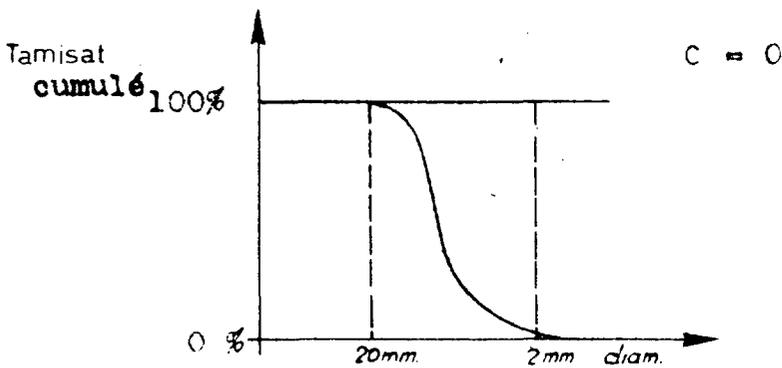
C'est un bon sol de fondation pour les ouvrages courants d'autoroute.

Caractéristiques mécaniques

1) Angle φ

L'angle φ peut varier de 30° pour une grave aux grains arrondis dans un état lâche, à 40° pour une grave dense aux grains anguleux.

2) Terme C



Examen visuel

Type granulométrique

GRAVES LIMONEUSES

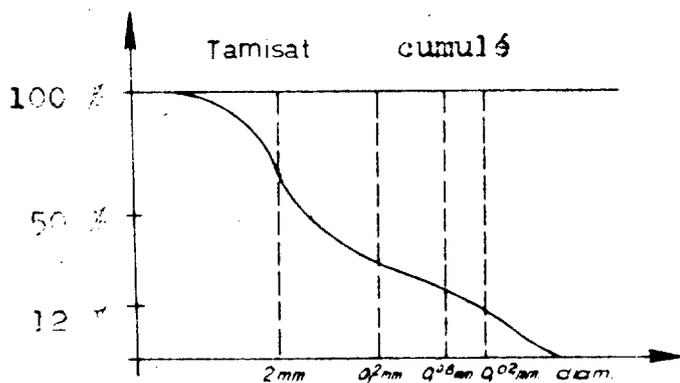
GL

Les éléments gros dominant (plus de 50 % > 2 mm) mais sont peu ou pas jointifs, (plus de 12 % < 0,08 mm). Les fines sont limoneuses (I P < 4).

Caractéristiques mécaniques

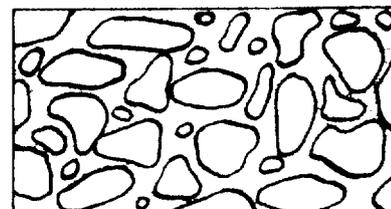
| Consistance | Peu de limon: jusqu'à 20 % | | Limon abondant: jusqu'à 50 % | |
|-----------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|
| | φ° | C (g/cm ²) | φ° | C (g/cm ²) |
| Raide à moyenne | 20° à 30° | 100 à 200 | 15° à 25° | 200 à 500 |
| Molle | 0° à 10° | 0 à 100 | 0° à 10° | 0 à 100 |

Tassements



Type granulométrique

Examen visuel



GRAVES ARGILEUSES

GA

Les éléments gros dominant (plus de 50 % > 2 mm) mais sont peu ou pas jointifs (plus de 12 % < 0,08 mm). La partie fine est argileuse (I P > 7 et au-dessus ligne A).

Caractéristiques mécaniques

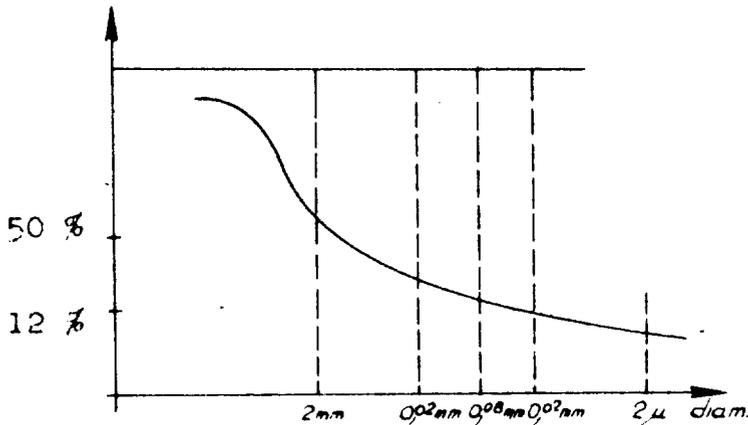
| Consistance | peu d'argile jusqu'à 20 % | | beaucoup d'argile jusqu'à 50 % | |
|--------------------|---------------------------|------------------------|--------------------------------|------------------------|
| | φ° | C (g/cm ²) | φ° | C (g/cm ²) |
| Raide à très raide | 20° à 25° | 200 à 500 | 10° à 15° | 1.000 à 2.000 |
| Moyenne | 10° à 20° | 0 à 100 | 5° à 10° | 200 à 500 |
| Molle à très molle | 0° à 10° | voisine de 0 | voisine de 0 | 0 à 200 |

Tassements

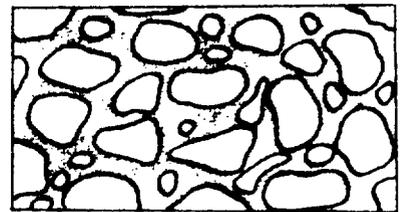


Tamisé

cumulé



Examen visuel



Type granulométrique

SABLES LIMONEUX

SL

C'est un sable (plus de 50 % sont refusés à 0,08 mm et passent à 2 mm) aux gros éléments peu ou pas jointifs (plus de 12 % < 0,08 mm)

Les fines sont peu plastiques (IP < 4)

Caractéristiques mécaniques

| Consistance | Peu de limon | | Limon abondant | |
|--------------------|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|
| | φ° | C (g/cm ²) | φ° | C (g/cm ²) |
| Moyenne à raide | 15° à 25° | 200 à 300 | 15° à 20° | 200 à 500 |
| Molle à très molle | 5° à 10° | 0 à 100 | 5° à 10° | 0 à 100 |

Tasse-ments



SABLES ARGILEUX

SA

C'est un sable (plus de 50 % sont refusés à 0,08mm et passent à 2 mm) avec beaucoup de fines (plus de 10 % > 0,08 mm).

Les particules fines sont plastiques (IP > 7 et au-dessus de la ligne A).

Caractéristiques mécaniques

| Consistance | Peu d'argile | | Beaucoup d'argile | |
|--------------------|--------------|------------------------|-------------------|------------------------|
| | ϕ° | C (g/cm ²) | ϕ° | C (g/cm ²) |
| Raide à très raide | 15° à 20° | 700 à 1200 | 10° à 15° | 700 à 1200 |
| Moyenne | 10° à 15° | 200 à 700 | 5° à 10° | 200 à 500 |
| Molle à très molle | 0° à 10° | 0 à 200 | voisin de 0 | 0 à 200 |

Tassements



SABLES PROPRES
BIEN GRADUE

Sb

C'est un sable (plus de 50 % sont refusés à 0,08mm et passent à 2 mm) qui présente peu ou pas de gros éléments et très peu ou pas de fines (moins de 5 % < 0,08 mm). Coefficient de Hazen > 6.

C'est un très bon sol pour les fondations d'ouvrage d'art. Attention cependant à ce que la couche de sable soit d'épaisseur suffisante, car il apparaît très souvent dans les régions alluvionnaires au-dessus d'une couche de sol plus mauvais.

Caractéristiques mécaniques

1) Angle φ

L'angle φ peut varier de 30° pour un sable de densité lâche et aux grains arrondis à 45° pour un sable dense aux grains anguleux.

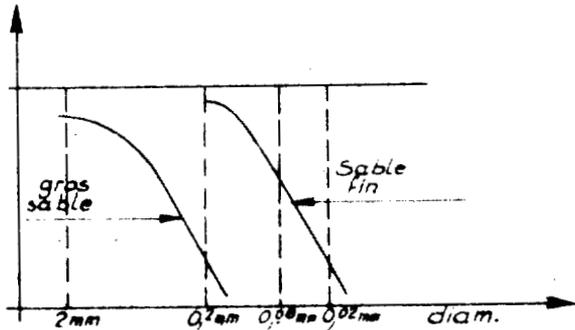


Attention, les sables de densité lâche, particulièrement les sables fins (0,02 à 0,2 mm) peuvent tasser d'une façon importante.

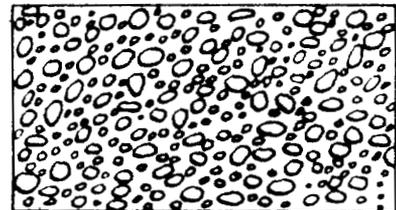
2) Terme c

c = 0

Tamisa
cumulé 100 %



Examen visuel



Courbe granulométrique type

SABLES PROPRES
MAL GRADUES

Sm

C'est un sable (plus de 50 % sont refusés à 0,08 mm et passent à 2 mm) peu de fines (moins de 5 % < 0,08 mm). Le coefficient de Hazen < 6.

C'est un bon sol pour fondations d'ouvrage d'art, Attention cependant à ce que la couche de sable soit d'épaisseur suffisante, car il apparaît souvent dans les régions alluvionnaires au-dessus d'une couche de sol plus mauvais.

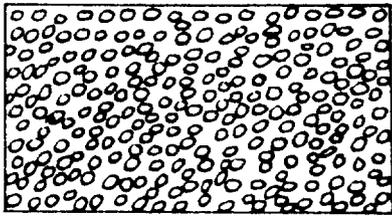
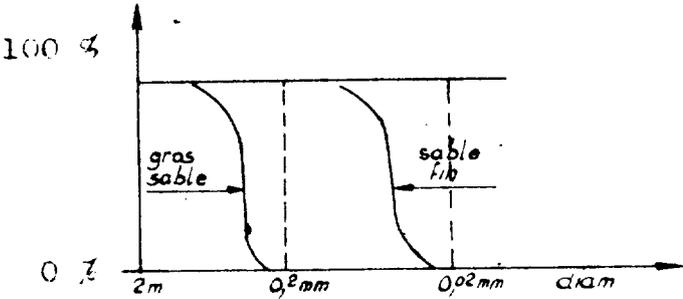
Caractéristiques mécaniques

1) Angle φ

L'angle φ peut varier de 25° pour un sable lâche aux grains arrondis, à 40° pour un sable dense aux grains anguleux.



Attention, les sables de densité lâche, particulièrement les sables fins (0,02 à 0,2 mm) présentent des risques de tassement importants.



Courbe granulométrique type



MARNES
CALCAIRES MARNEUX
CALCAIRES

MC

La classification arbitraire suivante a été faite pour distinguer les sols marneux et calcaires.

| <u>Teneur en CO_3Ca</u> | <u>Dénomination</u> |
|--------------------------------------|--------------------------|
| 20 % à 40 % | Limon ou argile marneuse |
| 40 % à 60 % | Marne |
| 60 % à 80 % | Calcaire marneux |
| 80 % à 100 % | Calcaire (Sol) |

Ces sols très répandus en France présentent des caractères particuliers. Leur état peut varier de l'aspect d'une roche à celui d'un sol très tendre. Une étude géotechnique spéciale sera presque toujours nécessaire.

On pourra étudier les sols de la façon suivant

1°) Marne : (teneur en $CO_3Ca < 60\%$). On classera et on étudiera ces sols sans tenir compte de la teneur en carbonate. La méthode de prédimensionnement pourra en général s'appliquer, sous réserve que la teneur en CO_3Ca soit toujours inférieure à 60 %.

2°) Calcaire marneux et calcaire (sol). Ne pas employer la méthode sans prendre l'avis d'un géotechnicien.



Les tassements seront généralement faibles pour ces sols:

ARGILES PEU PLASTIQUES

Ap

$w_L < 50$ $IP > 7$ et au-dessus ligne A:



Ces sols peuvent être de bons à très mauvais sols de fondation d'ouvrages d'art suivant leur consistance et leur plasticité.

C'est le tassement qui permettra très souvent le dimensionnement de la fondation.

Caractéristiques mécaniques

| Consistance | C (g/cm ²) |
|--------------------|------------------------|
| Raide à très raide | 1500 à 2000 |
| Moyenne | 500 à 1500 |
| Molle à très molle | 100 à 500 |



SOLS ORGANIQUES PEU PLASTIQUES

Op

Sauf cas exceptionnel, ces sols ne conviennent pas pour une fondation d'ouvrage d'art.

Une étude géotechnique sera dans tous les cas nécessaire.



Il faudra se méfier même si le sol présente un bon "aspect" au départ, la présence de matières organiques risquant d'amener une évolution à long terme.

LIMONS PEU PLASTIQUES

L_p

Sols $w_L < 50$, $IP < 4$ et au-dessous ligne A.

Ce sont des sols de moyens à bons pour les fondations d'ouvrages d'art. Les tassements admissibles dimensionneront en général la fondation, mais la stabilité peut être également en cause!

Caractéristiques mécaniques

| Consistance | C(g/cm ²) | φ° |
|--------------------|-----------------------|-----------------|
| moyenne à raide | 200 à 500 | 15° à 25° |
| Molle à très molle | 100 à 200 | 0° à 15° |





LIMONS TRES PLASTIQUES

Lt

$w_L > 50$ au-dessous ligne A.

Une étude géotechnique sera en général nécessaire avant de placer une fondation d'ouvrage d'art sur ce sol.

Les tassements seront souvent le facteur déterminant dans le dimensionnement des fondations sur ce sol.

Caractéristiques mécaniques

| Consistance | C (g/cm ²) | φ° |
|--------------------|------------------------|-----------------|
| Raide à très raide | 500 à 700 | 15° à 20° |
| Moyenne | 200 à 500 | 5° à 15° |
| Molle à très molle | 0 à 100 | voisin de 0 |



ARGILES TRES PLASTIQUES

At

$w_L > 50$ au-dessus ligne A.

Ces sols ne peuvent convenir pour une fondation qu'à condition d'être consolidés et consistants.

Faire une étude géotechnique.

Les tassements seront très souvent déterminants dans le dimensionnement de la fondation.

Caractéristiques mécaniques

- 1°) Angle φ $\varphi \neq 0$
- 2°) Terme C

| Consistance | C (g/cm ²) |
|--------------------|------------------------|
| Raide à très raide | 1000 à 2000 |
| Moyenne | 200 à 1000 |
| Molle à très molle | 0 à 200 |



Les tassements sont de moyens à très importants.



SOLS ORGANIQUES TRES PLASTIQUES

Ot

Ces sols ne conviennent pas comme fondation d'ouvrages d'art. Rechercher le bon sol sous-jacent et de toute façon procéder à une étude géotechnique.

-!-!-!-

- 1) Angle φ $\varphi \neq 0$
- 2) Terme c $0 < c < 150 \text{ g/cm}^2$



VASES ET TOURBES

VT

Ces sols ne conviennent pas pour les fondations d'ouvrages d'art. Il faut rechercher le bon sol sous-jacent et de toute façon procéder à une étude géotechnique.

Caractéristiques mécaniques

- 1) Angle φ $\varphi \neq 0$
- 2) Terme c $0 < c < 100 \text{ g/cm}^2$

GRUPE D'ETUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

DEPOUILLEMENT



FICHE TYPE DE SONDAGE ET DE COLLATIONNEMENT DES
RESULTATS D'ESSAIS

223

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES
58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 587 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ETUDES TECHNIQUES
28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES
ORLY AEROGARE
BP 235 528-51-41

FEUILLE DE SONDAGE

Laboratoire ou entreprise:
Projet ou chantier:
Chef sondeur:

N° du sondage:
Date du sondage:
Cote N.G.F. niveau du sol:
Coordonnées Lambert:

Essais et résultats

| | | | | | | | | Fondations | | | | | | | | | | | | | | Terrassement | | | | | |
|-----------------|---------------|---|----------------|--|---------|--|--|------------|---------------------|----------------|----------------|---------------------|----|-----|------|--------------------|------|------------------|----------------|-----------------|---|--------------|--------------------------------------|------|---|---|--|
| 2 | 1 | 3 | 4 | 5 | 7 | 6 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 16 | 17 | 18 | 19 | 14 | 24 | 13 | 26 | 31 | 32 | 30 | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | F | I, G | P | V | |
| Profondeur en m | Cote NGF en m | Type d'enfoncement Type d'outil Diam et type de carottage Prélèvement Prélèvement déchant | % Carottage | Observation du sondeur Vitesse d'enfoncement Emploi de boue Tubage Venue et pertes d'eau Vibrations | Légende | Description géologique | Désignation géotechnique et classification | w | Limites d'Atterberg | | | Granulométrie en mm | | | | Dimension maximale | | T _{unf} | I _c | % _{Ca} | C _{ESTIMES} g/cm ³ | φ° | R _c kg/cm ² | E.S. | | | |
| | | | | | | | | | w _L | w _p | I _p | 5 | 2 | 0,4 | 0,08 | | | | | | | | | | | | |
| 0,20 | 38,20 | Rotation carottier enveloppe Ø 116 mm | | Carottage à l'eau et tubage | | Terre végétale Limon gras brun roux des plateaux | Limon peu plastique L p | 18 | 35 | 23 | 12 | | | | 88 | 72 | 1,72 | 1,4 | | 300 | 15° | 0,8 | | | | | |
| 28,0 | 35,0 | Percussion carottier triple enveloppe Ø 80 mm | | Sans eau | | Glaise verte du Sannoisien | Argile très plastique très consistante A t | 28 | 72 | 38 | 34 | | | | 93 | 86 | 1,62 | 1,3 | | 600 | 12 | | | | | | |
| 44,0 | 34,0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

ATTENTION: 100g/cm³ = 1t/m³

Cote de la ligne rouge si elle est connue

SOUS DOSSIER.3: L'EXPLOITATION DE LA RECONNAISSANCE

3.1: EXPLOITATION DES INFORMATIONS RECUEILLIES

3.2: TASSEMENTS PREVISIBLES DES SOLS

3.3: STABILITE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE



MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



EXPLOITATION DES INFORMATIONS RECUEILLIES

3.1

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LÉFÈVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Pères 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AÉROGARE
BP 235 587-51-41

EXPLOITATION DES INFORMATIONS
RECUEILLIES LORS DE LA RECONNAISSANCE GÉNÉRALE

1. Position du problème

Pour le site présumé d'un ouvrage à fonder, la reconnaissance générale fournit les deux informations suivantes :

- une fiche-type 2, 2.3, de sondage et de collationnement des résultats d'essais résumant l'identification des sols.
- un(ou des) diagramme (s) d'essai in situ (2.1.3.)

Le projeteur d'ouvrages va traduire ces informations en éléments pour son projet. Ces éléments sont de deux natures :

1) une décision sur le mode de fondation, profonde ou superficielle. Le principe de la fondation superficielle peut être retenu si l'essai in situ indique que les sols sont assez homogènes sur l'étendue du site et comprennent des couches porteuses assez proches de la surface. Sinon, il faudra prescrire une reconnaissance spécifique et s'orienter probablement vers la fondation profonde. C'est en particulier le cas si l'essai in situ détecte des couches compressibles sur la majeure partie de la hauteur de sondage.

2) Dans le cas où la fondation superficielle peut être envisagée, une évaluation de ses performances tant en stabilité aux charges que vis-à-vis des tassements.

On notera que l'essai in situ, s'il conduit à rejeter le principe de la fondation superficielle, apporte en même temps des indications sur une éventuelle fondation profonde (effort de pointe, frottement latéral). Dans le cas douteux où il peut y avoir alternative entre une fondation superficielle un peu sensible aux tassements et une fondation profonde peut-être économique (faible fiche des pieux), l'essai in situ permettra en général de pré-dimensionner la fondation profonde et donc de procéder à une comparaison technique et économique suffisamment précise pour lever l'alternative.

Pratiquement, le projeteur examine la fiche-type c'est à dire la séquence des sols identifiés aux divers niveaux. Cet examen lui permet de retenir deux ou trois niveaux de fondation possibles en leur associant une manière de s'y fonder (semelles ou massifs, pieux ou puits).

L'essai in situ l'aide dans cette pré-sélection, puisqu'il peut, par exemple, lui indiquer d'emblée s'il y a lieu ou non d'envisager une fondation superficielle. En cas de rejet de la fondation superficielle, le projet de fondation ne pourra être défini qu'à l'aide d'une reconnaissance spécifique.

Nous avons donc à examiner successivement deux éventualités :

- fondation profonde et reconnaissance spécifique
- fondation superficielle et tentative de la pré-dimensionner.

2. Fondation profonde

La seule conclusion qu'apporte le dossier-pilote FOCS - 64 se formule ainsi :

L'essai de stabilité des sols en place (essai in situ) ne permet pas d'escompter des fondations superficielles stables ou ne tassant que faiblement. Si l'ouvrage doit être maintenu sur le site reconnu, le principe de ses fondations sera celui des fondations profondes (prise en compte du frottement latéral).

Mais les informations recueillies par la reconnaissance générale ne permettent pas d'en dire davantage.

En particulier, on ne peut rien conclure de précis sur le dimensionnement et la constitution de cette fondation profonde (caissons ? pieux droits ou inclinés ? puits ?). Il faudra une reconnaissance spécifique ne serait-ce que pour définir exactement les conditions rencontrées POUR CHAQUE APPUI (il est évident qu'il faudra par exemple reconnaître la couche sur laquelle porteront les pieux pour en pré-dimensionner la fiche).

o o
o

Même abstraction faite de leur coût élevé comme système de fondation (et parfois ce coût ne paie qu'une illusion de sécurité ou paie trop cher une sécurité en réalité fort modeste), les pieux ont de multiples ennemis, tous plus ou moins favorisés par l'ignorance des conditions réelles du sol.

Ces ennemis se rangent en trois catégories principales : les vices de conception (erreur de dimensionnement), les accidents d'exécution (bien connus pour les pieux battus, moulés, etc...) et les déboires de fonctionnement, le plus souvent liés à des effets lents (laminage de couche molle, consolidation, etc...).

o o
o

On comprend, dès lors, que le dossier FOCS - 64, dont la matière première est, en somme, une reconnaissance sommaire des conditions de sol sur le site de l'ouvrage, ne puisse aborder avec si peu d'informations les problèmes complexes que posent les fondations profondes. Celles-ci feront - comme la reconnaissance spécifique, l'objet de dossiers-pilotes ultérieurs.

Mais il faut souligner ici que les fondations profondes ne doivent pas être l'expression d'une politique d'autruche (je ne suis pas sûr des sols des couches supérieures, j'en fais donc abstraction en les transperçant pour aller m'appuyer sur un horizon géologique sûr et ferme). Elles procéderont au contraire d'une nécessité rationnelle (le dossier FOCS-64 et ses prolongements m'ayant démontré que la fondation superficielle ne peut convenir) et leur maîtrise (tant technique qu'économique) exigera des précautions, une reconnaissance précise, bref, le contraire d'une politique d'autruche.

3. Fondation superficielle

Le cas général de la fondation des ouvrages légers que constituent les ponts courants pour autoroutes et analogues (portées de 13 à 25 mètres) est donc la fondation superficielle (semelle filante ou massif isolé selon qu'on néglige ou non la correction de géométrie). En effet pour des ouvrages qui n'appliquent sur leurs lignes d'appui que des réactions quasi-verticales de l'ordre de 50 t par mètre, des semelles de 2,5 m de largeur n'exerceront sur le sol qu'une pression moyenne de l'ordre de 2 bar (kg/cm²). Cette pression peut être acceptable dès une profondeur assez faible (1,5 m par exemple) pour la plupart des sols français alluvionnaires ou sédimentaires en place, sauf les formations les plus récentes, relativement rares.

Mais, outre le souci de la stabilité de cette fondation, le projecteur devra avoir celui de sa sensibilité aux tassements car la plupart des tabliers portés sont hyperstatiques. Une dénivellation permanente des appuis y développerait des efforts parasites peut-être dommageables à l'ouvrage.

o o
o

L'exploitation de la reconnaissance générale comporte donc, en vue de la fondation superficielle, les deux calculs suivants :

3.2. - tassement prévisible des sols chargés par la semelle

3.3. - stabilité de cette fondation.

L'ordre adopté (tassement avant stabilité) peut sembler contraire à la logique puisqu'il est impossible de calculer le tassement si la semelle n'est pas dimensionnée au préalable, ce qui se fait usuellement par l'étude de sa stabilité.

Cette entorse à la présentation cartésienne a pourtant sa raison. Elle vise à mettre en vedette le concept " tassement prévisible " afin qu'aucun projet de fondation sur semelle ne l'ignore : la stabilité ne suffit pas, et il faut aussi soumettre au calcul le tassement de la semelle stable, si on veut que l'ouvrage qu'elle porte soit lui-même stable.

o o
o

En théorie, deux cas seront à distinguer, bien qu'en pratique les deux calculs soient complémentaires et pour ainsi dire simultanés :

- le dimensionnement par la stabilité, c'est-à-dire la détermination des dimensions de la semelle pour que la fondation soit stable, avec pour vérification que le tassement prévisible soit faible, et dans tous les cas largement acceptable par le tablier.

- le dimensionnement par le tassement, c'est-à-dire la détermination des dimensions de la semelle pour que les sols sous-jacents ne tassent pas a priori au-delà d'une valeur donnée d'avance (jugée par exemple inacceptable pour la structure), avec pour vérification, naturellement, que dans ces conditions la fondation soit stable (sol non poinçonné par la semelle, pression moyenne acceptable par le sol).

La distinction entre les deux cas est en fait une distinction de point de vue : la plupart des tabliers-types appliquent sensiblement la même charge à la semelle, et par conséquent, une fondation stable pour un type est stable pour les autres. Mais ces tabliers sont plus ou moins souples ou sensibles aux tassements différentiels des appuis. Le dimensionnement du premier type donne globalement la liste des tabliers qu'on pourra fonder sur semelles. Le dimensionnement du second type répond à une question plus précise. Pour une raison bien déterminée (par exemple : minceur d'une dalle précontrainte économisant sur la ligne rouge, ou emploi d'une poutraison pour un franchissement trop biais), le type de tablier est imposé dans le cas considéré, la fondation superficielle est a priori la moins coûteuse, sa stabilité est acquise. Il reste alors à vérifier qu'on peut ramener son tassement éventuel dans les limites que tolère le tablier choisi.

4. Usage et limites des calculs et abaques - (tassements ou stabilité) -

L'usage des deux pièces 3.2. et 3.3. se comprend de lui-même.

On notera simplement que

1 - les abaques des tassements des sols chargés par les semelles (3.2.) sont pessimistes par construction et donnent une valeur sûrement majorante du tassement de référence d'une semelle isolée. Il restera à en déduire le tassement différentiel maximal entre les semelles inégalement chargées et fondées qui portent un même tablier.

Ce tassement différentiel prévisible a deux sources :

- une source discernable : les inégalités reconnues entre les deux semelles (chargement, sols, dimensions),
- une source aléatoire : même si les semelles paraissaient "en gros" indiscernables l'une de l'autre, des dispersions de toute nature affecteraient leurs tassements théoriquement égaux en donnant une différence observable, d'origine "aléatoire".

2 - Une approche commune permet d'estimer ces deux fractions du tassement différentiel total entre deux semelles :

- pour chaque semelle on évalue successivement le tassement isolé de référence T , puis probable t , puis sa dispersion r :
- pour le couple de semelles, la différence des T_i et T_j introduit le tassement différentiel probable discernable $t (T_i - T_j)$ et la valeur moyenne $\frac{T_i + T_j}{2}$ le tassement différentiel probable aléatoire $\pm 2.r.t. \frac{(T_i + T_j)}{2}$ (dispersion des moyennes d'une part, moyenne des dispersions d'autre part).

3 - Mais cette approche est empirique

Les deux coefficients t (probabilité) et r (dispersion) sont empiriques et doivent être ajustés, l'un pour une région donnée, l'autre sur le site de l'ouvrage.

A l'occasion d'études récentes pour quelques ouvrages d'art de la région parisienne, l'application de la méthode FOCS à titre d'essai, a donné à penser qu'on pourrait avoir :

$$t = 1/3$$

$$r = 1/6 \text{ à } 1/4$$

Si ces valeurs conduisent à des résultats heurtant systématiquement l'expérience qu'ont les Ingénieurs de la région et de ses sols, il y aura lieu de les réviser, et surtout de les connaître dès que possible avec quelque précision.

Par résultats systématiquement discordants, il faut entendre :

- tassements différentiels encore exagérés ou, au contraire, réduits à rien,

- semelles excessivement larges ou, au contraire, réduites à rien,
- fondations superficielles systématiquement antiéconomiques pour les ponts-types d'autoroutes, ou au contraire, admissibles dans des cas a priori suspects (sols douteux où, par exemple, les conditions hydrologiques varient beaucoup).

Cette période d'adaptation empirique de la méthode est commandée par ses limites naturelles :

- informations plus ou moins élaborées ou exactes sur les sols,
- comparaison brutale tassement prévisible du sol à tassement admissible pour le tablier, alors qu'il ne s'agit en vérité que de tassements progressifs auxquels la structure, dans une certaine mesure peut s'adapter.

4 - Le calcul de stabilité à l'aide des coefficients N_c , N_q et N_ϕ est d'une application numérique simple. Toutefois, pour la comparaison sommaire de diverses solutions (par exemple : semelle plus large et fondée plus haut contre semelle plus étroite fondée plus bas), on pourra utiliser les abaques donnés au sous-dossier des pièces annexes (annexes 1 et 2).

Si le caractère relatif de la détermination disparaît, sa précision pourra être accrue par emploi exclusif des formules générales données à la pièce 3.3. Même dans ce cas, on ne devra toutefois pas se leurrer sur la précision des calculs et on arrondira les dimensions des semelles au décimètre au moins. C'est semble-t-il, l'ordre de grandeur de la détermination "en stabilité", tandis que l'ordre de grandeur des tassements s'accommodera bien du centimètre comme unité.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART (G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



TASSEMENTS PRÉVISIBLES DES SOLS

3.2

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTIS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEFFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AEROGARE
BP 235 587.51.41

3.2. - TASSEMENTS PREVISIBLES DES SOLS

On trouvera successivement :

- les bases de prévision des tassements des sols français normaux.
- le mode d'emploi des abaques pour une fondation isolée,
- les limites de la méthode et des corrections de cas particuliers,
- le principe du calcul des tassements différentiels d'appuis.

1 - BASES DE LA PREVISION DES TASSEMENTS :

1.1. - Tassements absolus et différentiels :

Les appuis d'un ouvrage d'art tassent car ils chargent le terrain et le "serrent". Inégalement fondés et chargés, ces appuis seront soumis à des tassements différents, susceptibles d'affecter la structure.

Ces différences de tassement sont appelées tassements différentiels, mais on ne pense pas toujours systématiquement à les prévoir et à les observer. Une des missions de l'utilisateur du présent dossier sera de procéder à des constatations de tassements sur ouvrages construits et de les comparer à ceux que la méthode FOCS permet de calculer. Il pourra en tirer, par "régionalisation" de la méthode FOCS, une meilleure prévision des tassements possibles dans sa région.

Sur les sites où l'on peut craindre de grands tassements toutes les fois qu'on le pourra, il sera prudent de procéder à une étude géotechnique complète au droit de chaque point d'appui (prélèvements d'échantillons intacts soumis à une étude de laboratoire poussée).

En effet, au stade d'étude supposé par la méthode FOCS, si l'on pressent de grands tassements et si les abaques le confirment, on sera orienté vers la sortie "reconnaissance spécifique".

Le dossier FOCS tente de définir un modèle empirique valable partout en France. On passera donc dans chaque région du calcul "national" pessimiste selon ce modèle, à un tassement absolu probable grâce à un coefficient d'abattement local que chaque laboratoire régional aura à déterminer.

La prévision des tassements absolus ou différentiels repose donc sur les trois étapes suivantes :

- un tassement de référence, "national", à calcul semi-empirique selon un modèle approché,
- un coefficient de régionalisation,
- un coefficient de dispersion lié au site.

Il va sans dire que cette méthode en trois étapes ne prétend à la rigueur ni théorique ni expérimentale. Elle ne conduira à des résultats variables que si chaque utilisation est l'occasion de réfléchir sur elle et, par l'accumulation des connaissances et des constatations, d'en améliorer les résultats et d'en ajuster les divers coefficients empiriques.

Cette méthode sommaire permet d'entrer dans le problème et si les résultats qu'elle fournit sont insuffisants, on fera appel à des méthodes plus précises, qui sont, en fait, du domaine de la classique reconnaissance spécifique.

1.2. - Modèle empirique de tassement :

Toute structure fondée sur un sol tasse.
Ce qui intéresse le projeteur de cette structure est :

a) l'amplitude du phénomène

Son échelle est-elle le millimètre, le centimètre, le décimètre ou le mètre ?

b) la durée du phénomène

Est-il instantané ? Dure-t-il autant ou plus que la construction de l'ouvrage ?

Ces phénomènes s'analysent d'ailleurs en fonction du logarithme de la charge appliquée ou du logarithme de la durée d'application ce sont donc les chiffres avant la virgule qui importent, plus que les décimales.

Le fait qu'un sol tasse sous une fondation n'est pas en soi péjoratif et n'est pas forcément catastrophique ni même grave.

On ne perdra pas de vue non plus que la méthode vise à comparer les tassements qu'on peut attendre du sol aux tassements que pourra admettre la structure : il existe assurément une plage de compatibilité, surtout pour les appuis légers d'ouvrages légers (tels que les ponts courants d'autoroute) car beaucoup ont déjà été construits avant que ne paraisse le dossier FOCS, et aucun dommage dont les tassements seraient cause ne semble avoir été observé.

*
* * *

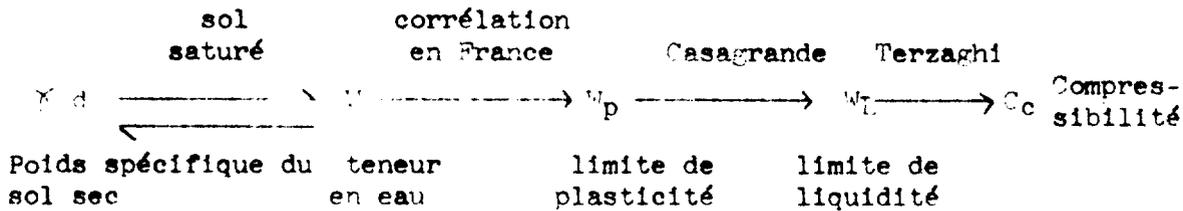
Pourquoi un sol tasse-t-il sous une fondation ? Cela tient à ce qu'il peut d'une part diminuer de volume sous la fondation qui le charge, et, d'autre part, s'échapper latéralement.

a) Les sols frottants, sables et graves, sont généralement peu compressibles et, dans tous les cas, beaucoup moins que les sols fins, argiles et limons. Le plus, leur tassement est à peu près instantané sous la charge appliquée.

Lorsqu'un ouvrage relativement léger est fondé sur un sol frottant, il n'y a lieu de se préoccuper que des sols lâches : sable ou graves peu serrés, $\gamma < 1,60 \text{ t/m}^3$ et dans ce cas, le dossier-pilote FOCS renvoie à la reconnaissance spécifique (par la fiche correspondante du sol).

b) Un sol fin, limon ou argile, est d'autant plus compressible que, d'une part, le pourcentage de vides (eau et air) est élevé et, d'autre part, que sa plasticité (aptitude à se déformer) est grande. Mais ces deux notions : indice des vides et plasticité, ne sont pas absolument indépendantes.

Pour un sol fin saturé, on a ainsi une série de corrélations :



On peut donc relier, en principe, la compressibilité à la plasticité et, par exemple, à la limite de liquidité W_L du sol en place.

En France, on a remarqué que la teneur en eau W d'un sol fin saturé en place est le plus souvent assez voisine de la limite de plasticité W_p (soit en dessous, soit en dessus).

Ce seront pour nous des sols français "normaux", et c'est à eux que s'applique le modèle empirique de tassement.

Le fait que W est supposé voisin de W_p est essentiel : si W excède trop W_p on devra passer impérativement à la reconnaissance spécifique et si W est très inférieur à W_p le tassement calculé par le modèle (et la sur les abaques) sera beaucoup trop grand.

*
* * *

Le calcul a procédé comme suit :

L'indice de compression C_c (pente de la droite ($e \cdot \log \sigma'$) d'un essai oedométrique) est lié à la limite de liquidité par la formule empirique de TERZAGHI :

$$C_c = 0,009 (W_L - 10)$$

La contraction relative $\frac{\Delta H}{H}$ de la couche compressible d'épaisseur H est alors donnée par l'expression usuelle :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta \sigma}{\sigma_0'}$$

- e_0 : Indice des vides initial
- C_c : Indice de compression
- σ_0' : Contrainte effective avant chargement
- $\Delta \sigma$: Augmentation de contrainte due au chargement

1.3. - Hypothèses de base du modèle :

Les abaques de tassement qu'on trouve ci-après sont le résultat des calculs selon le modèle empirique précédent moyennant une série d'hypothèses simplificatrices dont les principales sont :

- a/ - seuls les sols fins (limons ou argiles) sont pris en compte dans ces tassements.
Les tassements des sables et graves, sauf dans un état vraiment lâche, sont négligés (et sont négligeables) étant donné le mode de construction d'un ouvrage courant ces tassements étant acquis avant que l'ouvrage se porte lui-même.
- b/ - le sol compressible est supposé saturé et son poids spécifique déjaugé, soit γ' est pris égal à 1 t/m³.
- c/ - le sol compressible est supposé normalement consolidé. Or en France les sols sont très souvent surconsolidés cette hypothèse est assez éloignée de la réalité courante pour conduire à une estimation pessimiste la plupart du temps. On verra plus loin (en 3.2.3) comment effectuer une correction si la pression de surconsolidation est connue.
- d/ - le problème est unidimensionnel : on suppose que l'interface de fondation est une bande infiniment longue de largeur B. cela réduit la variation de volume du sol compressible à une contraction d'épaisseur ΔH . Cette hypothèse majeure aussi les tassements calculés.
- e/ - la charge transmise au sol par la fondation est supposée constante dans le temps et c'est la charge permanente de l'ouvrage à vide. En outre, on ne considère pas la redistribution des charges entre les divers appuis, au cours du temps en cas de tassements (adaptation sol-structure)

L'hypothèse la plus pessimiste est la troisième mais on sait en principe la corriger si la nécessité en apparaît (voir ci-dessous en 3.2.1.)

De toutes ces hypothèses, résultent des tassements calculés qui n'ont pas d'autre signification qu'une valeur de référence.

Ces tassements de référence sont, en tout état de cause pessimistes.

2 - UTILISATION DES ABAQUES :

2.1. - Principes d'évaluation des tassements :

1/ - Pour l'évaluation des tassements on part de l'état de charge des sols sous-jacents existant au commencement des travaux, c'est-à-dire correspondant au niveau du terrain naturel, soit tel quel, soit éventuellement y compris des remblais récents, s'ils ont été mis en place un nombre suffisant de mois à l'avance (et pour lesquels on estimerait les tassements terminés lorsqu'on entreprend l'ouvrage).

En revanche, pour la stabilité des semelles, il faudra considérer la surface libre la plus proche du niveau de fondation : terrain naturel avant remblais adjacents à l'ouvrage ou au contraire fond de forme de terrassement après déblais (ce qui importe alors dans cette stabilité c'est l'épaisseur de sol sus-jacent intervenant dans le terme de surcharge N_q).

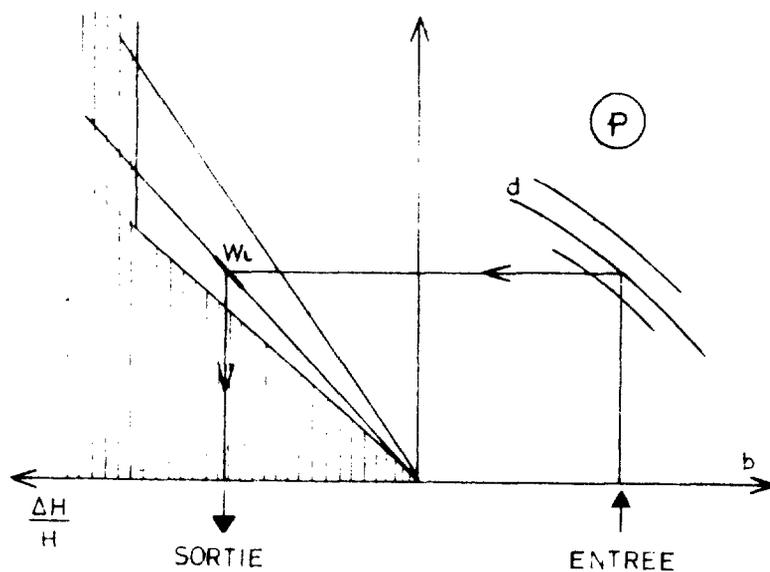
Pour le tassement on ne considère que la semelle réelle, en stabilité sur multicouche on pourra être amené à considérer des semelles fictives. (voir pièce 33)

2/ - On se ramène à des bandes indéfinies chargées uniformément et de largeur donnée (hypothèse 4 du modèle empirique, voir 1.3.). Les charges trapézoïdales (remblais ou déblais) sont donc préalablement transformées en charges uniformes sur la bande rectangulaire équivalente (largeur à mi-hauteur des talus).

Lorsqu'on vise le tassement d'une semelle disposée dans un remblai (ou déblai) on combine donc des bandes indéfinies. Dans le cas d'une semelle établie sous le talus de front d'un remblai d'accès, qui n'est en fait qu'une bande semi- indéfinie, on considèrera que le tassement dû au remblai, en bout de remblai, est une fraction du tassement uniforme de la bande de remblai supposée indéfinie.

3/ - Lorsqu'il y a plusieurs couches compressibles, on somme les tassements ΔH obtenus pour chaque couche élémentaire. Lorsque la couche compressible a une épaisseur infinie (épaisseur supérieure à 3 ou 4 fois la largeur de la fondation), on procédera comme indiqué à la page ci-contre.

4/ - Lecture de l'abaque



- on choisit l'abaque le plus proche de la charge réduite p qu'on considère (ou l'on interpole entre les deux abaques qui l'encadrent)

- on entre à droite par la largeur réduite b

- on se relève sur les courbes graduées en d

on passe à gauche sur la droite correspondant au W_L de la couche compressible

on s'abaisse sur $\frac{\Delta H}{H}$ d'où la valeur de la contraction verticale ΔH de la couche.

2.2. - Tableau des données d'entrée

Pour obtenir par les abaques le tassement dû à une couche compressible, les distances verticales entre quatre plans horizontaux interviennent; ces plans sont :

- le fond de fouille de la fondation, noté FF (surface inférieure du béton de propreté de la semelle)
- la surface du terrain naturel, notée TN
- la surface des terrassements adjacents, notée CP (cote du projet).
- le feuillet moyen de la couche compressible, noté CP

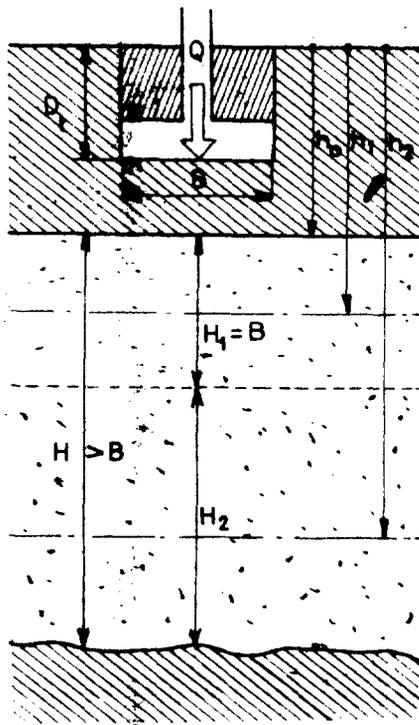
On appelle D_t la distance TN - FF, c'est-à-dire l'épaisseur de sol sus-jacent à prendre en compte pour les tassements et D_g l'épaisseur la plus faible de sols sus-jacents à prendre en compte pour la stabilité de la semelle (D_g diffère de D_t en cas de déblais).

Le tableau ci-contre donne les paramètres d'entrée des divers cas possibles pour calculer le tassement dû à une couche compressible.

La notation $T = \sum (\Delta H)$ rappelle qu'il y a lieu de sommer des tassements élémentaires s'il y a plusieurs couches compressibles successives.

TASSEMENT DE REFERENCE D'UNE COUCHE COMPRESSIBLE EPAISSE

Une couche compressible est épaisse si son épaisseur H excède la largeur B de la semelle à fonder.



Dans le cadre du dossier FOCS - 64, le sondage profond (10 m au moins sous la ligne rouge la plus basse) rencontre donc sous le plafond h_0 (surface supérieure de la couche épaisse) un sol compressible dont il n'atteindra pas toujours l'interface inférieure (il est toutefois conseillé de le faire).

La contribution essentielle au tassement est apportée par le sol compressible voisin de la semelle chargée et s'atténue assez vite avec la profondeur. En outre l'épaisseur du matelas ($h_0 - D_t$) entre la semelle et le sol compressible joue un rôle essentiel (répartition des charges).

On évalue donc le tassement de référence T de la couche épaisse à l'aide des abaques pour couche compressible unique peu épaisse, en la décomposant en deux couches superposées :

- 1) Une tranche supérieure, d'épaisseur $H_1 = B$ et dont le feuillet moyen est à la profondeur $h_1 = h_0 + \frac{B}{2}$. Elle provoque le tassement ΔH_1
- 2) Une tranche inférieure, d'épaisseur $H_2 = 2B$ et dont le feuillet moyen est à la profondeur $h_2 = h_0 + B + \frac{H_2}{2}$. Elle provoque le tassement $\Delta H_2 (< \Delta H_1)$.

Si la couche compressible a une épaisseur supérieure à $3B$ l'évaluation de T selon cette méthode revient à admettre que les tranches plus profondes ne subissent pas d'effet.

La méthode simplifiée proposée permettra une discussion lorsque la couche compressible est variable en profondeur (effet de matelas) et épaisseur, en tabulant T en fonction de h_0 et H .

INCIDENCE DES TERRASSEMENTS SUR LA STABILITE ET LE TASSEMENT D'UN APPUI

STABILITE GRANDEURS à CONSIDERER

TASSEMENTS

| CAS DE TASSEMENT | SCHEMAS EN ELEVATION ET EN PLAN | STABILITE GRANDEURS à CONSIDERER | PARAMETRES POUR ENTRER DANS LES ABAQUES | | OBSERVATIONS |
|--|---------------------------------|--|--|--|---|
| | | | PREMIER TASSEMENT | SECOND TASSEMENT | |
| APPUI EN TERRAIN NATUREL TN=CP | | Q : tablier à vide +maçonnerie +terres hachurées S : surcharge de tablier Ds : fiche B : Largeur | $p = \frac{Q - \gamma B D_t}{h^2}$ $b = \frac{B}{h} \quad d = \frac{D_t}{h}$ $\frac{\Delta H}{H} = F(p, b, d, w_c)$ par abaque $T = \sum (\Delta H)$ | | un seul tassement sous un seul chargement on rappelle que les charges (Q ou S) sont toujours rapportées à 1m de longueur de semelle |
| APPUI EN DEBLAI FF < CP < TN | | Q : tablier à vide +maçonnerie +terres hachurées S : surcharge de tablier Ds : fiche B : Largeur | $p = \frac{Q - \gamma B D_t}{h^2}$ $b = \frac{B}{h} \quad d = \frac{D_t}{h}$ $\frac{\Delta H}{H} = F(p, b, d, w_c)$ par abaque $T = \sum (\Delta H)$ | | un seul tassement sous un seul chargement obtenu par une différence |
| APPUI EN CORPS DE REMBLAI FF < TN < CP | | Q : tablier à vide +maçonnerie +terres hachurées (dont remblai R) S : surcharge de tablier Ds : fiche B : Largeur | $p = \frac{Q - \gamma B D_t - \gamma_R B R}{h^2}$ $b = \frac{B}{h} \quad d = \frac{D_t}{h}$ $\frac{\Delta H}{H} = F(p, b, d, w_c)$ par abaque $T(S) = \sum (\Delta H)$ | $p = \frac{\gamma_R \cdot R L^*}{h^2}$ $b = \frac{L}{h} \quad d = 0$ $\frac{\Delta H}{H} = F(p, b, 0, w_c)$ par abscisse $T(R) = \sum (\Delta H)$ | * L = largeur droite addition de deux tassements correspondant à deux chargements distincts : ouvrage seul et remblai seul. |
| APPUI EN BOUT DE REMBLAI | | Q : tablier à vide +maçonnerie +terres hachurées (dont remblai R' entre tablier et semelle) S : surcharge de tablier Ds : fiche B : Largeur | $p = \frac{Q - \gamma B D_t - \gamma_R B R'}{h^2}$ $b = \frac{B}{h} \quad d = \frac{D_t}{h}$ $\frac{\Delta H}{H} = F(p, b, d, w_c)$ par abaque $T(S) = \sum (\Delta H)$ | $p = \frac{\gamma_R \cdot R L^*}{h^2}$ $b = \frac{L}{h} \quad d = 0$ $\frac{\Delta H}{H} = F(p, b, 0, w_c)$ par abaque $T(R) = \sum (\Delta H)$ | * L = largeur droite * R = hauteur du remblai rectangulaire équivalent. combinaison de deux tassements correspondant à deux chargements distincts : ouvrage seul et remblai seul. |
| | | | $T = T(S) + \begin{cases} 0 & \text{si le remblai est assez ancien (cas TN=CP)} \\ T(R) & \text{si le remblai est concomitant ou postérieur à l'ouvrage} \end{cases}$ | | |
| | | | $T = T(S) + \frac{2}{3} T(R)$ | | |

- une des piles-culées si les remblais adjacents chargent fortement sa semelle et les sols en place.
- une des piles intermédiaires

Seule la nature de la section influencée la plus défavorablement par l'un ou l'autre des V_i correspondant permettra de hiérarchiser les résultats de cette double comparaison. On accordera, toutefois, en principe la prépondérance aux effets aggravant les moments négatifs dans les structures continues.

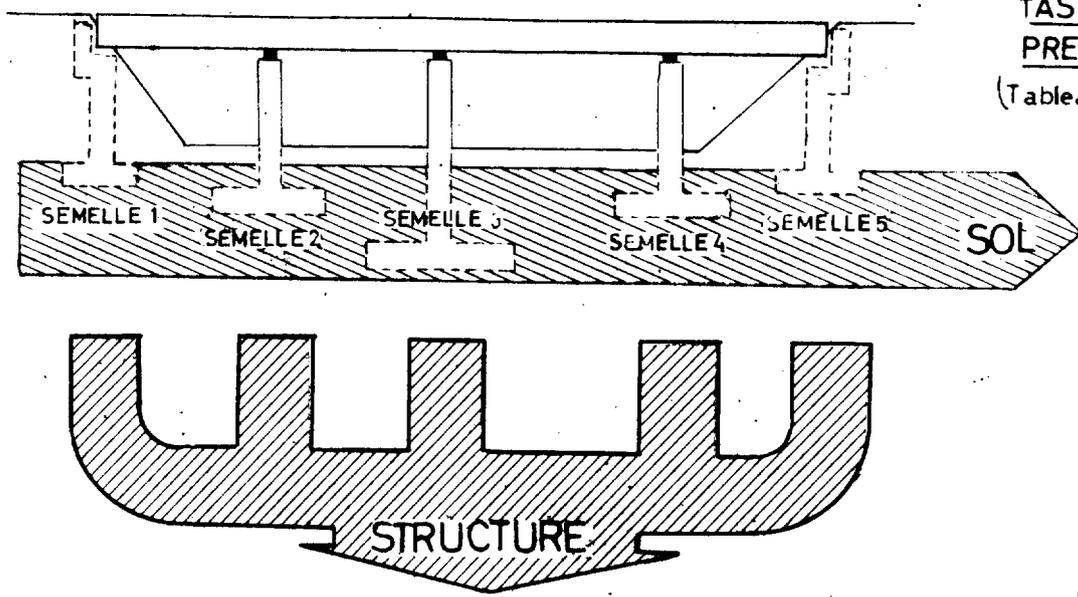
4.3.7. Autres cas. Structures plus hyperstatiques.

Mais la comparaison précédente sera insuffisante si l'ouvrage est sensible non seulement aux dénivelées verticales mais aussi aux rotations qu'elles entraîneront pour maintenir la compatibilité des liaisons. Ce sera le cas des portiques ouverts, ponts à béquilles, arcs etc ...

L'hyperstaticité plus grande obligera à considérer les transferts de charge résultant des tassements, c'est-à-dire l'accomodation entre les sols et la structure.

SCHEMA DE LA COMPARAISON ENTRE TASSEMENTS PREVISIBLES DU SOL ET TASSEMENTS ADMISSIBLES POUR LA STRUCTURE.

(figuré dans le cas courant d'un tablier continu a 5 appuis)



TASSEMENTS PREVISIBLES
(Tableau carré)

TABLEAU ΔV_i
semelle n°

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|-----------------|---|-----------------|---|-----------------|
| 1 | 0 | | ΔV_{12} | | |
| 2 | | 0 | | | |
| 3 | ΔV_{31} | | 0 | | |
| 4 | | | | 0 | ΔV_{45} |
| 5 | | | | | 0 |

TABLEAU V_i

Effet que l'on a en vue (M, T, R)
section n°

| | IV | V | VI | VII |
|---|----|-------------|-------------|--------------|
| 1 | | | | $V_{1(VII)}$ |
| 2 | | $V_{2(IV)}$ | | |
| 3 | | | $V_{3(VI)}$ | |
| 4 | | | | |
| 5 | | | | |

TASSEMENTS ADMISSIBLES

(Tableau rectangulaire)

Les coefficients t (de réduction qui régionalise le modèle empirique) et r (de dispersion qui mesure la régularité du site) sont à déterminer expérimentalement.

Ainsi, la méthode FOCUS couvre le passage d'un modèle empirique et des résultats physiques d'un seul sondage à des supputations concernant plusieurs appuis, en introduisant deux coefficients ajustables t et r , l'un de régionalisation et l'autre de dispersion, qui affectent respectivement les deux sortes de tassements différentiels.

Le coefficient t mesure le degré de crédit de la méthode dans une région donnée, et r sur un site donné. L'art du projeteur sera de les ajuster à ses besoins.

4.3. - Compatibilité des sols et des ouvrages au regard des tassements

4.3.1. - Tableau des ΔV

Compte tenu des réactions appliquées par les tabliers, et des conditions de terrassements adjacents aux ouvrages, il est possible pour chaque semelle d'appui d'un ouvrage de calculer comme indiqué le tassement isolé de référence T de chaque appui.

On en déduit les ΔV_{ij} pour tout couple de semelles qu'on pourrait considérer, sous forme d'un tableau à double entrée (lignes : appuis de rang i ; colonnes : appuis de rang j).

4.3.2. Cas des tabliers-types à réactions verticales

Pour aller plus avant, la nature de la structure portée intervient : ces translations verticales des semelles induisent dans la structure des déplacements d'appui qui doivent rester compatibles avec les liaisons.

La règle générale, surtout pour les ouvrages courants, sera celui de tabliers à réactions verticales : l'effet des ΔV des semelles se traduit alors intégralement en haut des piles et piles-culées par des dénivellations des points d'appui, qu'on sait prendre en compte. Dans les dossiers-pilotes de tablier-type, une pièce-pilote y pourvoit.

Cette pièce, intitulée "critère de tassement d'appui" fournit un tableau à double entrée donnant le tassement V_i de l'appui i pour lequel le critère de tassement admissible est atteint pour une certaine section du tablier (en général au droit d'un autre appui j). ce tassement V_i suppose que seul l'appui i se dénivelle par rapport aux autres appuis supposés restés au même niveau.

Vérifier la compatibilité entre le sol (tassement prévisible) et le tablier-type (tassement admissible) consiste à comparer les deux tableaux de chiffres ΔV_{ij} et V_i .

Il est vraisemblable qu'on aura assez souvent deux appuis i à considérer successivement :

3.2.3. - Correction de non saturation :

Jusqu'ici, on a toujours supposé que les sols étaient saturés. Cette hypothèse semble, en général, assez raisonnable.

Si la nappe se trouve très bas ou si la région est très sèche, un sol fin peut quelquefois n'être pas saturé : ses tassements deviennent difficiles à prévoir.

Si le sol ne risque pas d'augmenter sensiblement sa teneur en eau, le tassement du sol non saturé sous une certaine charge sera inférieur au tassement du sol saturé sous la même charge. Si, les abaques ont donné un chiffre de tassement satisfaisant pour un sol supposé saturé, il n'y aura pas lieu de poursuivre l'étude. Dans tous les autres cas, il est conseillé de faire une étude spécifique.

4 - CALCUL DES TASSEMENTS DANS LES OUVRAGES FONDÉS SUR SEMELLES

4.1. - Tassements d'une semelle isolée

Pour une semelle isolée, avec ou sans terrassements adjacents, on calcule comme indiqué en 2 (avec éventuellement les corrections indiquées en 3), un tassement isolé de référence T.

La semelle réelle ne tassera que d'une fraction $t < 1$ de cette valeur repère, et présentera donc en moyenne un tassement probable $t T$.

Autour de cette moyenne $m = t T$, il y aura en outre une dispersion δ prise aussi égale à une fraction γ de la moyenne : $\delta = \gamma m$, de sorte que :

la semelle réelle, après tassement, se situera quelque part dans la bande $m \pm \delta$ soit :

$$t T (1 \pm \gamma)$$

4.2. - Tassement différentiel entre deux semelles

Si les deux semelles présentent des différences discernables (condition de charges ou de sols, dimensions, etc ...), elles ont chacune leur tassement de référence T_1 et T_2 , et se trouvent l'une dans la bande $t T_1 (1 \pm \gamma)$ et l'autre dans la bande $t T_2 (1 \pm \gamma)$.

Leur tassement différentiel prévisible est (si $T_1 > T_2$)

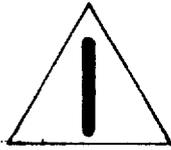
$$\Delta V_{ij} = t(T_1 - T_2) + t \gamma (T_1 + T_2)$$

le premier terme est le tassement différentiel discernable (dispersion entre les moyennes) et le second, le tassement différentiel aléatoire (moyenne des dispersions).

3 - LIMITES ET CORRECTIONS SIMPLES :

3.1. - Limites de la méthode de calcul des tassements :

Des zones de danger sont indiquées sur les abaques.



Si le tassement relatif de référence $\frac{\Delta}{H}$ est supérieur à 1 % ou si la limite de liquidité est élevée $W_L > 60$, les abaques ne pourront être utilisés qu'avec prudence, et on passera plutôt à la reconnaissance spécifique. Toutefois, l'emploi des abaques de tassement FCS pourra donner des éléments de comparaison, voire même orienter l'étude spécifique.

3.2. - Corrections simples :

3.2.1. - Corrections de surconsolidation :

Si par une source d'information extérieure à la méthode FCS (expérience de la région par exemple) on connaît la pression de surconsolidation σ'_c au niveau de la fondation, on pourra en tenir compte en considérant - toutes choses égales par ailleurs - que la charge appliquée par la fondation n'est pas Q mais une surcharge moindre :

$$Q' = Q - B\sigma'_c$$

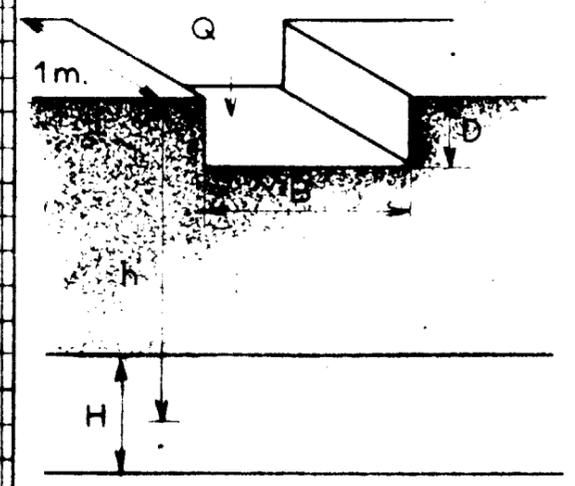
3.2.2. Corrections de granulométrie :

Si la couche compressible contient de gros éléments, elle peut être classée:
- sol A_p, A_t, L_p ou L_t , si elle a plus de 50 % d'éléments fins $< 0,08$ mm,
- sol grossier S_A, S_L, G_A ou G_L , si elle a entre 12 et 50 % d'éléments fins $< 0,08$ mm.
Dans ce second cas bien qu'évidemment les éléments grossiers soient peu compressibles, il sera particulièrement indiqué de toujours penser aux tassements surtout si ces sols à gros grains sont contaminés par une abondante partie fine, (sols S_A, S_L, G_A et G_L).

Soit T_0 le tassement de référence obtenu en supposant la couche entièrement composée par la partie fine, on prendra pour tassement de référence du sol réel à éléments grossiers:

$$T = T_0 \left(1 - 0,5 \frac{\text{poids du refus à } 0,08 \text{ mm}}{\text{poids total}} \right)$$

TASSEMENT D'UNE SEMELLE DE FONDATION

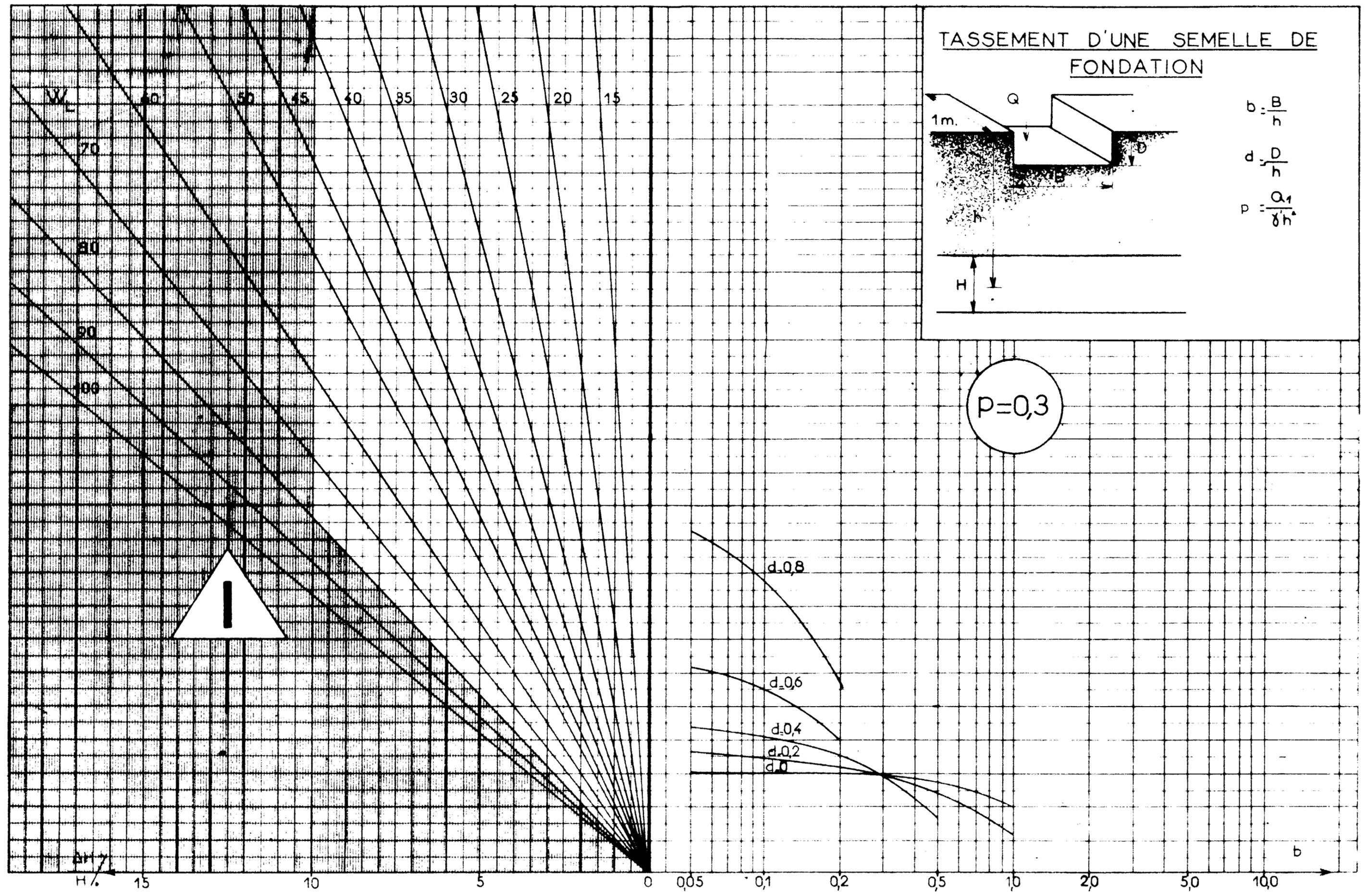


$$b = \frac{B}{\pi}$$

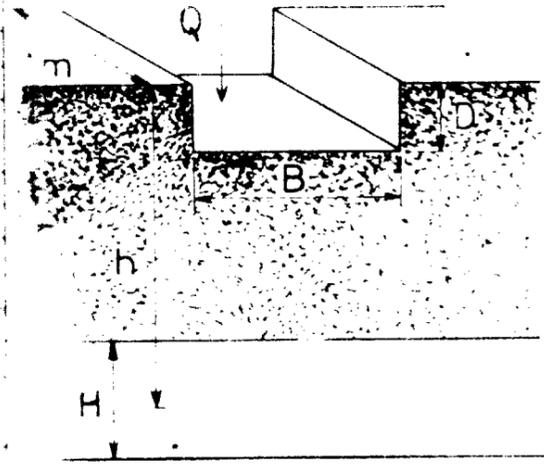
$$d = \frac{D}{\pi}$$

$$p = \frac{Q_1}{\delta h^2}$$

P=0,3



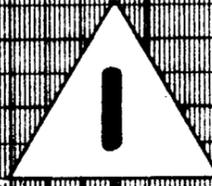
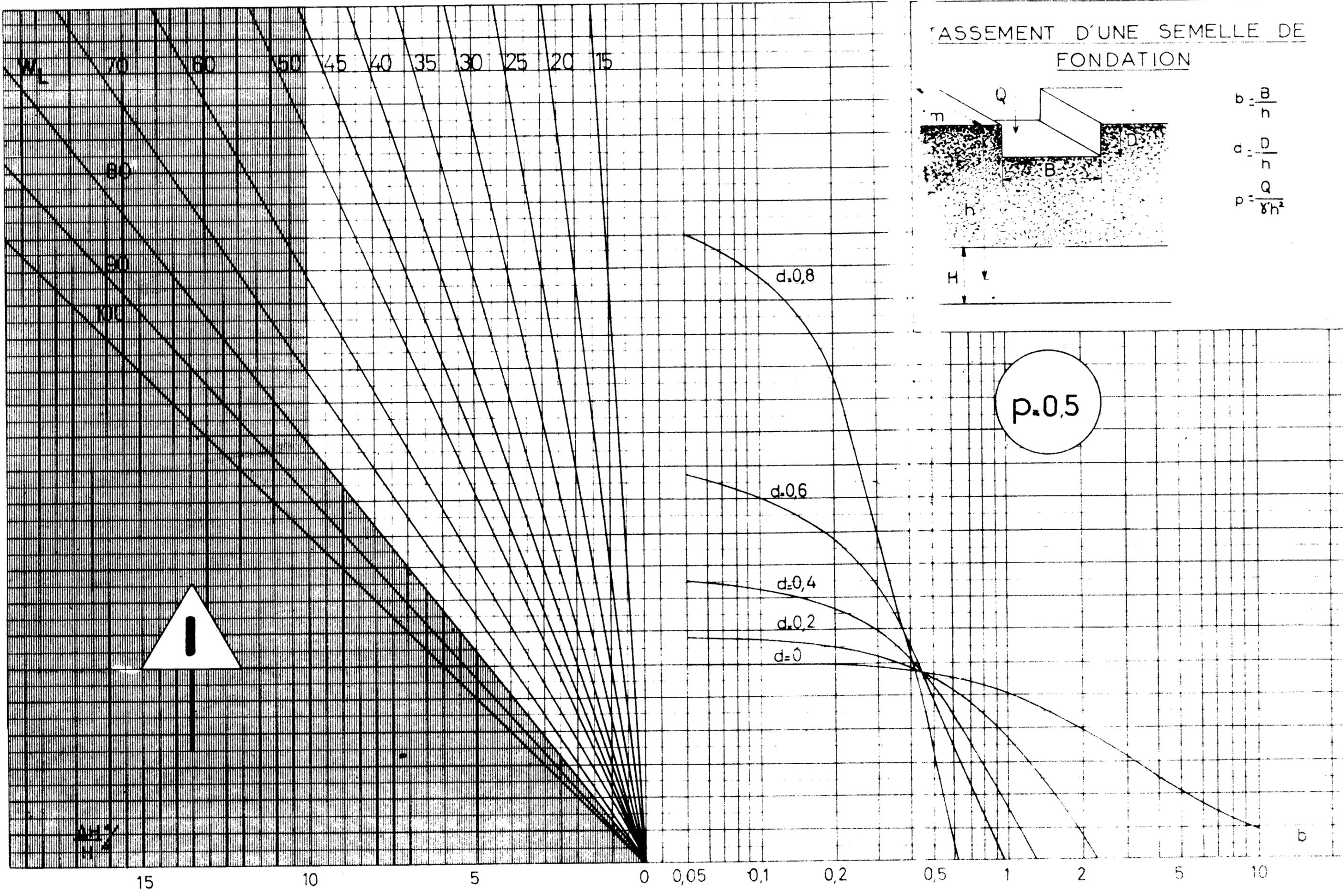
ASSEMENT D'UNE SEMELLE DE FONDATION



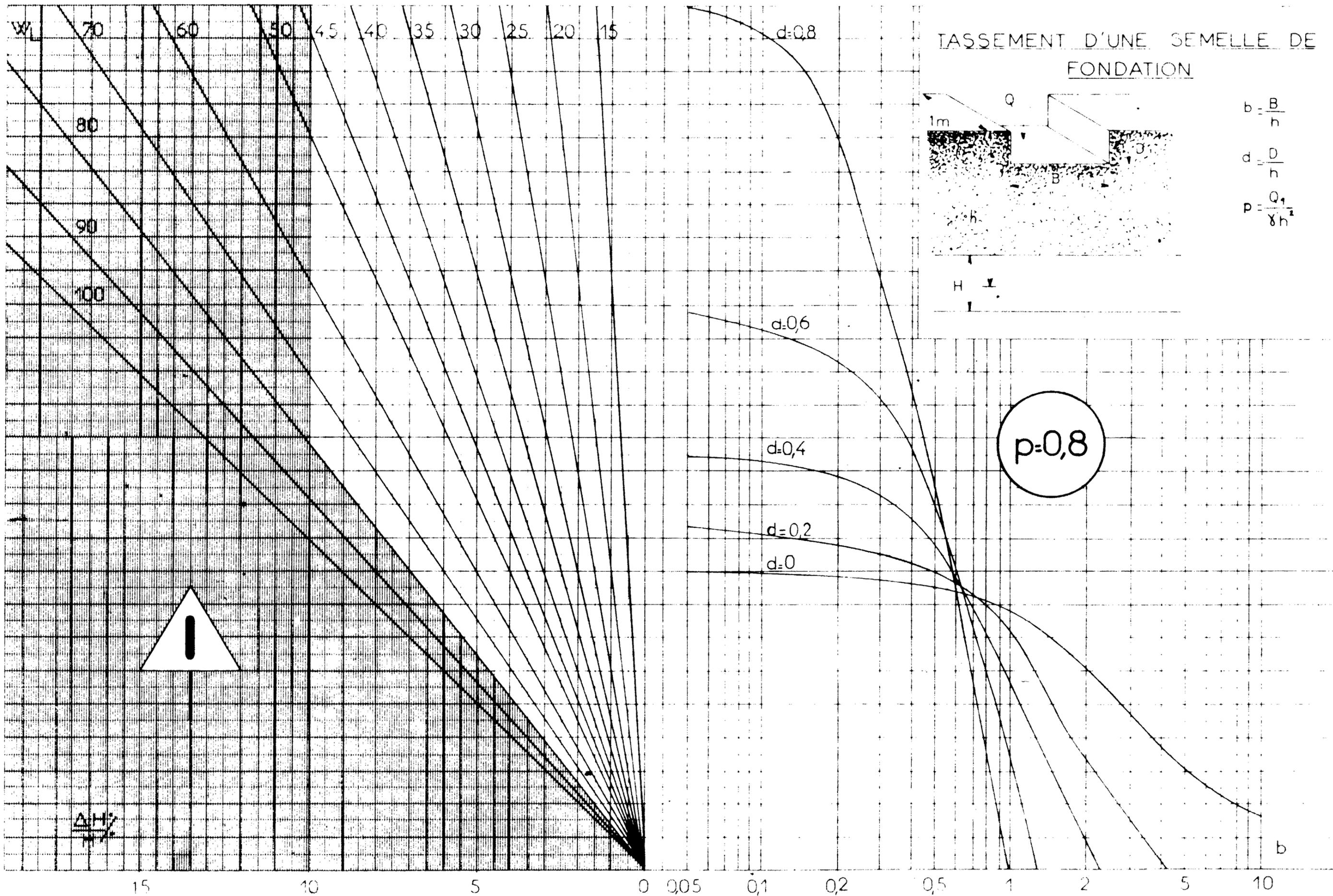
$$b = \frac{B}{h}$$

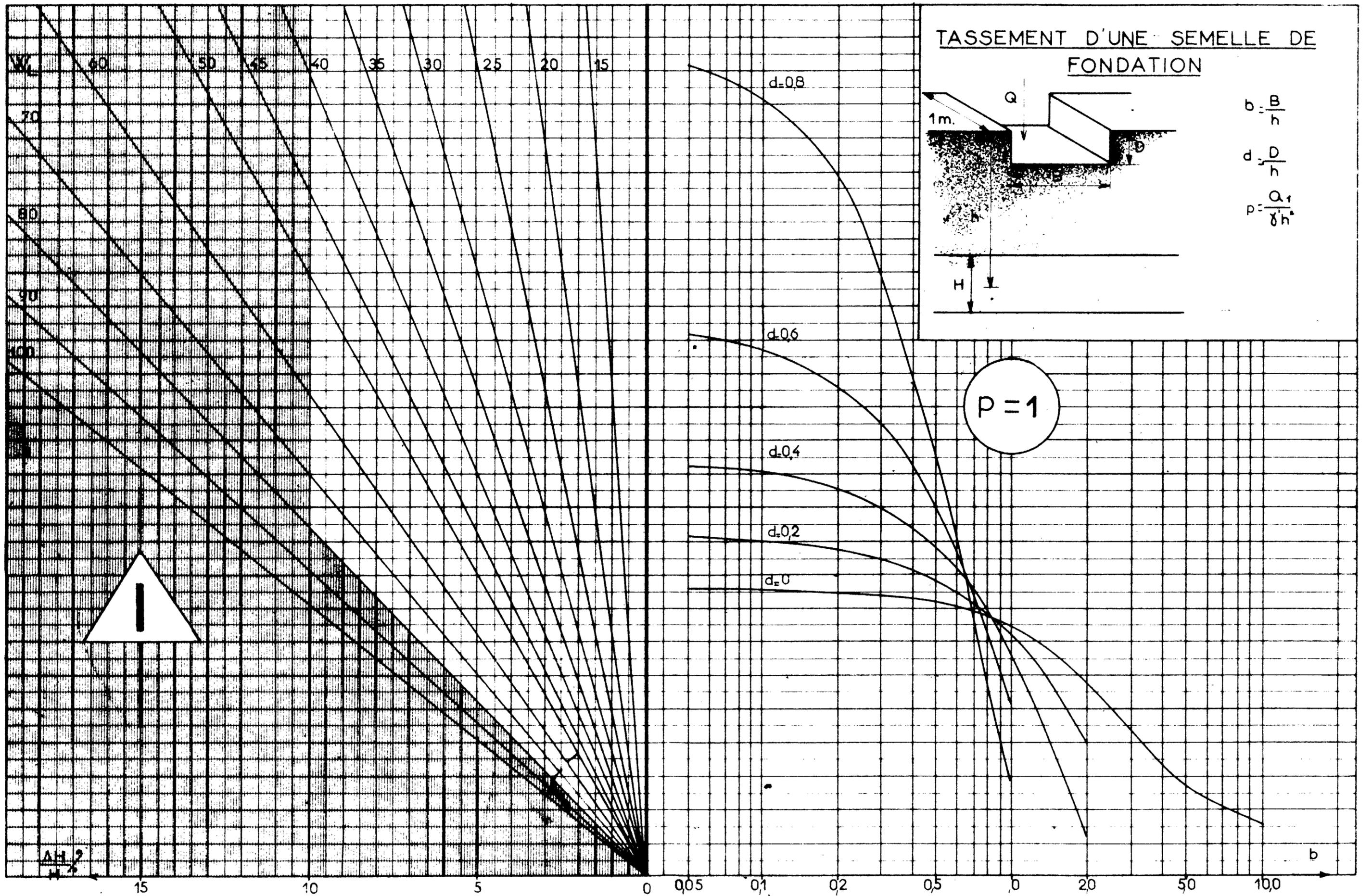
$$c = \frac{D}{h}$$

$$p = \frac{Q}{\gamma h^2}$$

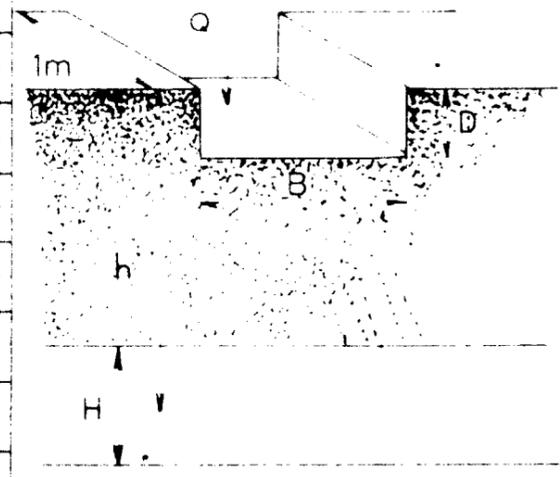


$\frac{W_L}{h^2}$





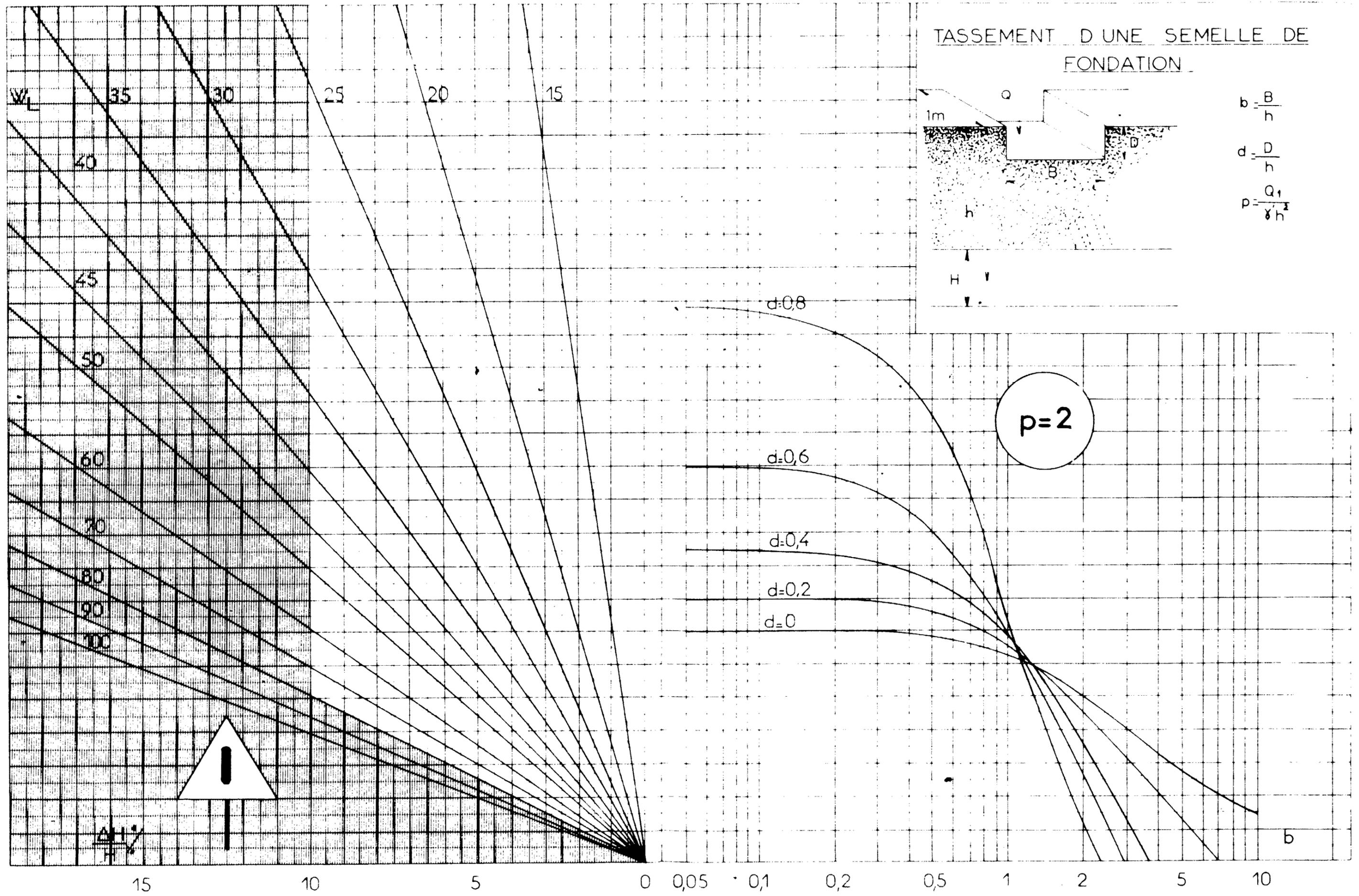
TASSEMENT D UNE SEMELLE DE FONDATION



$$b = \frac{B}{h}$$

$$d = \frac{D}{h}$$

$$p = \frac{Q_1}{\gamma h^2}$$



35 30 25 20 15

40

45

50

60

70

80

90

100

$\frac{1}{H}$

15

10

5

0

0,05

0,1

0,2

0,5

1

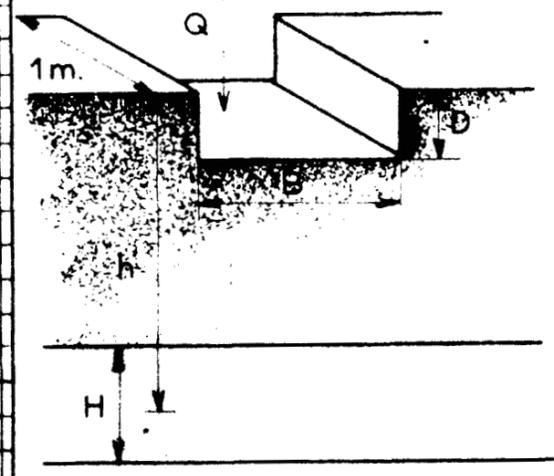
2

5

10

b

TASSEMENT D'UNE SEMELLE DE FONDATION

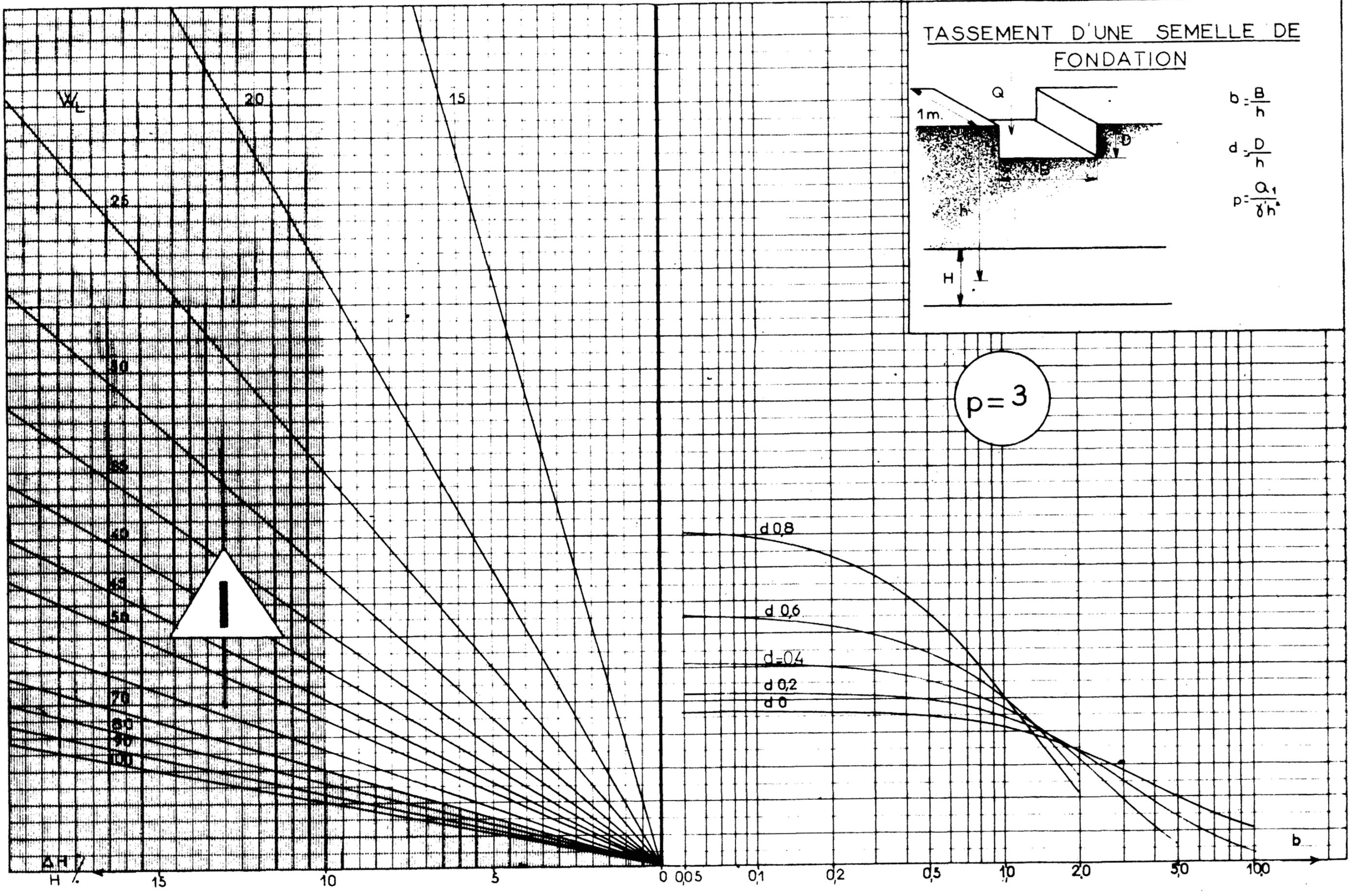


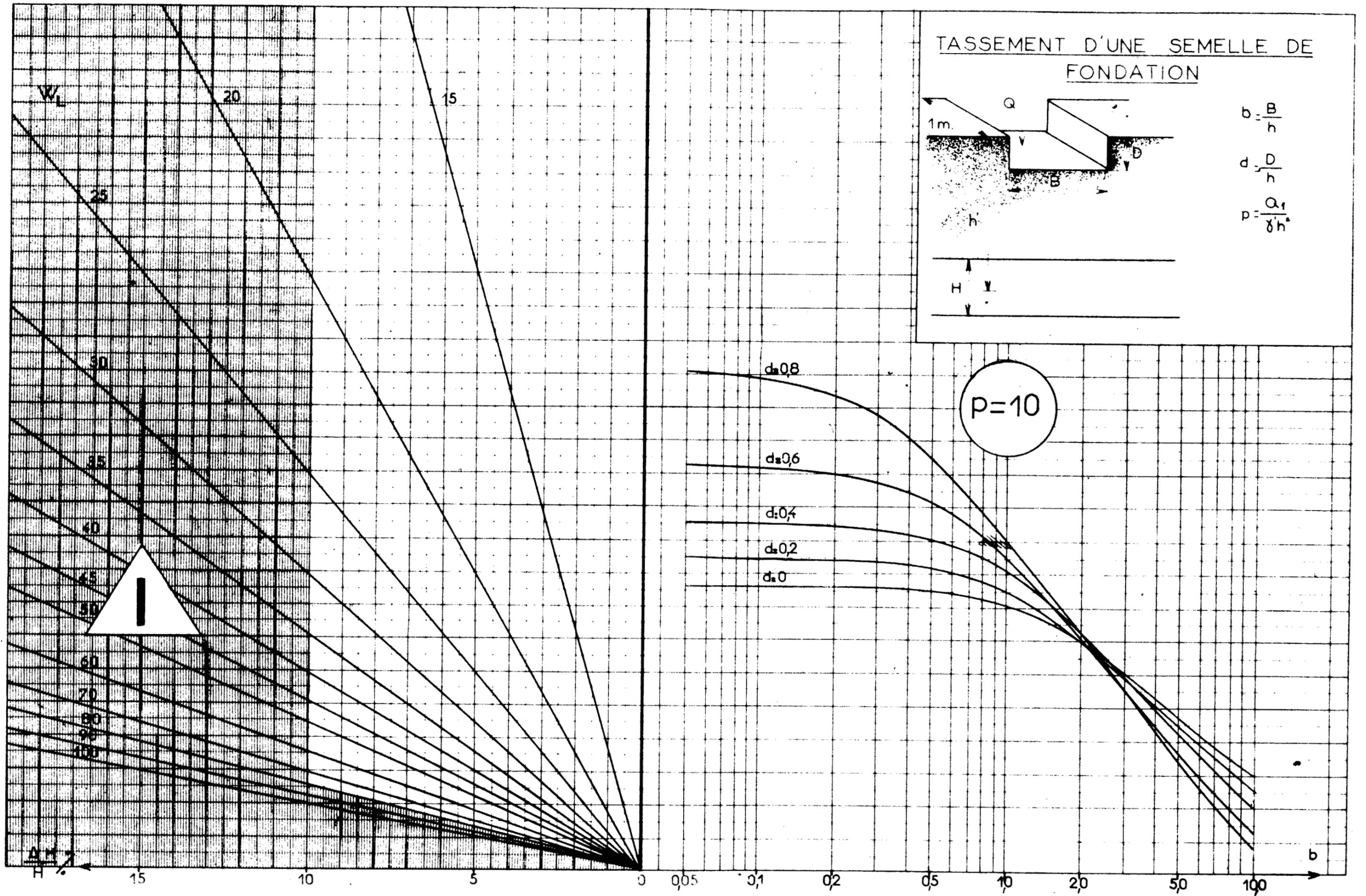
$$b = \frac{B}{h}$$

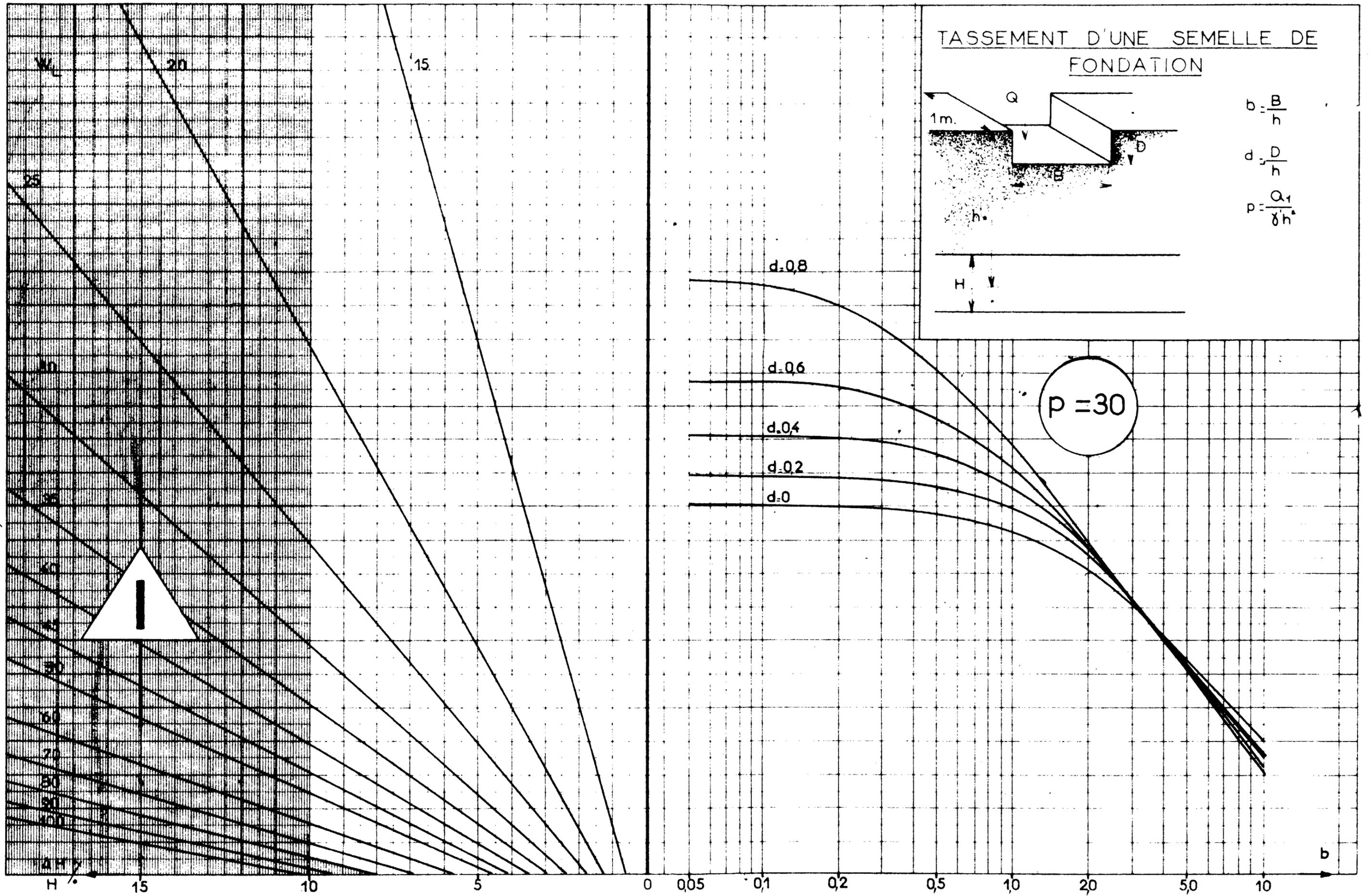
$$d = \frac{D}{h}$$

$$p = \frac{Q_1}{\gamma h^2}$$

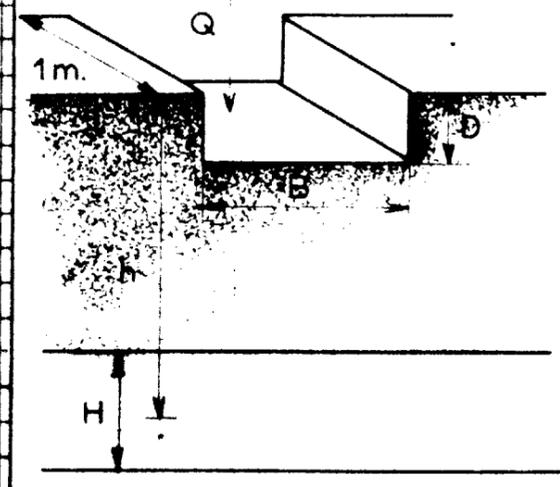
$p = 3$







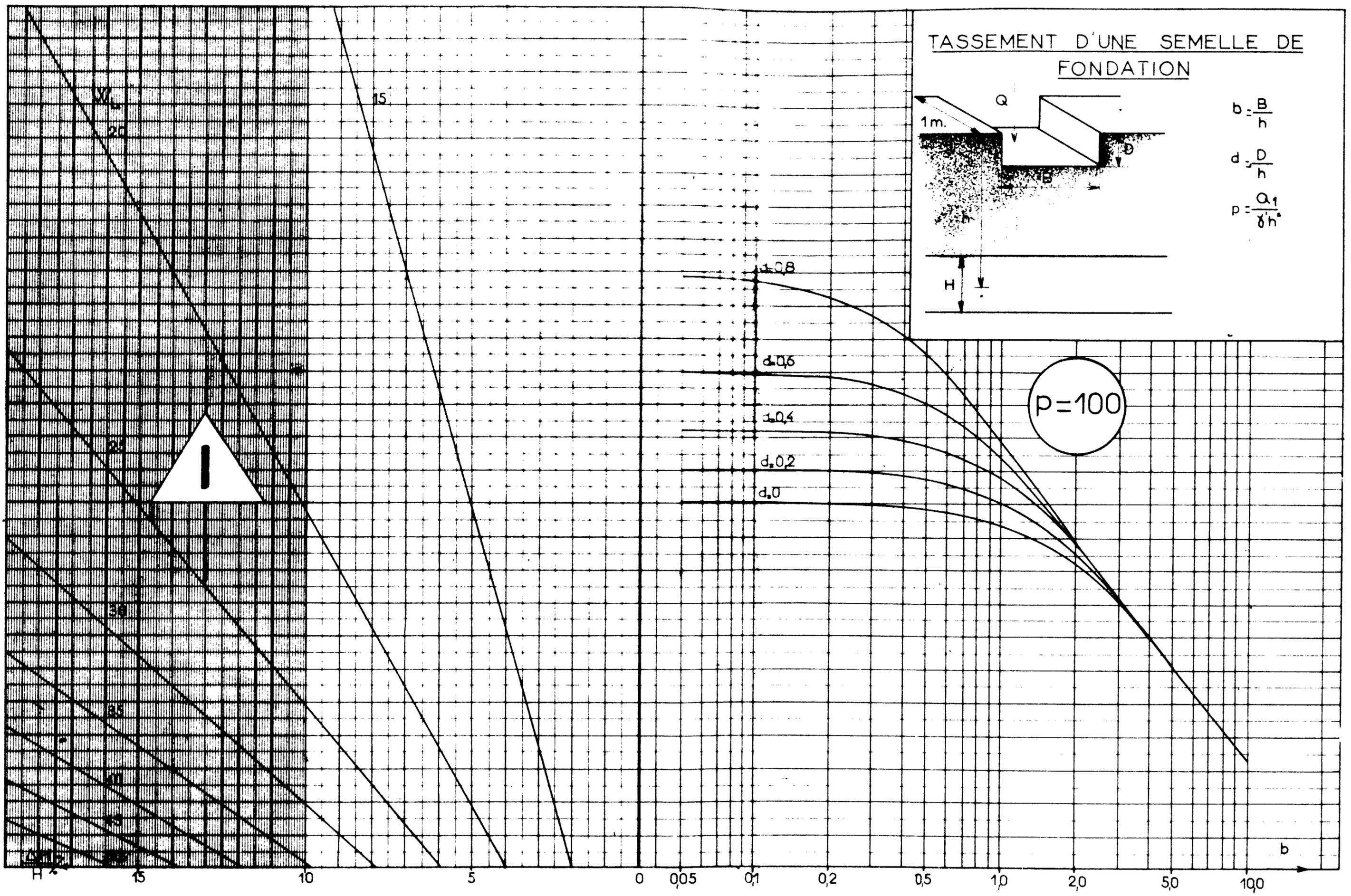
TASSEMENT D'UNE SEMELLE DE FONDATION



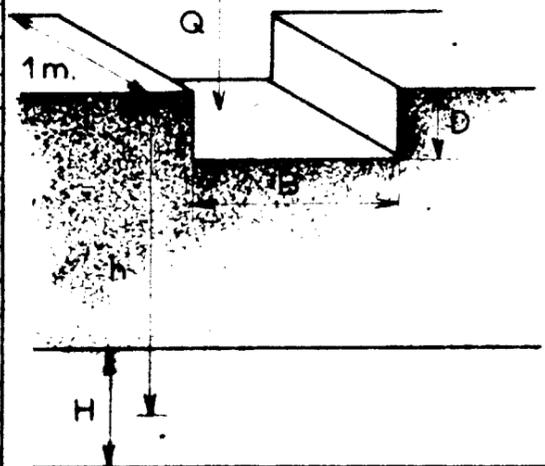
$$b = \frac{B}{\gamma}$$

$$d = \frac{D}{\gamma}$$

$$p = \frac{Q}{\gamma \cdot B}$$



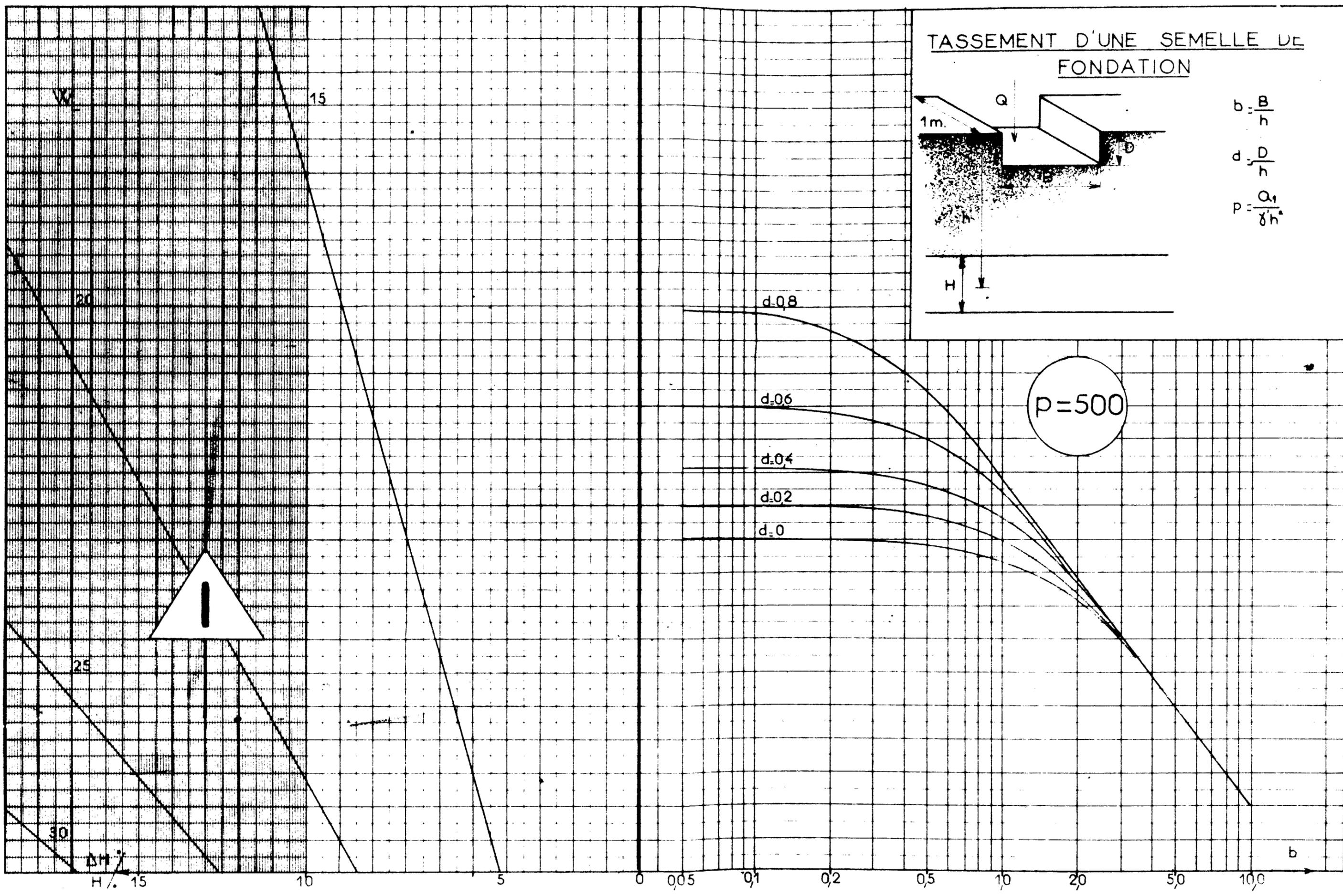
TASSEMENT D'UNE SEMELLE DE FONDATION



$$b = \frac{B}{\pi}$$

$$d = \frac{D}{\pi}$$

$$p = \frac{Q}{\pi b^2}$$



MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



STABILITÉ D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

3.3

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard. LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532.31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Pères 28
PARIS 7 222.60.20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AÉROGARE
BP 235 587.51.41

STABILITE D'UNE FONDATION SUR SEMELLE

I - PRINCIPE DE LA METHODE

L'objet de la présente pièce est de définir les dimensions (profondeur de fiche D_s , longueur L, largeur B) d'une semelle pour qu'elle soit stable sous les charges qu'elle porte compte tenu des sols sur lesquels elle repose.

On procède par approximations successives, en comparant la pression admissible par le sol sous la semelle à la pression maximale exercée par celle-ci (le long de son arête la plus chargée), jusqu'à ce que la seconde n'excède pas la première.

A cette première condition s'ajoutent des conditions supplémentaires selon l'importance relative de la composante horizontale des efforts par rapport à la composante verticale et l'existence ou non d'un moment extérieur permanent (moment de renversement).

2 - PRESSION ADMISSIBLE PAR LE SOL SOUS UNE SEMELLE

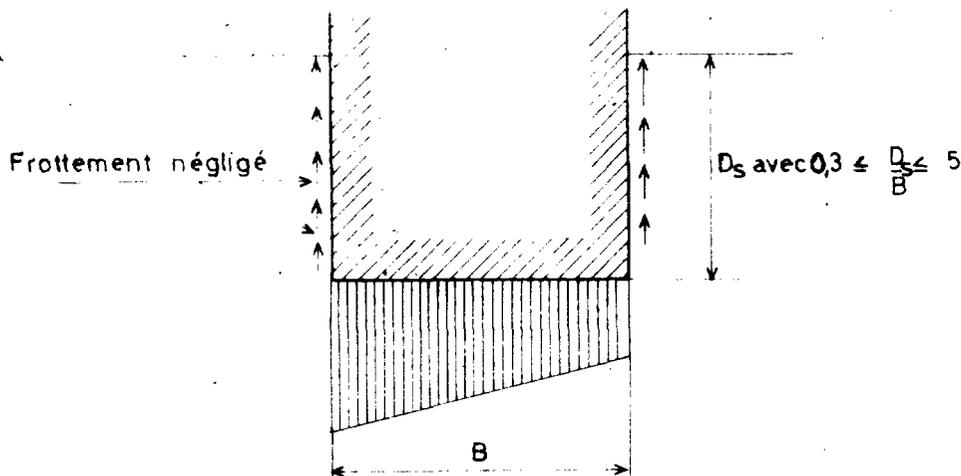
2.1. Fondations superficielles ou à faible profondeur

Il n'y a pas de limites bien définies entre les fondations à faible profondeur et les fondations profondes.

Nous considérerons une fondation comme superficielle lorsque :

1) La profondeur d'ancrage D_s est de 0,3 à 5 fois la plus petite dimension B de la fondation.

2) Le frottement latéral est négligé dans le calcul de la charge admissible sur la fondation.



- Exemples :
- Semelle filante,
 - Massifs de fondation coulés à fouille ouverte.
 - Caissons hâvés de faibles dimensions.

C'est à ce type de fondation que nous appliquons la présente méthode.

2.2. Calcul des pressions limite (q_{lim}) et admissible (q_{adm}) sous une semelle

La pression limite q_{lim} sous une semelle de largeur B et de longueur indéfinie (semelle filante) dépend :

- de la largeur B de cette semelle.
- des caractéristiques du sol C et φ estimées d'après les renseignements tirés des fiches 2.2.2.

2.2.I. Calcul de q_{lim} et q_{adm} lorsqu'il n'y a qu'une couche épaisse sous la fondation

Hypothèses de calcul :

- on se ramène à une bande indéfinie de largeur B (semelle filante)
- le sol est homogène
- la couche est suffisamment épaisse : épaisseur au moins égale à 2 B sous le niveau inférieur de la fondation
- la sécurité vis-à-vis de la rupture est au moins égale à 3 ce qui définit la pression admissible q_{adm} à partir de la pression limite q_{lim} :
 $q_{adm} = \frac{1}{k} q_{lim} \quad k > 3$
 L'ingénieur choisira k selon son projet. Pour la valeur courante $k=3$, les abaques annexes 1 et 2 donnent q_{adm} directement.

Calcul de la pression limite q_{lim}

La pression limite q_{lim} est la somme de 2 ou 3 termes donnée par les formules SEMI-EMPIRIQUES de MM. CAQUOT et KERISEL :

- sols pulvérulents (fiches Gm, Gb, Sm, Sb) :

$$q_{lim} = N_{\gamma} \gamma' \frac{B}{2} + N_c \gamma' D_s$$

- sols cohérents (fiches L, A) :

$$q_{lim} = 5,2 C + N_q \gamma' D_s$$

- sols intermédiaires (cas général. autres fiches ou doubles appellations)

$$q_{lim} = N_{\gamma} \gamma' \frac{B}{2} + N_c C + N_q \gamma' D_s$$

γ' poids spécifique du sol audessus du niveau de fondation.

γ est le poids spécifique apparent du sol, égal au poids spécifique sec au-dessus de la nappe phréatique, et au poids spécifique déjaugé au-dessous de cette nappe.

B est défini au tableau ci-dessous :

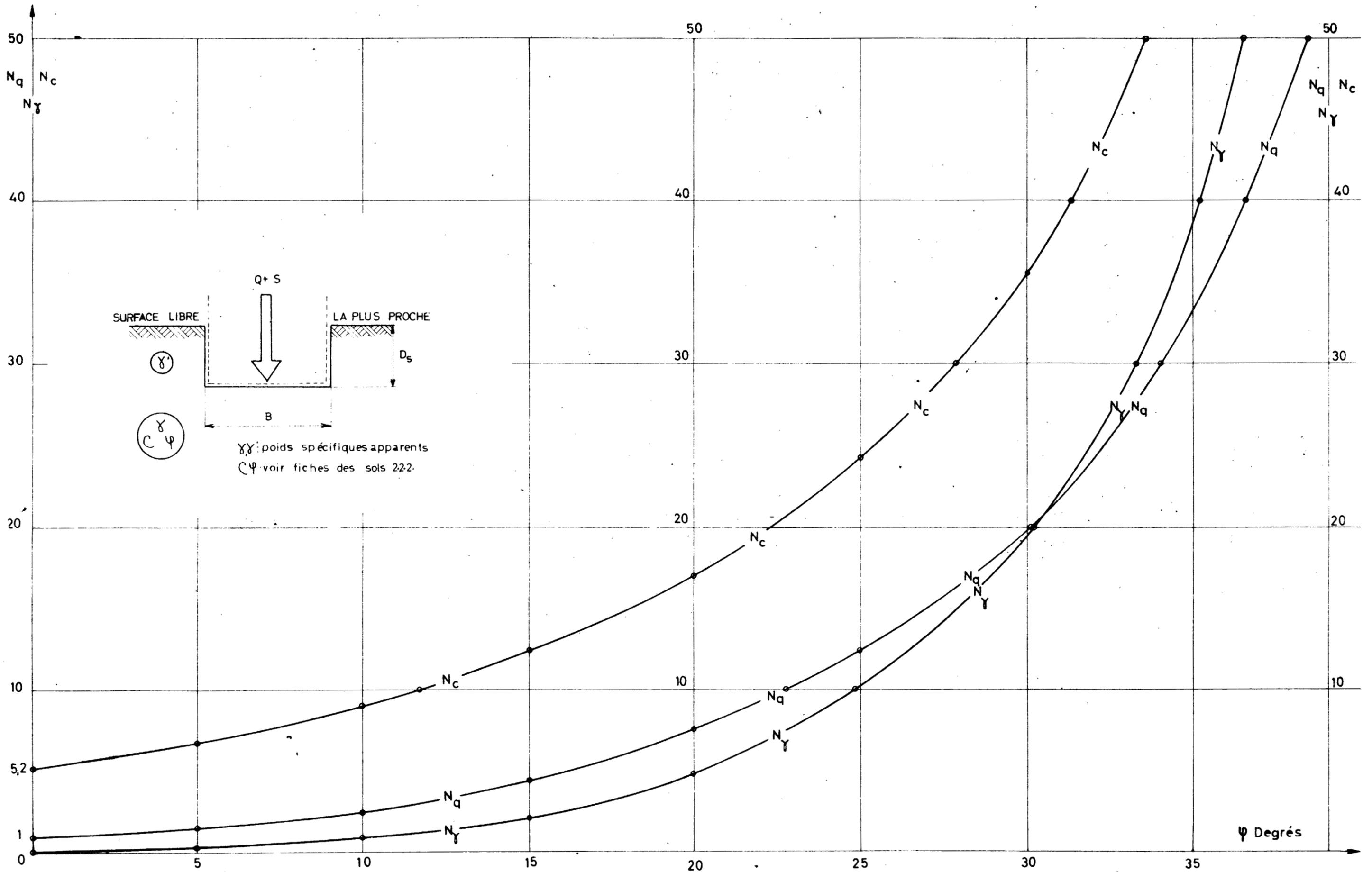
| géométrie de la semelle | semelle longueur infinie | semelle rectangulaire largeur ρ x Longueur L | semelle circulaire rayon R |
|-------------------------|--------------------------|---|----------------------------|
| Expression de B | B = largeur semelle | $B = \frac{\rho}{1 + \frac{\rho}{L}}$ | B=R |

D_s = profondeur de la base de la fondation sous la surface du sol la plus proche.

C et φ = termes C et φ estimés d'après les fiches 222.

N_{γ} , N_c , N_q , coefficients qui ne dépendent que de l'angle φ , sont donnés par lecture directe sur les courbes ci-après.

COEFFICIENTS N_c , N_q , N_γ EN FONCTION DE ψ



2) $(q_{max})_I \leq (q_{adm})_I$ et $(q_{max})_2 > (q_{adm})_2$

On élargira B pour augmenter B_2 et ramener $(q_{max})_2 \leq (q_{adm})_2$

3) $(q_{max})_I > (q_{adm})_I$

La première couche n'est pas porteuse, et on en fera abstraction pour la stabilité (sauf au titre de la surcharge des interfaces). On commence par abaisser la semelle réelle au voisinage de la seconde couche (D_3 / E_I) et on procède comme précédemment à partir de la semelle fictive $B_2, D_2, (Q + S)_2$ (raisonnement décalé d'un rang).

L'épaisseur E_I du matelas sera à ajuster pour obtenir l'effet répartiteur le meilleur sur la semelle fictive.

La semelle fictive sera stable lorsque deux conditions successives $(q_{max}) \leq (q_{adm})$ seront satisfaites.

S'il y a un moment sur la semelle réelle, il sera transmis sans aggravation à la semelle fictive.

2.2.5. Cas d'un sol rocheux ou très hétérogène

| Roche | Pression admissible |
|--|---|
| Roche homogène faiblement fissurée | $q_{adm} = \frac{2}{3} R_c$ ou : 5 bars à défaut d'échantillons |
| <ul style="list-style-type: none"> - roche très fissurée ou caverneuse - lit rocheux sur une couche compressible - roche stratifiée - gros éléments rocheux dans un sol homogène (p. ex. : arène granitique) | <p>Une étude spéciale géologique et géotechnique est nécessaire.</p> <p>Prévoir une campagne secondaire détaillée spéciale.</p> |

Les renseignements GEOLOGIQUES sont particulièrement utiles dans le cas des sols rocheux.

3 - CALCUL DE LA STABILITE D'UNE FONDATION

La réduction par rapport au centre de la semelle du système de forces appliquées par : le tablier, les maçonneries d'appui et les terres, permet de savoir dans lequel des quatre cas ci-après on se trouve :

- appui à sollicitation permanente verticale, avec éventuellement une composante horizontale faible et temporaire (freinage et effets linéaires du tablier).
- appui à sollicitation permanente verticale et horizontale faible et temporaire, présentant en outre un moment permanent par rapport au centre de la semelle.
- appui à sollicitation permanente oblique (composantes permanentes importantes tant verticale qu'horizontale).
- appui à sollicitation permanente oblique aggravée par un moment permanent.

Le tableau ci-contre indique alors les vérifications à faire.

2.2.3. Méthode progressive pratique

La charge $Q + S$ que portera la semelle dimensionnée dépend du poids des terres au-dessus d'elle, fonction de l'épaisseur D_3 de celles-ci et de la largeur B de celle-là, qui sont les deux dimensions à déterminer.

On opère donc par approximations successives en essayant des couples B, D_3 , pour le $Q + S$ à porter.

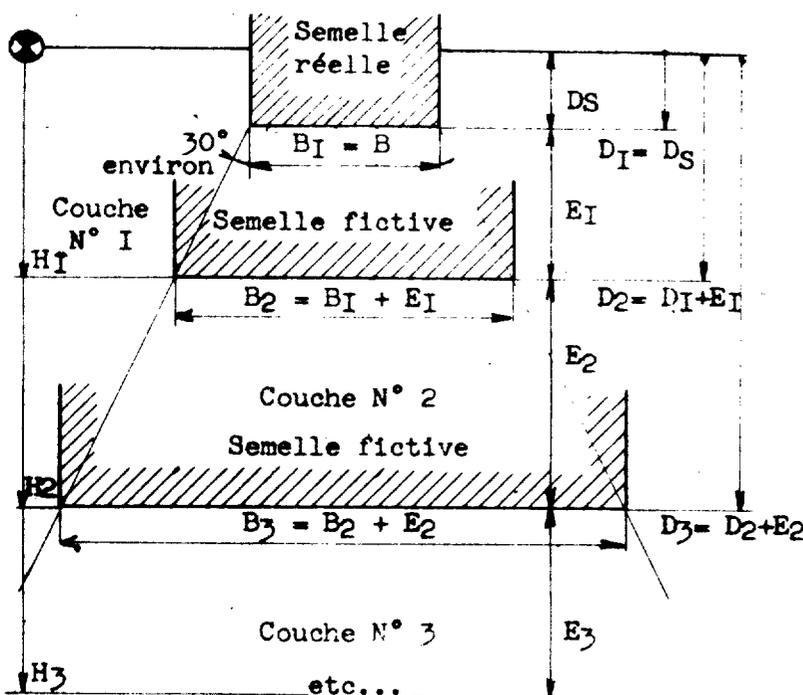
C'est pour faciliter cette itération qu'ont été établis les abaques donnés en annexe I (semelles filantes) et annexe 2 (massifs isolés carrés ou circulaires).

Par lecture directe, ils donnent la pression admissible q_{adm} , qu'on compare immédiatement à q_{max} (en général à $\frac{Q + S}{B}$ en première approximation).

Lorsqu'on a par lecture des abaques annexes obtenu q_{adm} au moins égal à $\frac{Q + S}{B}$, on passe au calcul plus précis qui utilise N_q, N_c et N_γ lus sur les courbes ci-contre. A cette étape on peut raffiner sur l'évaluation dans $Q + S$ des termes dus aux terres et aux maçonneries, et dans q_{max} des termes dus aux moments parasites.

2.2.4. Cas d'un système multicouche

Le sol est un système multicouche lorsque la première couche sous la semelle de largeur B a une épaisseur inférieure à $2B$. Il faut alors tenir compte des pressions admissibles aux divers interfaces entre les couches, en les comparant à la pression transmise grâce à la considération de la semelle fictive.



Cette semelle fictive correspond à la transmission des charges selon un angle d'environ 30° , ce qui, au premier interface, lui donne la largeur approchée $B_2 = B + EI$ etc... (voir figure ci-contre).

Pour la couche I on considère la semelle réelle : $B_1 = B, D_1 = DS$ charge $Q + S$.

Pour la couche 2, la semelle fictive $B_2 = B_1 + EI, D_2 = D_1 + EI$, charge $Q + S$ augmentée du poids des terres du volume $B_2 D_2$ etc... D'où les q_{max} du sol à chaque interface (q_{adm} calculé avec le terme de surcharge pour les terres sus-jacentes et les termes de surface et de cohésion de la couche sous-jacente supposée indéfinie, les trois coefficients N_c, N_q, N_γ correspondant à cette couche).

Comme précédemment, les abaques annexe I facilitent l'itération. On conclue comme suit, selon les cas :

$$I) (q_{max})_I \leq (q_{adm})_I \text{ et } (q_{max})_2 \leq (q_{adm})_2$$

La semelle est stable sur le multicouche

APPUIS CLASSÉS SELON LEUR TYPE DE SOLlicitATION

GRANDEURS À CONSIDÉRER EN STABILITÉ

CONDITIONS À VÉRIFIER SUCCESSIVEMENT

CAS DE CHARGE

SCHEMA EN ELEVATION

CAS USUELS

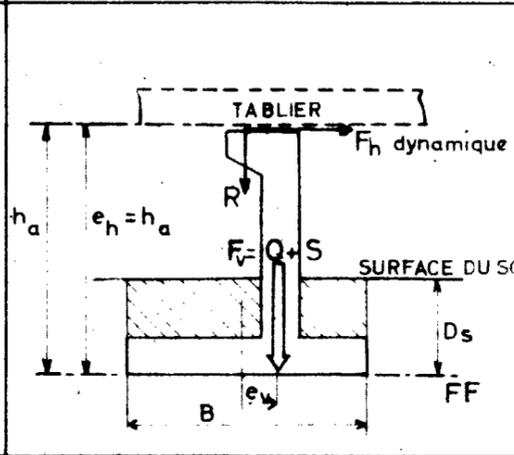
① NON POINÇONNEMENT DU SOL PAR LA SEMELLE

② UTILISATION MAXIMALE DE LA SEMELLE

③ NON GLISSEMENT SOUS LA POUSSÉE HORIZONTALE.

④ NON RUPTURE PAR CERCLE DE GLISSEMENT

PILE ORDINAIRE
 $F_v = Q + S$
 F_h : dynamique
 $M_{ext} = 0$

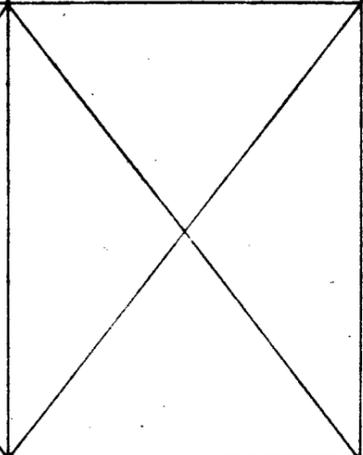
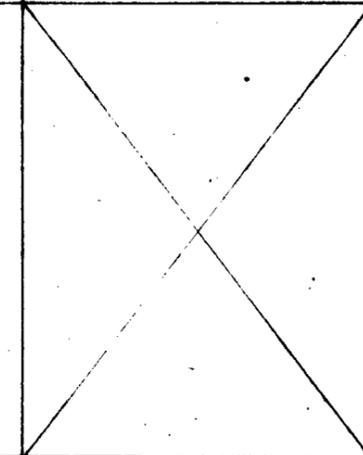


appuis intermédiaires de pont

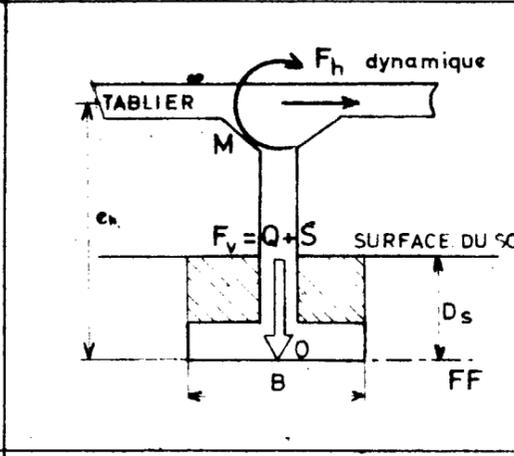
Q : tablier à vide + maçonneries + terres hachurées
 S : surcharge de tablier
 D_s , B : fiche et largeur de semelle.
 $F_v = Q + S$
 F_h : dynamique (freinage et effets linéaires)
 $e_v = \frac{\sum (M_o \text{ des } F_v)}{\sum (F_v)}$

q_{adm} du sol : calculé par 3.3 ou lu sur abaques annexes 1 ou 2
 $q_{max} = \frac{F_v}{B} + 6 \frac{e_v F_v}{B^2} + 6 \frac{h_a F_h}{B^2}$
 $q_{max} \leq q_{adm}$
opérer algébriquement

$e_{max} = \frac{\sum (M_o \text{ des } F_v) + e_h F_h}{\sum (F_v)}$
 $e_{max} \leq \frac{B}{6}$
(règle du tiers central)



PILE DE TABLIER ENCASTRÉ
 $F_v = Q + S$
 F_h : dynamique
 $M_{ext} \neq 0$

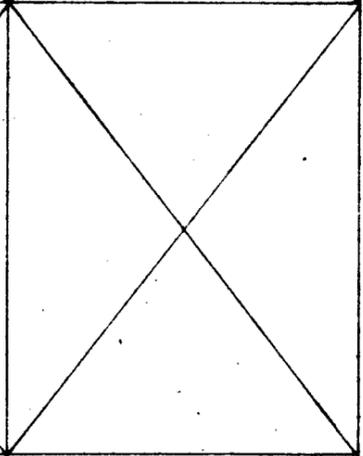
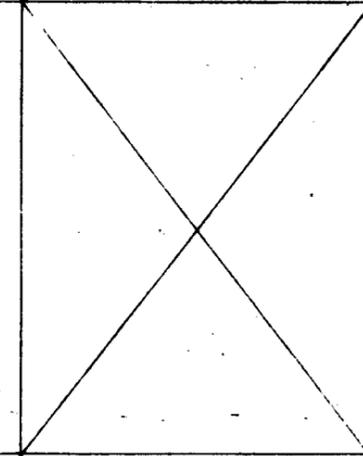


appuis encastrés sur un tablier

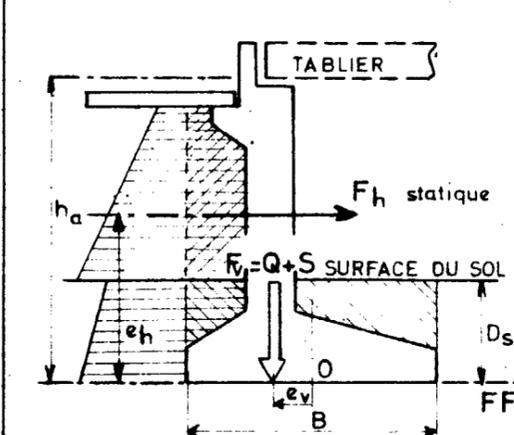
Q et S : comme ci-dessus
 D_s , B : comme ci-dessus
 $F_v = Q + S$
 F_h : dynamique (freinage et effets linéaires)
 M_{ext} : encastrement
 $e_v = \frac{\sum (M_o \text{ des } F_v)}{\sum (F_v)}$

q_{adm} du sol : calculé par 3.3 ou lu sur abaques annexes 1 ou 2
 $q_{max} = \frac{F_v}{B} + 6 \frac{e_v F_v}{B^2} + 6 \frac{h_a F_h}{B^2} + 6 \frac{M_{ext}}{B^2}$
 $q_{max} \leq q_{adm}$
opérer algébriquement

$e_{max} = \frac{M + \sum (M_o \text{ des } F_v) + e_h F_h}{\sum (F_v)}$
 $e_{max} \leq \frac{B}{6}$
(règle du tiers central)



APPUI SOUS POUSSÉE PERMANENTE
 $F_v = Q + S$
 F_h : dynamique
 $M_{ext} = 0$

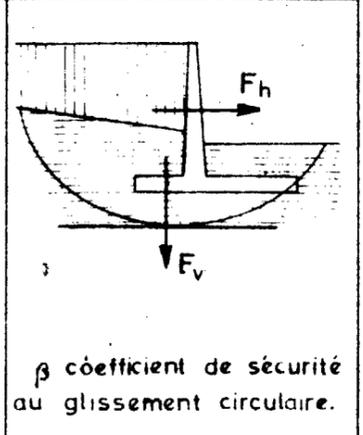
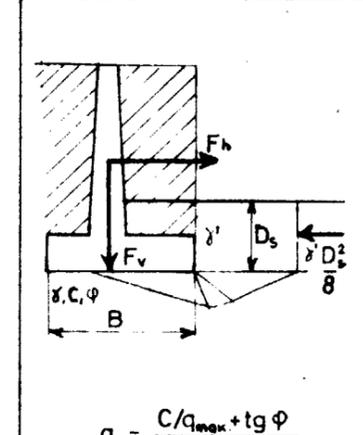


murs de front de culées
murs de soutènement
appuis d'ouvrages à poussée

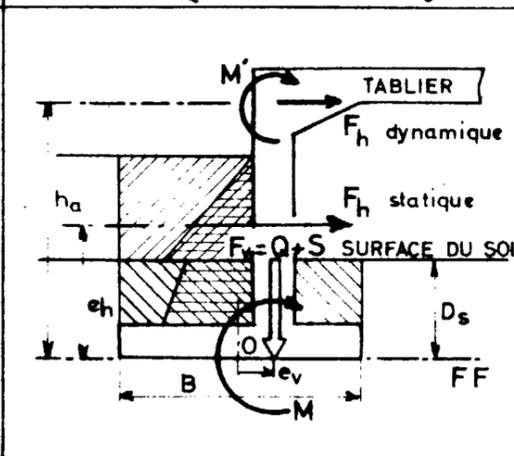
Q et S : comme ci-dessus
 D_s , B : comme ci-dessus
 $F_v = Q + S$
 F_h : statique
 $e_v = \frac{\sum (M_o \text{ des } F_v)}{\sum (F_v)}$
 $e_h = \frac{\sum (M_o \text{ des } F_h)}{\sum (F_h)}$

q_{adm} du sol : calculé par 3.3 ou lu sur abaques annexes 1 ou 2
 $q_{max} = \frac{F_v}{B} + 6 \frac{e_v F_v}{B^2} + 6 \frac{h_a F_h}{B^2}$
 $q_{max} \leq q_{adm}$
composer algébriquement les moments

$e_{max} = \frac{\sum (M_o \text{ des } F_v) + \sum (M_o \text{ des } F_h)}{\sum (F_v)}$
 $e_{max} \leq \frac{B}{6}$
(règle du tiers central)



APPUI LE PLUS GÉNÉRAL
 $F_v = Q + S$
 $F_h = \text{stat.} + \text{dyn.}$
 $M_{ext} \neq 0$



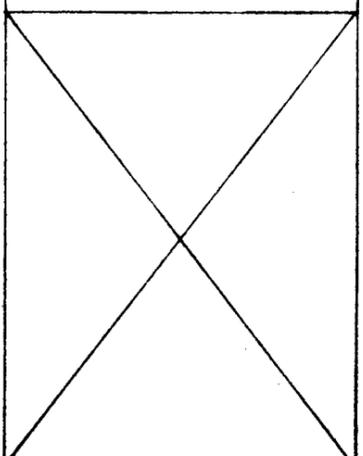
piédroits de portiques

Q et S : comme ci-dessus
 D_s , B : comme ci-dessus
 F_v , F_h : comme ci-dessus
 $M_{ext} \neq 0$
 e_v , e_h : comme ci-dessus

q_{adm} du sol calculé par 3.3 ou lu sur abaques annexes 1 ou 2
 $q_{max} = \frac{F_v}{B} + 6 \frac{e_v F_v}{B^2} + 6 \frac{h_a F_h}{B^2} + 6 \frac{M_{ext}}{B^2}$
 $q_{max} \leq q_{adm}$
opérer algébriquement

$e_{max} = \frac{M + \sum (M_o \text{ des } F_v) + \sum (M_o \text{ des } F_h)}{\sum (F_v)}$
 $e_{max} \leq \frac{B}{6}$
(règle du tiers central)

$g_o = \frac{C/q_{max} + tg \phi}{\alpha}$
 $g = \frac{\sum F_h - 0,125 \delta D_s^2}{\sum F_v}$
on vérifiera
 $g \leq g_o$
 α : coefficient de sécurité au cisaillement du sol
 $\alpha \geq 1,3$



SOUS DOSSIER 4: LE CHOIX FINAL



4.1 EXEMPLES NUMERIQUES

- 4.1.1 EXEMPLE AVEC SORTIE 3
PRE-DIMENSIONNEMENT PAR LE TASSEMENT
- 4.1.2 EXEMPLE AVEC SORTIE 3
PRE-DIMENSIONNEMENT PAR LA STABILITE
- 4.1.3 EXEMPLE AVEC SORTIE 1
SUR LA RECONNAISSANCE SPECIFIQUE

4.2 ELEMENTS ECONOMIQUES

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GRUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART (G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



EXEMPLE AVEC SORTIE 3
PRE : DIMENSIONNEMENT PAR LE TASSEMENT

4.1.1*

* ÉDITION PROVISOIRE

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTES ET CHAUSSEES
18, Boulevard LEFFEVRE, 58
PARIS 15 532 3179

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES
28, Rue des Saints Pères, 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPÉCIAL
DES AUTORITÉS
ORLY AÉROGARE
BP 235 587-5141

FEUILLE DE SONDAGE

Laboratoire ou entreprise: LCPC

Projet ou chantier A5 77 PS9

Chef sondeur FUSAN technicien géologue

N° du sondage 55

Date du sondage 2 6 1963

Cote NGF niveau du sol 114.4

Coordonnées LAMBERT

| 2 | 1 | 3 | 4 | 5 | 7 | 6 | 8 |
|--------------------|---------------------|---|-----------------------------|--|---------|---|---|
| Profondeur en m | Cote NGF en m | Type d'enfoncement Type d'outil Diam et type de carotage Prélèvement d'échant | % carottage 25 75 100 | Observation du sondeur Vitesse d'enfoncement Emploi de boue Tubage Venue et pertes d'eau Vibrations | Légende | Description géologique | Désignation géotechnique et classification |
| 0.0 | 114.4 | 116 mm Rotation double carottier | | | | Remblais divers terre végétale | |
| 0.90 | 113.5 | | | | | Marne blanche argileuse | Marne peu plastique Ap |
| 2.00 | 112.4 | | | | | Argile verte du Sanoisien peu plastique | Argile plastique consistante At |
| 8.20 | 106.2 | | | eau lourde | | | |
| | | | | | | Calcaire Ludien de Château-Landon | Bedrock R (Roche franche non fissurée) |

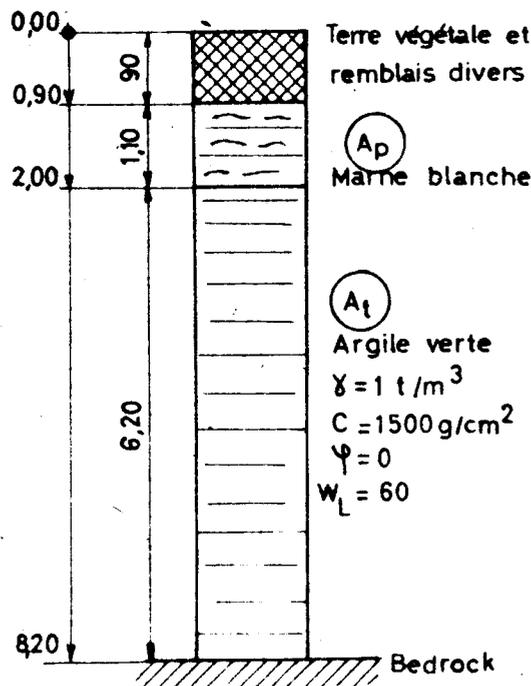
----- Niveau de la ligne rouge (AR)

Essais et résultats

| | | | | | | | | | | | | | | Fondations | | | Terrassement | | | |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|---------------------|----|------|------|-----------------------|---------------|------|----------------------|------------------------------|-----------------|--------------------------|---|----------------|--------------|---|--|--|
| 9 | 10 | 11 | 12 | 16 | 17 | 18 | 19 | 14 | 24 | 13 | 26 | 31 | 32 | 30 | | | | | | |
| Limites d'Atterberg | | | | Granulometrie en mm | | | | Dimension maximale | γ_{lm} | Ic | %C _{0,2} Ca | g/cm ³ ESTIMES | φ° | Rc kg/cm ² | F | I ₀ | E.S. | | | |
| w | w _L | w _p | I _p | 5 | 2 | 0,4 | 0,08 | | | | | | | | | | P | V | | |
| 35 | 40 | 20 | 20 | - | - | - | 79% | - | 120 | 0,25 | 70% | - | - | 0,8 | - | - | - | - | | |
| 30 | 60 | 30 | 30 | - | - | 100% | 95% | - | 150 | 1 | 10% | 1500 | 0 | 23 | - | - | - | - | | |
| | | | | | | | | | | | | | | 27 | | | | | | |

ATTENTION: 100g/cm³ = 1t/m³

I - LES SOLS



Le terrain naturel est à la cote 114,40 NGF.

La ligne rouge de l'autoroute se situe à la cote 113,40, soit 1 m sous le niveau du terrain naturel.

On désire construire un ouvrage aussi mince que possible, car il s'agit d'une autoroute en déblai et l'épaisseur du tablier du passage supérieur commande le volume des déblais.

Un forage conduit jusqu'à 11 m de profondeur a donné la feuille d'essais et le sondage ci-contre. Les sols successifs rencontrés sont :

1) - Une couverture de 0,90 m en terre végétale et remblais divers très hétérogène et impropre à toute fondation.

2) - Une couche de 1,10 m de marne blanche assez peu plastique ($w_p = 20$, $w_L = 40$) mais peu dense ($\gamma_d = 1,20$), peu consistante ($I_c = 0,25$) et à forte teneur en eau ($w = 35$).

Ce sol a un caractère marneux assez prononcé (70 % de $CO_3 C_a$) et présente l'aspect d'une pâte molle : le pénétromètre de poche a donné $R_c = 800 \text{ g/cm}^2$.

3) - Une couche assez épaisse (6,20 m) d'argile verte (ou glaise). Ce sol est plastique ($w_p = 30$, $w_L = 60$), assez dense ($\gamma_d = 1,50$) et consistant ($I_c = 1$). C'est dans cette couche qu'on trouve l'eau, à la cote 112,00.

Une pâte fabriquée avec ce sol est collante et laisse sur les doigts un résidu lisse et brillant. Laissé à sécher pendant 24 heures, un échantillon reste très résistant. Une boulette faite en rajoutant de l'eau reste mate en l'agitant dans la main. Enfin, un tamisage de chantier avec un tamis de 0,08 mm ne donne aucun refus mais le tamis est vite colmaté et l'eau recueillie est très grasse.

La consistance relative du sol (indice de consistance) est $I_c = 1$ et plusieurs mesures au pénétromètre de poche ont donné une résistance à la compression simple égale en moyenne à $R_c = 2,9 \text{ kg/cm}^2$.

Cette argile verte a été classée A_t , raide à très raide. Au vu des éléments précédents, on a pris $C = 1500 \text{ g/cm}^2$. Toutefois, la fiche de sol A_t du dossier F O C S conseille de faire une étude géotechnique spéciale et les résultats que nous allons établir ne seront donc en tout état de cause qu'un pré-dimensionnement.

Le tableau ci-après rassemble les réactions d'appui sur chaque ligne d'appui au niveau des appareils d'appui ainsi que les moments, à la base des semelles dus aux efforts de freinage et effets linéaires différés.

| | | APPUI N° | | | UNITES | |
|----------------------------------|--------------------------------|------------------|-----|-----|--------|---|
| | | I | 2 | 3 | | |
| REACTIONS VERTICALES. | CHARGE PERMANENTE | 98 | 316 | 334 | t | |
| | SURCHARGES | TROTTOIRS | 3 | 8 | 9 | t |
| | | CHAUSSEES | 89 | 174 | 167 | t |
| | | TOTAL SURCHARGES | 92 | 182 | 176 | t |
| EFFET DES REACTIONS HORIZONTALES | MOMENT A LA BASE DE LA SEMELLE | 25 | 130 | 45 | tm | |

3 - STABILITE

On étudiera successivement la stabilité des appuis 1, 2 et 3 en commençant par l'appui central (n° 3).

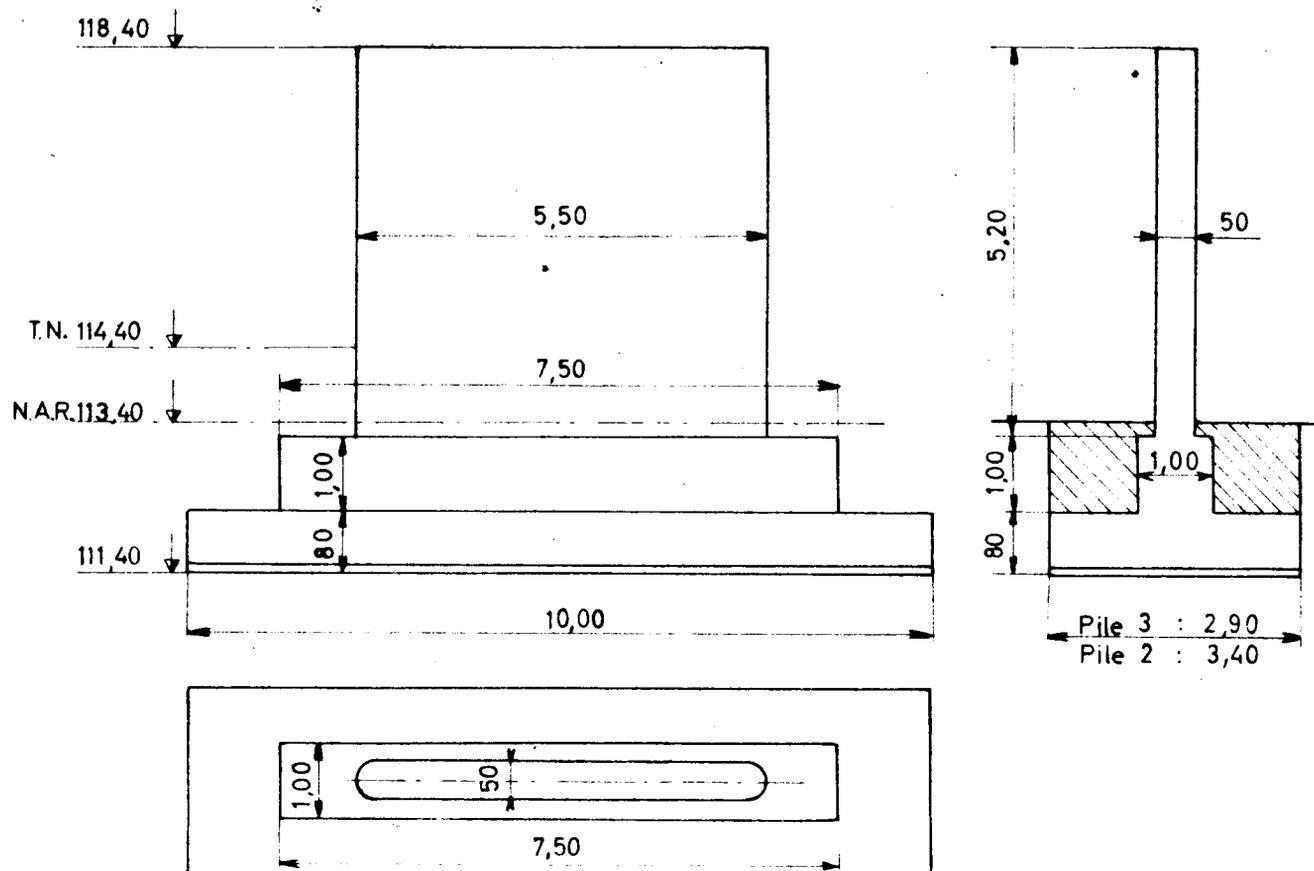
3.I. Pile n° 3 (pile centrale)

La semelle a 10,00 m de longueur et on cherche quelle largeur B lui donner pour qu'elle soit stable.

3.I.I. Calcul de Q + S au mètre de semelle

- Tablier : $\frac{334 + 176}{10,00} = 51,0 \text{ t/m}$

- Pile : On adopte la pile type I du S.S.A.R. légèrement modifiée (dossier P.P. 64), dont les dimensions sont définies aux croquis ci-après.



Pile 3 : 2,90
Pile 2 : 3,40

Le calcul ci-après montre que la semelle est stable pour une largeur B = 2,90 m sous pile centrale.

Poids total des maçonneries : fût : $\frac{1}{10} (2,59^2 \times 5,20 \times 2,5) = 3,37 \text{ t/m}$
 * 2,59 = section horizontale
 du fût (en m²) nervure : $\frac{1}{10} (7,50 \times 1,00 \times 1,00 \times 2,5) = 1,88 \text{ t/m}$
 , semelle : $2,90 \times 0,80 \times 2,5 = 5,80 \text{ t/m}$

total = 11,1 t/m

Poids total des terres :
 $\frac{1}{10} (2,90 \times 10,00 \times 1,20 - 1,00 \times 7,50 \times 1,00 - 2,59 \times 0,20) \times 2,0 = 5,4 \text{ t/m}$

Total (maçonneries + terres) = 16,5 t/m

Total Q + S : $51,0 + 16,5 = 67,5 \text{ t/m}$

3.1.2. Calcul de M

Par mètre de longueur de semelle, on a :

$$M = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ tm/m}$$

3.1.3. Vérification de la stabilité

Valeur de qadm : $q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim}$

C = 15 t/m² et $q_{lim} = N_c \times C + N_q \gamma' D$ (cas de sols cohérents ($\phi = 0$))
 N_q = 1
 $\gamma' = 1 \text{ t/m}^2$
 (zone immergée).
 D = 2 m

$$q_{adm} = \frac{1}{3} (80,0) = 26,7 \text{ t/m}^2$$

Valeur de qmax (pression maximale sur le sol de fondation) :

$$q_{max} = \frac{67,5}{2,90} + \frac{6 \times 4,5}{2,90^2} = 23,3 + 3,2 = 26,5 \text{ t/m}^2$$

$q_{max} < q_{adm}$

3.2. Pile n° 2 (pile intermédiaire)

La pile n° 2 est semblable à la pile n° 3 et n'en diffère que par la largeur de la semelle, qui doit être portée à 3,40 m, pour que la stabilité soit assurée, comme le montre le calcul ci-après :

3.2.1. Calcul de Q + S au mètre de semelle

- Tablier : $\frac{316 + 182}{10,00} = 49,8 \text{ t/m}$

- Pile :

Poids total des maçonneries : fût et nervure : $3,37 + 1,88 = 5,25 \text{ t/m}$
 Semelle : $3,40 \times 0,80 \times 2,5 = 6,80$

Total = 12,1 t/m

report = 12,1 t/m

Poids total des terres :

$$\frac{1}{10} (3,40 \times 10,00 \times 1,20 - 1,00 \times 7,50 \times 1,00 - 2,59 \times 0,20) \times 2,0 = 6,6$$

Total (maçonneries + terres) = 18,7 t/m

Total Q + S : 49,8 + 18,7 = 68,5 t/m

3.2.2. Calcul de M

On a, par mètre de longueur de semelle :

$$M = \frac{130}{10} = 13,0 \text{ tm/m}$$

3.2.3. Vérification de la stabilité

Valeur de qadm : $q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim}$ (calculé précédemment)
 $= 26,7 \text{ t/m}^2$

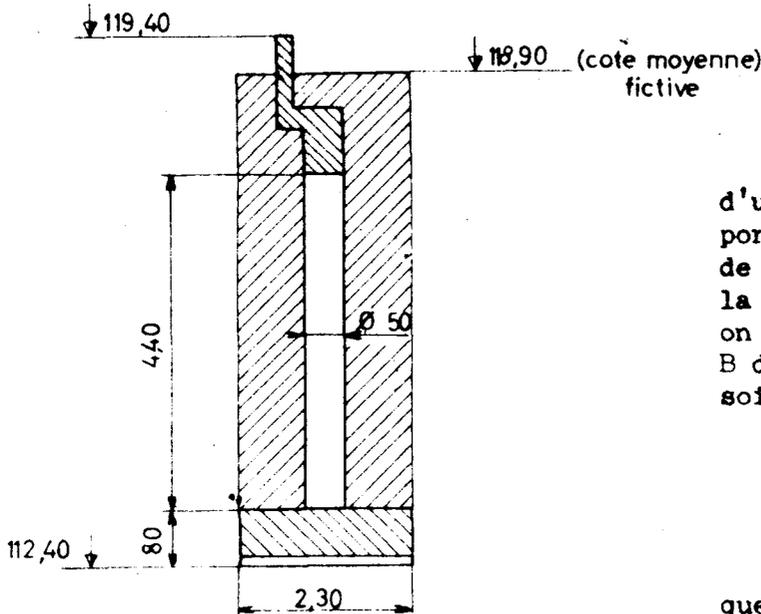
Pression maximale sur le sol de fondation

$$q_{max} = \frac{68,5}{3,40} + \frac{6 \times 13,0}{3,40^2} = 20,1 + 6,7 = 26,8 \text{ tm}^2$$

$$q_{max} \neq q_{adm}$$

On remarque, incidemment, que la semelle doit être plus large principalement du fait du moment M appliqué (la charge Q + S est sensiblement égale à celle de la pile 3)

3.3. Pile n° 1: (pile culée)



La pile culée se compose d'un chevêtre et d'un garde-grève portés par 3 colonnes circulaires de 0,50 m de diamètre reposant sur la semelle de 9,00 m de longueur ; on cherche à déterminer la largeur B de cette semelle pour qu'elle soit stable.

Le calcul qui suit montre que, pour B = 2,30 m, la semelle est stable.

3.3.I. Calcul de Q + S au mètre de semelle

- Tablier : $\frac{98 + 92}{9,00} = 21,1 \text{ t/m}$

- Poids propre :

| | | | |
|--|---|--|---------------|
| <p><u>Poids total des maçonneries</u> * Section droite</p> | } | chevêtre et garde-grève : $0,81 \times 12,00 \times 2,5 = 24,3$ | |
| | |colonnes : $3 \frac{\pi \times 0,50^2}{4} \times 4,40 \times 2,5 = 6,5$ | |
| | |semelle : $2,30 \times 9,00 \times 0,80 \times 2,5 = 41,4$ | |
| | | <u>Total</u> | <u>= 72,2</u> |

soit, pour 1 m de semelle : $\frac{72,2}{9,00} = 8,0 \text{ t/m}$

Poids total des terres $\frac{1}{9} (2,30 \times 9,00 \times 5,70 - 9,9^2) 2,0 = 24,0 \text{ t/m}$
 * 9,9 = volume des maçonneries enterrées (en m³) Total (maçonneries + terres) = 32,0 t/m

Total Q + S = 21,1 + 32,0 = 53,1 t/m

3.3.2. Calcul de M

On a, par mètre de longueur de semelle :

$$M = \frac{25}{9,00} = 2,8 \text{ tm/m}$$

3.3.3. Vérification de la stabilité

Valeur de qadm : $q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim}$

C = 15 t/m²
 Nq = 1
 γ' = 1 t/m³
 Ds = 2 m

On a : $q_{lim} = 5,2 \times 15 + 1 \times 1 \times 2,00 = 80,0 \text{ t/m}^2$

d'où $q_{adm} = \frac{1}{3} (80,0) = 26,7 \text{ t/m}^2$

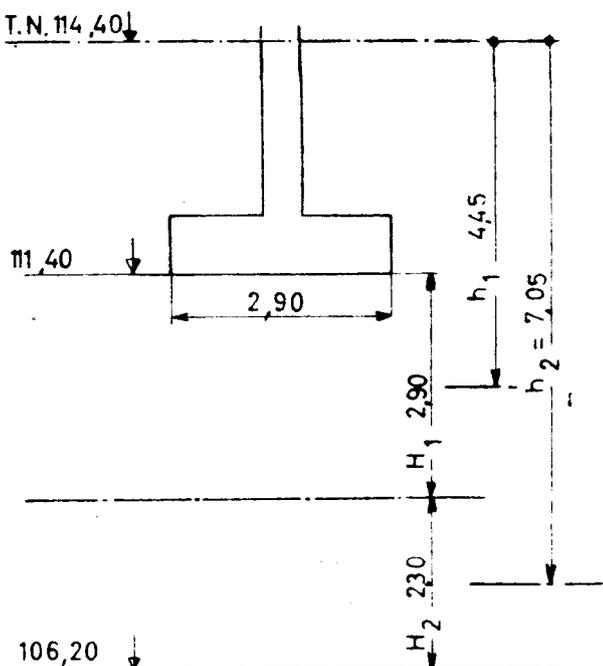
Pression maximale sur le sol de fondation

$$q_{max} = \frac{53,1}{2,30} + \frac{6 \times 2,8}{2,30^2} = 23,1 + 3,2 = 26,3 \text{ t/m}^2$$

$q_{max} < q_{adm}$

4 - **TASSEMENTS**

4.I. Tassement isolé de référence de l'appui 3 (pile centrale)



La couche compressible a une épaisseur supérieure à la largeur de la semelle ce qui amène à considérer 2 tranches successives d'épaisseurs H_1 et H_2 ($H_1 = B$)

4.I.I. Tassement de la 1ère tranche

B = 2,90 m
 H₁ = 2,90 m
 h₁ = 4,45 m
 γ = 2 t/m³
 D_t = 3 m
 W_L = 60

d'où les paramètres :

$$p = \frac{Q - \gamma B D_t}{h_1^2} = \frac{33,4 + 16,5 - 2 \times 2,90 \times 3}{4,45^2} = 1,64$$

$$b = \frac{B}{h_1} = \frac{2,90}{4,45} = 0,65$$

$$d = \frac{D_t}{h_1} = \frac{3}{4,45} = 0,67$$

Par interpolation)
entre les abaques) on obtient $\frac{\Delta H}{H} = 11,1\%$ et $T_3(H_1) = 32$ cm
($p = 1$ et $p = 2$)

4.1.2. Tassement de la 2ème tranche

$$H_2 = 2,30 \text{ m}$$

$$h_2 = 7,05 \text{ m}$$

$$p = \frac{33,4 + 16,5 - 2 \times 2,90 \times 3}{7,05^2} = 0,65$$

$$b = \frac{2,90}{7,05} = 0,41$$

$$d = \frac{3}{7,05} = 0,43$$

Par interpolation)
entre les abaques) on obtient $\frac{\Delta H}{H} = 4,7\%$ et $T_3(H_2) = 11$ cm
($p = 0,5$ et $p = 0,8$)

4.1.3. Tassement total de l'appui 3

$$T_3 = 32 + 11 = 43 \text{ cm}$$

4.2. Tassement isolé de référence de l'appui 2

On considère encore 2 tranches d'épaisseurs respectives :

$$H_1 = 3,40 \text{ m}$$

$$H_2 = 1,80 \text{ m}$$

4.2.1. Tassement de la 1ère tranche

$$B = 3,40 \text{ m}$$

$$H_1 = 3,40 \text{ m}$$

$$h_1 = 4,70 \text{ m}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$D_t = 3 \text{ m}$$

$$W_L = 60$$

d'où les paramètres :

$$p = \frac{Q - \gamma B D_t}{h_1^2} = \frac{31,6 + 18,7 - 2 \times 3,40 \times 3}{4,70^2} = 1,35$$

$$b = \frac{3,40}{4,70} = 0,72$$

$$d = \frac{3}{4,70} = 0,64$$

Par interpolation)
entre les abaques) on obtient $\frac{\Delta H}{H} = 7,9\%$ et $T_2(H_1) = 27$ cm
($p = 1$ et $p = 2$)

4.2.2. Tassement de la 2ème tranche

| | |
|---|---|
| $B = 3,40 \text{ m}$ $H_2 = 1,80 \text{ m}$ $h_2 = 7,30 \text{ m}$ $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ $D_t = 3 \text{ m}$ $W_L = 60$ | $p = \frac{31,6 + 18,7 - 2 \times 3,40 \times 3}{7,30^2} = 0,56$ $b = \frac{3,40}{7,30} = 0,47$ $d = \frac{3}{7,30} = 0,41$ |
|---|---|

Par interpolation)
 entre les abaques) on obtient $\frac{\Delta H}{H} = 3,5 \%$ et $T_2(H_2) = 6 \text{ cm}$
 $p=0,5$ et $p=0,8$)

4.2.3. Tassement total de l'appui 2

$$T_2 = 27 + 6 = 33 \text{ cm}$$

4.3. Tassement différentiel prévisible entre piles 2 et 3

avec $t = 1/3$ et $r = 1/6$ on obtient :

$$\Delta v_{32} = \frac{1}{3} (43 - 33) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (43 + 33)$$

$$= 3,3 + 4,2 = 7 \text{ à } 8 \text{ cm}$$

Ce tassement différentiel entre les appuis intermédiaires est trop important pour la structure qui n'accepte que 4 à 5 cm. Il faut dimensionner les semelles afin de le ramener à une valeur acceptable pour les tassements, c'est-à-dire augmenter la largeur au-delà de ce qui est nécessaire pour la seule stabilité.

4.4. Dimensionnement des semelles par considération du tassement

La réaction verticale à vide est comparable pour les 2 appuis. On obtiendra donc le tassement différentiel minimal en donnant aux 2 semelles la même dimension, c'est-à-dire en égalant leurs largeurs à la plus grande : $B = 3,40 \text{ m}$.

Comme le tassement de l'appui 2 a été calculé précédemment, il ne reste à réévaluer que celui de l'appui 3, maintenant doté d'une semelle plus large.

4.4.I. Tassement de la 1ère tranche

| | |
|---|---|
| $B = 3,40 \text{ m}$ $H_1 = 3,40 \text{ m}$ $h_1 = 4,70 \text{ m}$ $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ $D_t = 3 \text{ m}$ $W_L = 60$ | $p = \frac{33,4 + 18,7 - 2 \times 3,40 \times 3}{4,70^2} = 1,44$ $b = \frac{3,40}{4,70} = 0,72$ $d = \frac{3}{4,70} = 0,64$ |
|---|---|

Par interpolation)
 entre les abaques) on obtient $\frac{\Delta H}{H} = 8,6 \%$ et $T_3(H_1) = 29 \text{ cm}$
 $p = 1$ et $p = 2$)

4.4.2. Tassement de la 2ème tranche

$$\begin{aligned}
 H_2 &= 1,80 \text{ m} \\
 h_2 &= 7,30 \text{ m} \\
 p &= \frac{33,4 + 18,7 - 2 \times 3,40 \times 3}{7,30^2} = 0,59 \\
 b &= \frac{3,40}{7,30} = 0,47 \\
 d &= \frac{3}{7,30} = 0,41
 \end{aligned}$$

Par interpolation entre les abaques $p = 0,5$ et $p = 0,8$,
on obtient $\frac{\Delta H}{H} = 3,8 \%$ et $T_3(H_2) = 7 \text{ cm}$

4.4.3. Tassement total de l'appui 3

$$T_3 = 29 + 7 = 36 \text{ cm}$$

On remarque que les tassements de référence sont devenus sensiblement égaux.

4.4.4. Tassement différentiel prévisible

$$\begin{aligned}
 \Delta v_{32} &= \frac{1}{3} (36 - 33) + \frac{1}{6} \times \frac{1}{3} (33 + 36) \\
 &= 1,0 + 3,8 = 4 \text{ à } 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Le tassement différentiel est devenu acceptable pour le tablier.

4.5. Tassement isolé de référence de l'appui 1 (pile culée)

La couche compressible a une épaisseur comprise entre B et 3B, ce qui amène à considérer 2 tranches successives, d'épaisseurs respectives : $H_1 = 2,30 \text{ m}$; $H_2 = 3,90 \text{ m}$

4.5.1. Tassement de la 1ère tranche

- Ouvrage seul

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 2,30 \text{ m} \\
 h_1 &= 2,0 + \frac{2,30}{2} = 3,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p &= \frac{43,0 - 2 \times 2,30 \times 2,0 - 2 \times 2,30 \times 4,50}{3,15^2} = 1,32 \\
 b &= \frac{2,30}{3,15} = 0,73 \\
 d &= \frac{2,0}{3,15} = 0,63
 \end{aligned}$$

Par interpolation entre les abaques $p = 1$ et $p = 2$, on obtient :

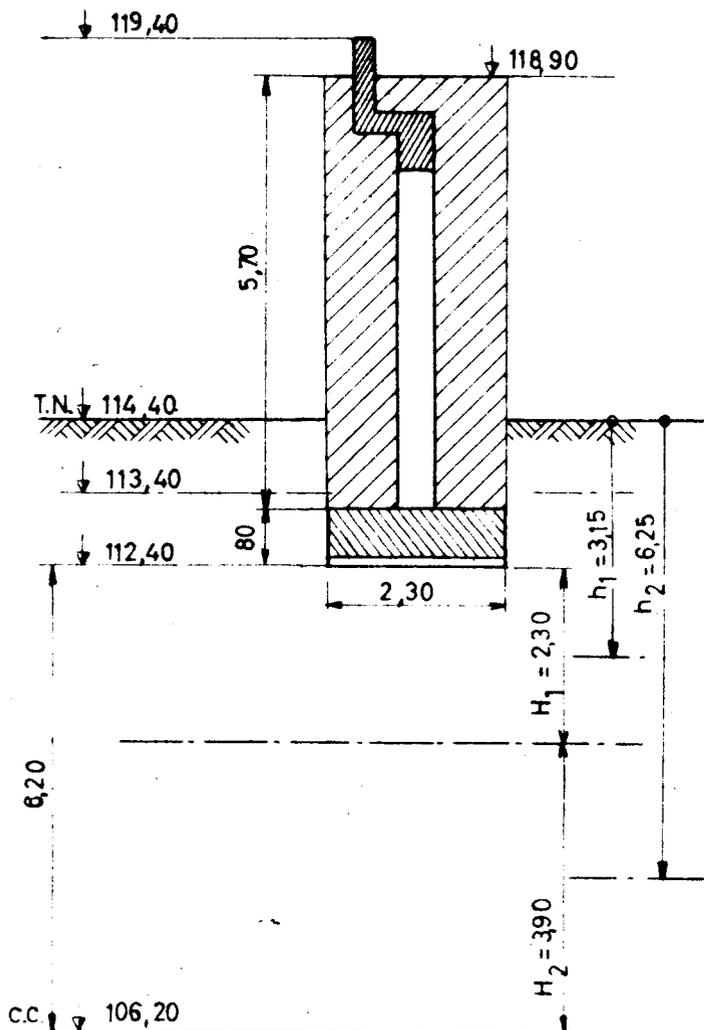
$$\frac{\Delta H}{H} = 7,5 \%$$
 et $T_3(H_1) = 7,5 \times 2,30 = 17 \text{ cm}$

- Remblai seul

$$\begin{aligned}
 p &= \frac{2 \times 5,0 \times 16}{3,15^2} = 16,1 \\
 b &= \frac{16}{3,15} = 5,1 \\
 d &= 0
 \end{aligned}$$

Par interpolation entre les abaques $p = 10$ et $p = 30$, on obtient :

$$\frac{\Delta H}{H} = 16,1 \%$$
 et $T_R(H_1) = 16,1 \times 2,3 = 37 \text{ cm}$



4.5.2. Tassement de la 2ème tranche

- Ouvrage seul

$$\begin{array}{l} H_2 = 3,90 \text{ m} \\ H_2 = 6,25 \text{ m} \end{array} \left| \begin{array}{l} p = \frac{13,1}{6,25^2} = 0,34 \\ b = \frac{2,3}{6,25} = 0,37 \\ d = \frac{2,0}{6,25} = 0,32 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les abaques, $p = 0,3$ et $p = 0,5$

on obtient : $\frac{\Delta H}{H} = 2,1 \%$ et $T_S(H_2) = \underline{8 \text{ cm}}$

- Remblai seul

$$\begin{array}{l} p = \frac{2 \times 5 \times 16}{6,25^2} = 4,1 \\ b = \frac{16}{6,25} = 2,6 \end{array}$$

Par interpolation entre les abaques, $p = 3$ et $p = 10$,

on obtient : $\frac{\Delta H}{H} = 10 \%$ et $T_R(H_2) = \underline{39 \text{ cm}}$

4.5.3. Tassement total de référence

on a $T_1 = T_1 \text{ (Semelle)} + \frac{2}{3} T_1 \text{ (Remblai)}$

avec $T_1 \text{ (Semelle)} = 17 + 8 = 25 \text{ cm}$

$T_1 \text{ (Remblai)} = 37 + 39 = 76 \text{ cm}$

et $T_1 = 25 + \frac{2 \times 76}{3} = 76 \text{ cm}$

La pile culée a un très fort tassement de référence dû, pour sa partie principale, à l'entraînement de celle-ci par le tassement d'ensemble du remblai.

D'où l'idée de laisser le remblai tasser suffisamment avant l'exécution du tablier de l'ouvrage de façon à ce que ce dernier ne soit pas affecté par ce tassement.

L'Ingénieur décide donc de réaliser les piles-culées et leurs remblais d'accès plusieurs mois avant les piles intermédiaires et le tablier. Il aménage en conséquence le programme des travaux et le projet et le marché de ses ouvrages. Les piles culées sont en première phase limitées à leurs semelles et leurs colonnes pour se réserver après tassement l'exécution à la bonne cote de leurs chevêtres et garde-grève.

Lorsqu'il donne l'ordre de service d'exécuter les piles intermédiaires et le tablier, l'ingénieur constate que les piles culées entraînées par les remblais exécutés l'année précédente ont tassé d'environ 22 cm (il a d'ailleurs pris soin d'exécuter des remblais un peu plus importants que le profil définitif désiré, afin de hâter les tassements). A ce tassement moyen constaté correspondrait un tassement de référence triple soit 66 cm (puisque $t = \frac{1}{3}$).

Le tassement "résiduel" de référence du remblai ne serait plus ainsi que de $76 - 66 = 10$ cm.

Comme l'Ingénieur ignore dans quelle proportion le remblai a tassé par rapport au tassement total (qui ne sera atteint qu'en plusieurs années), il estime prudent de prendre une marge d'incertitude du simple au double sur le tassement de référence "résiduel" de ce remblai qui affectera seul le tablier, et pose par conséquent, au vu de la constatation faite, que le tassement de référence "résiduel" du remblai est :

$$T_1(\text{remblai}) = 2 \times 10 = 20 \text{ cm}$$

d'où le tassement de référence de la pile culée qui affectera le tablier :

$$T_1 = 25 + \frac{2}{3} (20) = 39 \text{ cm}$$

(au lieu des 76 cm précédemment calculés).

4.6. Tassements différentiels prévisibles

4.6.1. Tableau récapitulatif des tassements isolés de référence

| | | | |
|-------|----|----|----|
| Appui | 1 | 2 | 3 |
| T | 39 | 33 | 36 |

4.6.2. Tableau des tassements différentiels prévisibles

$$\Delta v_{1j} = \frac{1}{3} (T_1 - T_j) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (T_1 + T_j)$$

| | | | |
|-------|-----|-----|-----|
| Appui | 1 | 2 | 3 |
| 1 | 0 | 6,0 | 5,1 |
| 2 | 6,0 | 0 | 4,8 |
| 3 | 5,1 | 4,8 | 0 |

5 - CONCLUSION GENERALE

La considération des tassements prévisibles des sols et admissibles pour le tablier a conduit à :

1) élargir la semelle de la pile centrale dont la stabilité était assurée, pour ramener son tassement de référence à une valeur plus voisine de celle des semelles des piles de rive, de façon à rendre les tassements différentiels entre ces appuis intermédiaires admissibles pour le tablier.

2) construire à l'avance les piles-culées et les remblayer de façon à leur faire acquérir la majeure partie du tassement dû aux remblais avant que le tablier ne soit construit, donc affecté par ce tassement. On a pu ainsi

ramener les tassements différentiels entre ces piles-culées et les piles intermédiaires à des valeurs admissibles pour le tablier.

3) noter toutefois que si ces dispositions rendent faibles et acceptables les tassements différentiels entre appuis, il n'en reste pas moins que l'ensemble des appuis, c'est-à-dire de l'ouvrage, tassera en moyenne de

$\frac{1}{3}$ (33 à 39 cm) soit 11 à 13 cm. L'ouvrage doit donc être construit en outre avec une garde supplémentaire de gabarit de 15 cm, c'est-à-dire en dégageant $4,85 + 0,15$ soit environ 5 m au-dessus des chaussées de l'autoroute.

Ces trois conclusions ont ainsi des conséquences multiples tant pour l'ouvrage (tablier et appuis) que pour d'autres travaux (terrassements notamment), et pour leur coordination.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART (G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



**EXEMPLE AVEC SORTIE 3
PRE : DIMENSIONNEMENT PAR LA STABILITE**

4.1.2*

* EDITION PROVISOIRE

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES
58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

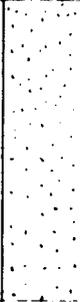
SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES
28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES
ORLY AEROGARE
BP. 235 587-51-41

FEUILLE DE SONDAGE

Laboratoire S^tBRIEUC
 Projet PS PK 26
 Chef sondeur DUPONT

N° du sondage : 28
 Date du sondage : 1.7.63
 Cote N.G.F niveau du sol : 150
 Coordonnées LAMBERT

| 2 | 1 | 3 | 4 | 5 | 7 | 6 | 8 |
|------------|--------------|---|----------|---------------------------------------|---|-------------------------|--|
| Prof. en m | Cote N.G.F m | Type d'enfoncement outil Prélèvements | Carottes | Observations du sondeur | Légende | Désignation géologique | Désignation géotechnique |
| 0,20 | 149,8 | | | |  | | |
| 1,50 | 148,5 | ROTATION Ø 80mm | | Carottage à l'eau |  | Limon des plateaux | Limon plastique L _p |
| 3,5 | 146,5 | PERCUSSION Ø 80mm | | Carottage sans eau avec tubage ▽ |  | Sable | Sable propre bien gradué S _b |
| 5,50 | 144,5 | | | |  | | |
| 7,50 | 142,5 | ROTATION Ø 80mm | | Carottage sans tubage avec eau claire |  | Argile supra schisteuse | Argile peu plastique peu consistante A _p |

R (Schiste)

Essais et résultats

FONDATIONS

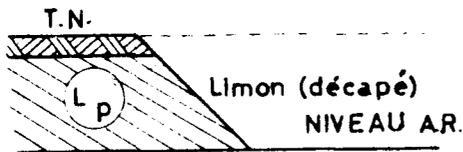
TERRASSEMENT

| 9 | 10 | 11 | 12 | 16 | 17 | 18 | 19 | 14 | 24 | 13 | 26 | 31 | 32 | 30 | | | | |
|---------|---------------------|----------------|----------------|---------------------|----|-----|------|------------|--------------------------------|------|-------------------------|------------------------|------------|--------------------------|---|-------|-----|---|
| W | Limites d'Atterberg | | | Granulométrie en mm | | | | Diam. max. | γ_d t/m ³ | Ic | Ca ₃ Ca % | C g/cm ³ | φ' | Rc kg/cm ² | F | I. G. | E.S | |
| | W _L | W _P | I _P | 5 | 2 | 0,4 | 0,08 | | | | | | | | | | P | S |
| | 47 | 20 | 27 | - | - | 92 | 88 | - | 1,55 | 0,95 | - | 400 | 0 | - | - | - | - | - |
| 15 | - | - | - | 100 | 98 | 5 | 4 | 3mm | 1,8 | - | - | - | 50° | - | - | - | - | - |
| ▽ 25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | 40 | 20 | 20 | - | - | 90 | 85 | - | 1,7 | 0,75 | 15% | 0 | - | - | - | - | - | - |
| - | 20 | 10 | 10 | - | - | - | - | - | - | - | 10% | - | - | 3,00 | - | - | - | - |

Résultats
déduts des
fiches d'après
les chiffres
précédents

I - LES SOLS

La ligne rouge de l'autoroute se situe à 1,50 m au-dessous du niveau du terrain naturel, c'est-à-dire que la couche de limon doit être entièrement décapée.



Pour fonder l'ouvrage, les sols présentent donc 3 couches de terrain bien distinctes :

1) 4,00 m de sable dont les deux mètres supérieurs sont à sec et les deux mètres inférieurs dans la nappe phréatique.

Sable $\gamma = 1,8$

2) 2,00 m d'argile.



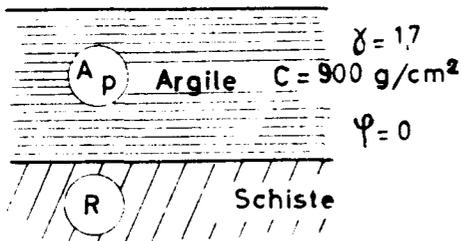
Nappe $C = 0$ $\varphi = 30^\circ$

3) Le substratum schisteux résistant (bedrock).

$\gamma = 1,0$

$C = 0$ $\varphi = 30^\circ$

L'ensemble des 3 couches a une portance acceptable. Cependant, la couche d'argile est compressible et l'on doit s'attendre à des tassements.



$\gamma = 1,7$

$C = 900 \text{ g/cm}^2$

$\varphi = 0$

A priori, nous nous fonderons dans la couche de sable, assez haut au-dessus de l'argile pour diffuser au maximum les charges appliquées au sol par la semelle et réduire au maximum les tassements.

Pour placer les semelles des appuis intermédiaires dans la couche de sable, il faut, selon le dossier-pilote PP-64, prévoir 1 m environ de terrain au-dessus d'elle dans l'éventualité des travaux ultérieurs (corroyage des chaussées, drainage, etc ...).

La semelle ayant une épaisseur totale de 0,80 m (y compris béton de propreté), le niveau de la fondation se situe à 1,80 m en dessous du niveau de l'autoroute. De plus, la semelle est alors fondée 0,20 m au-dessus du niveau le plus haut de la nappe phréatique, ce qui permet d'exécuter à sec ses fouilles et son bétonnage.

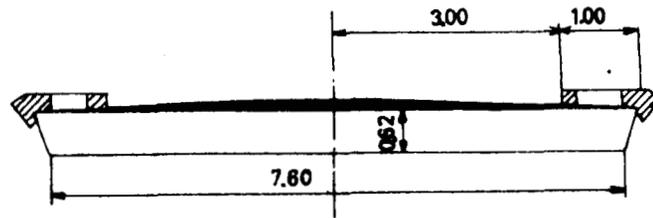
En ce qui concerne les piles-culées, la semelle ne sera fondée qu'à 1 m au-dessous du niveau de l'autoroute de façon à limiter les charges dues aux terres situées au-dessus d'elle.

2 - L'OUVRAGE

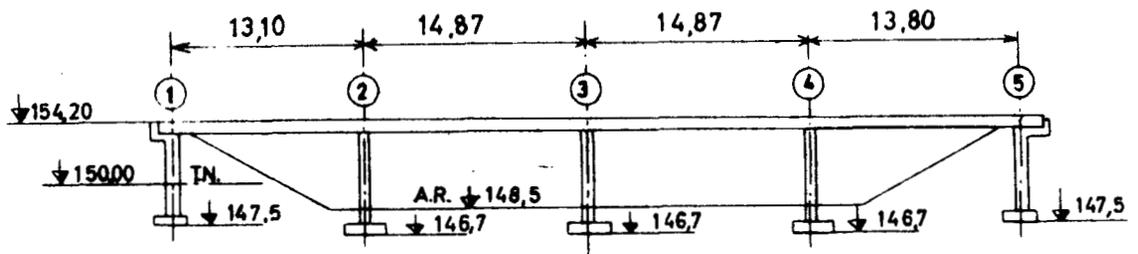
On se propose de franchir l'autoroute à l'aide d'un ouvrage en dalle continue en béton armé, modèle PS 3670/IV D du dossier-type PS-DA 64 du Service Spécial des Autoroutes et dont nous rappelons quelques caractéristiques principales :

L'ouvrage présente un biais de 70 gr et ses quatre travées successives ont pour portées biaisées : 13,10 m; 14,87 m; 14,87 m; 13,80 m

Sa longueur totale est d'environ 57 m. Sa dalle, épaisse de 0,62 m porte une chaussée de 6 m avec 2 trottoirs de 1 m, selon la coupe transversale rappelée ci-après.



Les principales dimensions et cotes sont rassemblées à la coupe longitudinale ci-dessous :



Et le tableau ci-après rassemble les réactions d'appui, sur chaque ligne d'appui au niveau des appareils d'appui ainsi que les moments à la base des semelles, dus aux efforts de freinage et effets linéaires différés

| | | APPUI N° | | | | |
|----------------------------------|--------------------------------|----------|-----|-----|-----|----|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Réactions verticales | Charge permanente | 79 | 236 | 216 | 242 | 84 |
| | Surcharges | 63 | 148 | 147 | 151 | 65 |
| Effet des réactions horizontales | Moment à la base de la semelle | 11 | 86 | 61 | 86 | 14 |

3 - STABILITE

On étudiera successivement la stabilité des appuis 4 et 5 qui sont les plus chargés, l'un comme appui intermédiaire (pile vue), l'autre comme appui d'extrémité (pile-culée enterrée).

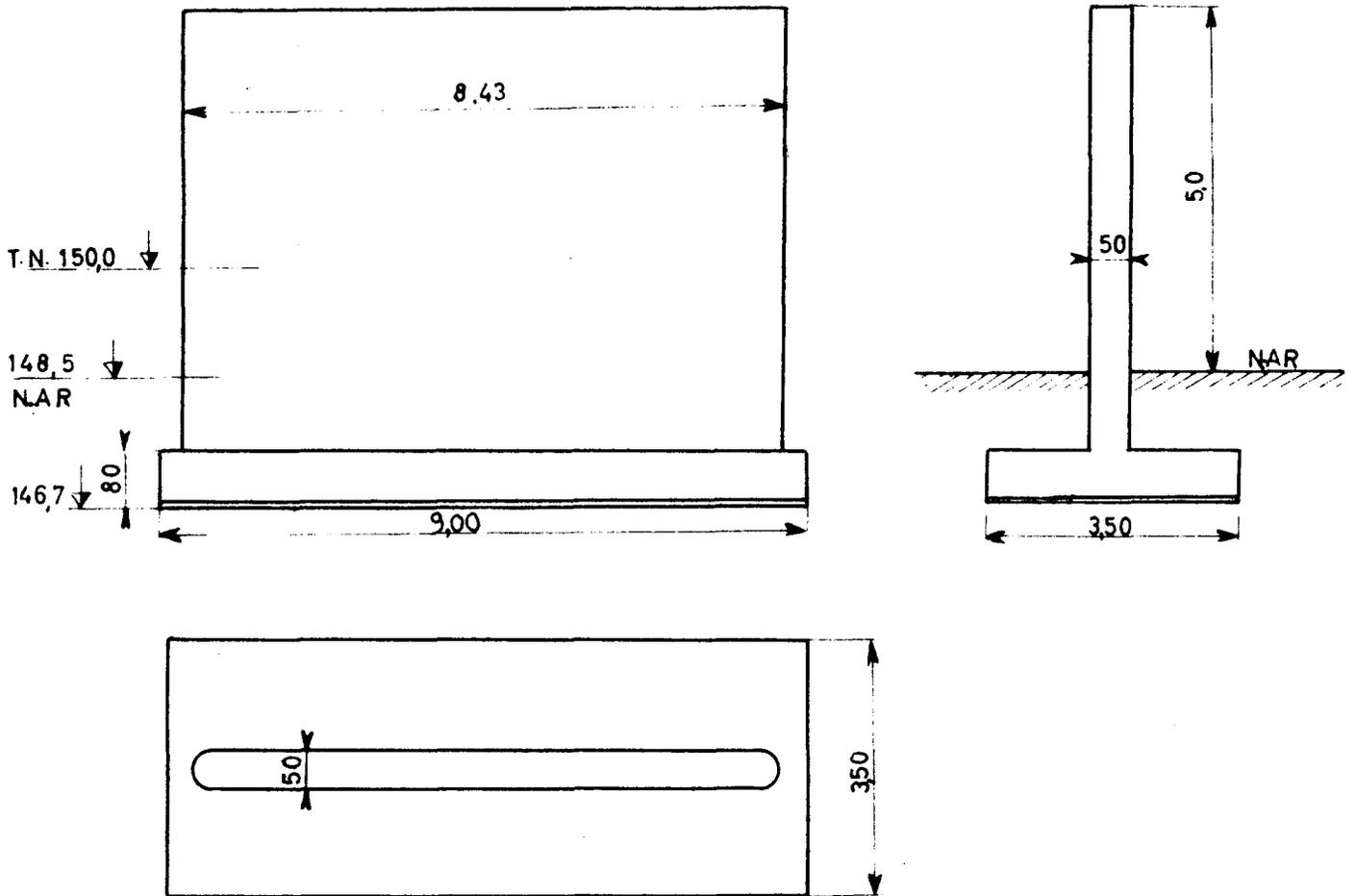
3.1 - Pile intermédiaire n° 4

La semelle a 9 m de longueur ; on cherche quelle largeur B(m) lui donner pour qu'elle soit stable.

3.1.1 - Calcul de Q + S au mètre de semelle

$$\text{Tablier} : \frac{1}{9} (242 + 151) = \frac{393}{9} = 43,7 \text{ t/m}$$

Pile. On adopte la pile type 1 figurant au dossier PP-64 du Service Spécial des Autoroutes; le croquis ci-après définit ses dimensions.



On prend pour dimensions de la semelle : B = 3,5 m L = 9 m

Poids total des maçonneries

$$\text{rût} : \frac{1}{9} (7,93 \times 0,5 + \frac{\pi \times 0,5^2}{4}) \times 6 \times 2,5 = \frac{62,4}{9} = 6,9 \text{ t/m}$$

$$\text{semelle} : 3,5 \times 0,8 \times 2,5 = 7,0 \text{ t/m}$$

$$\text{terres} : \frac{1}{9} (3,5 \times 9 - 7,93 \times 0,5 + \frac{\pi \times 0,5^2}{4}) \times 1,0 \times 1,8 = 5,5 \text{ t/m}$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots 19,4 \text{ t/m}$$

$$\text{Total Q + S} \quad 43,7 + 19,4 = \underline{63,1 \text{ t/m}}$$

3.1.2 - Calcul de M

$$\text{Par mètre de longueur de semelle on a } \frac{M}{9} = \frac{86}{9} = \underline{9,5 \text{ tm/m}}$$

3.1.3 - Stabilité au niveau de la semelle

La semelle réelle, large de 3,50 m, repose sur le sable

Sable S_b : $\varphi = 30^\circ$ $c = 0$ $\gamma = 1,8$ à sec $\gamma = 1$ dans la nappe

$$q_{lim} = N\gamma x \gamma \frac{B}{2} + Nq \gamma' D \text{ avec } Nq = N\gamma = 20 \text{ (voir abaques)}$$

$$(q_{lim})_1 = 20 \times 1 \times 1,75 + 20 \times 1 \times 1,80 = 71 \text{ t/m}^2$$

$$(q_{adm})_1 = \frac{71}{3} = 23,7 \text{ t/m}^2$$

$$(q_{max})_1 = \frac{61}{3,5} + 6 \times \frac{9,5}{3,5^2} = 17,4 + 4,7 = 22,1 \text{ t/m}^2 < (q_{adm})_1$$

3.1.4 - Stabilité au niveau de l'interface sable-argile

La semelle fictive, large de 5,70 m, repose sur l'argile peu plastique supraschisteuse :

$$c = 9 \text{ t/m}^2 \quad \varphi = 0^\circ \quad \gamma = 1$$

$$Nc = 5,2 \quad N\gamma = 0 \quad Nq = 1$$

$$q_{lim} = Nc \times c + Nq \gamma' D$$

$$(q_{lim})_2 = 5,2 \times 9 + 1 \times (1,8 \times 2 + 1 \times 2) = 52,2 \text{ t/m}^2$$

$$(q_{adm})_2 = \frac{52,2}{3} = 17,4 \text{ t/m}^2$$

- charge transmise par la semelle réelle : 63,1 t/m et un moment de 9,5 tm/m

- supplément de charges dues aux terres :
(2,20 x 1,80 x 1,8 + 5,70 x 2,20 x 1) = 19,7 t/m

Q + S total : 82,8 t/m

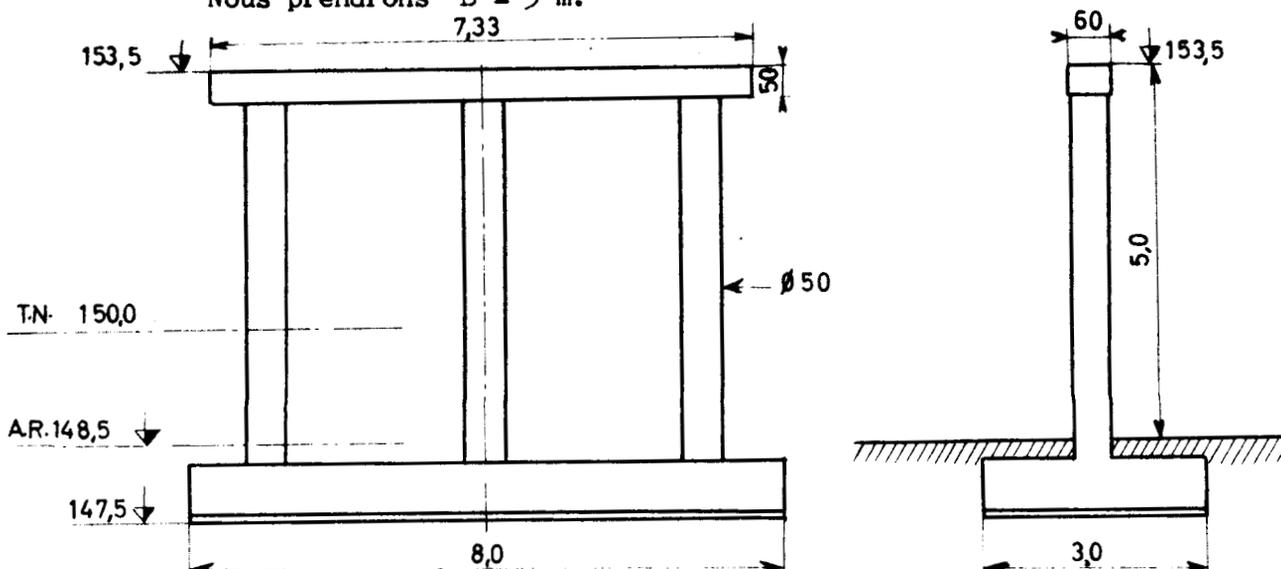
$$(q_{max})_2 = \frac{82,8}{5,7} + 6 \times \frac{9,5}{5,7^2} = 14,5 + 1,8 = 16,3 \text{ t/m}^2 < (q_{adm})_2$$

La stabilité de la semelle sur le bi-couche sable-argile est assurée

3.2 - Pile-culée n° 5

La pile-culée se compose d'un chevêtre porté par 3 colonnes circulaires $\varnothing 50$ reposant sur la semelle de 8 m de longueur fondée à la cote 147,5 dans le sable.

On cherche à déterminer la largeur B (m) de cette semelle.
Nous prendrons B = 3 m.



3.2.1 - Calcul de Q + S au mètre de semelle

$$\text{Tablier } \frac{1}{8} (84 + 65) = \frac{149}{8} = 18,6 \text{ t/m}$$

| | | | |
|--------------------|--|---|-------|
| <u>Maçonneries</u> | Chevêtre : $0,5 \times 0,6 \times 7,33 \times 2,5$ | = | 5,5 t |
| | Colonnes : $3 \times \frac{\pi \times 0,5^2}{4} \times 4,7 \times 2,5$ | = | 6,9 t |
| | Semelle : $3 \times 8 \times 0,8 \times 2,5$ | = | 48 |

$$\text{Total au mètre : } \frac{1}{8} (60,4) = 7,6 \text{ t/m}$$

$$\text{Terres : } \frac{1}{8} \left[5,2 \times 3 \times 8 - \frac{5,5 + 6,9}{2,5} \right] 2,0 = \frac{1}{8} (262) = 32,7 \text{ t/m}$$

$$\text{Total Q + S : } 18,6 + 7,6 + 32,7 = 58,9 \text{ t/m}$$

3.2.2 - Calcul de M

$$\text{Par mètre de longueur : } M = \frac{14}{8} = 1,8 \text{ tm/m}$$

3.2.3 - Stabilité au niveau de la semelle

$$(q_{lim})_1 = 20 \times 1 \times 1,50 + 20 \times 1,8 \times 1 = 66 \text{ t/m}^2$$

$$(q_{adm})_1 = \frac{66}{3} = 22 \text{ t/m}^2$$

$$(q_{max})_1 = \frac{58,9}{3} + \frac{6 \times 1,8}{3^2} = 19,6 + 1,2 = 20,8 \text{ t/m}^2 < (q_{adm})_1$$

3.2.4 - Stabilité au niveau de l'interface sable-argile

La semelle fictive est large de $3 + 3 = 6 \text{ m}$

$$(q_{lim})_2 = 5,2 \times 9 + 1 \times (2 \times 1,8 + 2 \times 1) = 52,2 \text{ t/m}^2$$

$$(q_{adm})_2 = \frac{52,2}{3} = 17,4 \text{ t/m}^2$$

- Charge transmise par la semelle réelle = 58,9 t/m
et un moment de 1,8 tm/m

- Supplément de charge dû aux terres

$$3 \times 1 \times 1,8 + 6 \times (1 \times 1,8 + 2 \times 1) = 28,2 \text{ t/m}$$

$$Q + S \text{ total} = 87,1 \text{ t/m}$$

$$(q_{max})_2 = \frac{87,1}{6} + \frac{6 \times 1,8}{6^2} = 14,5 + 0,3 = 14,8 \text{ t/m}^2 < (q_{adm})_2$$

La stabilité de la semelle sur le bi-couche sable-argile est assurée.

4 - TASSEMENTS

4.1 - Tassements admissibles par le tablier (voir pièce 1.4.4 du dossier pilote PS-DA 64).

a) dénivellations primaires d'un appui (défaillance)

| Sections Tassements (cm) | Pile 2 | | Pile 3 | | Pile 4 | |
|-----------------------------|--------|-------|--------|-------|--------|--|
| | | 0,5 l | | 0,5 l | | |
| V ₁ | 8,2 | 5,5 | 15,3 | 46,9 | 147,9 | |
| V ₂ | 2,4 | 12,5 | 4,5 | 3,7 | 14,4 | |
| V ₃ | 5,8 | 11,1 | 1,8 | 10,8 | 7,5 | |
| V ₄ | 13,7 | 4,0 | 4,6 | 14,2 | 2,6 | |
| V ₅ | 12,4 | 49,9 | 16,4 | 5,6 | 11,1 | |

b) retard à tasser d'un appui (effet de couteau)

| Sections Tassements (cm) | Pile 2 | Pile 3 | Pile 4 |
|---|--------|--------|--------|
| V' ₂ = V ₁ + V ₃ + V ₄ + V ₅ | 3,9 | 2,9 | 28,6 |
| V' ₃ = V ₁ + V ₂ + V ₄ + V ₅ | 3,5 | 2,8 | 3,8 |
| V' ₄ = V ₁ + V ₂ + V ₃ + V ₅ | 22,6 | 3,0 | 5,1 |

4.2 - Tassements prévisibles des sols

4.2.1 - Tassement isolé de référence de l'appui 4

$$p = \frac{Q - \gamma BD_t}{h^2}$$

$$b = \frac{B}{h}$$

$$d = \frac{D_t}{h}$$

$$\gamma BD_t = 2 \times 3,5 \times 3,3 = 23,1 \text{ t/m}$$

$$Q = 242 + 153 = 395 \text{ t soit } \frac{395}{9} = 44 \text{ t/m}$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

$$h = 6,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$D_t = 3,3 \text{ m}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$WL = 40$$

$$p = \frac{11}{6,5^2} = 0,26$$

$$b = \frac{3,5}{6,5} = 0,54$$

$$d = \frac{3,3}{6,5} = 0,51$$

$$\frac{\Delta H}{H} = 1 \%$$

$$\underline{T_4 = 2 \text{ cm}}$$

4.2.2 - Tassement isolé de référence de la pile-culée n° 5

a) Tassement de la pile-culée seule

$$p = \frac{Q - \gamma BD_t - \gamma_{RRR'}}{h^2} \quad Q = \frac{84 + 260}{8} = \frac{344}{8} = 43 \text{ t/m}$$

$$b = \frac{B}{h} \quad \gamma_{BD_t} + \gamma_{RRR'} = 3 \times 2 \times 2,5 + 2 \times 3 \times 3,5 = 36 \text{ t/m}$$

$$d = \frac{D_t}{h} \quad h = 6,5 \text{ m}$$

$$p = \frac{7}{6,5^2} = 0,17 \quad W_L = 40$$

$$b = \frac{3}{6,5} = 0,46$$

$$d = \frac{2,5}{6,5} = 0,38$$

$$\frac{\Delta H}{H} = 0,8 \%$$

$$\underline{T_3 = 1,6 \text{ cm}}$$

b) Tassement par entraînement par le remblai

$$p = \frac{\gamma_{RRL}}{h^2} = \frac{114}{42,25} = 2,7 \quad \gamma_{RRL} = 2 \times 3,5 \times 16,3 = 114 \text{ t/m}$$

$$b = \frac{L}{h} = \frac{16,3}{6,5} = 2,5$$

En interpolant entre les abaques
p = 2 et p = 3, on obtient

$$d = 0$$

$$\frac{\Delta H}{H} = 4,8 \%$$

$$\text{d'où } T_R = 4,8 \times 2 = \underline{9,6 \text{ cm}}$$

c) Tassement total de référence de la pile-culée

$$T = T(S) + \frac{2}{3} T(R) = 1,6 + 6,4 = \underline{8 \text{ cm}}$$

4.2.3 - Tassements différentiels entre couples de semelles

a) entre pile-culée et pile de rive (appuis 5 et 4)

$$\Delta V_{54} = t (T_5 - T_4) + rt (T_5 + T_4)$$

en prenant $\left\{ \begin{array}{l} t = \frac{1}{3} \\ r = \frac{1}{6} \end{array} \right.$ il vient :

$$\Delta v_{54} = \frac{1}{3} (8 - 2) + \frac{1}{6} \times \frac{1}{3} (8 + 2) = (2 + 0,6) \text{ cm}$$

$$\Delta v_{54} : \text{environ } 3 \text{ cm}$$

La pile-culée tasse plus que la pile intermédiaire voisine, d'environ 3 cm

b) entre deux piles intermédiaires (supposées également chargées et fondées)

$$\text{par exemple : } \Delta v_{34} = \frac{1}{3} (2 - 2) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (2 + 2) = 0,2 \text{ cm}$$

Les piles intermédiaires ne présentent que des tassements différentiels entre elles inférieurs à 1 cm

c) CONCLUSION

Comparés aux chiffres les plus faibles des tableaux donnés en 4.1, ces résultats montrent que la fondation sur semelle de l'ouvrage n'entraîne pas de tassements différentiels excessifs ni inacceptables.

5 - CONCLUSION GENERALE

Les semelles superficielles envisagées sont :

- a) stables,
- b) sujettes à des tassements faibles et acceptables par l'ouvrage.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



EXEMPLE AVEC SORTIE 1
SUR LA RECONNAISSANCE SPECIFIQUE

4.1.3*

* EDITION PROVISOIRE

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15. 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222-60-20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AEROGARE
BP 235 587-51-41

FEUILLE DE SONDAGE

Laboratoire ou entreprise: **S^t QUENTIN**
 Projet ou chantier **PI PK 70 RN. 38**
 Chef sondeur **DURAND**

N° du sondage **24**
 Date du sondage **27.2.1964**
 Cote N.G.F. niveau du sol **3405**
 Coordonnées Lambert:

Essais et résultats

| | | Fondations | | | | | | | | | | | | | Terrassement | | | | | | | | | | | |
|------|-------|--|---|---|---|--|---|-----|---------------------|----------------|----------------|---------------------|----|-----|--------------|----|------|----|----|------|-----|----|---|----------------|-------------------|------------------|
| 2 | 1 | 3 | 4 | 5 | 7 | 6 | 8 | 9 | Limites d'Atterberg | | | Granulométrie en mm | | | | 14 | 24 | 13 | 26 | 31 | 32 | 30 | F | I _G | E.S. | |
| | | | | | | | | | w _L | w _p | I _p | 5 | 2 | 0,4 | 0,08 | | | | | | | | | | Dimension maximum | T _{lim} |
| 0,0 | 3405 | | | | | Terre végétale | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,5 | 3355 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,0 | 33,05 | Percussion Ø 116 carottier simple | | Carottage à l'eau claire tubage | | Sable limoneux SL | | 26 | 10 | 6 | 4 | 100 | 85 | 70 | 35 | | 17 | | | 300 | 20° | | | | | |
| 2,8 | 3125 | Percussion carottier triple | | | | Argile noire fossilifère tourbeuse | Sol organique avec tourbe VT | 65% | 65 | 40 | 20 | | | | | | 134 | | | 500 | | | | | | |
| 3,8 | 3025 | | | | | Sable grossier à silex | Grave propre mal graduée Gm | 18% | | | | 98 | 91 | 70 | 55 | 18 | 1,77 | | | 0 | 30° | | | | | |
| 5,5 | 2855 | Rotation Ø 80 | | Tubage | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | Sans eau décompression de l'argile en cours de forage | | Glaise verte avec traces de lignite | Argile plastique Ap | 35 | 50 | 30 | 20 | | | 90 | 85 | | 0,75 | | | 1000 | 0 | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10,5 | 23,55 | Rotation Ø 80 | | avec eau | | Sable vert de Cuise | Sable fin Sb | 16 | | | | 100 | 75 | 25 | 5 | | 1,80 | | | 0 | 40° | | | | | |

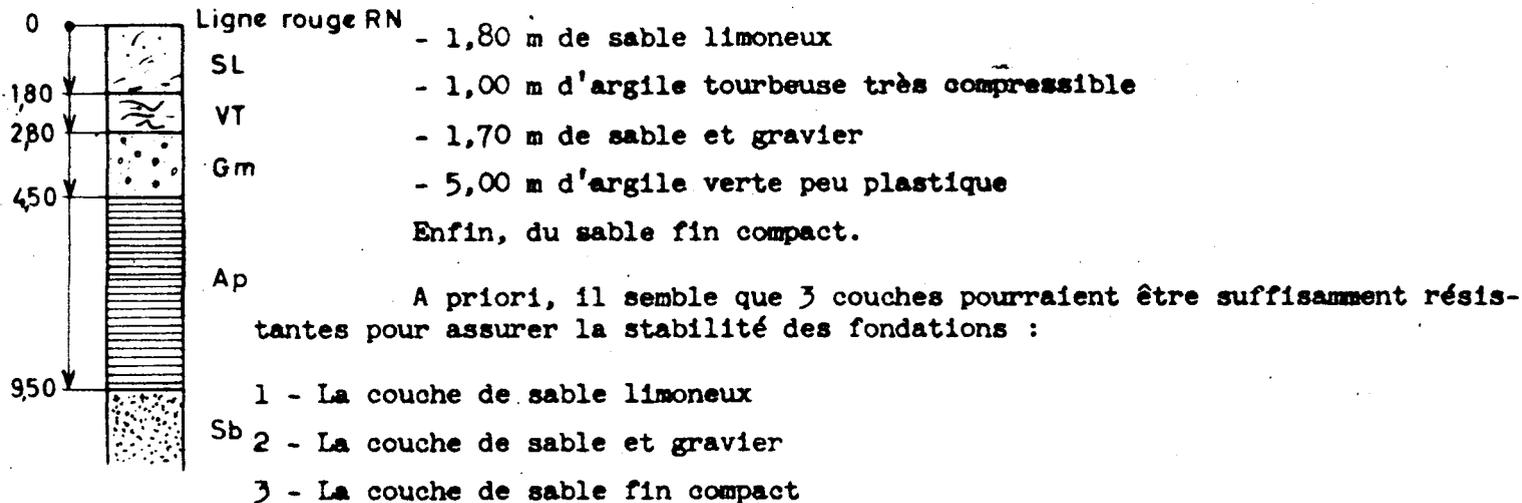
ATTENTION: 100g/cm³ = 1t/m³

Niveau de la ligne rouge (RN. 38)

I - LES SOLS

La ligne rouge de la R.N. franchie par l'autoroute se situe à la cote (33,05), à 1 m au-dessous du niveau du terrain naturel.

La coupe du terrain montre successivement, au-dessous de la ligne rouge de la R.N. :



On peut essayer de se fonder sur la 1ère couche, mais on risque d'avoir des tassements importants dus à la couche tourbeuse sous-jacente.

En revanche, la 2ème couche semble convenir à une fondation sur semelle filante.

La 3ème couche ne serait à considérer, étant donnée sa profondeur, que si l'on doit s'orienter vers une fondation sur pieux.

On va donc examiner surtout si la fondation superficielle dans les 2 premières couches est possible.

2 - L'OUVRAGE

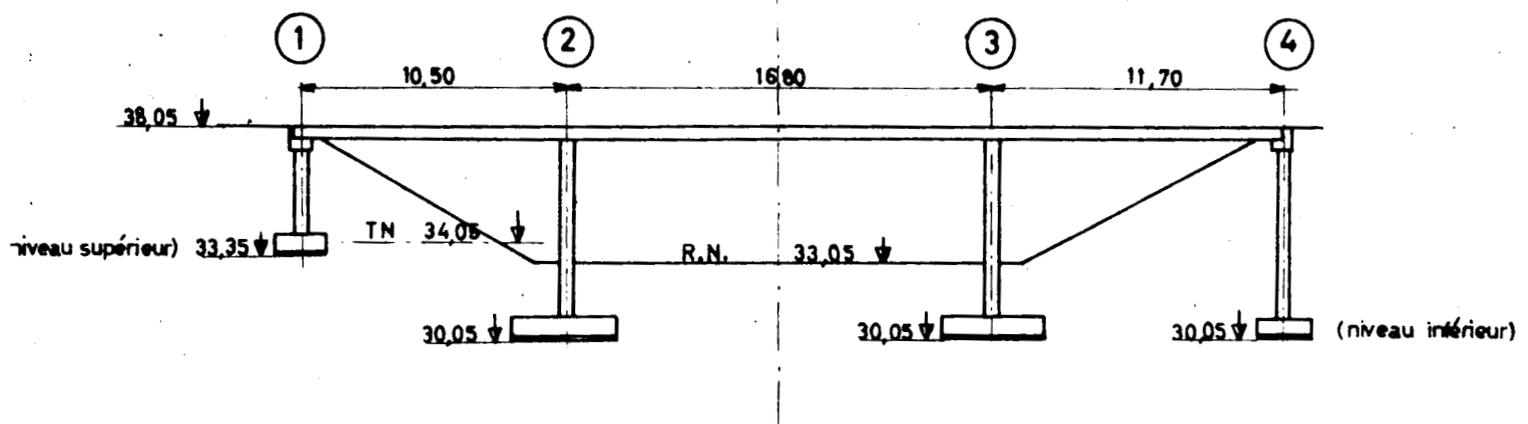
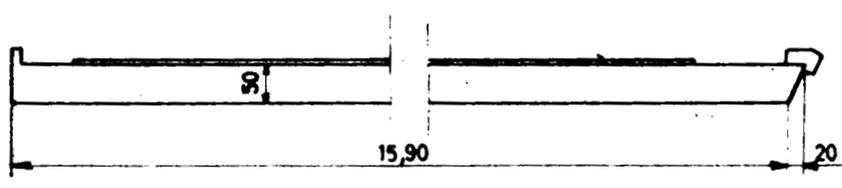
On se propose de franchir la R.N. pour laquelle on désire dégager une ouverture droite de 14,50 m, à l'aide d'un ouvrage en dalle continue en béton précontraint, constituant la version précontrainte du pont type PI-D3 64 dont le matricule serait PI 3170/I.

Ses caractéristiques principales sont les suivantes :

L'ouvrage, biais à 70 gr, comporte 3 travées ayant pour portées biaisées successives :

10,50 m, 16,80 m, 11,70 m, sa longueur totale est de 39 m. Les dalles jumelles épaisses de 0,50 m et de 16 m de largeur droite chacune, portent l'autoroute, de type I.

Les principales dimensions et cotes sont rassemblées sur les coupes transversale et longitudinale ci-après.



Le tableau ci-après rassemble les réactions d'appui, sur chaque ligne d'appui, au niveau des appareils d'appui, ainsi que les moments à la base des fûts d'appui dus aux efforts de freinage et effets linéaires différés (on a supposé que les fûts avaient 6 m de hauteur entre semelle et tablier)

| | | Appui N° | 1 | 2 | 3 | 4 |
|--|-------------------|----------|-----|-----|-----|-----|
| REACTIONS VERTICALES (t) | CHARGE PERMANENTE | | 86 | 372 | 390 | 102 |
| | SURCHARGES | | 116 | 320 | 324 | 126 |
| | TOTAL | | 202 | 692 | 714 | 228 |
| MOMENT A LA BASE DE LA SEMELLE (tm) | | | 0 | 60 | 60 | 0 |

3 - STABILITE

On étudiera successivement la stabilité des appuis 3 et 4, qui sont les plus sollicités.

3.I. Pile n° 3 (pile intermédiaire)

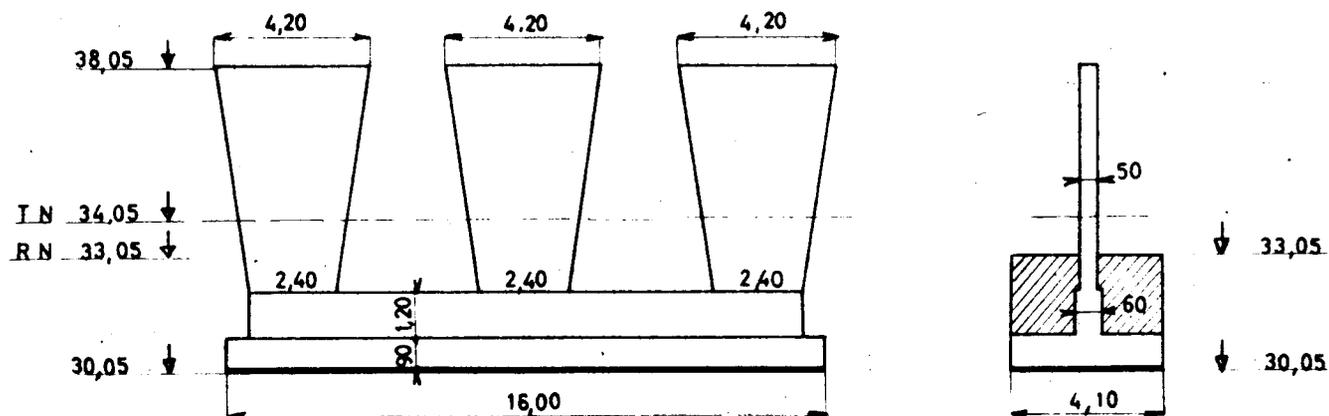
La semelle a 16 m de longueur ; en lui donnant une largeur B = 4,10 m on vérifie que la fondation est stable.

3.I.1. Calcul de Q + S au mètre de semelle

- Tablier : $\frac{714}{16,00} = 44,6 \text{ t/m}$

- Pile : On adopte la pile type du dossier PP-64 pour l'ouvrage PI-D3 64.

Les dimensions de la pile sont définies aux croquis ci-après :



Poids total des maçonneries et des terres

- fût : $3 \times 3,3 \times 5,9 \times 0,5 \times 2,5 = 73,0 \text{ t}$

- nervure : $14,80 \times 0,60 \times 1,20 \times 2,5 = 26,6 \text{ t}$

- semelle : $16,00 \times 4,10 \times 0,90 \times 2,5 = 147,6 \text{ t}$

- terres : $\left[16,00 \times 4,10 \times 2,10 - 14,80 \times 0,60 \times 1,20 - 3 \times 2,53 \times 0,50 \times 0,90 \right] 2,0 = 247,4 \text{ t}$

Total (maçonneries + terres) = 495 t

soit au mètre de semelle = $\frac{495}{16,00} = 30,9 \text{ t/m}$

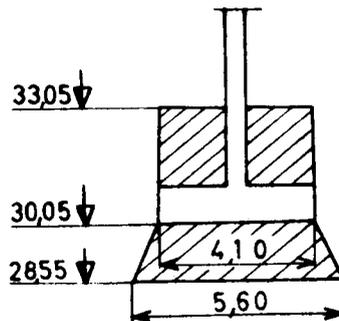
Total Q + S = $44,6 + 30,9 = 75,5 \text{ t/m}$

3.I.2. Calcul de M

On a, au mètre de semelle :

$M = \frac{60}{16,00} = 3,8 \text{ tm/m}$

3.1.3. Vérification de la stabilité sur la couche de sable limoneux (SL) au niveau 30,05



$$Q + S = 44,6 + 30,9 = 75,5 \text{ t/m}$$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim}$$

$$= \frac{1}{3} N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} + N_q \cdot \gamma' \cdot D_S$$

avec $N = 20$ $N_q = 20$ $\gamma = \gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \left[20 \times 1 \times \frac{4,10}{2} + 20 \times 1 \times 3,0 \right] = 33,7 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{75,5}{4,10} + \frac{6 \times 3,8}{4,10^2} = 18,4 + 1,4 = 19,8 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} < q_{adm}$$

3.1.4. Vérification de la stabilité sur la couche d'argile au niveau (28,55)

On a $B_1 = 4,10 + 1,50 = 5,60 \text{ m}$

$$Q + S - \text{Supplément de terre} = \left[5,60 \times 1,50 + 1,50 \times 3,0 \right] 2,0 = 25,8 \text{ t/m}$$

Total $Q + S = 75,5 + 25,8 = 101,3 \text{ t/m}$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim} = \frac{1}{3} \left[N_C \cdot C + N_q \cdot \gamma' \cdot D_S \right]$$

avec $N_C = 5,2$ $N_q = 1$ $C = 10 \text{ t/m}^2$ $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \left[5,2 \times 10 + 1 \times 1 \times 4,50 \right] = 18,8 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{101,3}{5,60} + \frac{6 \times 3,8}{5,60^2} = 18,1 + 0,7 = 18,8 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} \leq q_{adm}$$

La stabilité est donc assurée sur la bi-couche sable-argile pour la semelle $16 \times 4,10 \text{ m}^2$ considérée.

3.2. Pile n° 4 (pile culée)

On étudie deux niveaux de fondation possibles :

- dans le sable limoneux (niveau supérieur)
- dans le sable grossier à silex (niveau inférieur)

3.2.1. Fondation dans le sable limoneux au niveau (33,35)

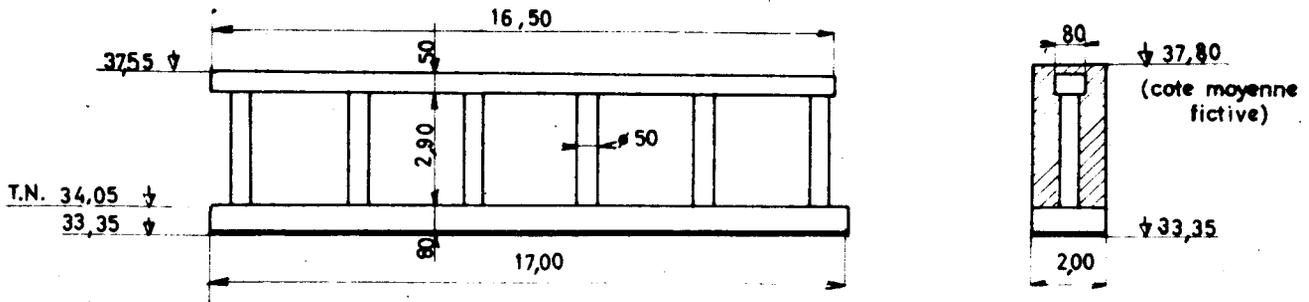
La semelle a 17 m de longueur. En lui donnant une largeur $B = 2 \text{ m}$, on étudie sa stabilité.

3.2.I.I. Calcul de Q + S au mètre de semelle

Tablier : $\frac{228}{17} = 13,4 \text{ t/m}$

Pile culée : on, adopte la pile culée type du dossier PP-64 pour l'ouvrage PI-D3 64.

Les dimensions de la pile culée sont définies au croquis ci-après



Poids propre : chevêtre : $0,8 \times 0,5 \times 16,5 \times 2,5 = 16,5 \text{ t}$
 colonnes : $\frac{6 \pi \times 0,5^2}{4} \times 2,9 \times 2,5 = 8,5 = 8,5$
 semelle : $17 \times 2 \times 0,80 \times 2,5 = 68,0$
 terres : $\left[17 \times 2 \times 3,65 - \frac{16,5 + 8,5}{2,5} \right] 2,0 = 228,2$
 Total = 321 t

soit, au mètre de semelle = $\frac{321}{17} = 18,9 \text{ t/m}$

a) - Au niveau 33,35

Q + S $Q + S = 13,4 + 18,9 = 32,3 \text{ t/m}$

qadm = $\frac{1}{3} q_{lim} = \frac{1}{3} \left[N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} + N_c C + N_q \cdot \gamma' \cdot D_s \right]$

avec $N = 4,7$ $N_c = 17$ $N_q = 7,5$ $C = 3 \text{ t/m}^2$ $\gamma = \gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

qadm = $\frac{1}{3} \left[4,7 \times 1 \times \frac{2}{2} + 17 \times 3 + 7,5 \times 1 \times 0,7 \right] = 20,3 \text{ t/m}^2$

qmax = $\frac{32,3}{2,0} = 16,2 \text{ t/m}^2$

$q_{max} < q_{adm}$

b) - Au niveau de la couche d'argile tourbeuse

L'épaisseur du matelas de sable limoneux est 2,10 m

La largeur de la semelle fictive est

$B_1 = 2 + 2,10 = 4,10 \text{ m}$

Q + S - Supplément de terre = $(4,10 \times 2,90 + 2,10 \times 4,45) 2,0 = 35,9 \text{ t/m}$

Total $Q + S = 32,3 + 35,9 = 68,2 \text{ t/m}$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim} = \frac{1}{3} [N_C C + N_q \cdot \gamma' : D_S]$$

avec $N_C = 5,2$ $N_q = 1$ $C = 5 \text{ t/m}^2$ $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} [5,2 \times 5 + 1 \times 1 \times 2,80] = 9,6 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{68,2}{4,10} = 16,6 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} > q_{adm}$$

Par ailleurs, le calcul montre que les caractéristiques du sol ne permettent pas une fondation sur semelle à ce niveau, quelle que soit la largeur de cette semelle.

Si on prend, par exemple, $B = 5 \text{ m}$ (qui est certainement un maximum technique et économique), on trouve

$$q_{max} = \frac{108,8}{5 + 2,10} = 15,3 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} > q_{adm}$$

La stabilité n'est donc jamais assurée sur ce bi-couche sable limoneux - argile tourbeuse.

3.2.2. Fondation dans le sable grossier à silex au niveau (30,05)

La semelle a 17 m de longueur. En lui donnant une largeur $B = 2 \text{ m}$, on étudie sa stabilité.

3.2.2.I. Calcul de Q + S au mètre de semelle

- Tablier : 13,4 t/m (valeur calculée en 3.2.I.I.)

- Pile culée : elle diffère de la précédente par la hauteur des colonnes, qui passe de 2,90 m à 6,20 m ; la hauteur de remblai porté est de 6,95 m.

Poids propre : chevêtre 16,5 t

colonnes : $\frac{6 \pi \times 0,5^2}{4} \times 6,20 \times 2,5 = 18,3$

semelle : $17 \times 2 \times 0,8 \times 2,5 = 68,0$

terres : $[17 \times 2 \times 6,95 - \frac{16,5 + 18,3}{2,5}] \times 2,0 = 444,8$

Total = 548 t

soit, au mètre de semelle : $\frac{548}{17} = 32,2 \text{ t/m}$

a) - Au niveau 30,05

$$Q + S = 13,4 + 32,2 = 45,6 \text{ t/m}$$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim} = \frac{1}{3} \left[N\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} + Nq \cdot \gamma' \cdot D_s \right]$$

avec $N\gamma = 20$ $Nq = 20$ $\gamma = \gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \left[20 \times 1 \times \frac{2}{2} + 20 + 1 \times 4,0 \right] = 33,3 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{45,6}{2,0} = 22,8 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} < q_{adm}$$

b) - Au niveau de la couche d'argile plastique

L'épaisseur du matelas de sable grossier est 1,50 m

La largeur de la semelle fictive est $B_1 = 2 + 1,50 = 3,50 \text{ m}$

$$Q + S - \text{Supplément de terre} = (3,50 \times 1,50 + 1,50 \times 7,75) 2,0 = 33,8 \text{ t/m}$$

$$\text{Total } Q + S = 45,6 + 33,8 = 79,4 \text{ t/m}$$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim} = \frac{1}{3} \left[N_c \cdot C + Nq \cdot \gamma' \cdot D_s \right]$$

avec $N_c = 5,2$ $Nq = 1$ $C = 10 \text{ t/m}^2$ $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \left[5,2 \times 10 + 1 \times 1 \times 5,50 \right] = 19,2 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{79,4}{3,50} = 22,7 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} > q_{adm}$$

La stabilité n'est donc pas assurée sur le bi-couche : la couche d'argile n'est pas assez porteuse.

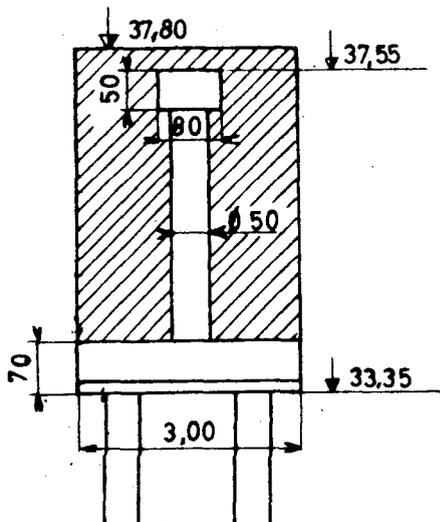
Par ailleurs, le calcul montre que les caractéristiques du sol ne permettent pas une fondation sur semelle à la limite technique de largeur. En effet, si l'on prend, par exemple, $B = 5 \text{ m}$, on trouve :

$$q_{max} = \frac{136,1}{5 + 1,50} = 20,9 \text{ t/m}^2$$

$$q_{max} > q_{adm}$$

On peut conclure : pour la pile culée, la seule solution possible est la fondation sur pieux.

3.2.3. Etude d'une fondation sur pieux



On met la semelle le plus haut possible, au niveau 33,35 (20 cm dans la couche de sable).

Calcul de Q + S

| | | | |
|--------------|---|------|-------|
| - chevêtre | = | 16,5 | t |
| - colonnes : | $\frac{6\pi \times 0,5^2}{4} \times 3,00 \times 2,5$ | = | 8,8 |
| - semelle : | $17 \times 3,0 \times 0,70 \times 2,5$ | = | 89,3 |
| - terres : | $\left[17 \times 3 \times 3,75 - \frac{16,5 + 8,8}{2,5} \right] 2,0$ | = | 362,3 |
| | Total | = | 477 |

$$\text{Total } Q + S = 228 + 477 = 705 \text{ t}$$

Nombre de pieux

On utilise des pieux WEST $\phi = 0,45$ de force portante 60 t

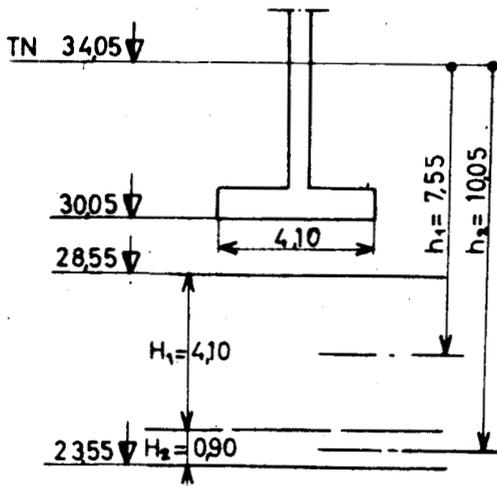
$$p = \frac{705}{60} \text{ soit } 12 \text{ pieux, dont } 4 \text{ inclinés}$$

Les pieux seront forés jusqu'au sable de Cuise, leur longueur sera d'environ 12 m, soit un linéaire d'environ 300 m pour l'ensemble des deux culées.

4 - **TASSEMENTS**

On n'a à considérer que le tassement de la pile intermédiaire, puisque la pile culée fondée sur pieux ne peut tasser.

$$\text{Valeur de } Q = \frac{390}{16} + 30,9 = 55,3 \text{ t/m}$$



On considère 2 tranches dans la couche compressible, d'épaisseurs respectives $H_1 = B = 4,10$ m et $H_2 = 0,90$ m.

4.I. Tassement isolé de référence

a - Tassement de la 1ère tranche

Les paramètres sont :

$$p = \frac{55,3 - 2 \times 4,10 \times 4,0}{7,55^2} = 0,39$$

$$b = \frac{4,10}{7,55} = 0,54$$

$$d = \frac{4,0}{7,55} = 0,53$$

Les abaques donnent $\frac{\Delta H}{H} = 1\%$ soit $T_1 = 4,1$ cm

b - Tassement de la 2ème tranche

Les paramètres sont :

$$p = \frac{55,3 - 2 \times 4,10 \times 4,0}{10,05^2} = 0,22 \text{ (on prend } 0,3)$$

$$b = \frac{4,10}{10,05} = 0,41$$

$$d = \frac{4,0}{10,05} = 0,40$$

Les abaques donnent $\frac{\Delta H}{H} = 1,2\%$ soit $T_2 = 1,1$ cm

Tassement isolé total de référence = $4,1 + 1,1 = 5,2$ cm

4.2. Tassement différentiel prévisible

4.2.1. entre les 2 piles intermédiaires :

On admet que les 2 piles tassent également

$$\Delta v_{23} = \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (5,2 + 5,2) = \underline{0,6} \text{ cm}$$

4.2.2. entre la pile intermédiaire et la pile culée

$$\Delta v_{34} = \frac{1}{3} (5,2 - 0) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (5,2 + 0) = 1,7 + 0,3 = \underline{2} \text{ cm}$$

5 - CONCLUSION

L'étude faite à partir des renseignements disponibles pour l'application de la méthode FOCS 64 a montré que

1) les piles intermédiaires peuvent être fondées sur semelles de dimensions raisonnables, stables, et ne conduisant qu'à des tassements modérés, largement acceptables par le tablier souple, même compte tenu de l'absence de tassement des piles culées sur pieux.

Toutefois, la capacité portante de la couche d'argile est médiocre (on a d'ailleurs atteint la limite $q_{max} = q_{adm}$ à l'interface sable-argile) et surtout très sensible à la valeur de la cohésion de cette argile : si on n'avait que 900 g/cm^2 de cohésion au lieu de $1\ 000 \text{ g/cm}^2$, le bicouche sable-argile serait insuffisamment porteur (la largeur de la semelle devrait être portée à $5,30 \text{ m}$). Des renseignements géotechniques plus précis et plus complets seraient indispensables pour préciser la possibilité de cette fondation sur semelle.

2) les piles culées ne peuvent être fondées que sur pieux, et le linéaire de ceux-ci est déjà très notable (300 m). Il faudrait examiner de plus près l'éventualité de fonder sur pieux tout l'ouvrage. Même d'ailleurs en ne fondant sur pieux que les piles culées, il faudra s'assurer que ces pieux ne risquent pas des efforts horizontaux importants sous l'effet des remblais d'accès chargeant les couches compressibles (laminage des couches compressibles). Une étude plus détaillée sera nécessaire.

D'où la conclusion générale :

1) la méthode FOCS 64 n'a pu suggérer qu'une fondation mixte pour l'ouvrage : pieux sous les piles culées, semelles sous les piles intermédiaires.

2) cette fondation, quoique peu suspecte pour les tassements éventuels, est médiocre en stabilité et son intérêt économique n'a pas été établi.

3) de toute façon, sa mise au point exige des études complémentaires et, notamment, des renseignements géotechniques plus précis.

4) en conséquence, l'application de la méthode FOCS 64 débouche dans ce cas sur la sortie "reconnaissance spécifique" qui devra apporter d'autres informations, notamment sur :

- le bi-couche sable à silice - glaise verte
- les types de pieux éventuellement adoptés
- les risques de laminage par les remblais adjacents.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART
COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64



ELEMENTS ECONOMIQUES

4.2*

* EDITION PROVISOIRE

DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTs ET CHAUSSEES

58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222 . 60 . 20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AEROGARE
BP 235 587 . 51 . 41

ELEMENTS ECONOMIQUES

0 - OBJET LIMITE ET CONSISTANCE PROVISOIRE DE LA PRESENTE PIECE.

0.1. Objet de la pièce :

L'objet de la présente pièce, dans sa rédaction en date de Décembre 1964 est de permettre à l'utilisateur du dossier-pilote FOCS - 64 de comparer sommairement le coût d'une fondation sur semelles et le coût d'une fondation sur pieux courts d'usage courant.

Le sous-dossier 3 permet (par ses pièces 3.2. et 3.3.) de dimensionner un système de semelles ayant une stabilité et des tassements prévisibles acceptables.

La présente pièce aidera à en chiffrer le coût.

Pour les pieux d'usage courant, la présente pièce permettra de :

- dégresser leur nombre sans calcul précis, grâce à la notion de force portante moyenne d'une part, de réaction verticale globale à porter d'autre part.
- évaluer leur linéaire compte tenu du niveau de leur ancrage en pointe, du niveau des semelles en tête d'autre part.
- ne pas effectuer le projet détaillé du système de pieux mais présumer toutefois leur distribution selon les divers appuis.
- procéder à l'estimation de la dépense selon trois postes :
 - installation du chantier de pieux
 - prix des pieux en place tout compris
 - prix des semelles en tête de ces pieux.

A ce stade du projet, et pour les forces portantes unitaires envisagées, dans le cadre d'une concurrence entre les systèmes de pieux d'usage courant, il est précisé et postulé que les deux grands modes de réalisation (pieux battus ou pieux forés) conduisent à des prix globaux (coût de la transmission des charges à la fiche donnée) comparables, sauf cas d'espèce (conditions locales).

C'est dire que le tableau 0.3. donné ci-dessous n'a qu'une valeur indicative et ne permet pas de différencier économiquement les types de pieux.

C'est dire aussi que la présente pièce ne concerne que la comparaison entre une ~~un~~ filante superficielle et semelle sur pieux courts et courts, et en rien la comparaison des pieux entre eux.

0.2. Domaine d'emploi :

La présente pièce s'applique donc, à l'exclusion de tout autre, aux semelles de fondation :

- a) soit filantes en fondation superficielle
- b) soit sur pieux courts.

Dans le second cas, les semelles seront placées aussi haut que la technologie des voies intéressées par l'ouvrage le permet (gardé de 0,80 m sous la ligne rouge pour une autoroute par exemple), et les pieux seront ceux qui se font une concurrence serrée dans le domaine technique ci-après :

- forces portantes moyennes de 50 à 100 t par pieu
- dimension transversale (côté b du carré, ou diamètre D des pieux circulaires ou du cylindre circonscrit aux pieux hexagonaux ou octogonaux) comprise entre 0,30 et 0,60 m
- longueur en œuvre comprise entre 5 et 15 m

Ces deux dernières dimensions sont liées par l'éclatement ordinairement acceptable pour le pieu (quotient de la longueur par la dimension précédente), soit, en général, 40 sans jamais excéder 70.

Les performances de quelques pieux usuels sont données ci-après.

0.3. Performances de quelques pieux courants :

Aux termes du fascicule 6^R du C.P.C. paru le 13 Novembre 1964, on ne considère ici que des pieux à l'exclusion de tout puits, c'est-à-dire des pièces élancées n'ayant pas plus de 0,60 m de dimension transversale, verticales ou d'inclinaison limitée en général à 20°.

Les pieux d'usage courant sont de trois natures :

- préfabriqués
- moulés in situ
- mixtes (éléments préfabriqués remplis ultérieurement)

Leur mise en place les regroupe en deux catégories :

- battus (une masse frappe sur tout ou partie du pieu)
- moulés ou forés (on bétonne un trou fait dans le sol)

Les pieux préfabriqués battus en béton armé, constitués d'un bon béton bien armé, peuvent travailler à un taux allant jusqu'à 60 kg/cm².

Les pieux moulés ou mixtes, moins armés et de bétonnage parfois moins parfait, ne peuvent guère travailler que jusqu'à 45 kg/cm².

Au stade du dégrossissage où nous sommes (emploi de la présente pièce), on en déduit les forces portantes moyennes pour les pieux de dimension usuelle.

| Pieux préfabriqués en béton armé | | Pieux (circulaires) moulés in situ | |
|----------------------------------|-------|------------------------------------|-------|
| Côté du carré b (m) | F (t) | Diamètre φ (m) | F (t) |
| 0,30 | 50 | 0,30 | 30 |
| 0,35 | 65 | 0,38 | 50 |
| 0,40 | 75 | 0,45 | 60 |
| 0,45 | 100 | 0,525 | 80 |
| — | — | 0,63 | 110 |

Le tableau des deux pages suivantes détaille pour un certain nombre de pieux bien connus les performances et caractéristiques essentielles.

| NOM DE LA FIRME (liste alphanumérique) | ADRESSE | NATURE DU PIEU | MISE EN PLACE | Dimensions courantes | | | | FORCE PORTANTE MOYENNE | AVANTAGES | INCONVENIENTS | POINTS à SURVEILLER |
|---|---|--|--|------------------------------|--------------------------------------|--|---------------------------------|-----------------------------|---|---|---|
| | | | | CARRE b (m) | ROND D (m) | LONGUEUR COURANTE | INCLINAISON MAXIMALE | | | | |
| PIEUX B.A. PREFABRIQUES SUR CHANTIER (toute entreprise) | | pieux carrés préfabriqués en béton armé | battage (sonnette à simple ou double effet, mouton Diesel ou à vapeur) | 0,30 0,35 0,40 0,45 | - - - - | 4 à 10 8 à 12 10 à 15 12 à 18 | --- 20° 30° général | 50 65 75 100 | - formule(s) de battage - compactage améliorant du sol - bon béton en place bien armé - inclinaison facile | - détérioration au battage - fortes armatures (25 à 30 kg/m) - Raboutage ou recépage - Risque de refus prématuré | - ne pas abuser des formules de battage - béton dosé à 350/400kg/m ³ de C.P.A 210/325 - positionnement correct des armatures |
| SOCIETE BEARNAISE | 14, rue des Gr. Ecoles 37 POITIERS (1 41.20.84) | pieux forés moulés in situ | forage tubé ou non - béton non damé | - - - - | 0,30 0,40 0,50 0,60 | - - - - | 16° | 30 50 70 110 | - examen du sol traversé - ancrage en terrain dur | - risques de mauvais bétonnage - chemisage obligatoire s'il y a de l'eau - vérification de portance aléatoire - surlongueur d'ancrage en sol dur | - éviter les arrêts intempestifs de bétonnage |
| FORUM | 54, r. de Clichy PARIS (9 ^e) 874 01 24 | pieux forés | forage tubé par trépan bétonnage à sec ou au tube plongeur | - - - - | 0,40 0,50 0,60 | - - - - | | 50 70 100 | - ni vibration ni raboutage ni recépage - examen du sol traversé - ancrage en terrain dur | - risque de mauvais bétonnage - chemisage obligatoire s'il y a de l'eau - vérification de portance aléatoire - surlongueur d'ancrage en sol dur | - assurer la régularité du bétonnage |
| FRANCI | 54, r. de Clichy PARIS (9 ^e) 874 01 24 | pieux battus moulés in situ | battage de tubes avec bouchon de béton à la base bétonnage en remontant le tubage | - - - - | 0,40 0,45 0,50 0,55 0,60 | 6 à 12 10 à 15 12 à 18 15 à 20 18 à 25 | 15° 15° 15° 15° 15° | 50 60 70 80 100 | - compactage améliorant du sol - frottement latéral important - base élargie - puissance de pénétration ni recépage ni raboutage | - importantes vibrations - risques de mauvais bétonnage - chemisage obligatoire s'il y a de l'eau - difficultés d'armer les pieux inclinés | - contrôler le relèvement sans hâte du tubage - dans les sols mous, décarotter les pieux pour éviter leur influence mutuelle |
| EXPRESS FROTE | Les Fondations Modernes, 12, r. de Miromesnil PARIS (8 ^e) 265 36 74 | pieux battus | battage de tubes avec bouchon de béton à la base | - - - | 0,45 0,55 0,65 | 10 à 15 12 à 20 15 à 25 | 10° 10° 10° | 60 80 100 | - formule(s) de battage - compactage améliorant du sol - pas de raboutage | - chemisage obligatoire s'il y a de l'eau | - assurer la régularité du bétonnage |
| FROTE | Les Fondations Modernes, 12, r. de Miromesnil PARIS (8 ^e) 265 36 74 | pieux forés | forage tubé par trépan sous protection de boue si nécessaire | - - - | 0,45 0,50 0,53 | | 10° | 60 70 80 | - examen du sol traversé - ancrage en terrain dur - ni recépage ni raboutage | - chemisage obligatoire s'il y a de l'eau - vérification de portance aléatoire - surlongueur d'ancrage en sol dur | |
| PAUMELLE | 23, r. du Château Landon PARIS (10 ^e) 206 40 53 | pieux battus moulés in situ | battage de tubes avec pointe préfabriquée récupérée si métal perdue si béton | - - - - | 0,45 0,50 0,55 0,60 | | 10° | 60 70 80 100 | - formule(s) de battage - compactage améliorant du sol - pas de raboutage | - chemisage obligatoire s'il y a de l'eau - difficultés pour les pieux inclinés | - assurer la régularité du bétonnage |
| WEST | 8, Place des Etats Unis 75 MONIROUGE 253 78 10 | tubes préfabriqués battus avec mandrin central | battage de tubes perdus bétonnage intérieur | - - - | 0,38 0,45 0,525 | 8 à 15 12 à 20 15 à 25 | 18° | 50 60 80 | - formule(s) de battage - compactage améliorant du sol - contrôle d'étanchéité rapidité - pas de raboutage | - risque de détérioration des tubes pour pieux inclinés - pouvoir de pénétration limitée | - vérifier constamment l'état des tubes en cours de battage - vérifier l'étanchéité - faire bétonner sans hâte |

I - SEMELLES FILANTES.

I.1. Dimensionnement :

Il procède de l'exploitation du dossier FOCS - 64, notamment en son sous-dossier 3 :

- 3.2. tassements prévisibles
 - 3.3. stabilité d'une semelle
- Complété par les abaques des annexes 1 et 2.

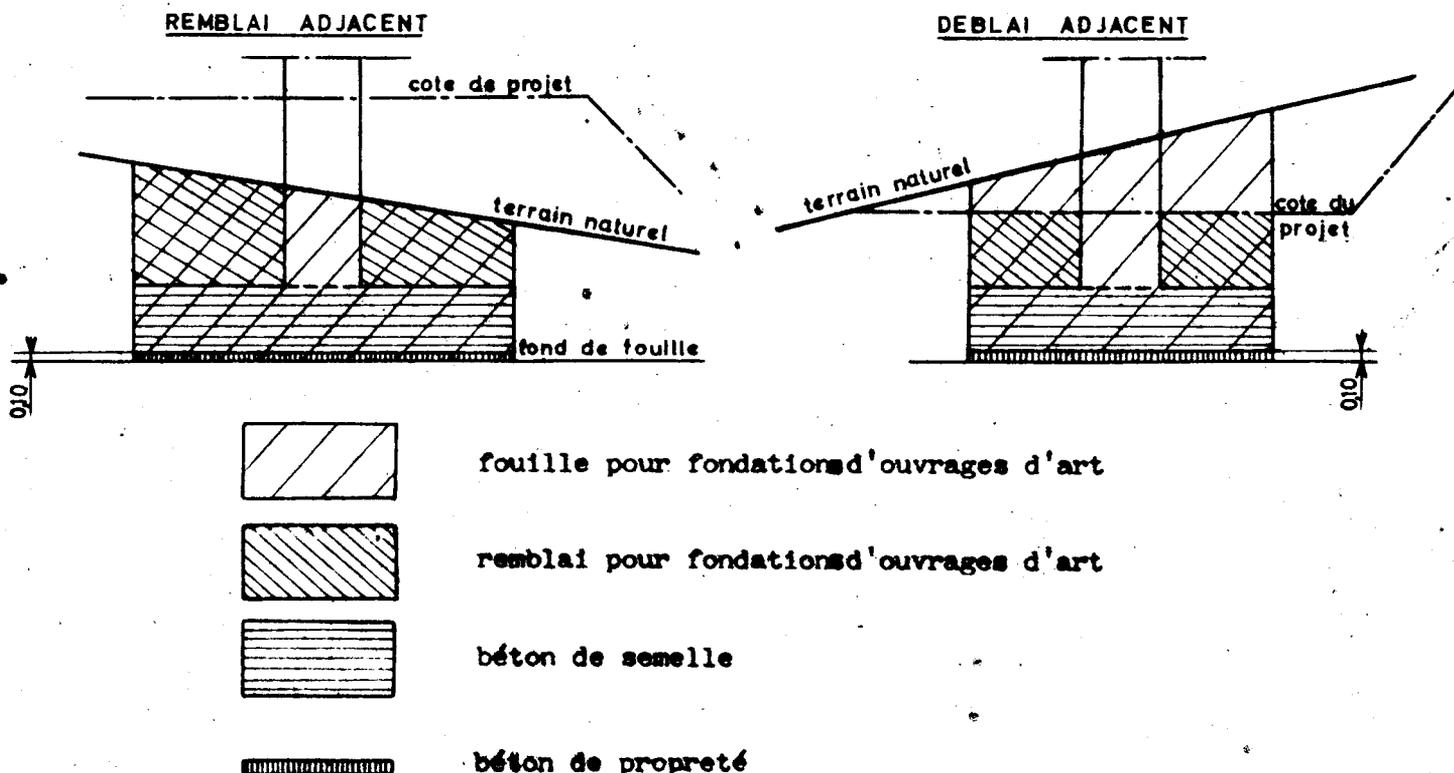
I.2. Avant-métré :

Les postes principaux de l'avant-métré sont :

- fouilles pour fondation d'ouvrage (m³) (voir figures ci-après)
- remblaiement des fouilles (m³) (voir figures ci-après)
- coffrages de la semelle (m²) (périmètre de celle-ci multiplié par sa hauteur)
- béton de propreté (m²) (superficie de la semelle, le cube de béton s'en déduisant conventionnellement en considérant une épaisseur de 0,10 m)
- béton de semelle (m³) (superficie par épaisseur moyenne)
- aciers de semelle (t) (70 kg par m³ du précédent)

Par convention les fouilles seront payées en considérant le cylindre vertical enveloppant la semelle tout autour de son périmètre en plan. Les remblais, compte tenu, dans le volume précédent

- du volume des maçonnerie exécutées
- du remblaiement inutile en cas de déblais ultérieurs dans la zone de l'ouvrage, comme l'illustrent les deux figures ci-dessous.



Le cylindre vertical définissant les fouilles et l'épaisseur de 0,10 m pour le béton de propreté sont des conventions permettant à l'entrepreneur de faire son offre de prix sans préjuger de son procédé d'exécution de ces travaux.

I.3. Estimation :

A fin Décembre 1964, on peut estimer comme suit les prix unitaires des quantités d'ouvrages précédemment définies :

- fouilles pour ouvrages d'art sauf sujétions exceptionnelles (blindages, épaissements etc...) 10 ± 2 F/m³
- remblaiement d'ouvrages d'art : 15 ± 3 F/m³
- béton de propreté : 12 ± 2 F/m²
- coffrages de semelle : 25 ± 5 F/m²
- béton de semelle : 150 ± 20 F/m²
- aciers pour armatures : 2 000 ± 100 F/t

La semelle banale de 2,5 à 3 m de largeur et 6 à 15 m de longueur coûte ainsi environ 300 à 400 F/m².

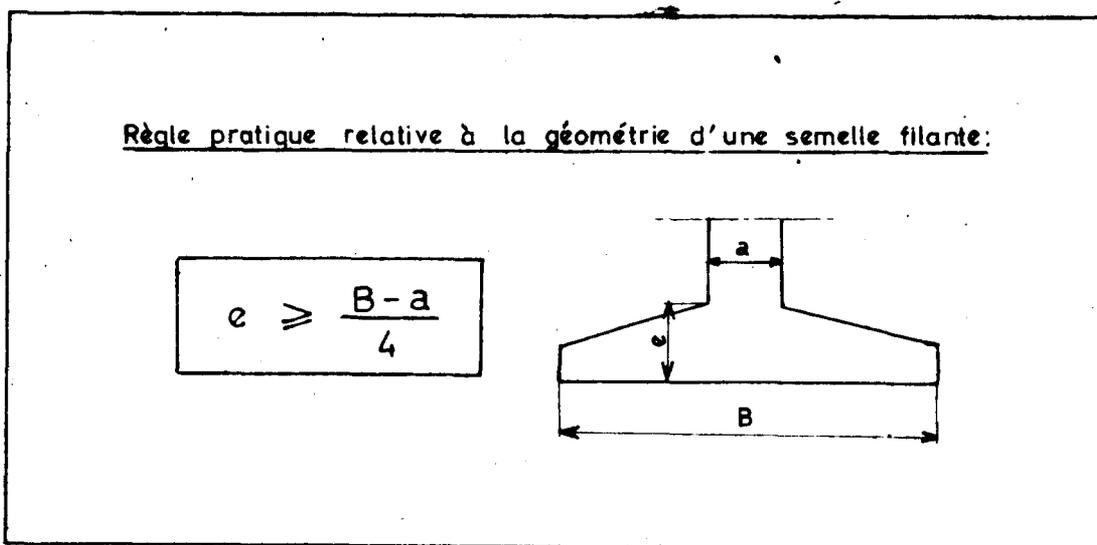
Comme les tabliers-types des ouvrages courants pour autoroutes exercent des réactions verticales de l'ordre de 4 t par m² de tablier utile au niveau de leurs semelles qui travaillent à environ 20 t/m² (2 kg/cm²), on voit que :

la fondation sur semelle coûte pour un ouvrage courant environ 70 F par m² de tablier.

A partir de ce coût des semelles et du développement des fûts réalisant les appuis entre semelles et tabliers, on peut chiffrer entièrement les trois postes de l'ouvrage :

- . tablier (environ 300 F/m² d'ossature et 80 F/m² d'équipements)
- . appuis, de la semelle à l'intrados, (environ 100 F/m² de tablier)
- . fondations (environ 70 F/m² de tablier)

Ces chiffres ne représentent bien que l'ouvrage moyen, d'environ 500 m² de surface, comme l'exemple détaillé plus loin le montrera.



2 - SEMELLES SUR PIEUX.

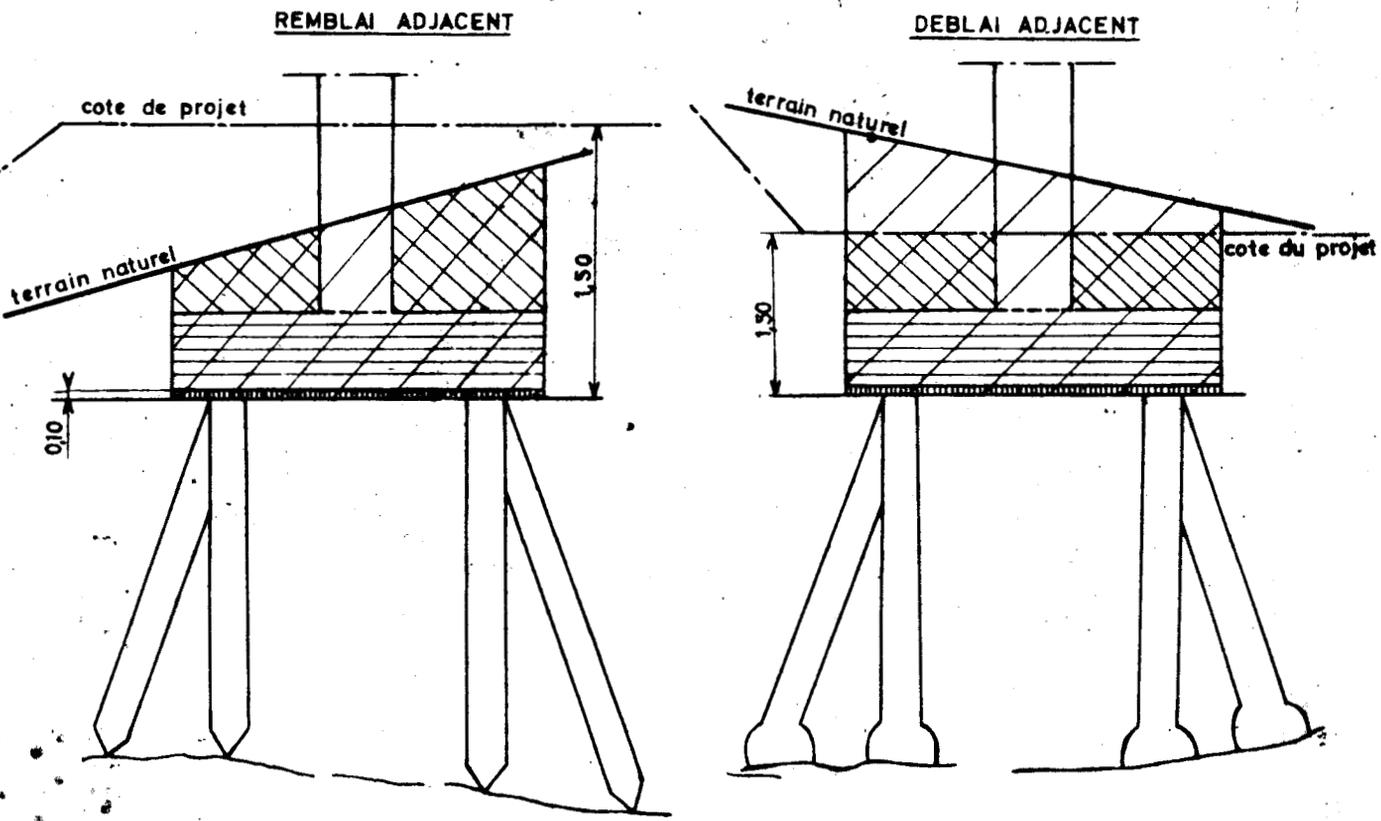
2.I. Pré-dimensionnement :

On placera les semelles aussi haut que possible.

Dans le cas courant d'un passage supérieur d'autoroute cela signifie : -1,50 m sous la ligne rouge de celle-ci, se décomposant en :

- 0,10 m de béton de propreté
- 0,60 m de semelle
- 0,80 m de garde aux maçonneries enterrées.

Les figures ci-dessous représentent les fouilles et remblaiements correspondants en cas de remblai ou de déblai adjacent à l'ouvrage



-  fouille pour fondations d'ouvrages d'art
-  remblaiement pour fondations d'ouvrage d'art
-  béton de propreté
-  béton de semelle

On estimera le nombre de pieux (globalement pour l'ouvrage puis appui par appui).

Compte tenu des forces portantes données en 0.3., et de la réaction verticale totale au niveau de la semelle (poids des terres et de celle-ci compris), ce nombre p est :

$$p = \frac{\sum (R)}{F}$$

si F est la force portante des pieux choisis et $\sum R$ la réaction à porter (pour tout le pont ou pour un appui selon les cas).

On arrondira toujours le nombre p à l'entier supérieur, et si possible à un entier PAIR, les semelles courantes se dimensionnant et se ferrailant mieux en groupant les pieux 2 par 2 dans des plans verticaux parallèles à l'axe de l'ouvrage.

Pour l'application de ce pré-dimensionnement simplifié, voir l'exemple détaillé plus loin (en 3.2.).

2.2. Avant métré et estimation des semelles sur pieux :

Le type de pieu ayant été choisi (force portante F), on en connaît le nombre

$$p = \frac{\sum R}{F} \text{ comme dit plus haut}$$

le coût de la fondation se décompose en :

- coût des semelles
- coût des pieux

2.2.I. Coût des semelles

On procédera à l'avant métré et à l'évaluation des semelles comme dans les cas des fondations superficielles, c'est à dire en considérant successivement :

- fouilles pour fondation d'ouvrage d'art
- remblaiement des fondations
- coffrage des semelles
- béton de propreté
- béton de semelle
- acier de semelle (80 kg/ m³).

La profondeur à laquelle sera fondée la semelle sera aussi élevée que possible compte tenu des sujétions de la voie rencontrée (1,50 m sous la ligne rouge d'une autoroute, par exemple) -

La surface des semelles sera définie comme suit :

II à 25 fois la section droite cumulée des pieux qui la portent, le chiffre de 25 correspondant aux pieux de plus grande section et donc de plus grande force unitaire (en pratique on est toujours voisin de 20) Pour les pieux portant de 50 à 80 t, il faut donc de 1.5 à 2 m² de semelle.

Le prix forfaitaire de semelle associée à un pieu peut s'en déduire : il est de l'ordre de 400 f par pieu et peut être retenu pour une évaluation rapide des semelles.

2.2.2. Coût des pieux

Au prix des semelles, il faut ajouter le coût des pieux, défini à partir d'une série de prix énoncée au Fascicule 68 du Cahier des Prescriptions Communes,

- En schématisant, ces prix rémunèrent successivement la (ou le) :
- fourniture de la matière des pieux (parfois regroupée au ml de pieu, celui-ci étant entièrement défini, notamment en ferrailage par un dessin contractuel)
 - mise en œuvre courante (au ml)
 - plus value pour obliquité (environ le 1/3 du prix précédent portant sur le 1/3 à la moitié de linéaire en place)
 - recépage.

Pour un dossier de consultation, il y a lieu de définir soigneusement les prix unitaires correspondants.

Mais pour la comparaison sommaire que la présente pièce a en vue, c'est inutile, et nous allons introduire trois prix seulement :

- un forfait d'installation et repliement de chantier et éventuellement de transfert d'un pont à l'autre.
- un prix au ml du pieu en place
- un prix à l'unité de pieu pour tous les frais à l'unité : sabot éventuel, mise en fiche, recépage.

2.3. Evaluation simplifiée des fondations sur pieux courants courts :

2.3.1. Formule fondamentale :

Le prix du système de pieux (sans compris les semelles) est ramené à l'une ou l'autre forme équivalente :

$$P = A + B.c + C.p + D (\Sigma L) \cdot F$$

ou

$$P = A + B.c + C.p + D \times f (\Sigma R)$$

avec : c nombre de chantiers groupés d'ouvrages sur pieux

p nombre de pieux pour l'ouvrage considéré

ΣL linéaire total des pieux en place (fiches cumulées)

$f = \frac{\Sigma L}{P}$ fiche moyenne d'un pieu

F force portante moyenne d'un pieu

ΣR charge verticale cumulée à porter par les pieux

(réaction d'appui du tablier + poids des maçonneries y compris les semelles + poids des terres).

On rappelle que $p = \frac{\Sigma R}{F}$ (en arrondissant à l'entier supérieur)

Les coefficients A, B, C, D sont des prix spécifiques qu'on va expliciter.

A : forfait de mise à disposition du matériel d'exécution des pieux (amenée et repliement du matériel).

: forfait de changement de chantier s'il y a plus d'un chantier de pieux distants les uns des autres.

- C : frais à l'unité de pieu pour préparations à la mise en oeuvre :
- sabot éventuel
 - mise en fiche (réglage d'inclinaison)
 - recépage

D : prix spécifique de la tonne portée transmise de un mètre .

On remarque , pour ce dernier chiffre qu'il donne la partie principale du coût des pieux , en l'appliquant à l'énergie

$$F \times (\Sigma L) = f \times \Sigma R$$

qui la dimensionne et dont les deux expressions montrent :

- la première, l'intérêt économique d'avoir des pieux de bonne portance F (le linéaire ΣL varie en raison inverse de cette intensité)
- la seconde, l'intérêt technique de la fiche moyenne f (le type de pieu en dépend) distance à laquelle on désire transmettre la charge ΣR

2.3.2. Ordre de grandeur des prix spécifiques A, B, C, D :

Aux conditions du marché, fin 1964, et compte tenu notamment des offres recueillies pour une série d'une trentaine de ponts courants d'autoroutes fondés sur pieux courts (4 à 12 m) à travers les limons du Nord de la France, on pourra admettre à titre de première approximation, et en fait, surtout par référence à des pieux préfabriqués :

a) A et B : (en Francs) :

$$A = 3\ 000 \quad \text{si } \Sigma L \leq 300 \text{ m}$$

$$A = 2\ 000 + 4 \Sigma L \quad \text{si } 300 < L \leq 1\ 000$$

$$B = 1\ 000$$

b) C (en Francs par unité) :

C = 20 à 50 F par unité . Dans de nombreux cas on pourra même, en première approximation prendre C = 0 , ces petits frais se trouvant ventilés en tout ou partie dans les estimations du forfait de chantier et du coût du linéaire de pieux mis en place .

c) D (en Francs par tonne et par mètre) :

On peut prendre

$$D = 2,5 \text{ F/t/m}$$

Ce chiffre se retrouve sommairement comme suit :

- soit en considérant que le m³ de béton de pieu préfabriqué en place tout compris (fourniture, chute au recépage, battage) coûte environ 1300 F/m³

- soit en se référant à la solution la plus banale du pieu carré en BA de 30x30 (force portante : 50 t) qui donne au mètre de pieu :

| | | | |
|--|---|-------|------|
| coffrage (réutilisé) : 4 x 0,3 x 10 | = | 12 F | |
| béton (10 % pertes comprises) 0,10 x 180 | = | 18 F | |
| aciers 25 x 2 | = | 50 F | |
| battage 45 + 5 pour pieux inclinés | = | 50 F | |
| | | <hr/> | |
| | | 130 F | pour |

50 t. à 1 mètre soit : A = 2,5 F/t/m

d) Remarque importante :

Si la concurrence est normale, les évaluations d'autres natures de pieu doivent conduire, sinon au même coût spécifique A, du moins à une offre globale P d'un même montant.

Si on ajuste la valeur d'un des 4 paramètres A, B, C ou D, il faudra revoir les autres, mais au stade présent, on peut raisonner avec le seul jeu de valeurs précédentes, surtout valable pour les pieux battus préfabriqués.

Ces prix ne doivent donc être utilisés qu'avec circonspection.

Leur seul usage est de permettre de trancher le dilemme entre fondations sur semelles larges (pour limiter les tassements) et fondations sur pieux courts, dans les cas pratiques où il y a ambiguïté : couche de mauvais sol d'épaisseur modérée (3 à 6 m) et de compressibilité peut-être acceptable (moins de 5 cm de tassement prévisible).

III - EXEMPLE PRATIQUE -

3.I. L'ouvrage à fonder et le sol de fondation.

3.I.I. L'ouvrage.

L'ouvrage à fonder est le passage supérieur courant d'autoroute en dalle continue précontrainte à quatre travées, modèle PS 2670 / I (tablier de 8m portant une chaussée de 6m rencontrant une autoroute de 34 m de largeur de plate-forme sous un biais de 70 grades).

La dalle est épaisse de 0,56m, large de 7,60m à l'intrados et ses portées biaises successives sont: 12,00 ; 18,80; 18,80 et 12,00m. Elle accepte des tassements différentiels entre deux appuis intermédiaires d'une amplitude de 5cm sans aucun dommage.

Au niveau des dés d'appui du tablier les réactions d'appui sont:

| | pile culée (1 ou 5) | pile de rive (2 ou 4) | pile centrale (3) |
|-------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Q | 67 | 160 | 216 |
| S | 65 | 220 | 200 |
| Q + S | 132 | 380 | 416 |
| M | 29 | 107 | 62 |

Pour simplifier la discussion, on ne considérera qu'une pile culée et la pile intermédiaire la plus chargée: la pile centrale, en alignant les deux autres piles (piles de rive) sur celle-ci. Cette simplification est d'ailleurs justifiée par la considération des effets horizontaux sur les piles de rive, qui rapproche effectivement le dimensionnement de leurs fondations de celui de la pile centrale.

3.I.2. Les sols.

L'autoroute est en léger remblai (0,80m au-dessus du terrain naturel) et le sondage révèle un bi-couche:

sable lâche à grains ronds sur 4m d'épaisseur, surmontant un limon peu plastique de 3,20m d'épaisseur, et au-dessous un bedrock (calcaire franc non fissuré).

La nappe phréatique peut remonter dans le sable jusqu'à 2,00m sous la surface.

L'option à lever est:

- soit une semelle assez large et assez profonde dans le sable (pour tout dire à la limite de la nappe phréatique), avec des tassements acceptables pour le tablier souple.
- soit des pieux courts portant une semelle placée aussi haut que possible.

d'où $q_{max} = \frac{65,0}{3,30} + \frac{6 \times 6,2}{(3,30)^2} = 19,7 + 3,4 = 23,1 < q_{adm}$.

b) à l'interface du bi-couche (cote -4,00)

la semelle fictive y a 5,30m de largeur.

le limon L_p a pour caractéristiques physiques:

$\delta' = 1,00$ (toujours dans la nappe) $W_L = 35$

$C = 3 \text{ t/m}^2$ (300 g/cm²)

$\varphi = 15^\circ$

d'où: $N_\gamma = 2,0$ $N_q = 4,3$ $N_c = 12,4$

$$q_{adm} = \frac{I}{3} \left[2,0 \times 1 \times \frac{5,30}{2} + 4,3 \times (1,65 \times 2,0 + 1 \times 2,0) + 12,4 \times 3 \right]$$

$$= \frac{I}{3} (5,3 + 22,8 + 37,2) = \frac{I}{3} (65,3) = 21,8 \text{ t/m}^2$$

et l'on a pour Q + S au mètre de longueur de semelle fictive:

| | |
|--|----------|
| - charges transmises par la semelle réelle: $41,6 + 23,2 =$ | 64,8 t/m |
| - supplément de terres: entre 4,00 et -2,00: $1 \times 2,00 \times 5,30 =$ | 10,6 t/m |
| entre -2,00 et 0: $1,65 \times 2,00 \times 2,00 =$ | 6,6 t/m |
| | 82,0 t/m |

Total au mètre:

le moment appliqué reste 6,2 tm/m

d'où: $q_{max} = \frac{82,0}{5,30} + \frac{6 \times 6,2}{(5,30)^2} = 15,5 + 1,3 = 16,8 \text{ t/m}^2 < q_{adm}$

La semelle de 3,30m est donc bien stable sur le bi-couche.

B) Tassement de référence.

La pression à vide exercée par la semelle est:

$$\frac{Q}{3,30} = \frac{I}{3,30} \left(23,4 + \frac{216}{10} \right) = \frac{45,0}{3,30} = 14,5 \text{ t/m}^2$$

a) tassement du sable.

On estime que, sous cette pression permanente, le sable lâche imbibé d'eau tasse d'environ 4 cm comme valeur de référence.

b) tassement de limon.

$Q = 23,4 + 21,6 = 45,0 \text{ t/m}$
appui tablier

$Q_1 = Q - \gamma B D_t = 45,0 - 1,65 \times 3,30 \times 2,00 = 37,1 \text{ t/m}$

$$d'où p = \frac{34,1}{(5,60)^2} = 1,08 ; b = \frac{3,20}{5,60} = 0,59 ; d = \frac{2,00}{5,60} = 0,36 ; W_L = 35$$

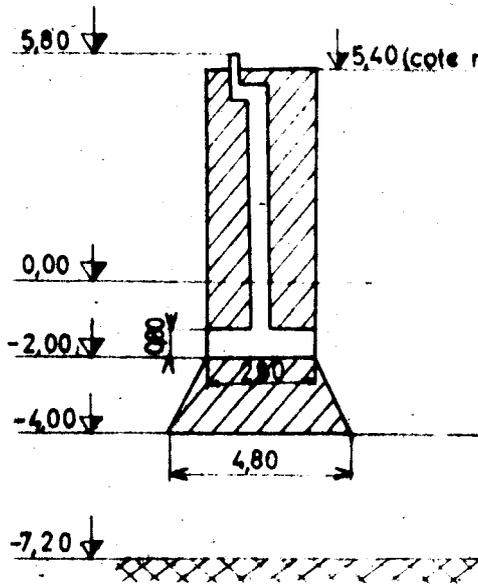
les abaques 3.2 donnent $\frac{\Delta H}{H} = 3,2\%$

$$d'où \Delta H(\text{cm}) = 3,2 \times \frac{320}{100} = 10\text{cm}$$

C) Tassement de référence total:

$$T = 4 + 10 = 14 \text{ cm}$$

3.2.2. Dimensionnement sous pile culée.



La semelle de pile-culée aura ainsi 10m de longueur. Elle recevra sur une nervure de 7m de long, large de 0,70m trois colonnes cylindriques de 0,50m de diamètre.

A) Stabilité.

Un calcul similaire au précédent justifie que la semelle est stable si sa largeur est $B = 2,80\text{m}$.

a) au niveau de la semelle réelle. (cote -2,00).

$$q_{adm} = \frac{1}{3} (13,2 \times 1 \times \frac{2,80}{2} + 15 \times 1,65 \times 2,00) = \frac{1}{3} (18,5 + 49,5) = \frac{68,0}{3}$$

$$q_{adm} = 22,7 \text{ t/m}^2$$

la charge $Q + S$ s'évalue par:

$$\begin{aligned} & \text{- poids propre (maçonneries } (2,80 \times 0,80 + \frac{2,3 \text{ m}^3}{10}) \times 2,5 = 7,9\text{t/m} \\ & \quad \left(\text{terres } (2,80 \times 6,60 - 0,93) \times 2,0 = 35,1\text{t/m} \right. \end{aligned}$$

$$\text{Total} = \frac{43,0\text{t/m}}{13,2\text{t/m}}$$

$$\text{- Tablier: } \frac{132}{10} = 13,2 \text{ t/m}$$

$$\text{- Total: } Q + S \text{ au mètre de semelle} = 56,2\text{t/m}$$

le moment appliqué est:

$$M = \frac{20}{10} = 2 \text{ t/m}$$

$$d'où: q_{max} = \frac{56,2}{2,80} + \frac{6 \times 2,0}{(2,80)^2} = 20,1 + 1,5 = 21,6 \text{ t/m} < q_{adm}$$

b) à l'interface du bi-couche (cote -4,00)

la semelle fictive a 4,80m de largeur.

$$\text{on a } q_{adm} = \frac{I}{3} (2,0 \times I \times \frac{4,80}{2} + 22,8 + 37,2) = \frac{I}{3} (64,8) = 21,6t/m^2$$

et pour Q + S au mètre de longueur de semelle fictive:

-charges transmises par la semelle réelle: 56,2 t/m
 -supplément de terres: entre -4,00 et -2,00: I x 2,00 x 4,80 = 9,6 t/m
 entre -2,00 et 0: 1,65 x 2,00 x 2,00 = 6,6 t/m

Total: 72,4 t/m

$$q_{max} = \frac{72,4}{4,80} + \frac{6 \times 2,0}{(4,80)^2} = 15,1 + 0,5 = 15,6 < q_{adm}$$

la semelle de 2,80m est donc bien stable sur le bi-couche.

B) Tassement de référence:

La pression à vide exercée par la semelle est:

$$\frac{Q}{2,80} = \frac{I}{2,80} (43,0 + \frac{67}{10}) = \frac{49,7}{2,80} = 17,7 t/m^2$$

a) Tassement du sable.

On estime que, sous cette pression permanente, le sable imbibé d'eau tasse d'environ 5cm comme valeur de référence.

b) Tassement du limon.

$$Q = 49,7 t/m$$

$$Q_1 = Q - \gamma \cdot BD_t - \gamma_R BR$$

$$Q_1 = 49,7 - 1,65 \times 2,80 \times 2,00 - 2,0 \times 2,80 \times 5,40 = 10,2 t/m$$

$$p = \frac{10,2}{(5,60)^2} = 0,33 \quad b = \frac{2,80}{5,60} = 0,50 \quad d = \frac{2,00}{5,60} = 0,36$$

les abaques 3.2. donnent: $\frac{\Delta H}{H} = 0,6\%$

$$\text{d'où } \Delta H = 0,6 \times \frac{3,20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}$$

c) Tassement par entraînement par le remblai:

$$p = \frac{2,0 \times 5,80 \times (10 + \frac{3}{2} \times 5,80)}{(5,60)^2} = 6,9$$

$$b = \frac{(10 + \frac{3}{2} \times 5,80)}{5,60} = 3,34 \quad d = 0$$

l'interpolation en fonction de p sur les abaques 3.2. p = 3 et p = 10 donne $\frac{\Delta H}{H}$:

| | | | |
|----------------------|-----|-----|-----|
| p | 3 | 6,9 | 10 |
| $\frac{\Delta H}{H}$ | 3,5 | 6,2 | 8,3 |

$$\text{d'où } T (R) = \Delta H = \frac{6,42}{100} \times 3,20 \times 100 = 20 \text{ cm}$$

d) Tassement de référence total:

$$T = 5 + 2 + \frac{2}{3} (20) = 20 \text{ cm}$$

3.2.3. Appréciation technique de ces semelles: tassements différentiels probables:

- Les semelles sont stables sur le bi-couche.
- Leurs tassements différentiels probables sont, dans le cas courant $t = 1/3$, $r = \frac{1}{6}$:

entre pile culée et pile de rive:

$$\Delta V_{12} = \frac{1}{3} (20 - 14) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (20 + 14) = 4 \text{ cm}$$

entre pile de rive et pile centrale:

$$\Delta V_{23} = \frac{1}{3} (14 - 14) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{6} (14 + 14) = 1,5 \text{ à } 2 \text{ cm}$$

Les piles culées entraînées par les remblais tassent plus que les piles intermédiaires, mais les tassements différentiels qui en résultent sont compatibles avec la structure (puisque la dalle précontrainte accepte 5 cm de tassement différentiel sur appui intermédiaire).

La fondation sur semelles envisagée est donc acceptable tant en stabilité que vis à vis des tassements.

3.2.4. Avant-métré et coût de la fondation sur semelle:

A) Avant métré:

$$\begin{aligned} \text{- fouilles (m}^3\text{)} & 3 \times 3,30 \times 10,00 \times 2,00 = 198 \\ & + 2 \times 2,80 \times 10,00 \times 2,00 = 112 \end{aligned}$$

310 m³ environ

- remblaiement de fouilles (m³)

$$310 - (109 + 16 + 3 \times 4,8 + 2 \times 1,4) = \underline{160 \text{ m}^3 \text{ environ}}$$

- béton de propreté

$$3 \times 3,3 \times 10 + 2 \times 2,8 \times 10 = \underline{155 \text{ m}^2}$$

- béton de semelle 155 x 0,7 = 110 m³ environ

- aciers des semelles 110 x 0,07 = 7,7 t

- coffrages 0,70 x [3 x (26,6) + 2 x (25,6)] = 92 m² environ

B) ESTIMATION:

Les difficultés de travail dans le sable lâche avec venues d'eau font estimer les prix unitaires à appliquer à:

- 25 F/m³ pour la fouille
- 20 F/m³ pour le remblaiement
- 16 F/m² pour le béton de propreté
- 170 F/m³ pour le béton de semelle
- 2000 F/t pour les aciers
- 50 F/m² pour les coffrages -(à étayer).

d'où l'estimation:

| | | |
|------------|---|--------|
| 310 x 25 | = | 7750F |
| 170 x 20 | = | 3400F |
| 155 x 16 | = | 2480F |
| 110 x 170 | = | 18700F |
| 7,7 x 2000 | = | 15400F |
| 92 x 50 | = | 4600F |
| | | <hr/> |
| | | 52330F |

Le système de semelles de fondations superficielles envisagé est estimé à environ 52 300 Francs.

3.3. Fondation sur pieux:

3.3.1. Dimensionnement des pieux:

On se propose d'utiliser des pieux en béton armé préfabriqués battus 0,30 x 0,30m de 50t de force portante, les semelles seront justes affleurant le niveau du sol, pour réduire au minimum les fouilles et sujétions, sans affecter l'autoroute dont le remblai de 0,80m d'épaisseur les recouvrira.

Leurs dimensions en plan seront 2,00 x 8,00m.

A) Pile intermédiaire:

charge verticale totale à porter:

| | |
|--|-------|
| réaction du tablier surchargé: | 416 t |
| poids du voile de pile: 8,00 x 0,50 x 6,30 x 2,5 = | 62 t |
| poids de semelle: 8,00 x 2,00 x 0,60 x 2,5 = | 24 t |
| | <hr/> |
| Total | 502 t |

nombre de pieux: $\frac{502}{50} = 10$ pieux par pile

B) Pile-culée:

charge verticale totale à porter:

| | |
|--------------------------------|-------|
| réaction du tablier surchargé: | 132 t |
| poids des maçonneries: 23 t | 23 t |
| poids des semelles et terres: | |
| 8,00 x 2,00 x 7,40 x 2,0 = | 237 t |
| | <hr/> |
| Total | 392 t |

nombre de pieux: $\frac{392}{50} = 8$ pieux par pile-culée.

3.3.2. Avant-métré et estimation.

A) Avant-métré:

Fouilles: $5 \times 8,00 \times 2,00 \times 0,7 = 56$ arrondi à 60 m^3

Remblaiement: néant

Béton de propreté: $5 \times 8,00 \times 2,00 = 80 \text{ m}^2$

Béton pour semelle: $5 \times 8,00 \times 2,00 \times 0,60 = 48 \text{ m}^3$ arrondi à 50 m^3

Aciers pour BA: $50 \times 0,07 = 3,5 \text{ t}$

coffrages: $5 \times 20 \times 0,6 = 60 \text{ m}^2$

Pieux:

linéaire: $\Sigma L = (3 \times 10 + 2 \times 8) \times 7 \text{ m} = 322 \text{ m}$

charge totale portée: $\Sigma R = 3 \times 502 + 2 \times 392 = 2290 \text{ t}$

B) Estimation:

semelles: Il n'y a pas de difficultés spéciales pour les fouilles, le béton de propreté et les coffrages et l'on obtient leur coût avec des prix unitaires plus bas pour ces postes, que précédemment (en 3.2.4.B), d'où:

| | | | | |
|-----|---|------|---|--------|
| 60 | x | 12 | = | 720 F |
| 80 | x | 15 | = | 1200 F |
| 50 | x | 170 | = | 8500 F |
| 3,5 | x | 2000 | = | 7000 F |
| 60 | x | 30 | = | 1800 F |

19220 F

pieux:

On applique l'estimation simplifiée de la présente pièce:
(voir en 2.3.).

$$A = 2000 + 4 \times 322 = 3288$$

$$B = 1000 \quad c = 1$$

forfait de chantier: 4288 F

$$D \times F \times (\Sigma R) = 2,5 \times 7 \times 2290 = 40075 \text{ F}$$

$$\text{total pieux: } 4288 + 40075 = 44363 \text{ F}$$

$$\text{pieux + semelles: } 44363 + 19220 = 63583 \text{ F}$$

total de la fondation sur pieux arrondi à: 63600 F

3.3.3. Economies sur les appuis dues à la position plus haute des semelles sur pieux.

Dans le cas envisagé, les semelles sur pieux sont fondées à une cote de $-0,70$ par rapport au terrain naturel au lieu de $-2,00$ pour les semelles superficielles. Les fûts des appuis entre semelles et tabliers sont donc raccourcis de $1,30 \text{ m}$, soit une économie:

- de béton de $1,30 \times (3 \times 4 + 2 \times 0,6) = 17 \text{ m}^3$

- d'aciers de $17 \times 0,08 = 1,4 \text{ t}$

- de coffrages de $1,30 \times (3 \times 17,5 + 2 \times 4,5) = 80 \text{ m}^2$

On peut estimer l'économie correspondante à:

$$17 \times 170 + 1,4 \times 2000 + 80 \times 40 = 8890 \text{ F}$$

La position plus haute des semelles sur pieux représentera donc une économie sur les appuis d'environ 9000 F dans le cas considéré.

3.4. Conclusions pour l'exemple analysé.

3.4.1. Bilan des deux solutions:

Tablier: Le tablier nu peut être estimé 300 F/m² et ses équipements à 80 F/m². Il a une surface utile d'environ 500 m².

Sur semelles ou sur pieux le tablier représente donc un coût d'environ $500 \times 380 = 190000$ F.

Appuis: Chaque appui intermédiaire sur semelle consomme environ 25 m³ de béton et une pile-culée moitié moins, soit pour les 5 appuis $3 \times 25 + 2 \times \frac{25}{2} = 100$ m³, qui reçoivent un ferrailage d'environ 8 t d'aciers; leurs coffrages représentent environ 110 m² par pile intermédiaire et 60 m² par pile culée soit $3 \times 110 + 2 \times 60 = 450$ m², d'où l'estimation dans le cas de semelles superficielles:

$$\begin{aligned} 100 \times 170 &= 17000 \text{ F} \\ 8 \times 2000 &= 16000 \text{ F} \\ 450 \times 40 &= 18000 \text{ F} \end{aligned}$$

coût des appuis: 51000 F

Le bilan des deux solutions est donc en définitive, pour porter le même tablier:

| | Tablier | appuis | fondations | TOTAL |
|-------------|---------|--------|------------|---------|
| Sur semelle | 190 000 | 51 000 | 52 300 | 293 300 |
| Sur pieux | 190 000 | 42 000 | 63 600 | 295 600 |

3.4.2. Conclusion:

Dans le cas considéré, les deux solutions ont une estimation qui ne diffère que de moins de 1 pour cent pour l'ouvrage complet:

Naturellement, l'exemple a été choisi dans ce but.

Mais, il montre comment conduire la discussion. Dans le cas d'es-pèce, on peut en effet penser que l'Ingénieur pourra et saura disposer d'autres éléments d'information pour décider d'adopter l'une ou l'autre.

Son choix sera en effet guidé s'il sait, par exemple:

- qu'il doit vraiment s'attendre à des difficultés sérieuses de terrassements dans la solution sur semelle.

- qu'il peut disposer commodément des pieux envisagés, et même en préciser l'estimation.

- qu'il aura intérêt à adopter des piles vues plus légères en cas de fondation sur pieux (au lieu des piles de section constante de l'exemple piles de type I du dossier FP-64, il aurait intérêt à adopter des piles à fruit - type 6 du dossier FP 64).

- qu'il n'observera pas les tassements estimés (et que d'ailleurs la structure accepte), par exemple parce qu'il aura procédé à des constatations sur d'autres ouvrages
etc...

On ne peut mieux conclure qu'en soulignant la relativité des conclusions à attendre de la méthode FOCS - 64.

L'exemple qui précède en témoigne puisque le dilemme présenté reste vraisemblable et que seule une comparaison plus serrée pourra le lever.

4 - VENTILATION TABLIER-APPUIS-FONDATIONS -

Cette étude sera produite ultérieurement, mais l'exemple analysé ci-dessus en donne le principe.

Elle concerne la fraction du coût global de l'ouvrage imputée respectivement:

- au tablier
- aux appuis
- aux fondations

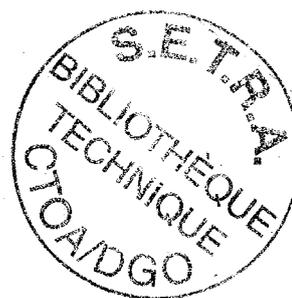
A titre indicatif et dans l'attente de l'étude complète, on rappelle que:

- a) les finitions d'un tablier coûtent de 70 à 90 F/m² (garde-corr, trottoirs, chapes, chaussées).
- b) l'ossature d'un tablier de pont type coûte de 300 à 400 F/m².
- c) les appuis multiples d'un tablier continus à piles-câbles noyées dans les remblais et piles intermédiaires en voile plein, et leurs fondations représentent entre la moitié et les deux tiers du coût du tablier tout équipé qu'ils portent.

SOUS DOSSIER DES PIÈCES ANNEXES

ANNEXE 1 : STABILITE D'UNE SEMELLE FILANTE

ANNEXE 2 : STABILITE D'UN MASSIF ISOLE



MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ÉTUDES INTER-SERVICES POUR LA
RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART
(G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

ABAQUES DE STABILITE

SEMELLES FILANTES

Annexe
1



DECEMBRE 1964

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

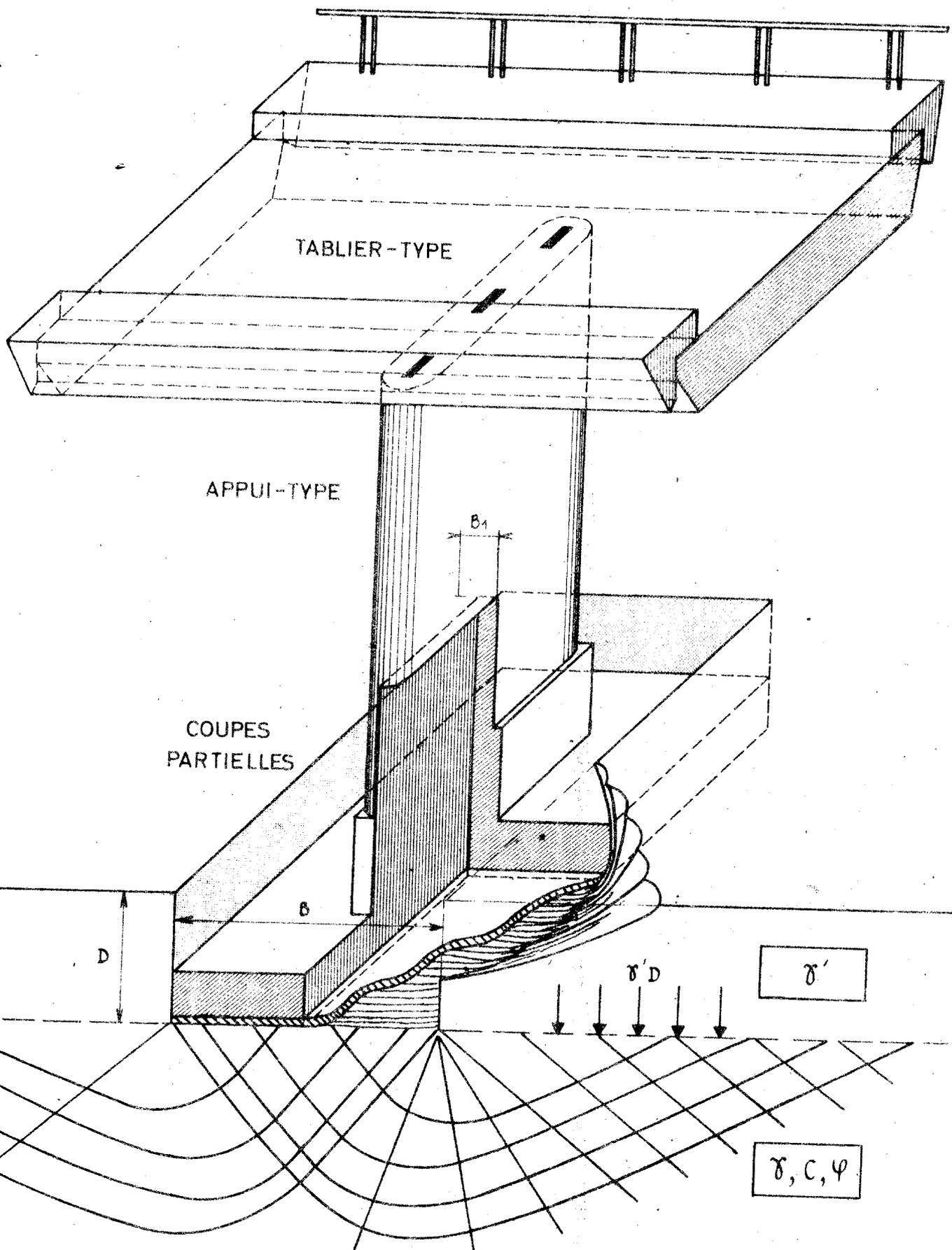
58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 532 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ÉTUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222 60 20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

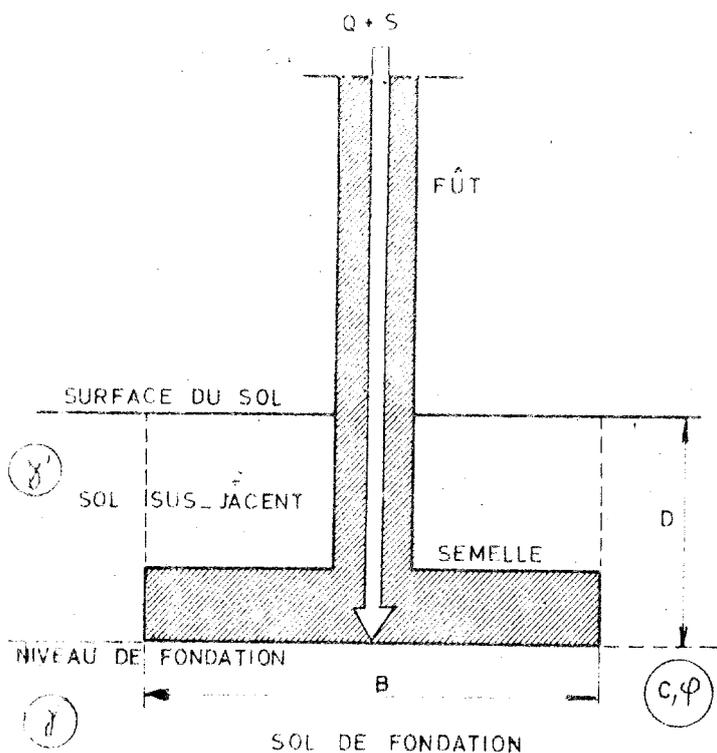
ORLY AEROGARE
BP 235 587 51 41



STABILITÉ D'UN APPUI SUR SEMELLE FILANTE

4.2

ABAQUES DE STABILITE
DES SEMELLES FILANTES

1 DEFINITIONS ET NOTATIONS

Semelle filante: fondation superficielle parallélogrammatique en plan, dont le rapport des côtés est au moins égal à 3, ou le rayon hydraulique (quotient de la superficie par le périmètre) assez voisin de la demi-largeur pour que les corrections d'extrémité soient négligeables et le problème d'équilibre, plan (distribution cylindrique des contraintes dans le sol).

Charge $Q + S$: charge totale (rapportée au mètre de longueur de semelle) appliquée au niveau de la fondation (en t/m).

Fiche D (en m): distance verticale entre niveau de fondation et surface du terrain naturel.

Largeur B (en m): largeur droite de la semelle (la semelle est rectangulaire même sous appui d'ouvrage biais).

Poids spécifiques apparents des sols

γ (t/m³) sous le niveau de fondation

γ' (t/m³) au-dessus de ce niveau (1).

Pression admissible q_{adm} du sol sous la semelle (t/m²)

C'est le tiers de la pression limite q_{lim}

$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim}, \text{ celle-ci étant calculée}$$

comme il est dit en 3.3. à l'aide des coefficients de CAQUOT et KERISEL.

(1) Pour l'usage des abaques on pourra prendre

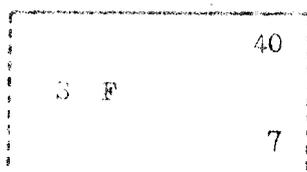
$\gamma = 1$ si le niveau de fondation est sous le niveau de la nappe (sol sous-jacent déjaugé).

et $\gamma = 2$ s'il est toujours à sec

USAGE DES ABAQUES

2.1. Cahier d'abaques

Dans le plan (C, φ) on a tracé le faisceau des courbes graduées en pression admissible q_{adm} (de 10 à 100 t/m^2). Pour une planche donnée, chaque faisceau correspond à un couple de valeurs de la charge à porter et de la surcharge de sol sus-jacent. Ce couple $Q + S, \gamma'D$ est repéré dans le cartouche de la planche:



semelle filante

$$Q + S = 40 \frac{t}{m}$$

$$\gamma'D = 7 \frac{t}{m^2}$$

Le sol identifié sous le niveau de fondation présumé est représenté par un petit domaine du plan C, φ dont la position donne par interpolation sur les courbes, la pression admissible (q_{adm}) d'où la largeur de la semelle filante:

$$B (m) = \frac{Q + S \left(\frac{t}{m} \right)}{q_{lim} \left(\frac{t}{m^2} \right)}$$

La gamme choisie est la suivante:

3 valeurs de charge: 20 - 40 - 60 $\frac{t}{m}$

5 valeurs de surcharge $\gamma'D$: 1,5 - 3 - 5 - 7 et 9

Soit 15 planches.

Le cas de charge 20 $\frac{t}{m}$ couvre en fait la gamme des charges de 10 à 25 $\frac{t}{m}$ celui qui est repéré par 40 $\frac{t}{m}$, la gamme des charges de 25 à 45 $\frac{t}{m}$, celui qui est repéré par 60 $\frac{t}{m}$ la gamme 45 - 70 t.

Les faisceaux de courbes sont pratiquement confondus dans ces plages avec celui qui a été calculé exactement pour 20, 40 et 60 t, et la suppression des faisceaux pour d'autres valeurs intermédiaires calculées (10, 30, 50 et 70 t) vise à alléger le cahier d'abaques sans altérer la précision de la lecture.

Il va sans dire que la largeur B s'obtient en divisant par la valeur q_{adm} lue sur l'abaque (par exemple l'abaque SF $\frac{60}{5}$) la charge $Q + S$ vraie (par exemple 54 $\frac{t}{m}$). Cette valeur B sera arrondie au décimètre.

2.2. Valeur à adopter pour $Q + S$

L'approximation regroupant les abaques autour d'une série discrète de valeurs de $Q + S$ est, par ailleurs, compatible avec une simplification appréciable dans la détermination de $Q + S$.

Cette détermination, en effet, opère par addition de trois termes:

- a) - l'effet de poids mort des maçonneries:
 - réaction du tablier à vide
 - poids du fût de l'appui
 - poids de la semelle
- b) - l'effet des surcharges circulant sur le tablier
 - réaction d'appui maximale dû aux surcharges
- c) - l'effet de poids mort des terres au-dessus de la semelle

En effet la théorie considère comme un massif ce qui est au-dessus de la semelle. En pratique, on a affaire à une semelle de largeur B (à déterminer) et d'épaisseur D_1 (dépendant des largeurs B et B_1) en béton de densité 2,4 surmontée par des terres de densité γ' occupant le volume d'épaisseur D_2 (inconnue) au-dessus de la semelle, fût de largeur B_1 (en béton) exclu.

La détermination de $Q + S$ donc de q_{adm} donc de B dépend ainsi en stricte orthodoxie de B , et une itération est théoriquement nécessaire.

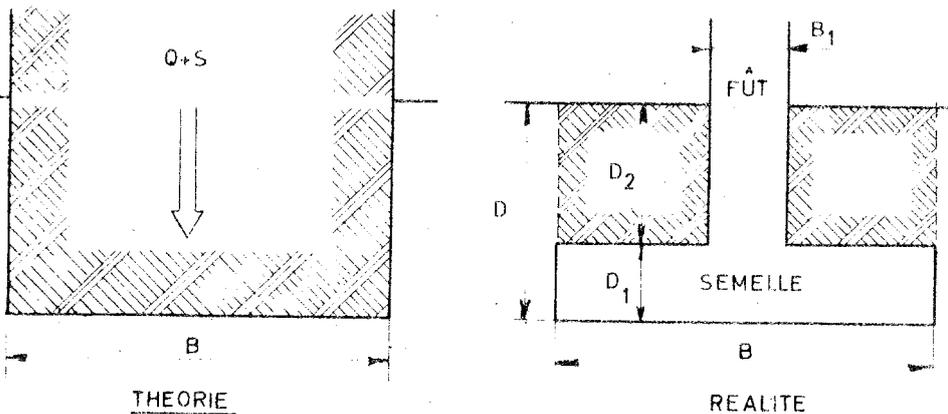
On peut réduire cette itération à deux consultations seulement de l'abaque grâce à l'approximation suivante:

la charge totale $Q + S$ à considérer pour déterminer q_{adm} est la somme des trois termes suivants:

- réaction maximale d'appui du tablier (lue sur la note de calcul du tablier) c'est-à-dire poids mort et effet positif des surcharges, rapportées au mètre de largeur de celui-ci

- poids de la maçonnerie du fût hors de terre rapportées au mètre de largeur de tablier, soit: $2,3 B_1$ si B_1 (m) est son épaisseur constante (ou moyenne s'il y a un ou deux fruits).

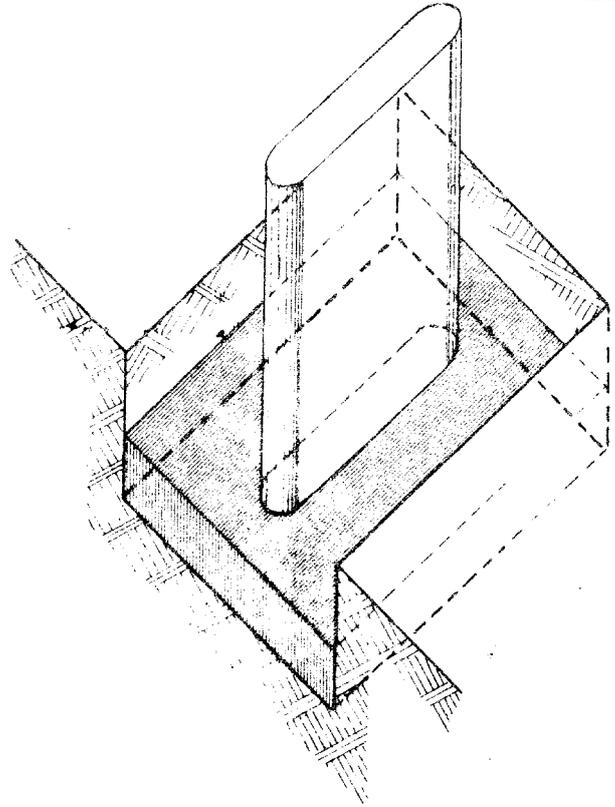
- poids de terre et maçonnerie enterrées au-dessus de la semelle, rapportées au mètre de longueur de semelle, et considérées à la densité commune de 2 t/m^3 , soit: $2 D B_0$, B_0 étant la largeur de semelle lue en faisant l'essai de la fiche $\gamma' D$ considérée sous la charge $Q + S$ qui ne comprend que les deux premiers termes (c'est-à-dire, seulement les contributions des parties non enterrées).



En essayant ensuite:

$Q + S = \text{Réaction maximale} + 2,3 B_1 + 2 \overline{DB}_0$, on obtiendra la pression admissible q_{adm} et la largeur B de semelle avec une précision suffisante.

On notera que l'approximation qui vient d'être décrite assimile la longueur de la semelle à la largeur biaise du tablier. Il n'en est rien, la semelle déborde du fût des piles dans toutes ses directions d'une dimension jamais très différente de $\frac{B - B_1}{2}$ (demi-largeur hors fût de la semelle).



Il va sans dire qu'on peut opérer avec une précision meilleure en tenant compte de toutes les corrections qui évitent les approximations précédentes.

2.3. Détermination précise des semelles filantes

Mais la détermination précise des semelles se fera plutôt par application directe de la méthode exposée à la pièce 3.3, dans le cadre de la note de calcul justificative des appuis. Elle considèrera alors comme indiqué dans la pièce guide 1.3. (en 2.4.3) tous les éléments de réduction du système des forces extérieures, notamment la composante horizontale et le moment de renversement.

* * *

3 ZONES INTERDITE OU DANGEREUSE

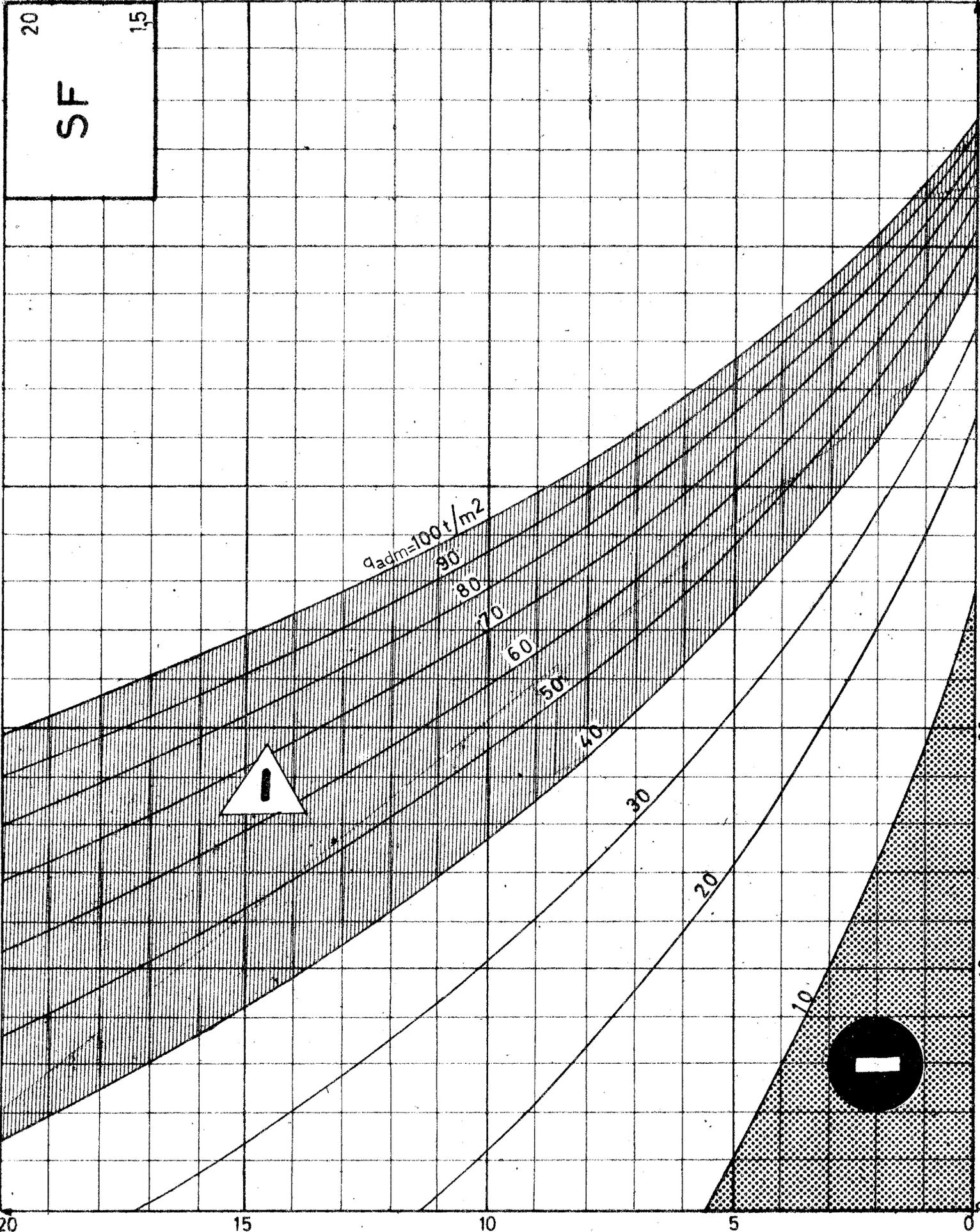


signale la zone où le sol trop peu porteur conduit à des semelles trop larges, vraisemblablement anti-économiques car leur ferrailage deviendra excessif.



signale la zone où le sol "porte bien" mais où l'optimisme qu'il autorise devra être tempéré par la crainte des tassements, la semelle étroite tendant à poinçonner le sol ou à se déverser. Un calcul précis sera indispensable.

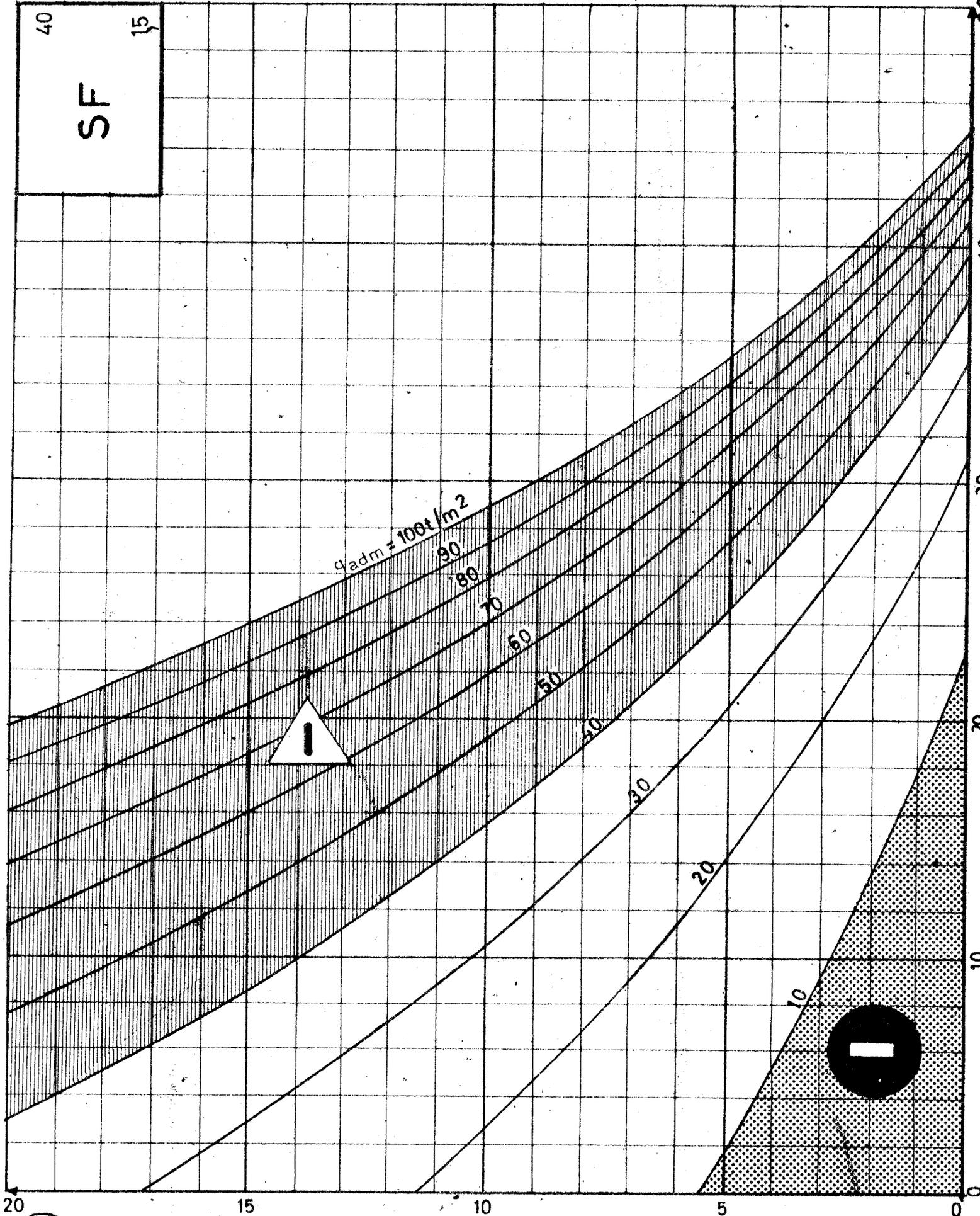
ψ
(degree)



C
 t/m^2

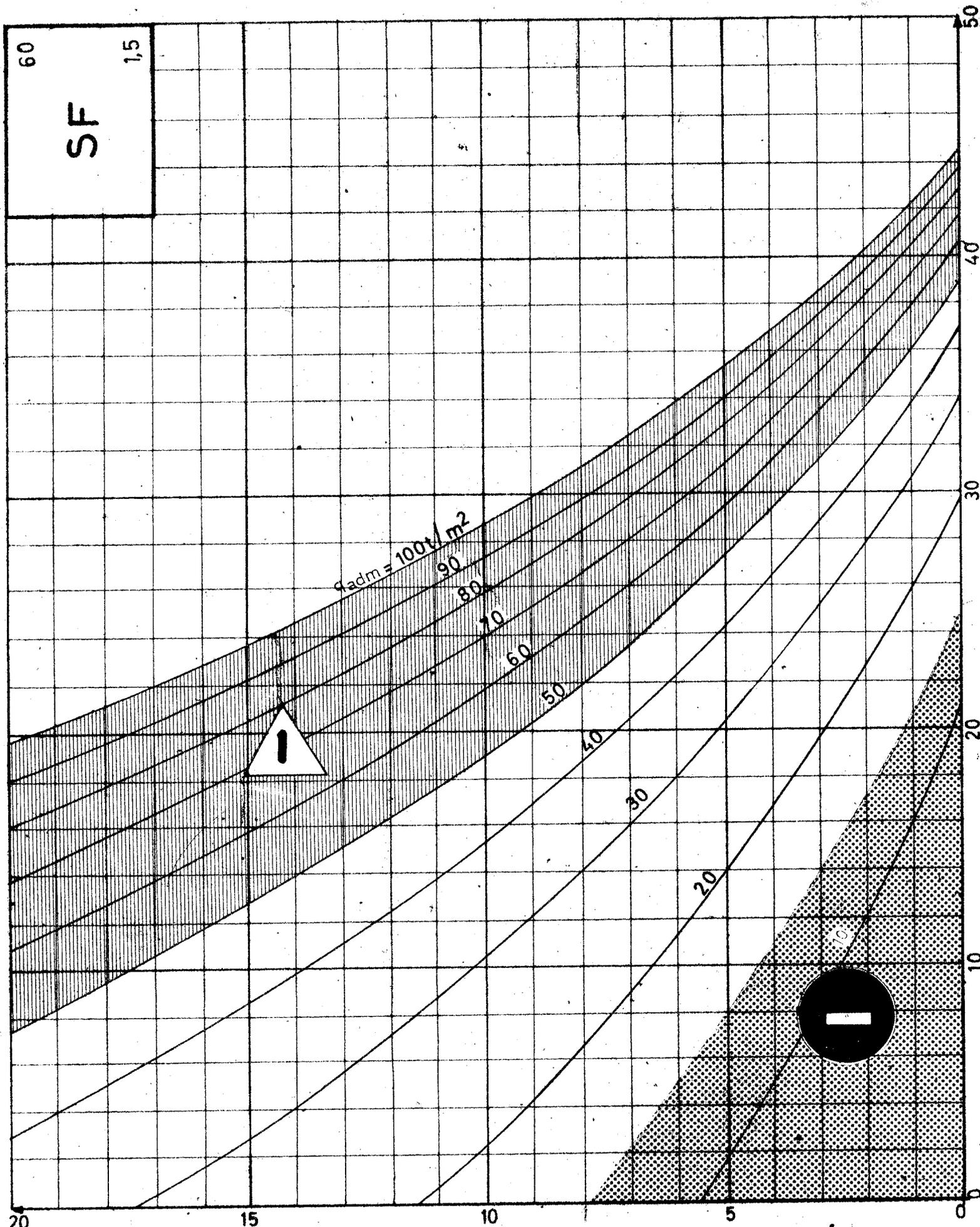
ψ
(degré)

SF
40
15



C
t/m²

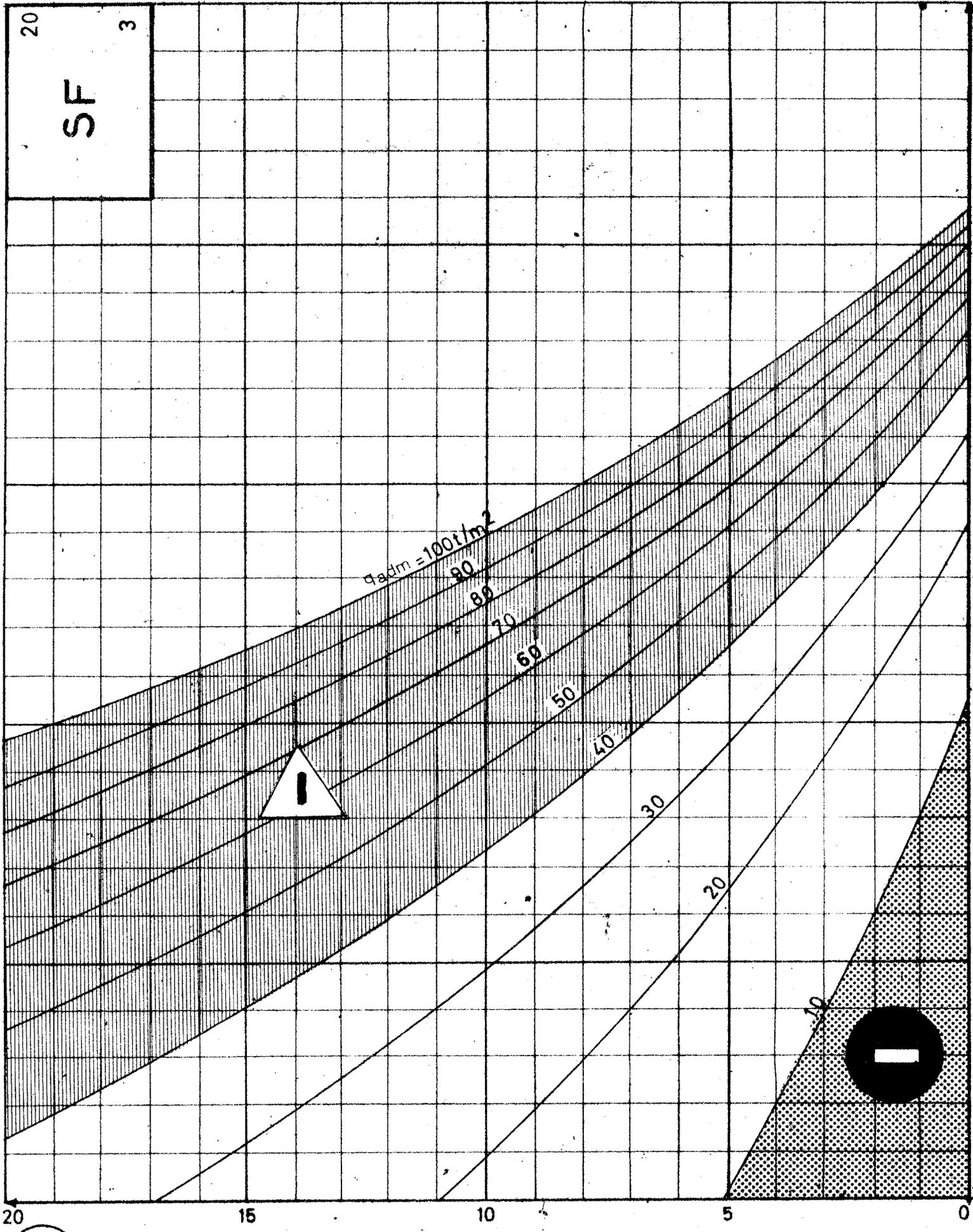
φ
(degré)



C
 t/m^2

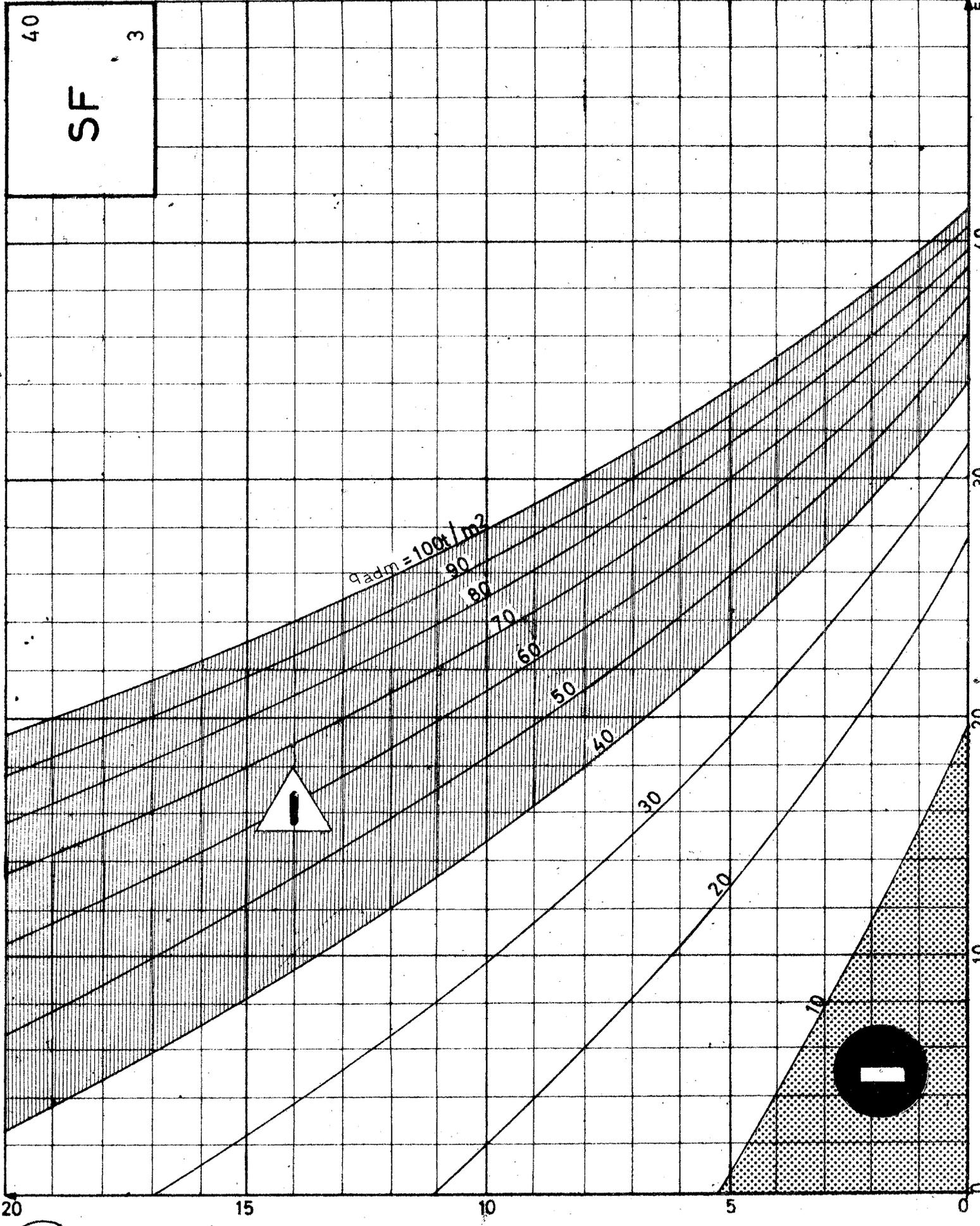
SF
60
1,5

ψ
(degré)



C
t/m²

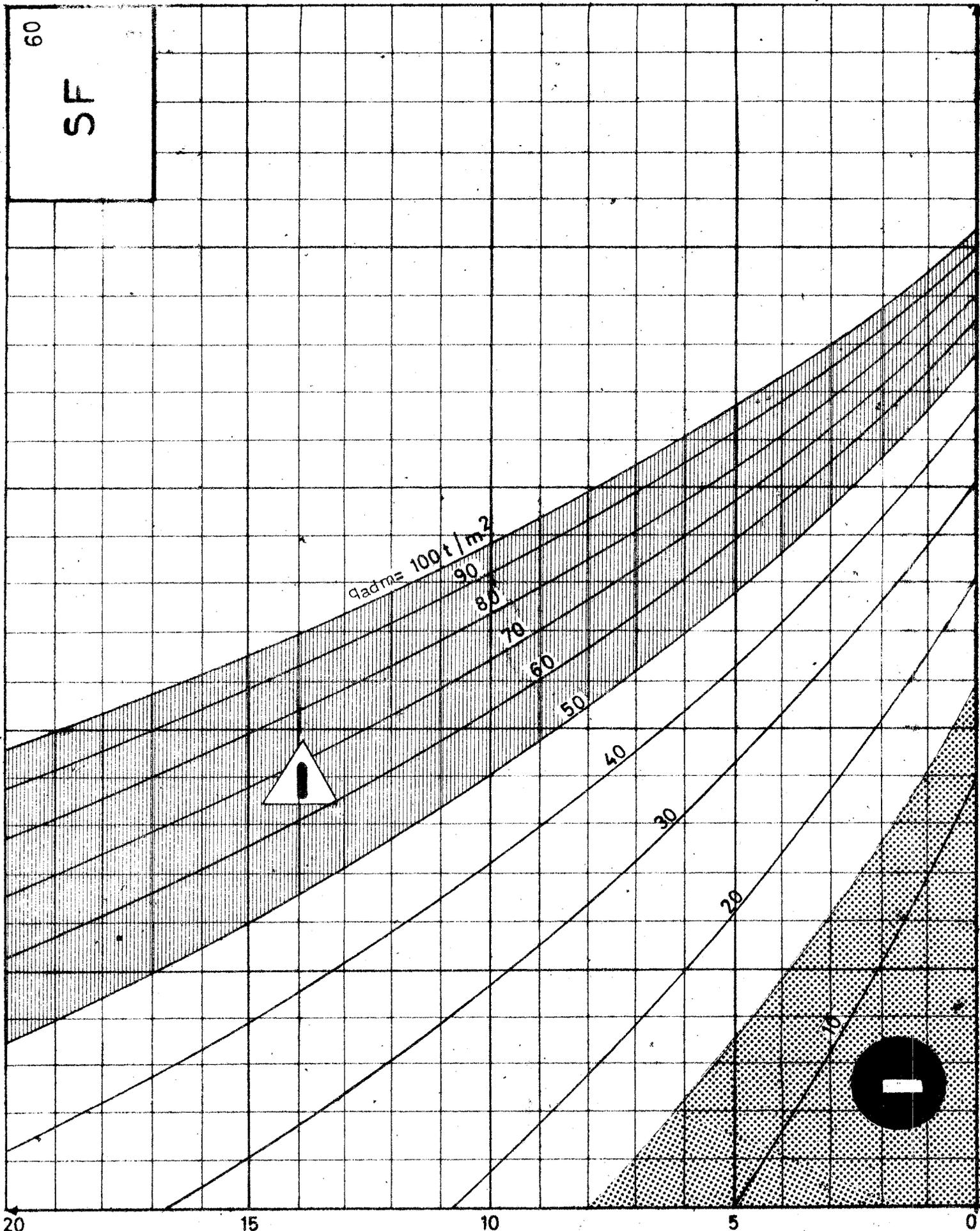
φ
(degré)



C
 t/m^2

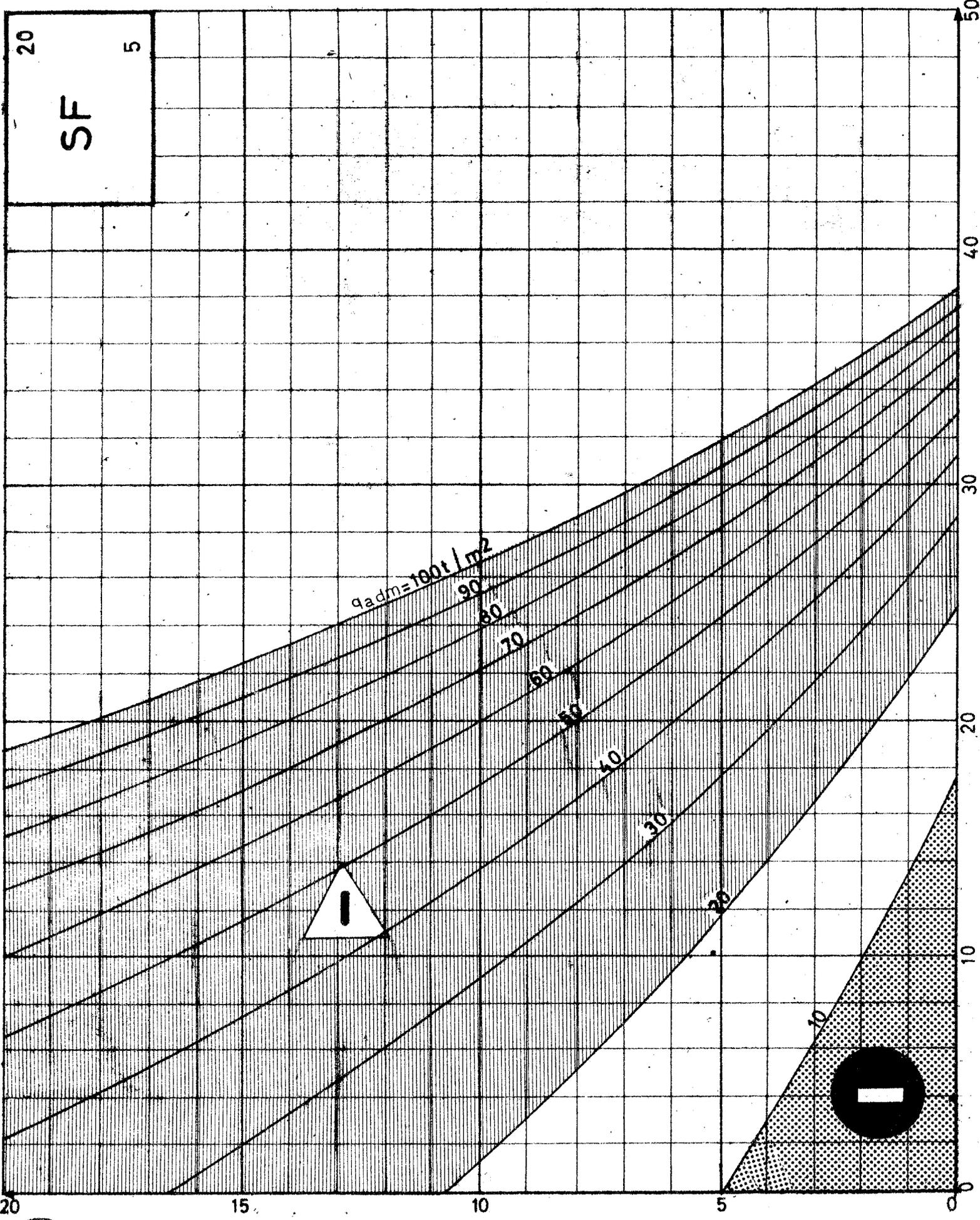
ψ
(deg)

SF
60



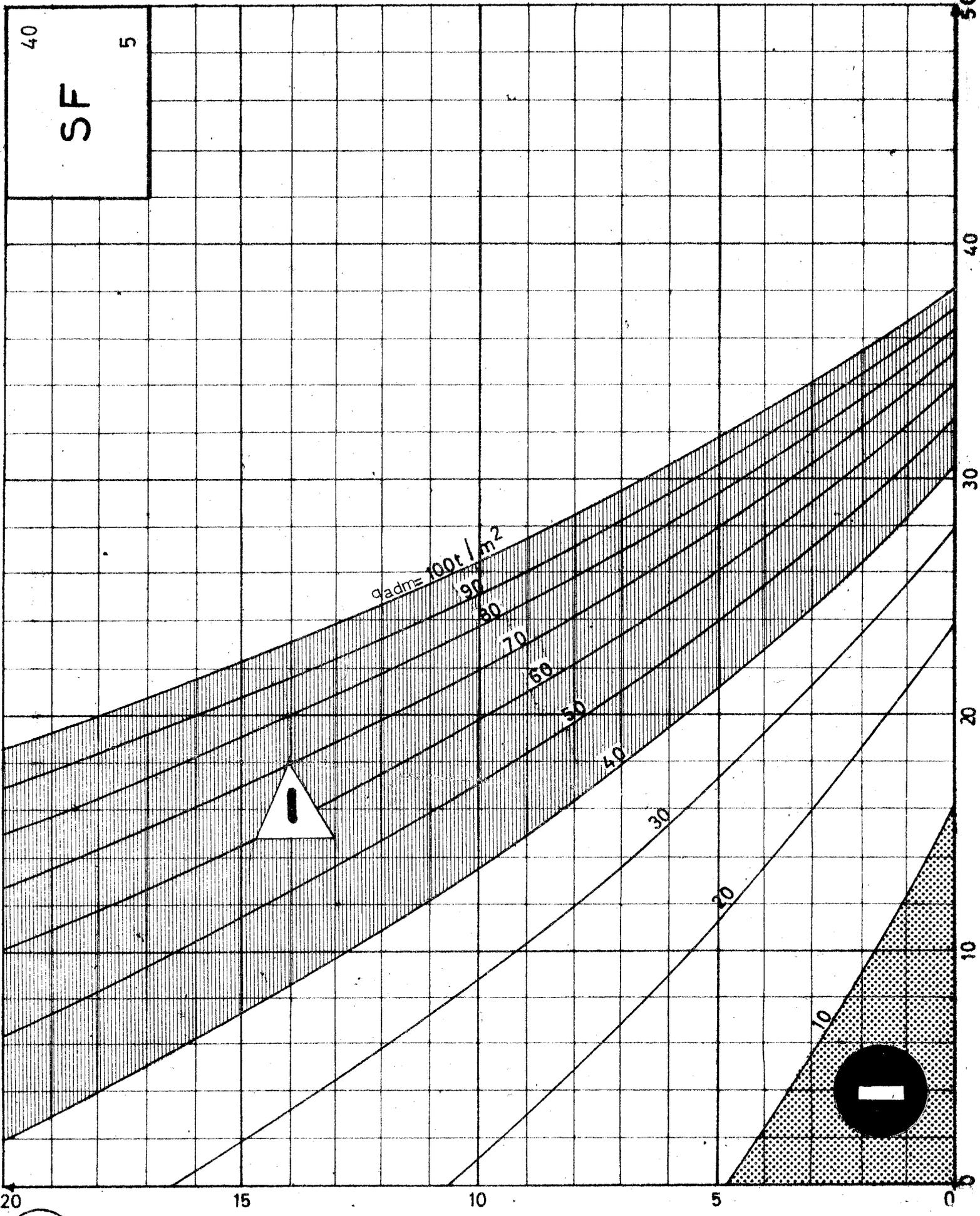
c
t/m²

ψ
(degré)



c
t/m²

ψ
(degree)



40

5

SF

$q_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

90

80

70

60

50

40

30

20

10

20

15

10

5

0

C
t/m²

50

40

30

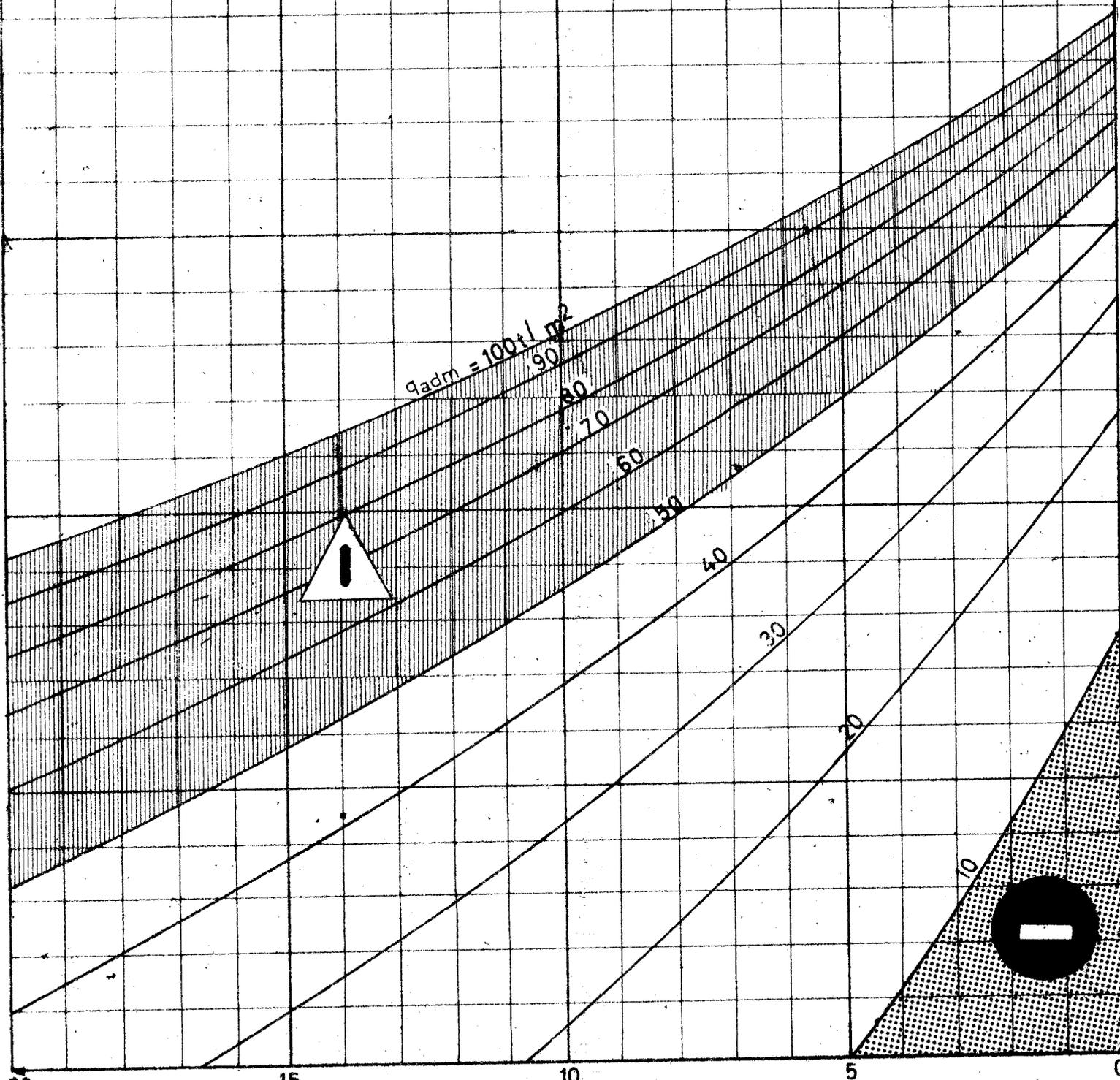
20

10

0

ψ
(degré)

60
SF
5



$q_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

90

80

70

60

50

40

30

20

10

20

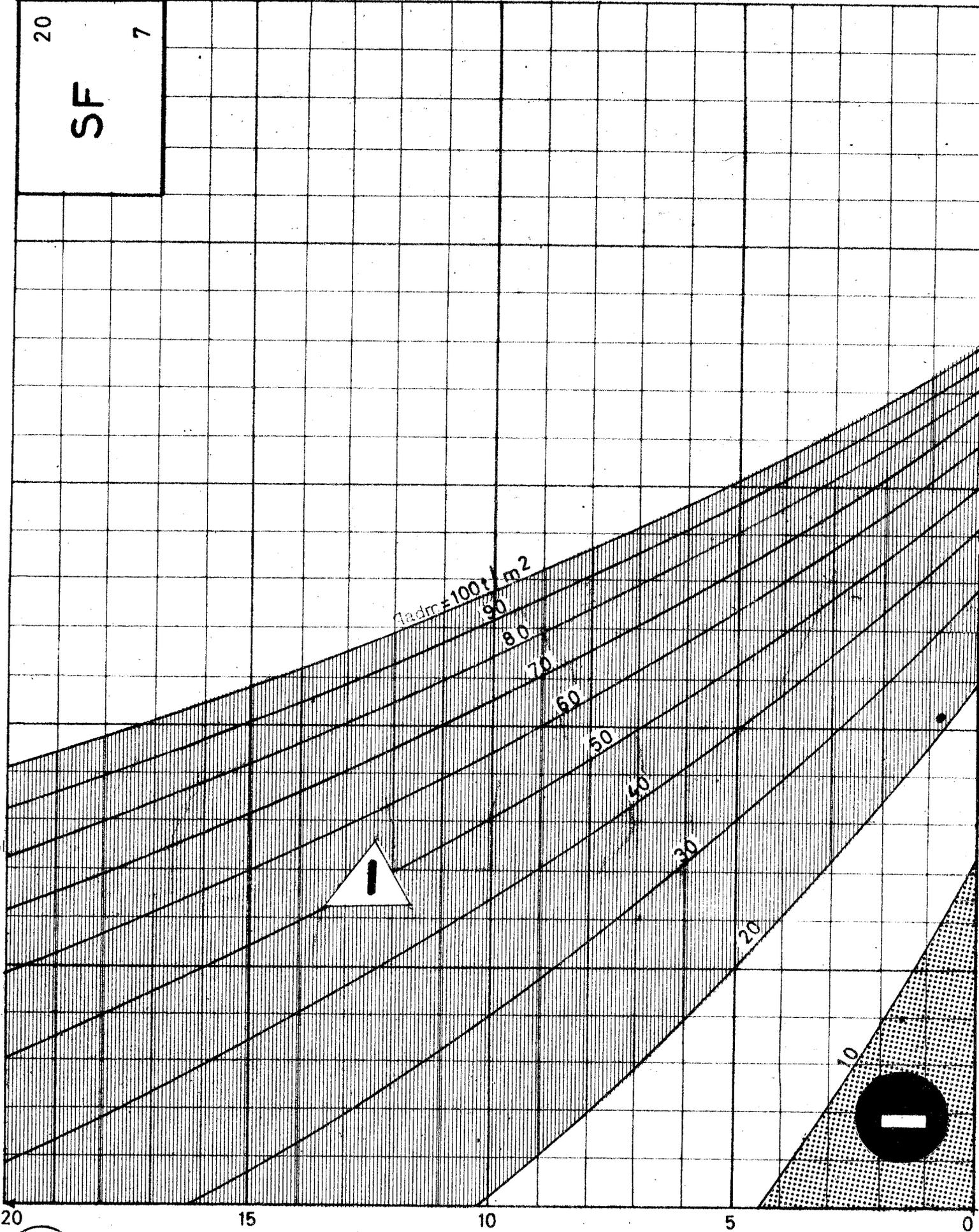
15

10

5

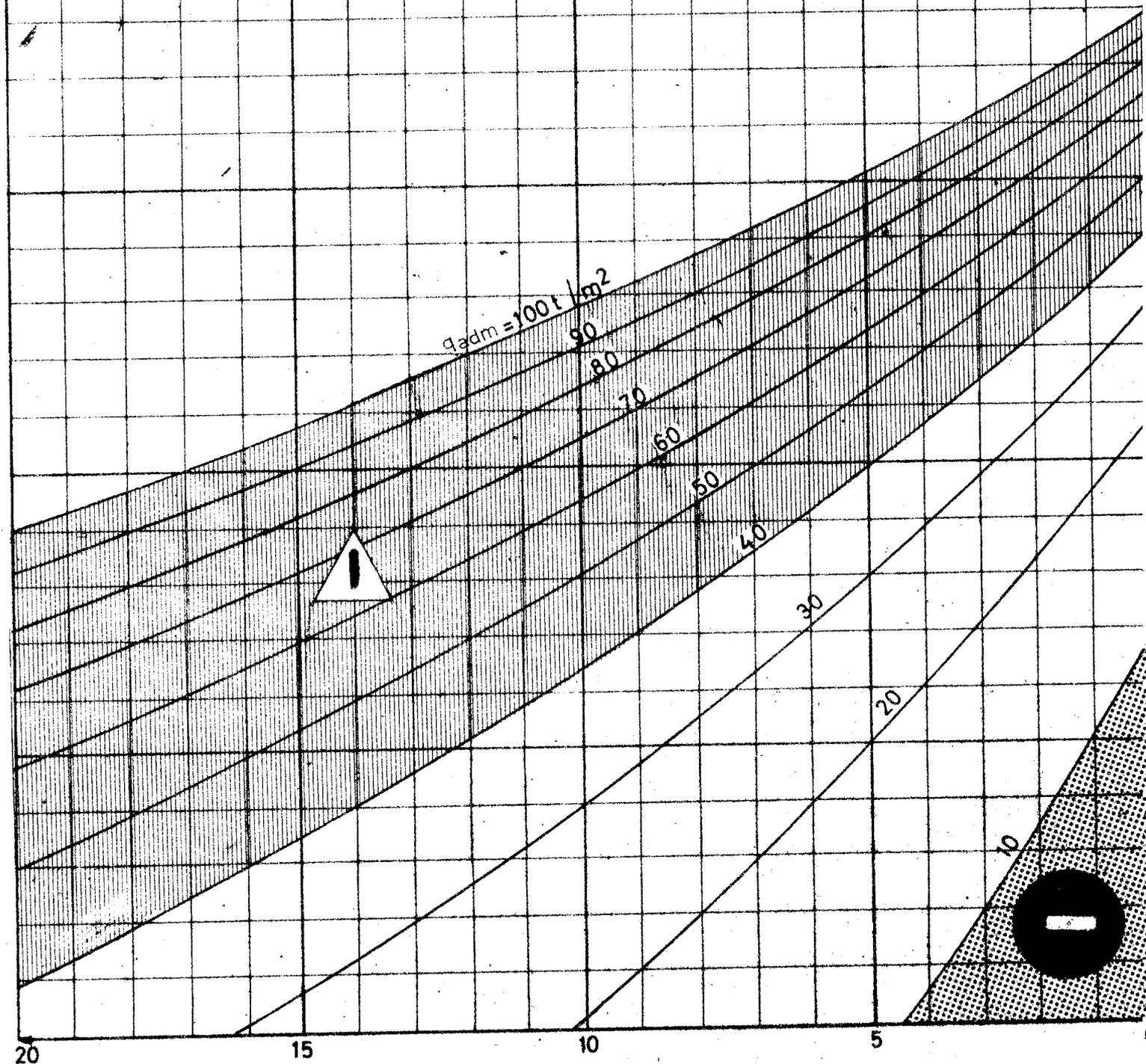
C
t/m²

20
SF
7



ϕ
(degré)

40
SF
7



C
 t/m^2

φ
(deg)

50
40
30
20
10
0

60
SF
7

$q_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

90°

80°

70°

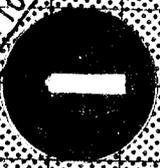
60°

50°

40°

20°

10°



c
 t/m^2

20

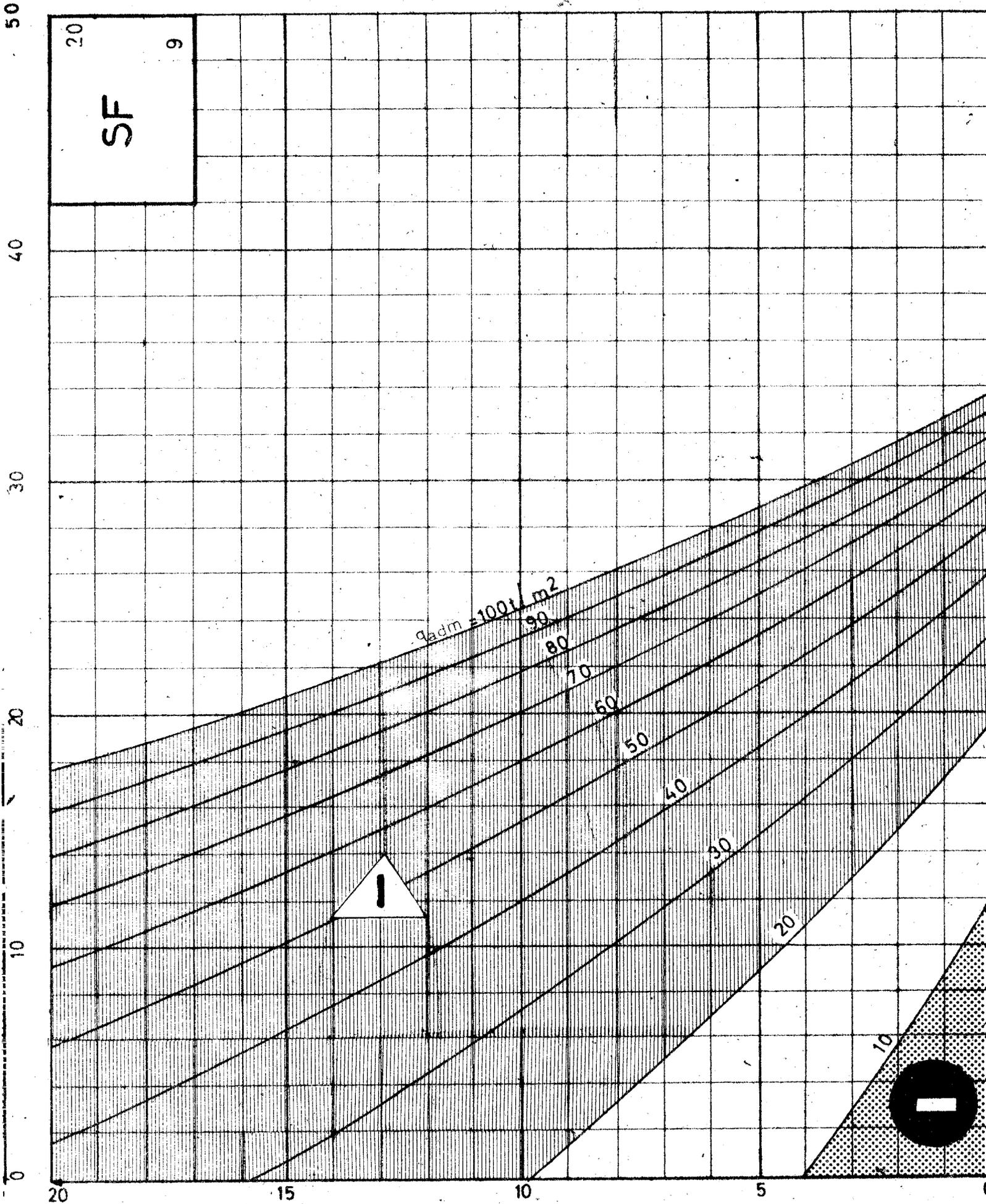
15

10

5

0

ψ
(degree)



c
 t/m^2

φ
(degré)

SF

40

9

$q_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

90

80

70

60

50

40

30

20

10

c
 t/m^2

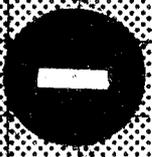
20

15

10

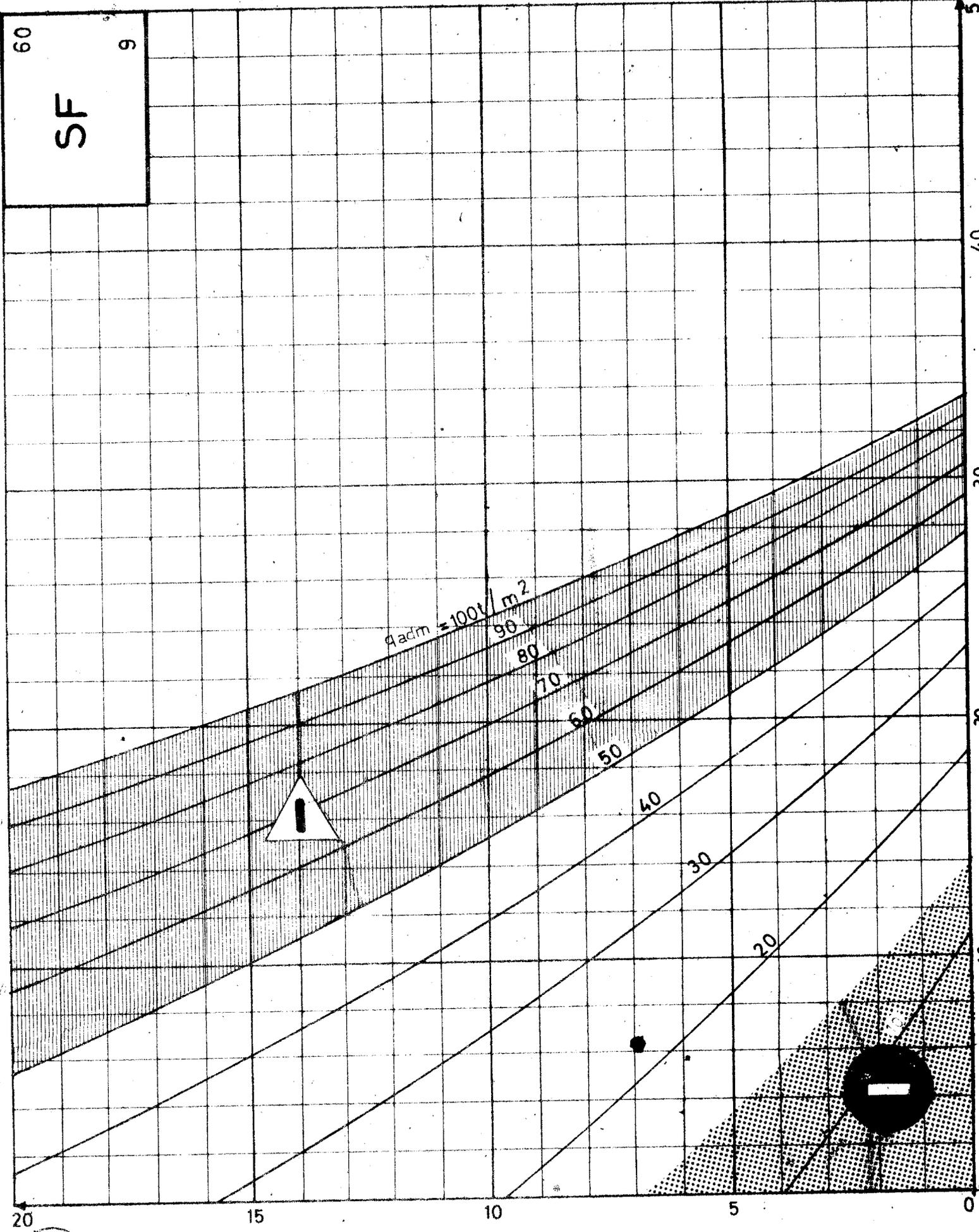
5

0



ψ
(degré)

SF
60
9



c
t/m²

$q_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

GROUPE D'ETUDES INTER-SERVICES POUR LA RATIONALISATION DES FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART (G.E.R.F.O)

FONDATION DES OUVRAGES D'ART

COURANTS SUR SEMELLES

FOCS-64

ABAQUES DE STABILITE

**MASSIFS ISOLES CARRES
OU CIRCULAIRES**

Annexe
2



DECEMBRE 1964.

LABORATOIRE CENTRAL DES
PONTS ET CHAUSSEES

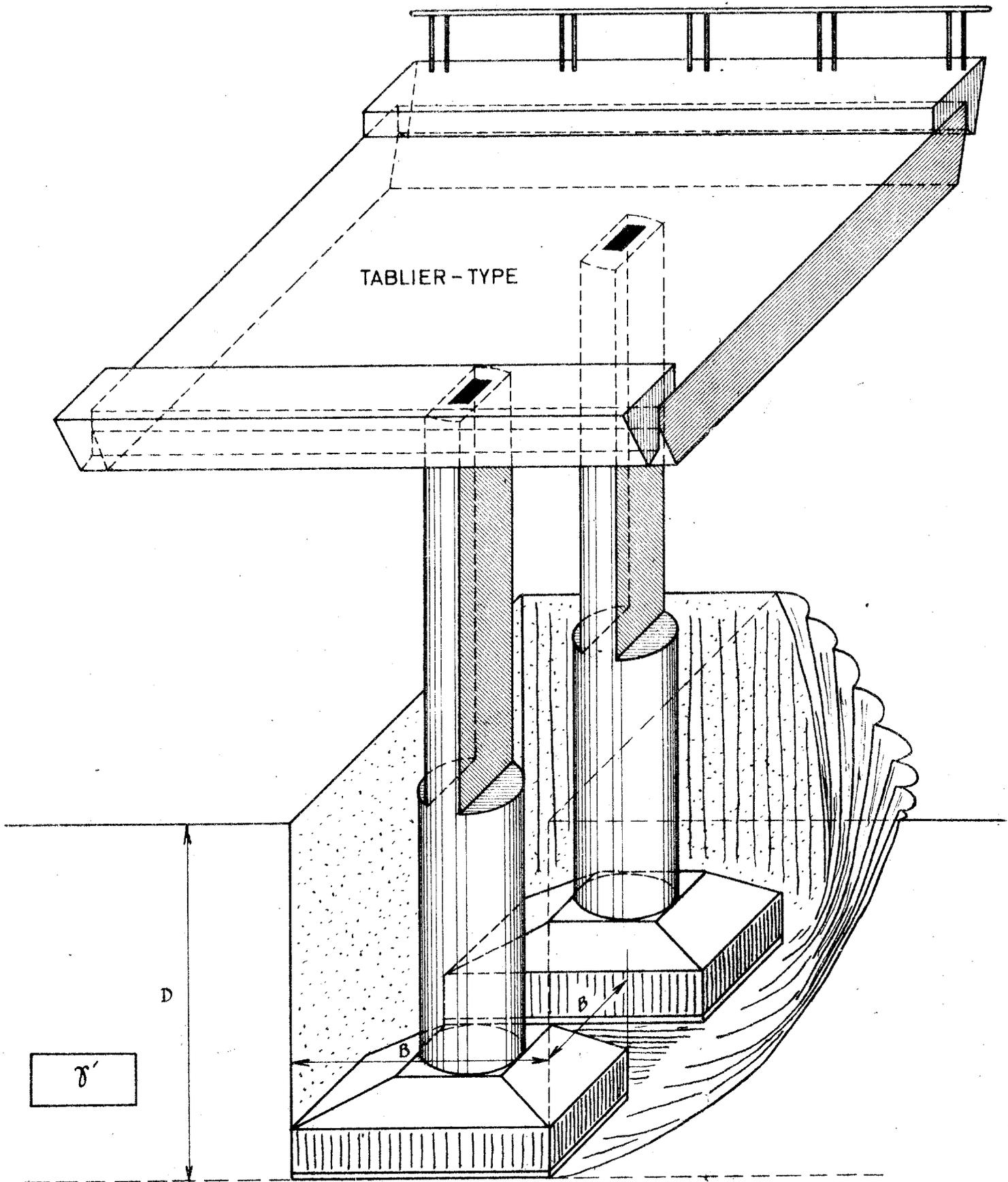
58, Boulevard LEFEBVRE, 58
PARIS 15 5 32 31-79

SERVICE CENTRAL
D'ETUDES TECHNIQUES

28, Rue des Saints Peres 28
PARIS 7 222 60 20

SERVICE SPECIAL
DES AUTOROUTES

ORLY AEROSARE
BP 235 587 51 41

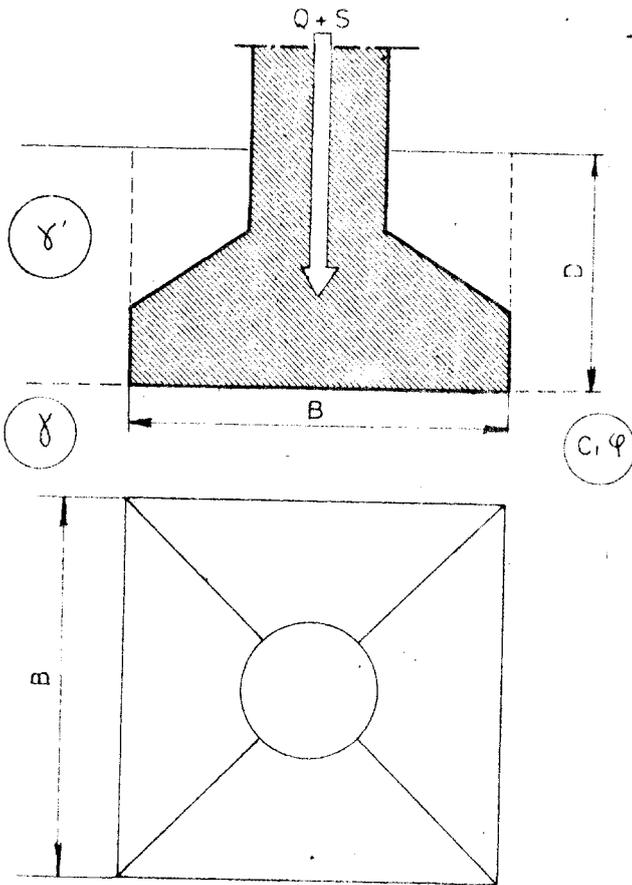


FONDATION D'UN OUVRAGE
SUR MASSIFS ISOLÉS CARRÉS

δ, C, φ

ABAQUES DE STABILITE DES MASSIFS ISOLES
CARRES EN PLAN

1 DEFINITIONS ET NOTATIONS



Massif isolé : fondation superficielle de rayon hydraulique (quotient de sa superficie par son périmètre) inférieur au tiers de sa plus petite dimension.

Dans ce qui suit on considère un massif isolé sur plan carré de côté B .

Les autres notations sont celles déjà définies pour les semelles filantes (voir 4.2.). La pression limite q_{lim} qui n'est plus comme pour la semelle filante, la simple addition de trois termes (surface, cohésion, surcharge) mais une combinaison linéaire de ces trois termes dont les coefficients tiennent compte de la correction de forme par rapport à la semelle indéfinie.

Pour une semelle filante de largeur B , on avait :

$$q_{lim} = N_q \cdot \gamma' D + N_c \cdot C + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

Pour un massif isolé carré de côté B , on a :

$$q_{lim} = N_q \cdot \gamma' D + 1,3 N_c \cdot C + 0,8 \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

La pression admissible q_{adm} est toujours par convention le tiers de la pression à l'état de rupture :

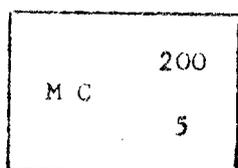
$$q_{adm} = \frac{1}{3} q_{lim}$$

Cas du massif circulaire: quand le massif est un cylindre de diamètre B , le seul terme qui change dans la formulation de q_r est le terme de surface qui devient : $0,6 N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$. On pourra se servir des abaques pour massif carré sans modification.

2 USAGE DES ABAQUES

2.1. Cahier d'abaques

Dans le plan (C, φ) on a tracé le faisceau des courbes graduées en pression admissible q_{adm} (de 10 à 100 t/m²). Pour une planche donnée, chaque faisceau correspond à un couple de valeurs de la charge à porter par le massif isolé et de la surcharge de sol sus-jacent. Ce couple Q + S, γ'D est repéré dans le cartouche de la planche :



Massif (isolé) carré Q + S = 200^t
γ'D = 5 t/m²

Le sol identifié, sous le niveau de fondation présumé, est représenté par un petit domaine du plan (C, φ) dont la position donne, par interpolation sur les courbes, la pression admissible q_{adm} sous le massif isolé, d'où sa dimension :

$$\text{carré: } B(m) = \sqrt{\frac{Q + S (t)}{q_{adm} (t/m^2)}} \qquad \text{circulaire } R(m) = \sqrt{\frac{Q + S (t)}{\pi q_{adm} (t/m^2)}}$$

La gamme choisie est la suivante :

5 valeurs de surcharge γ'D : 1,5 - 3 - 5 - 7 et 9
 8 valeurs de charge totale Q + S : 15 - 30 - 50 - 100 - 150 - 200 - 400 - 750

soit 30 planches, - dix couples peu réalistes ayant été éliminés. -

Pour une charge unitaire donnée, on opérera soit par interpolation soit en adoptant la valeur de q_{lim} donnée par l'abaque de la charge immédiatement supérieure. Naturellement, la valeur B résultera exactement de l'expression ci-dessus dans laquelle on divisera la charge totale Q + S réelle par la valeur obtenue pour la pression limite q_{lim}.

2.2 Valeur à adopter pour Q + S

Q + S est la somme de trois termes :

a) Poids mort des maçonneries

- réaction du tablier à vide sur le point d'appui considéré
- poids du fût
- poids du massif.

b) Effet maximal des surcharges

Cet effet sur le point d'appui - de même que la réaction du tablier à vide - doit être l'effet le plus défavorable et correspondre donc à l'effet d'excentrement le plus accusé. En particulier, pour une ligne d'appui à deux appuis, le cas le plus défavorable sera en général l'application de la totalité de la réaction d'appui sous surcharge de la ligne à un seul de ses deux appareils d'appui.

c) Poids mort des terres au-dessus du massif

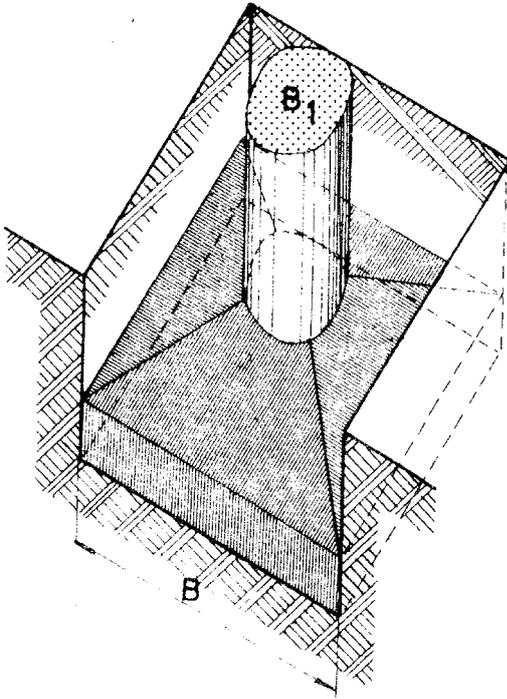
On procédera comme déjà dit pour les semelles filantes.

- Valeur B_0 correspondant à $Q + S$ limité aux deux premiers termes.
- Valeur B résultant alors de $Q + S + 2 B_0^2 D$

Pour les deux premiers termes on prendra :

- La réaction maximale sous surcharge totalement excentré (dans le cas de lignes d'appui à deux points seulement ce sera par exemple: $1/2$ (réaction de ligne d'appui sous poids mort du tablier) + (réaction totale de ligne d'appui sous surcharge).

- Le poids du fût hors terre soit $2,3 B_1$, B_1 désignant alors sa section droite si elle est uniforme (ou une valeur moyennée si elle ne l'est pas).



Pour un calcul précis, on évitera les approximations précédentes en évaluant de façon plus détaillée les trois termes, à partir des éléments d'avant-métré du projet de massif carré envisagé.

2.3 Détermination précise des massifs carrés

La pièce 3.3 permet de conduire le calcul dans le cadre de la note justificative des appuis. Comme souligné à la pièce guide 1.3 (en 2.4.3.), on considèrera alors tous les éléments de réduction du système des forces extérieures, notamment la composante horizontale et le moment de renversement. On regardera en outre soigneusement le comportement dans le sens transversal.

0

0

0

3 ZONES INTERDITE OU DANGEREUSE



signale la zone où le sol est trop peu porteur et conduit à des massifs finalement plus encombrants qu'une semelle filante unique qu'il y aura lieu de leur préférer non seulement par économie mais aussi par la plus grande sécurité qu'elle donne aux tassements différentiels transversaux auxquels les tabliers, transversalement raidés, sont très sensibles.



signale la zone où le sol semble "bien porter", mais le dimensionnement qu'il donne aux massifs isolés est alors si modeste qu'on risque le poinçonnement du sol, et par suite les tassements différentiels tant transversalement que longitudinalement, sans parler même des risques de rotations parasites, les uns et les autres préjudiciables au tablier. Un calcul précis sera indispensable.

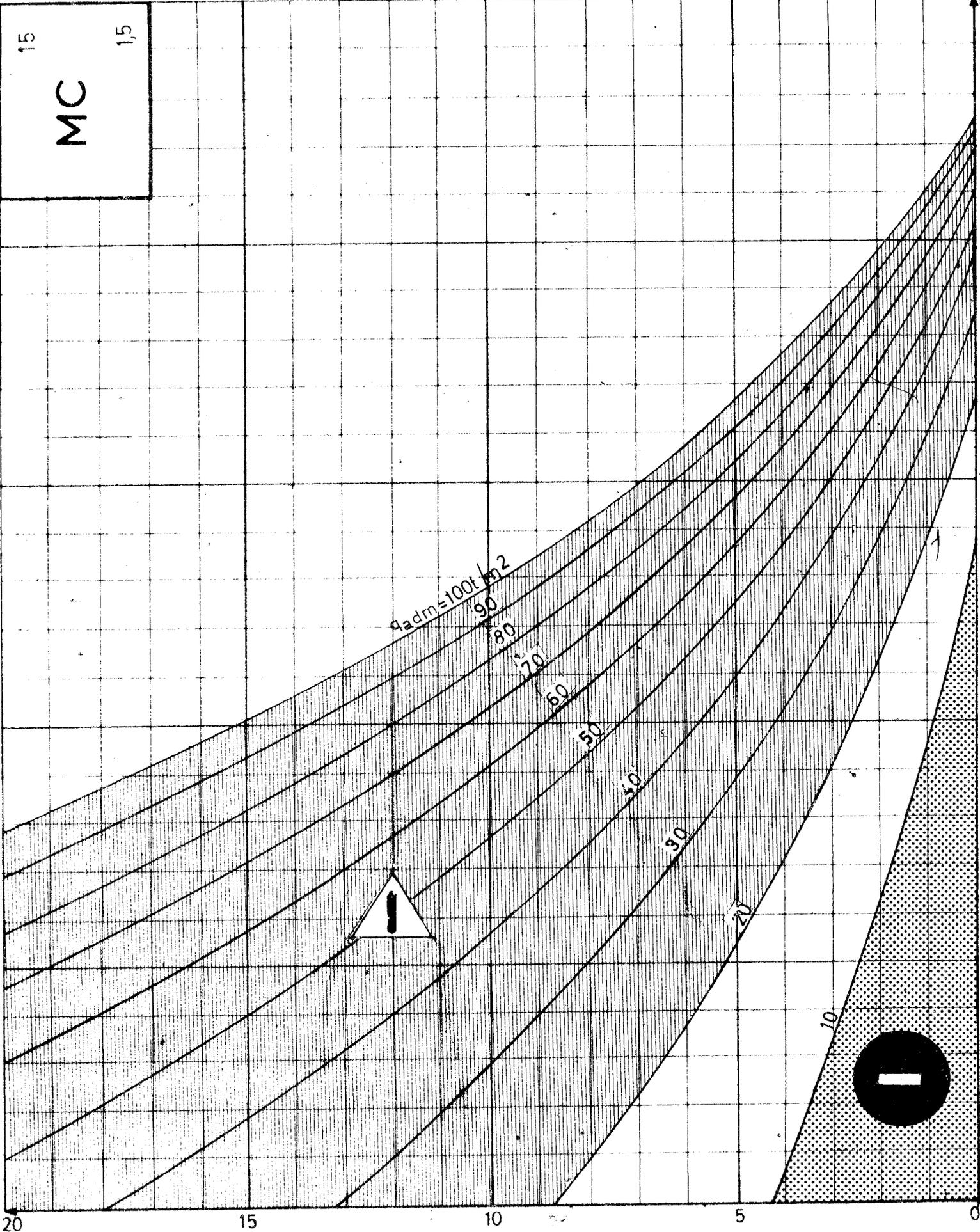
4 REMARQUES IMPORTANTES

Lorsque la surface de fondation en massifs isolés sous une certaine structure dépasse la moitié de la surface en plan limitée par l'enveloppe de ces massifs, prendre une semelle filante.

Les massifs isolés sont susceptibles d'entraîner des tassements différentiels transversaux préjudiciables à la structure portée. Ne jamais perdre de vue cette éventualité.

ψ
(degré)

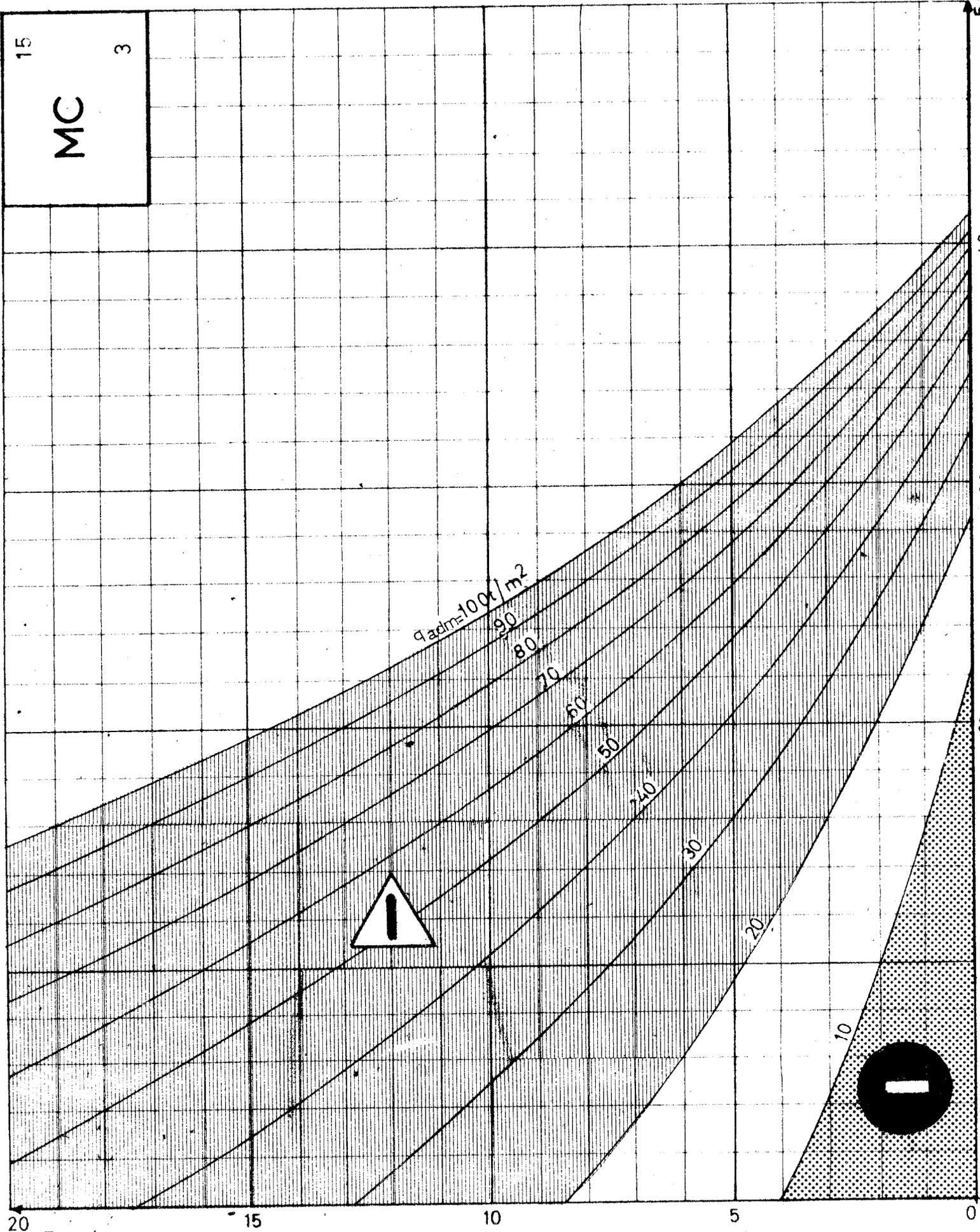
15
MC
1,5



C
t/m²

φ
degi

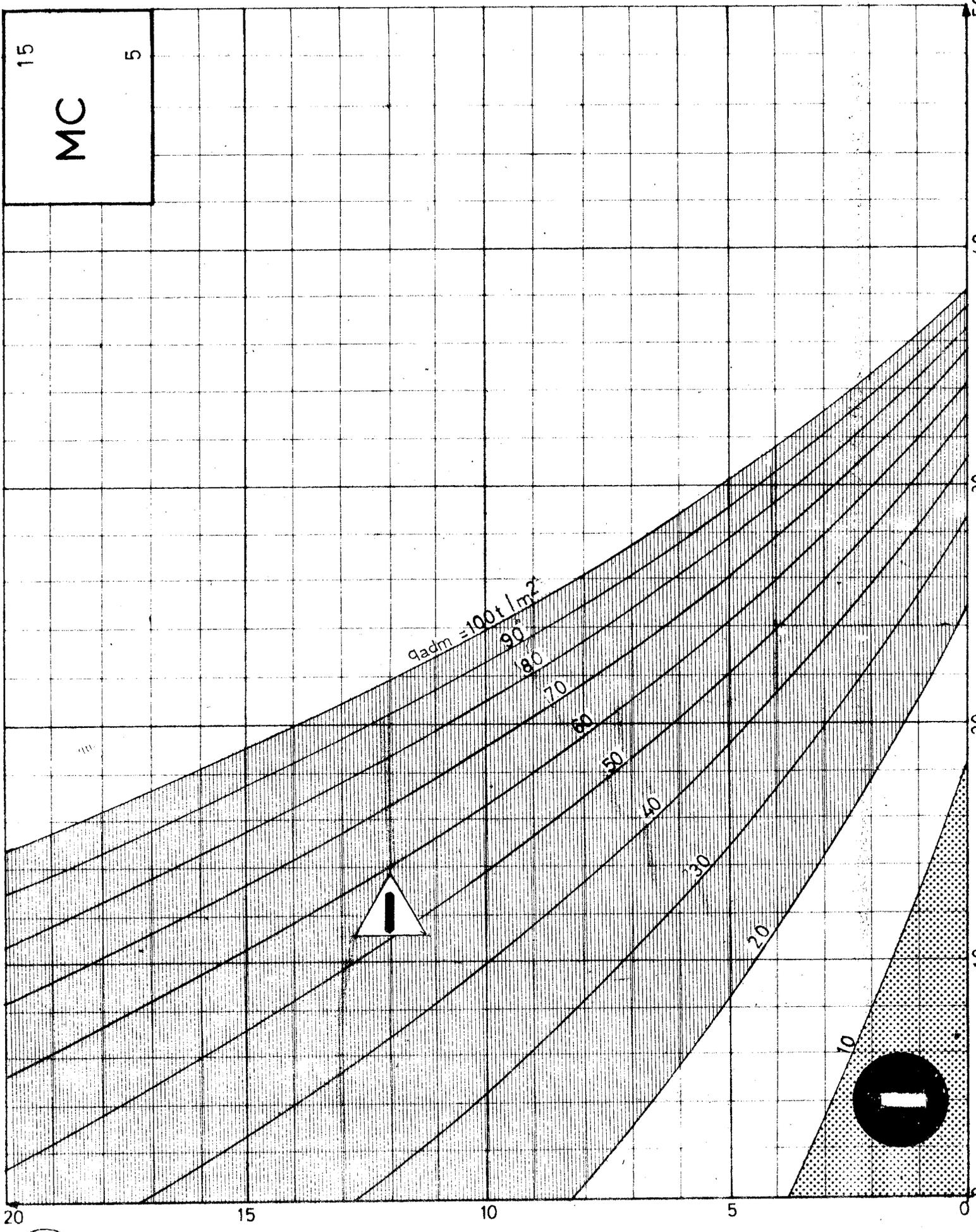
15
MC
3



C
 t/m^2

φ
(degree)

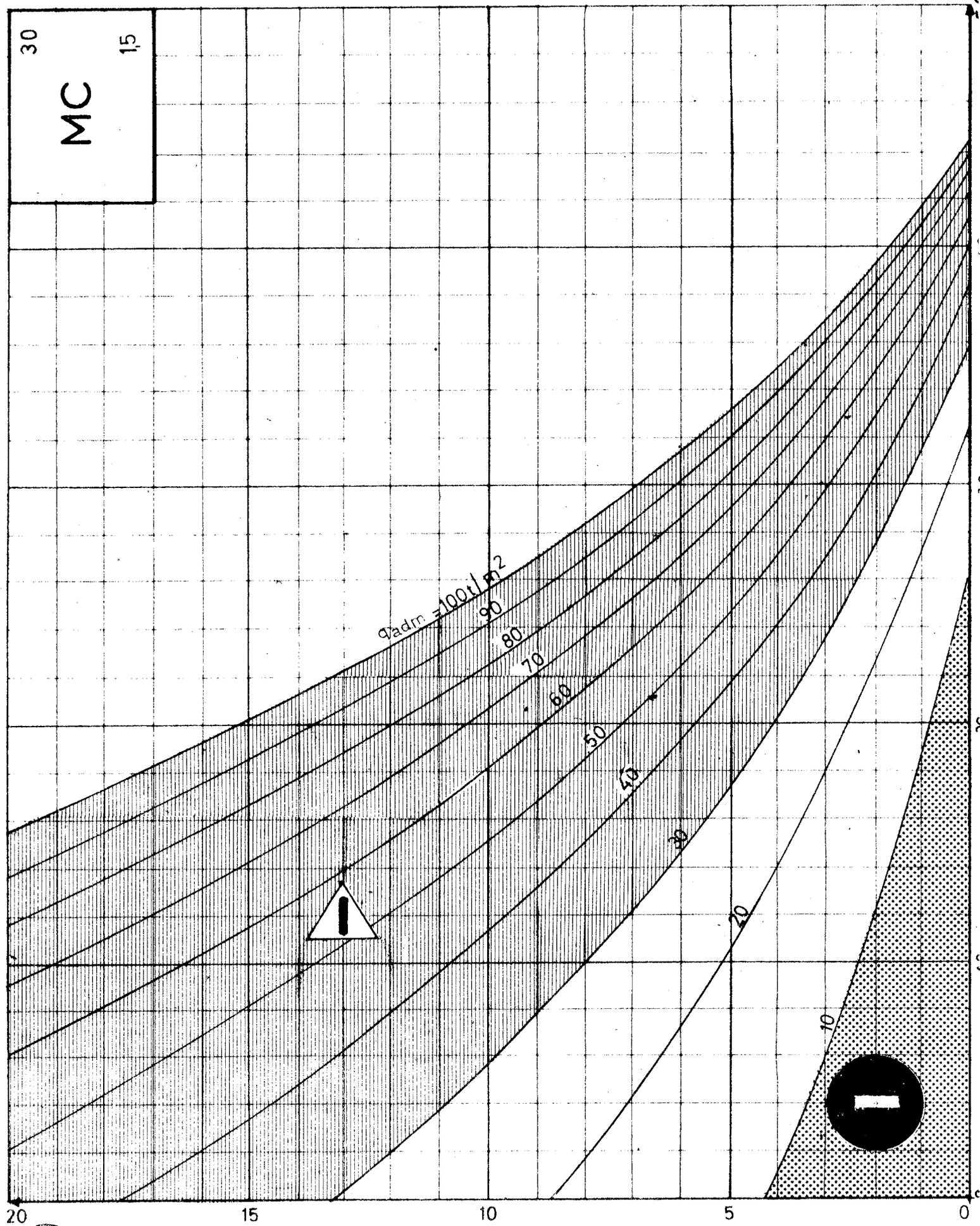
15
MC
5



C
t/m²

ψ
(degré)

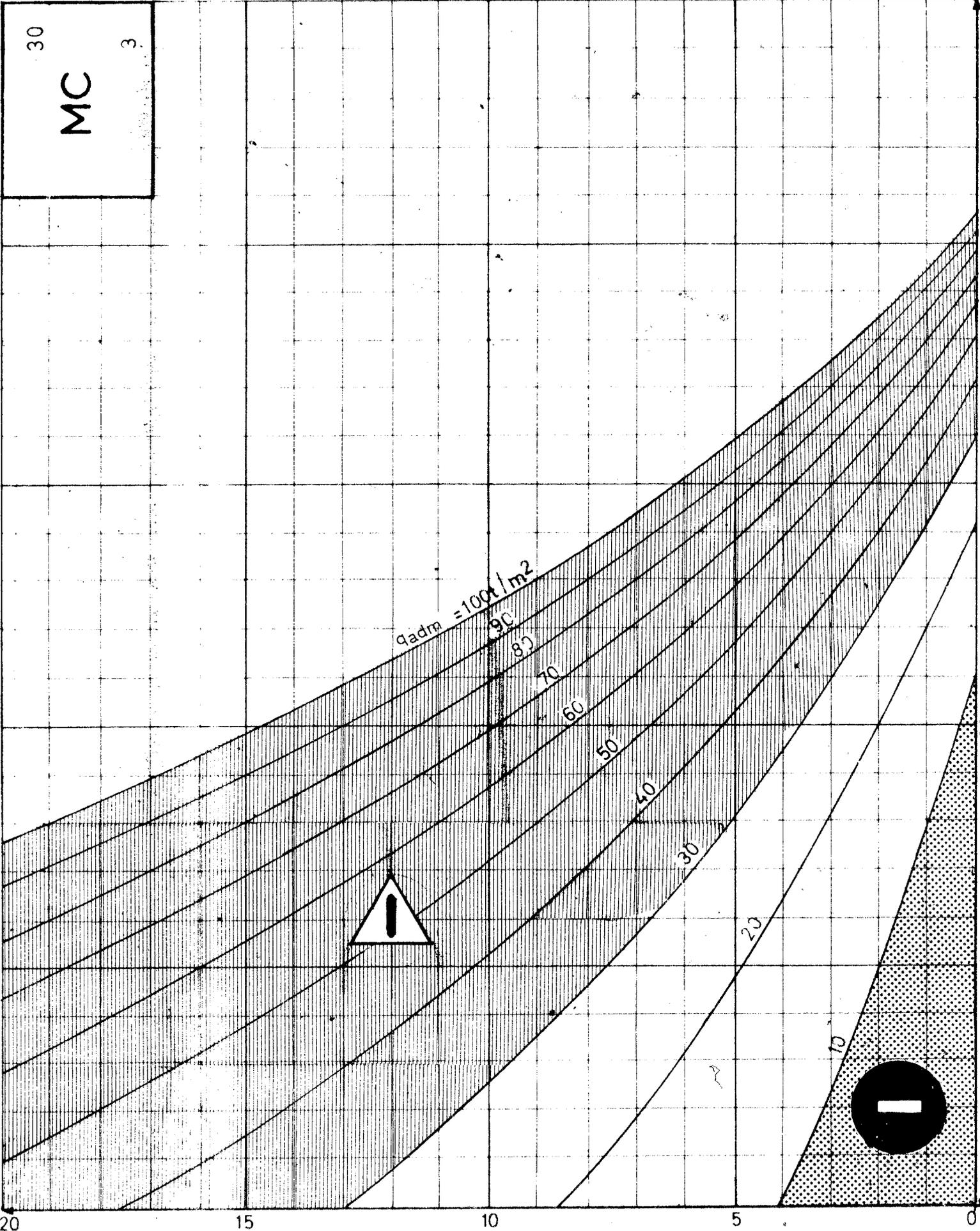
30
MC
15



ϵ
 t/m^2

ψ
(degré)

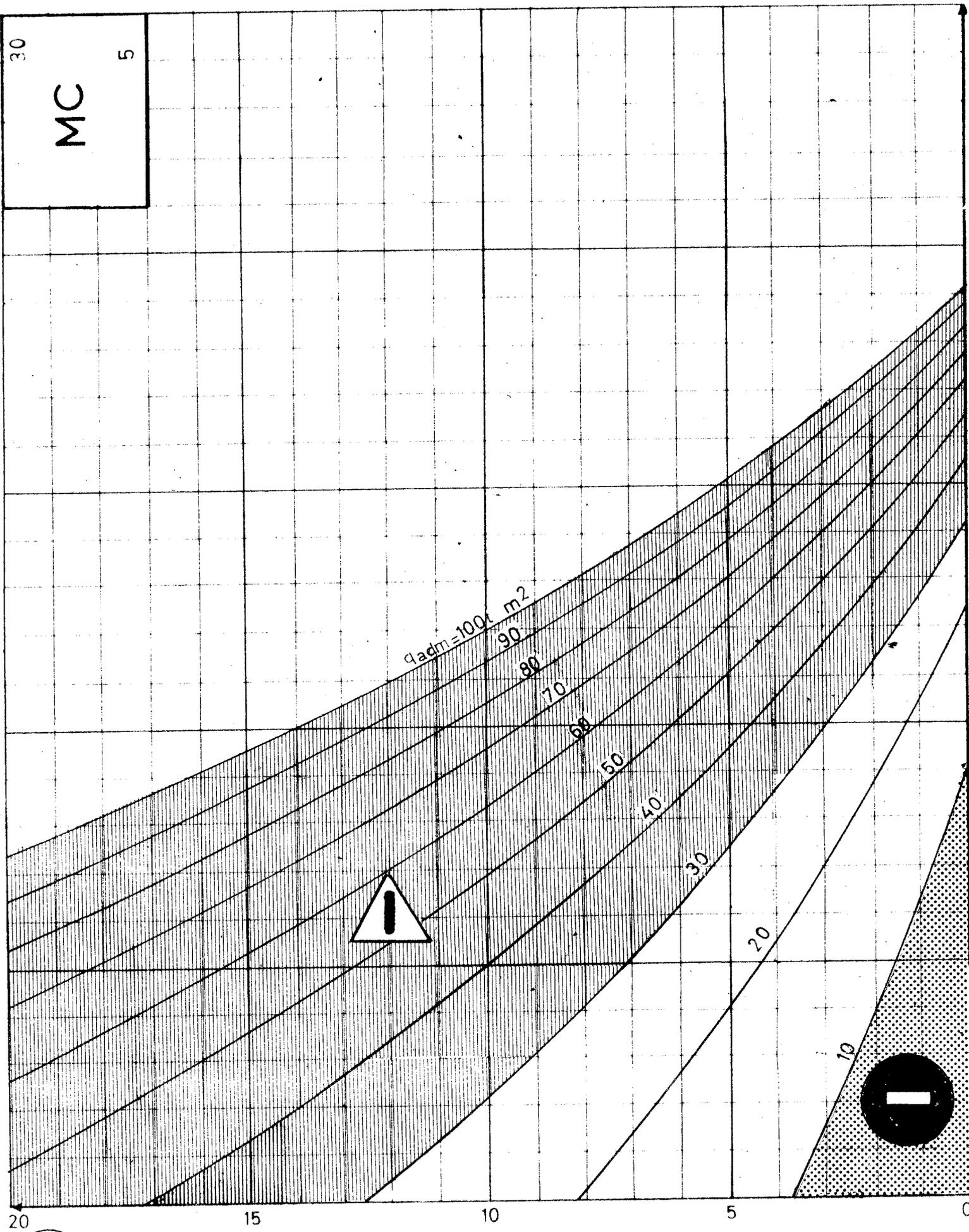
30
MC
3



c
t/m²

ψ
(degré)

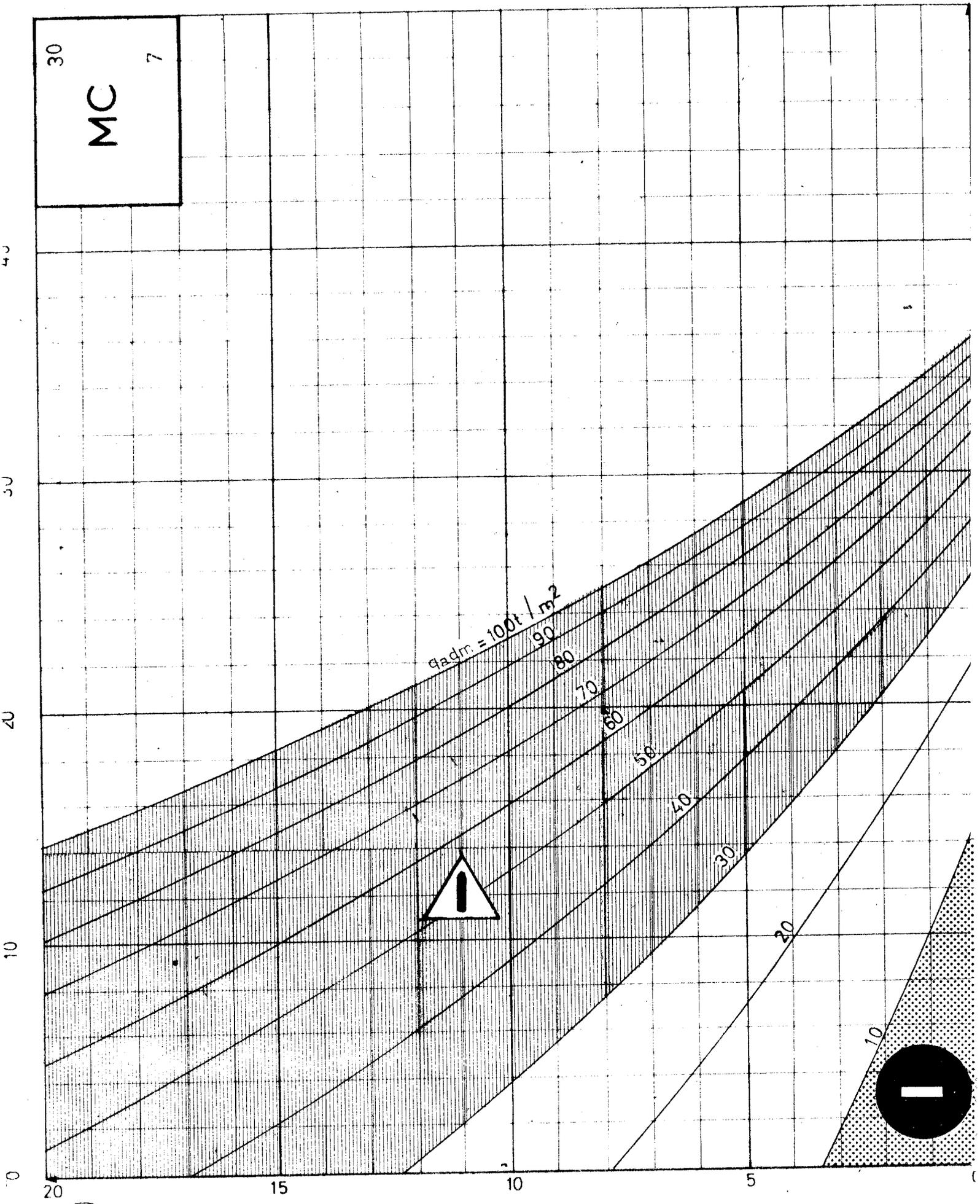
30
MC
5



C
 t/m^2

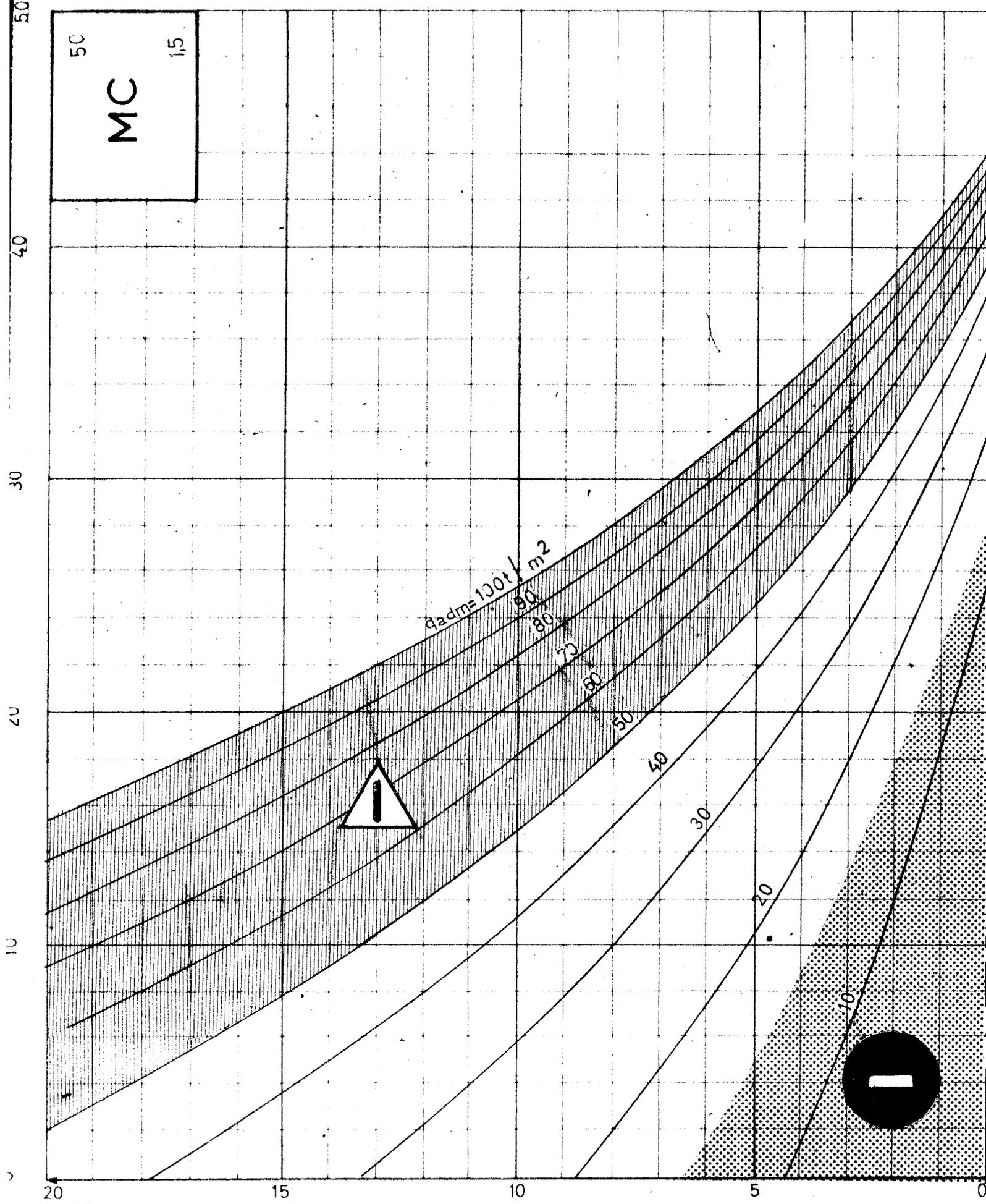
ψ
(degré)

30
MC
7



C
 t/m^2

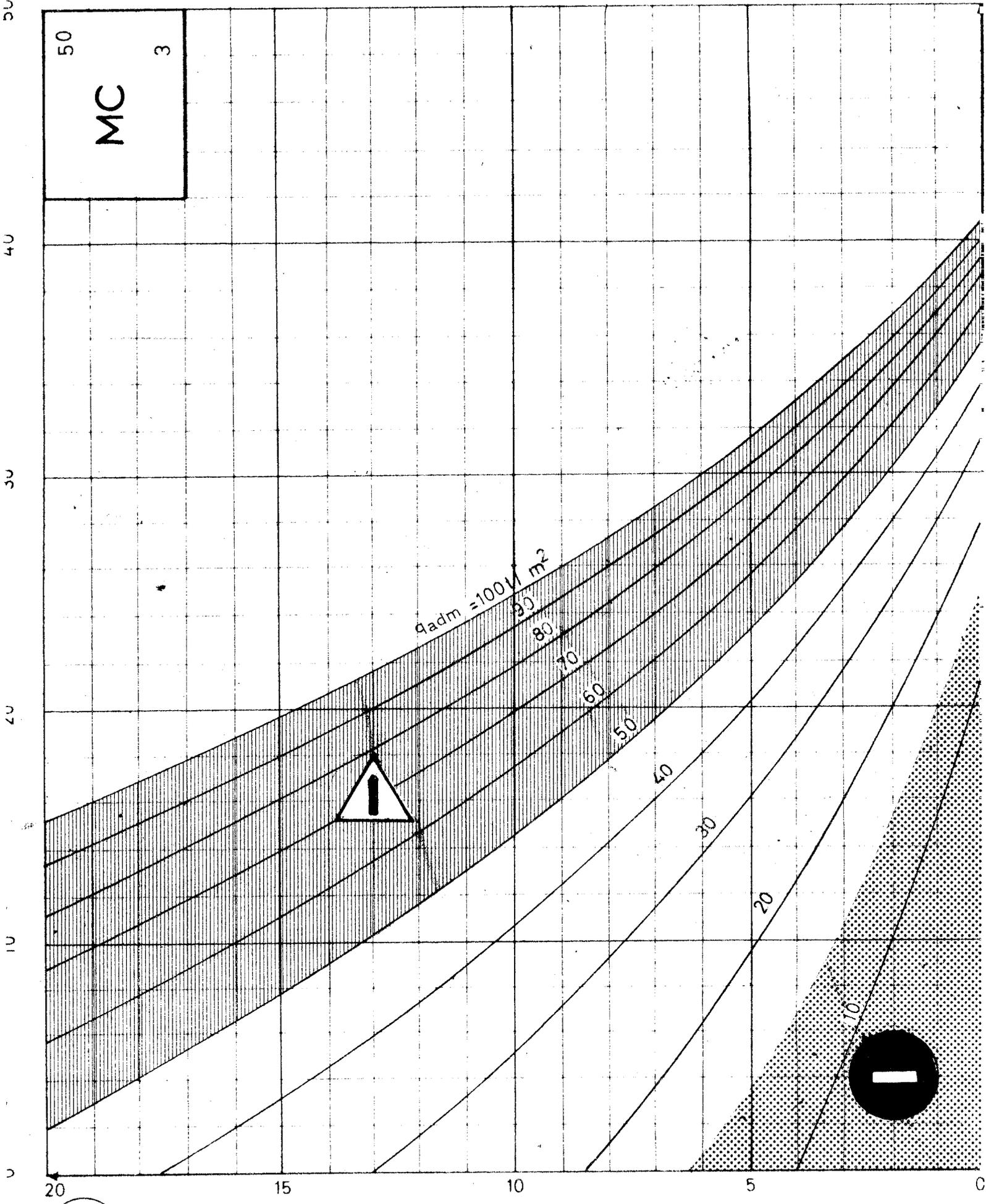
50
MC
1,5



C
t/m²

φ
(degré)

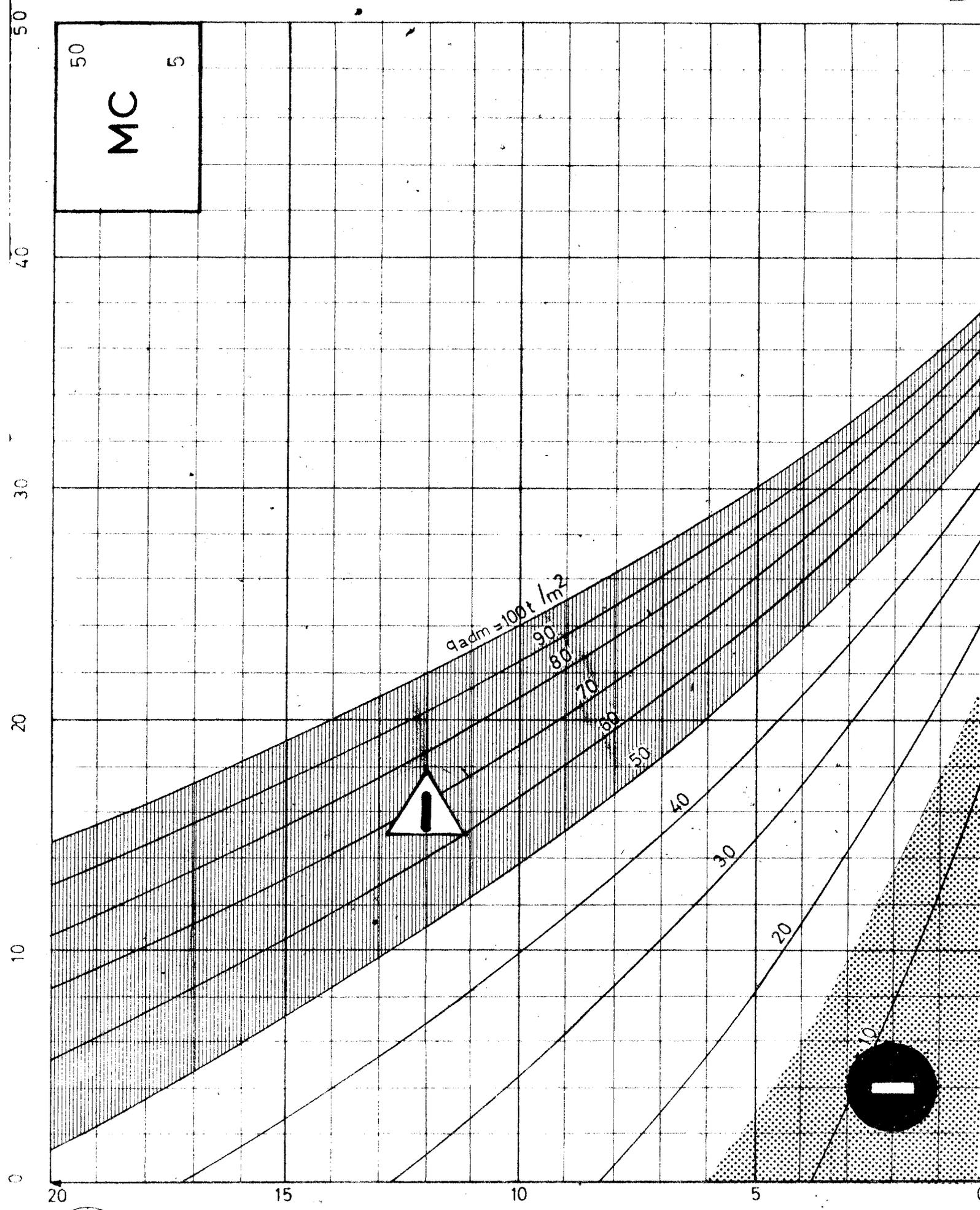
50
MC
3



$q_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

C
 t/m^2

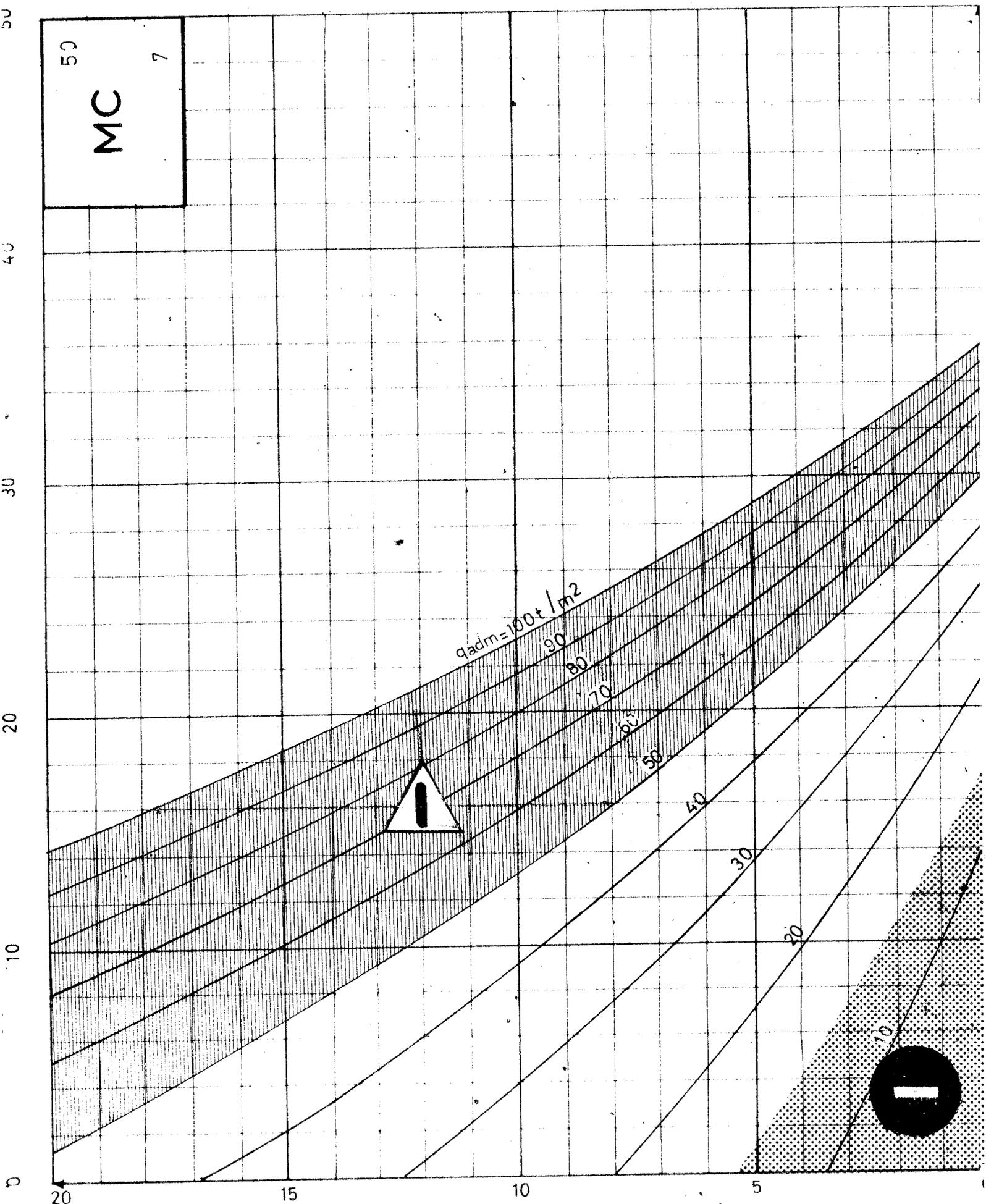
50
MC
5



C
 t/m^2

φ
(degree)

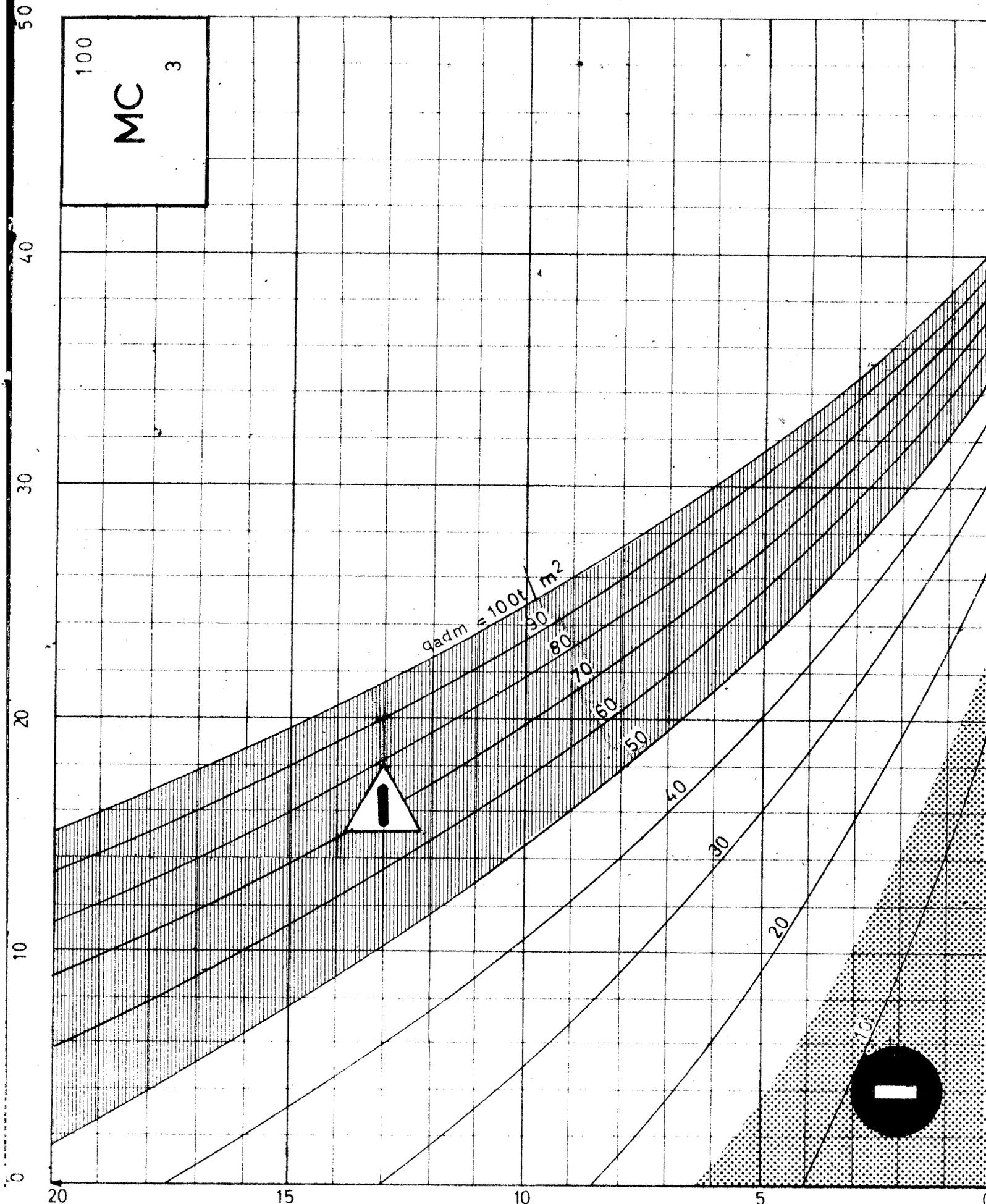
50
MC
7



c
 t/m^2

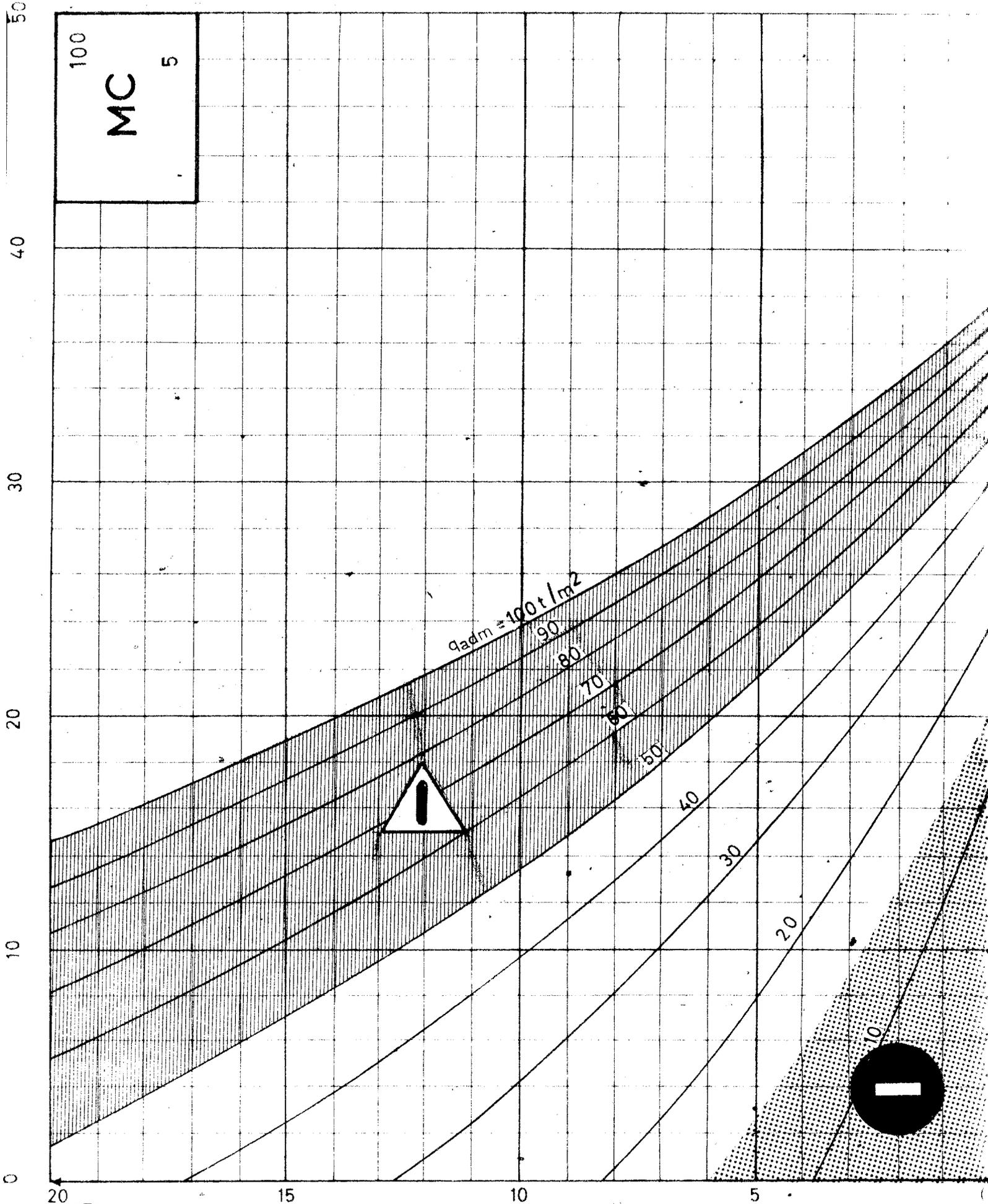
ψ
(degr)

MC
100
3



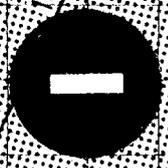
C
t/m²

ψ
(degré)



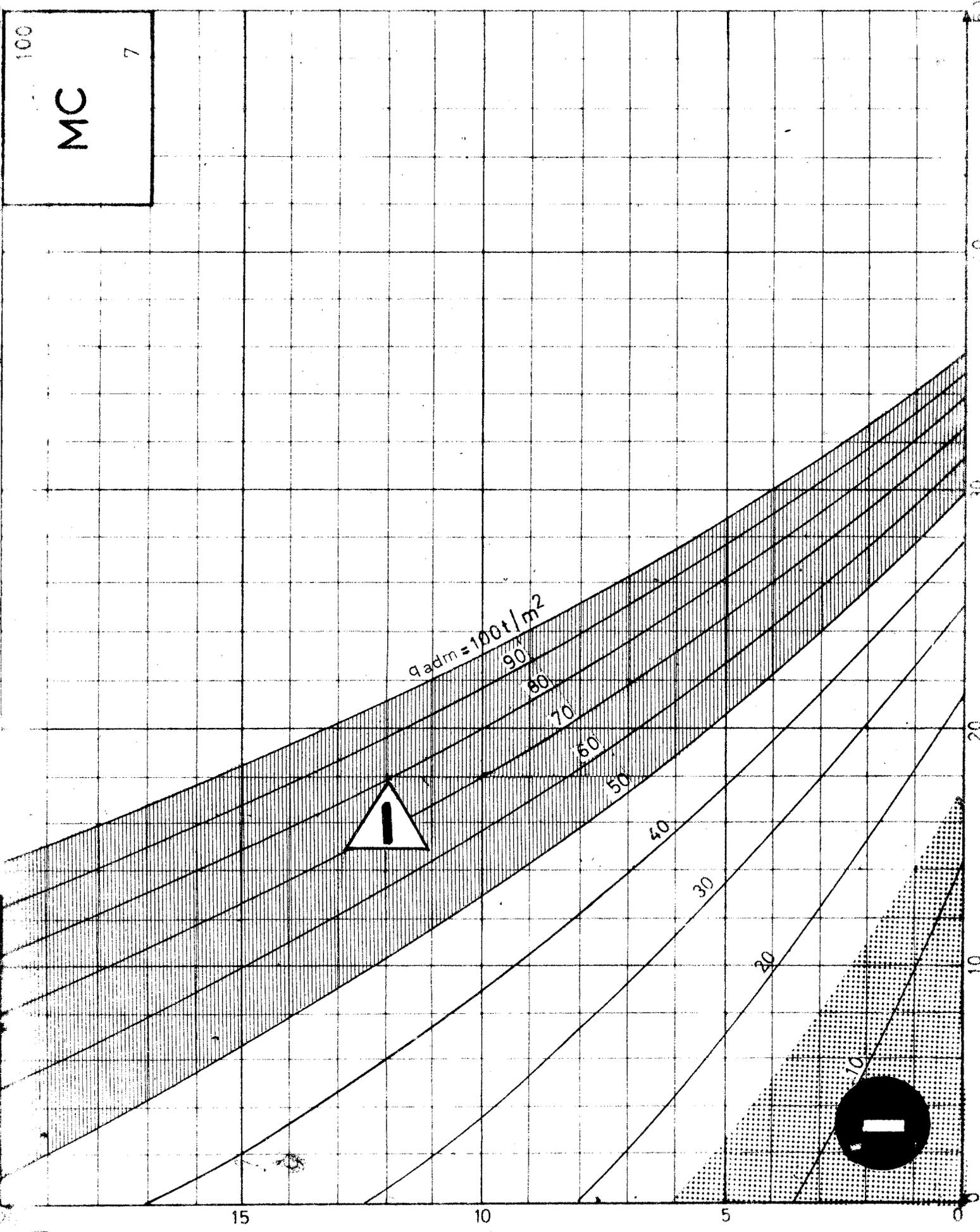
100
MC
5

t/m^2



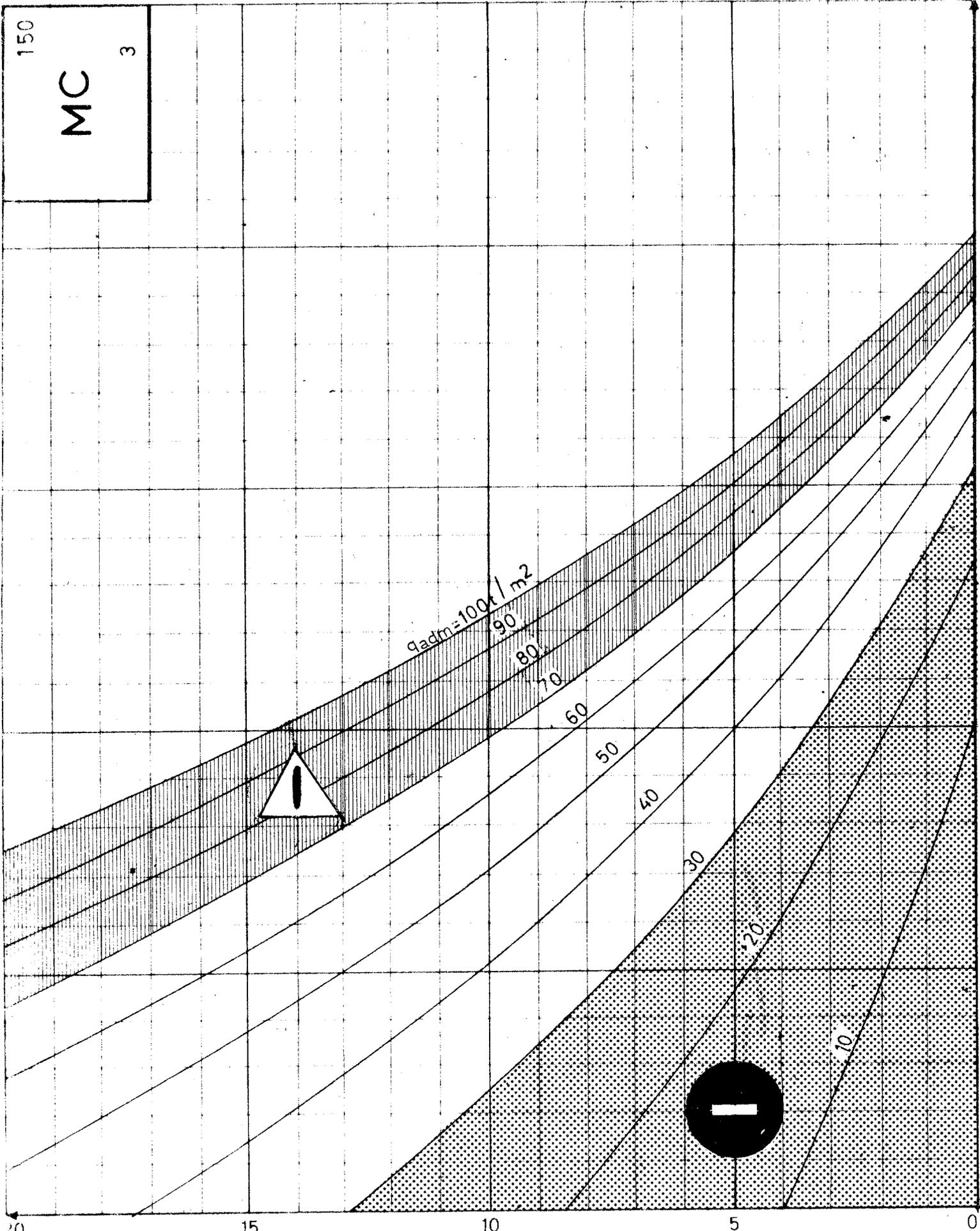
φ
(degree)

MC
7
100



$\frac{1}{2}$

φ
(degree)

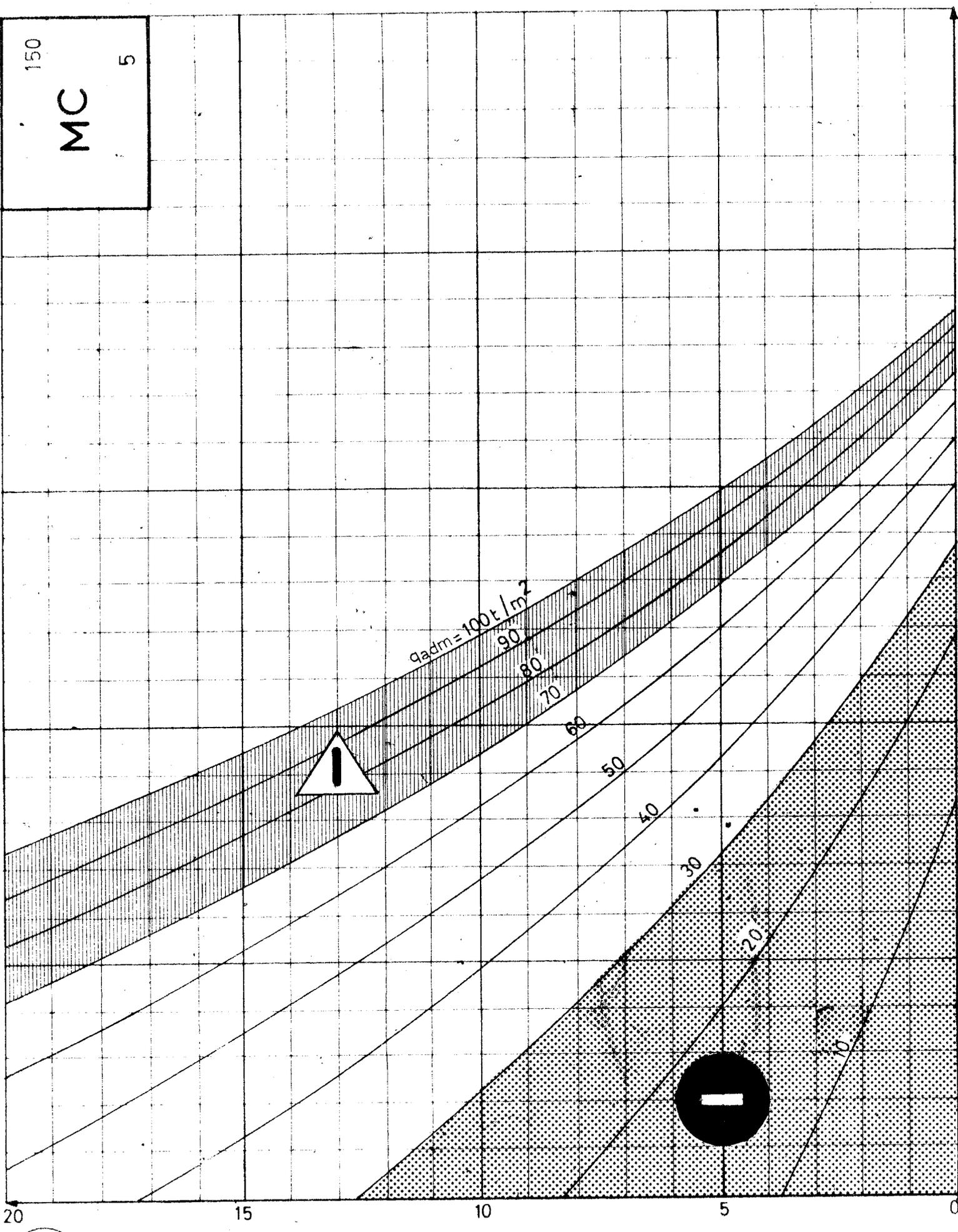


c
 t/m^2

150
MC
3

φ
(degré)

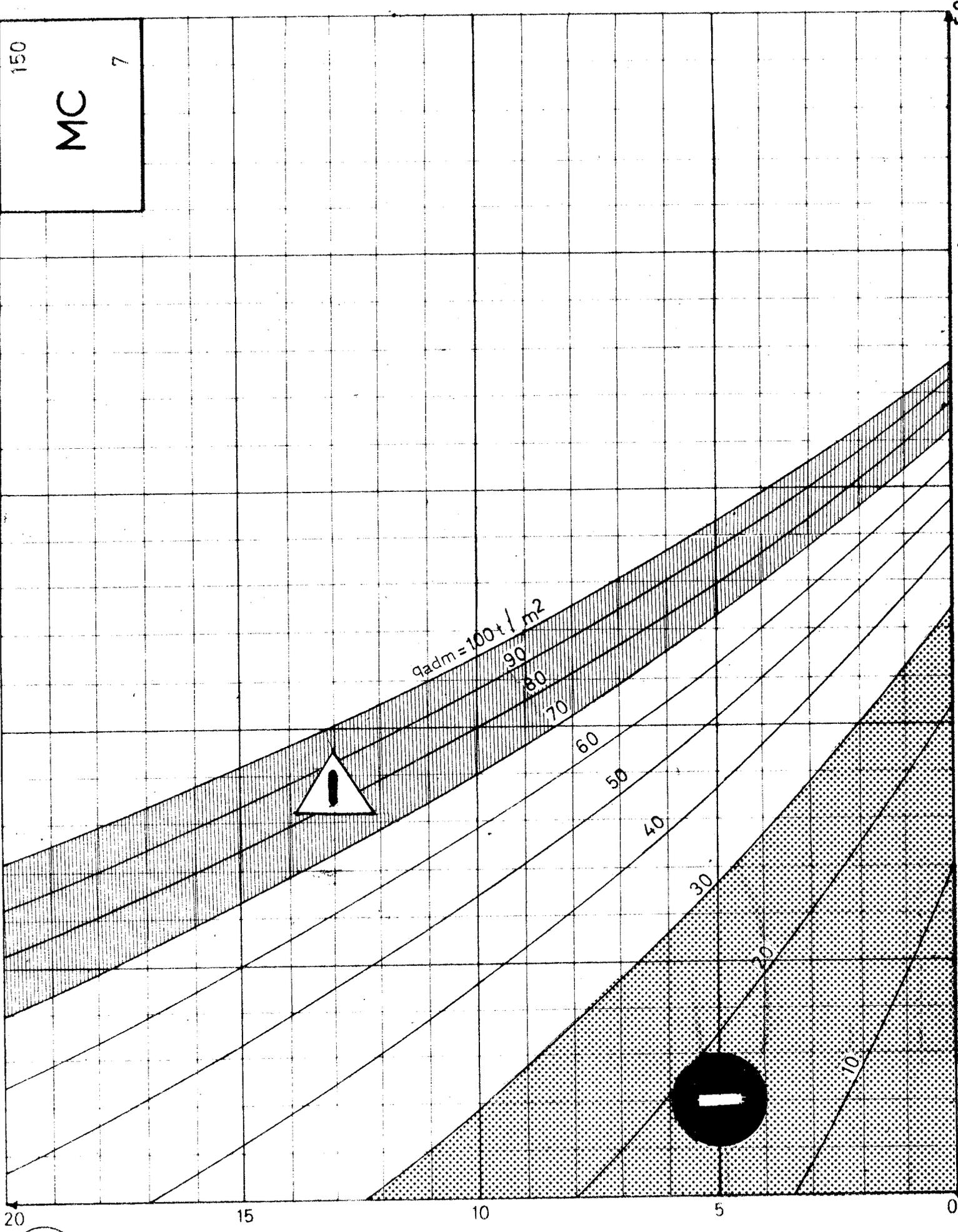
150
MC
5



c
 t/m^2

ψ
(degré)

150
MC
7



$\gamma_{adm} = 100 \text{ t/m}^2$

90

80

70

60

50

40

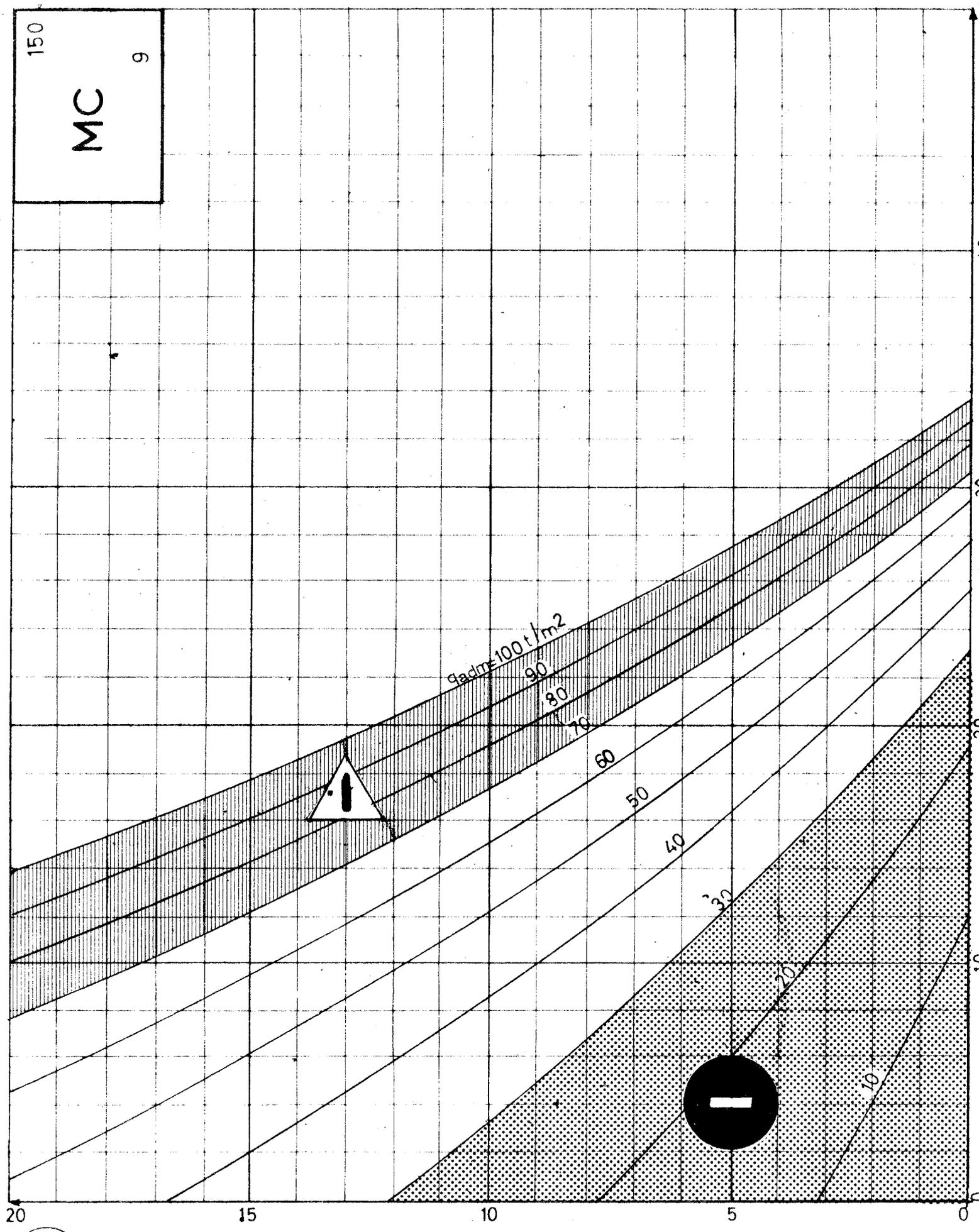
30

20

10

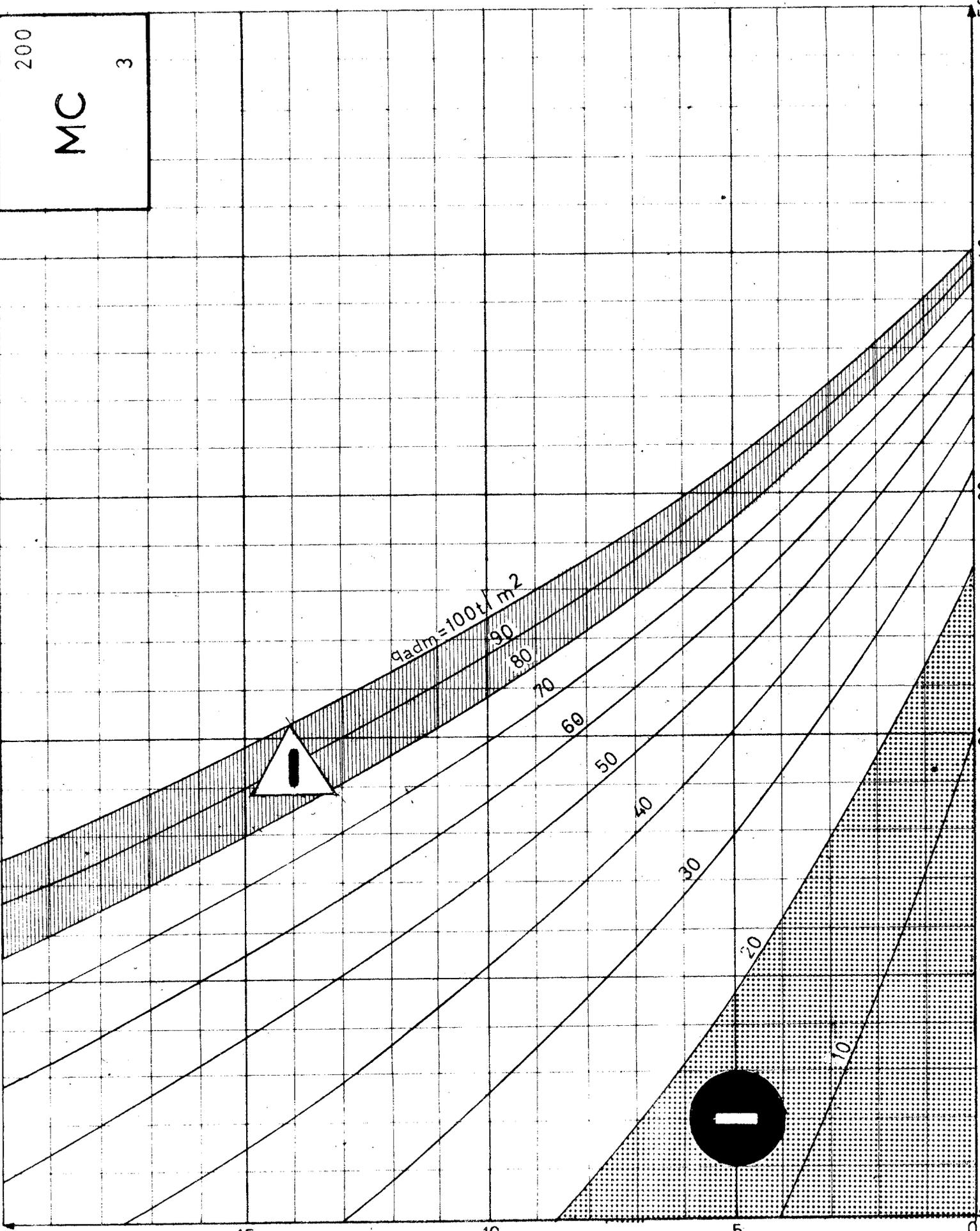
γ
t/m²

150
MC
9



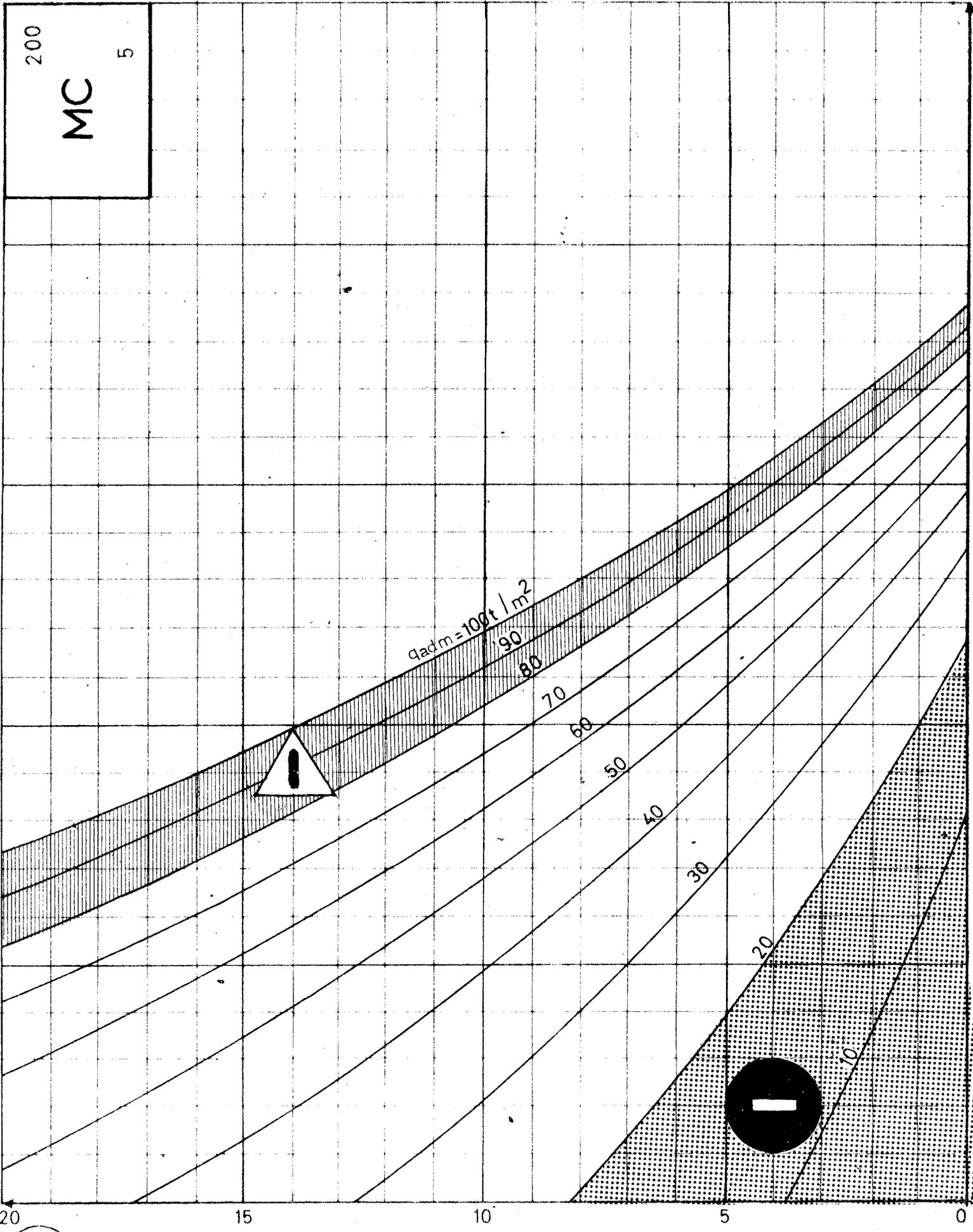
φ
(degré)

200
MC
3



c
 t/m^2

φ
(degree)



τ
 t/m^2

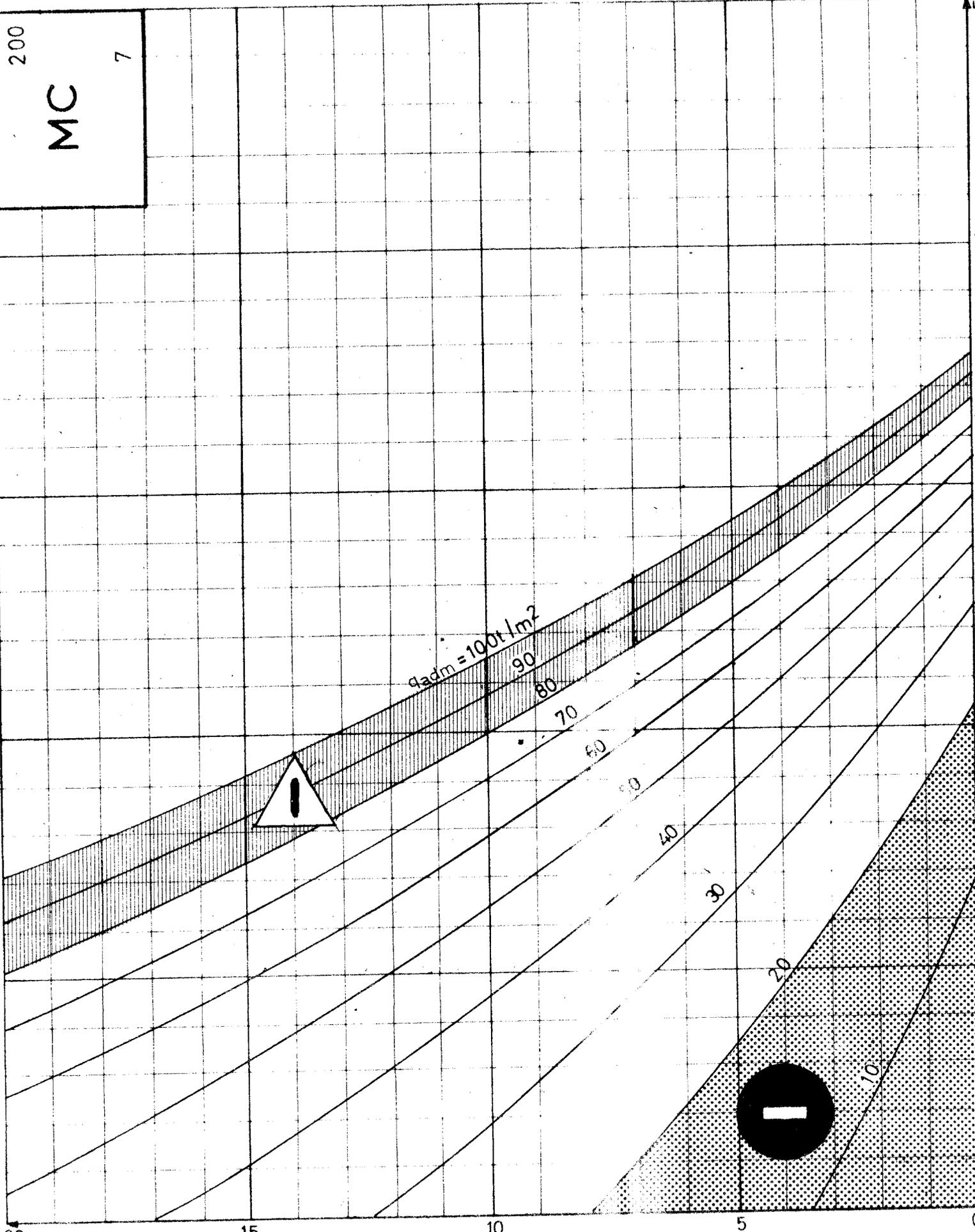
200
MC
5

ψ
(degré)

200

MC

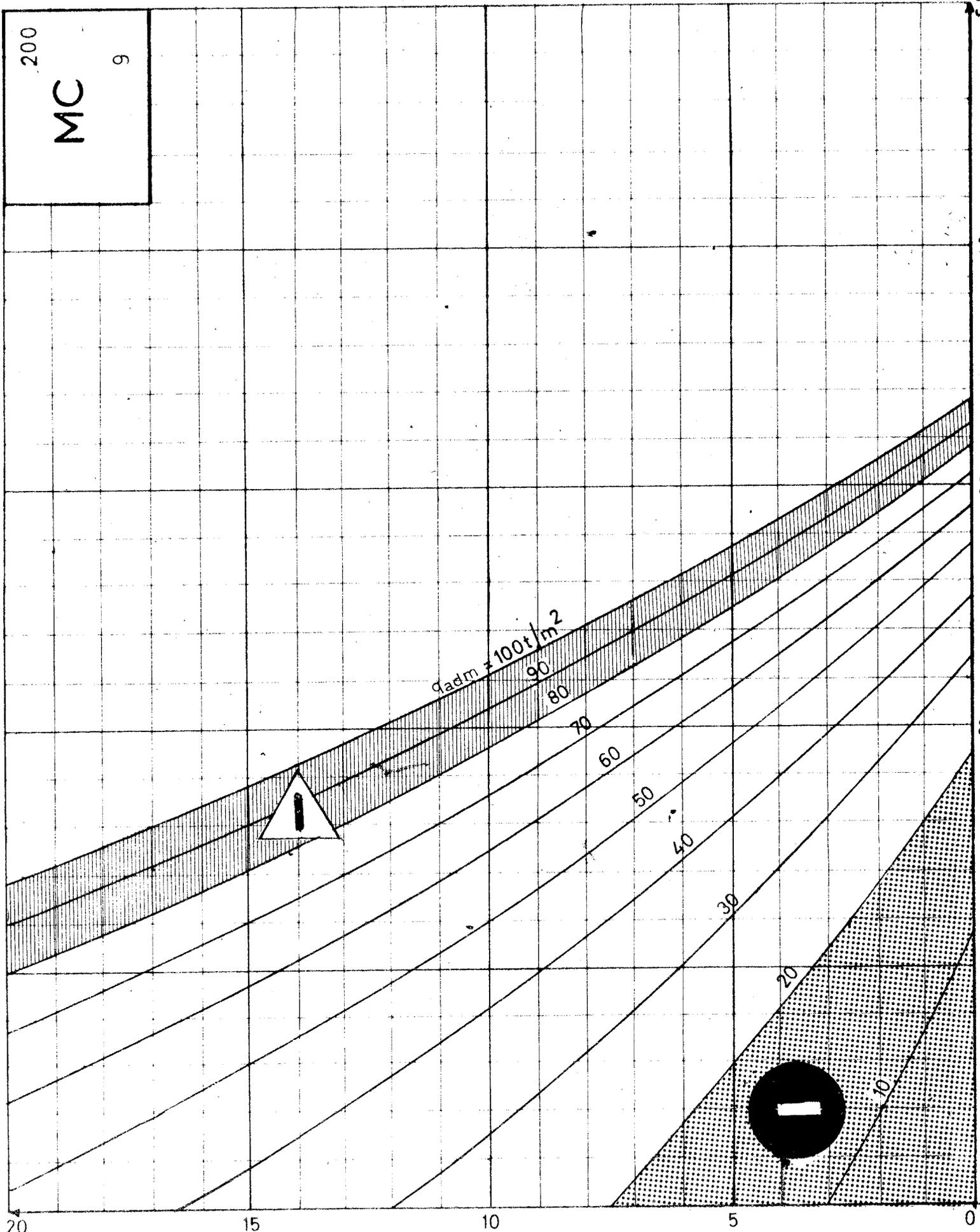
7



C
 t/m^2

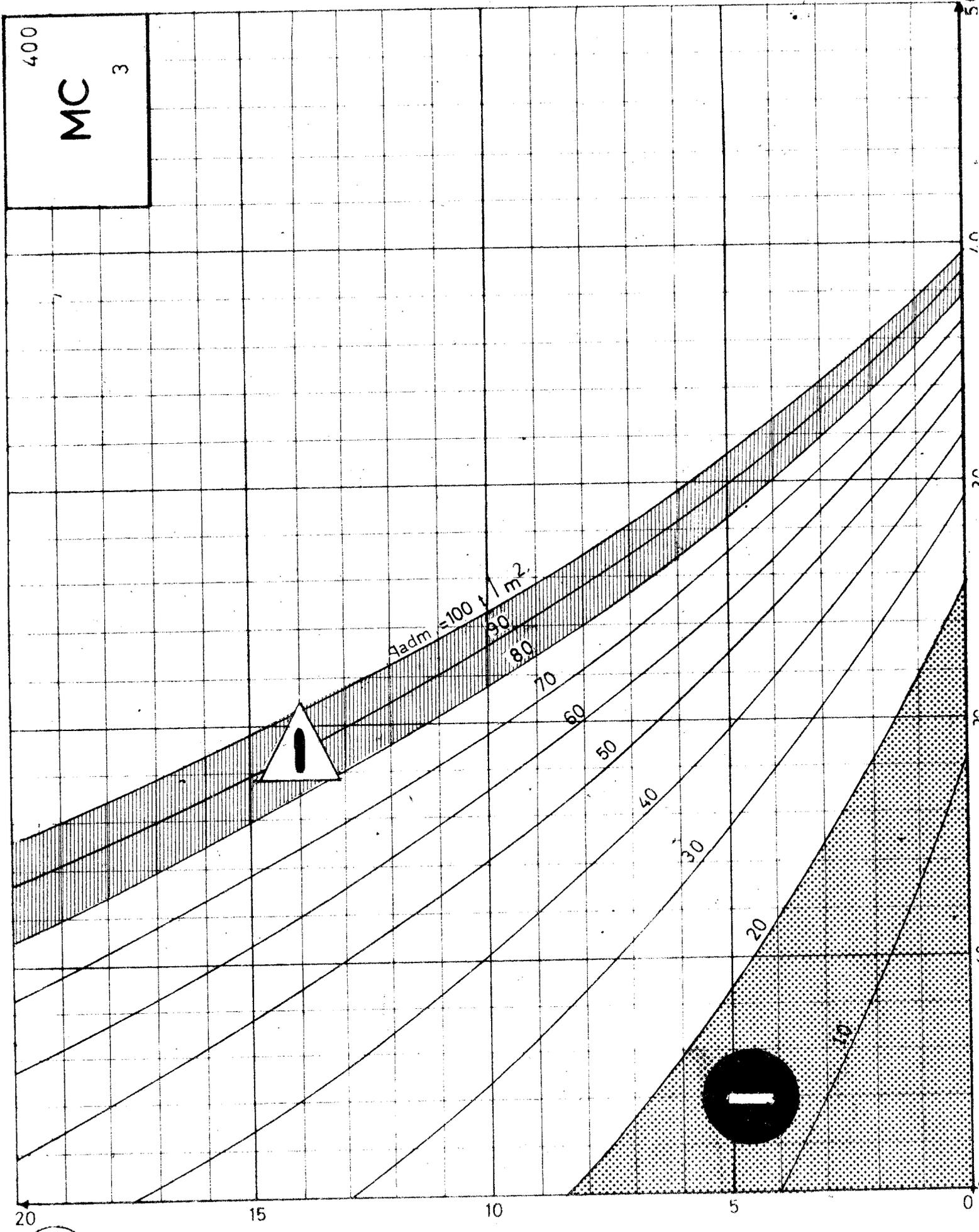
ψ
(degree)

200
MC
9



C
 t/m^2

φ
(degré)



c
 t/m^2

400

MC

3

$q_{adm} = 100 t/m^2$

90

80

70

60

50

40

30

20

10

20

15

10

5

0

50

40

30

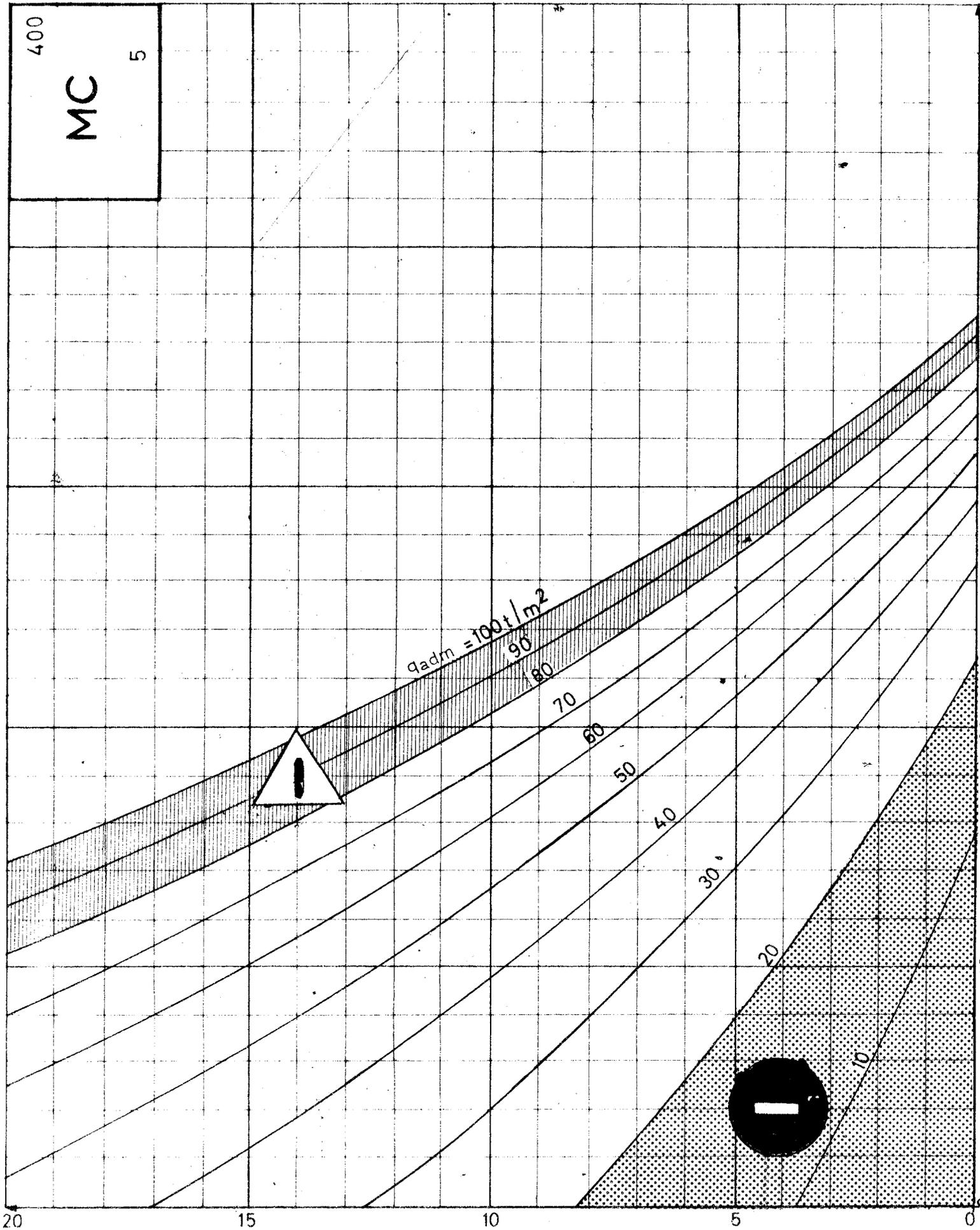
20

10

0

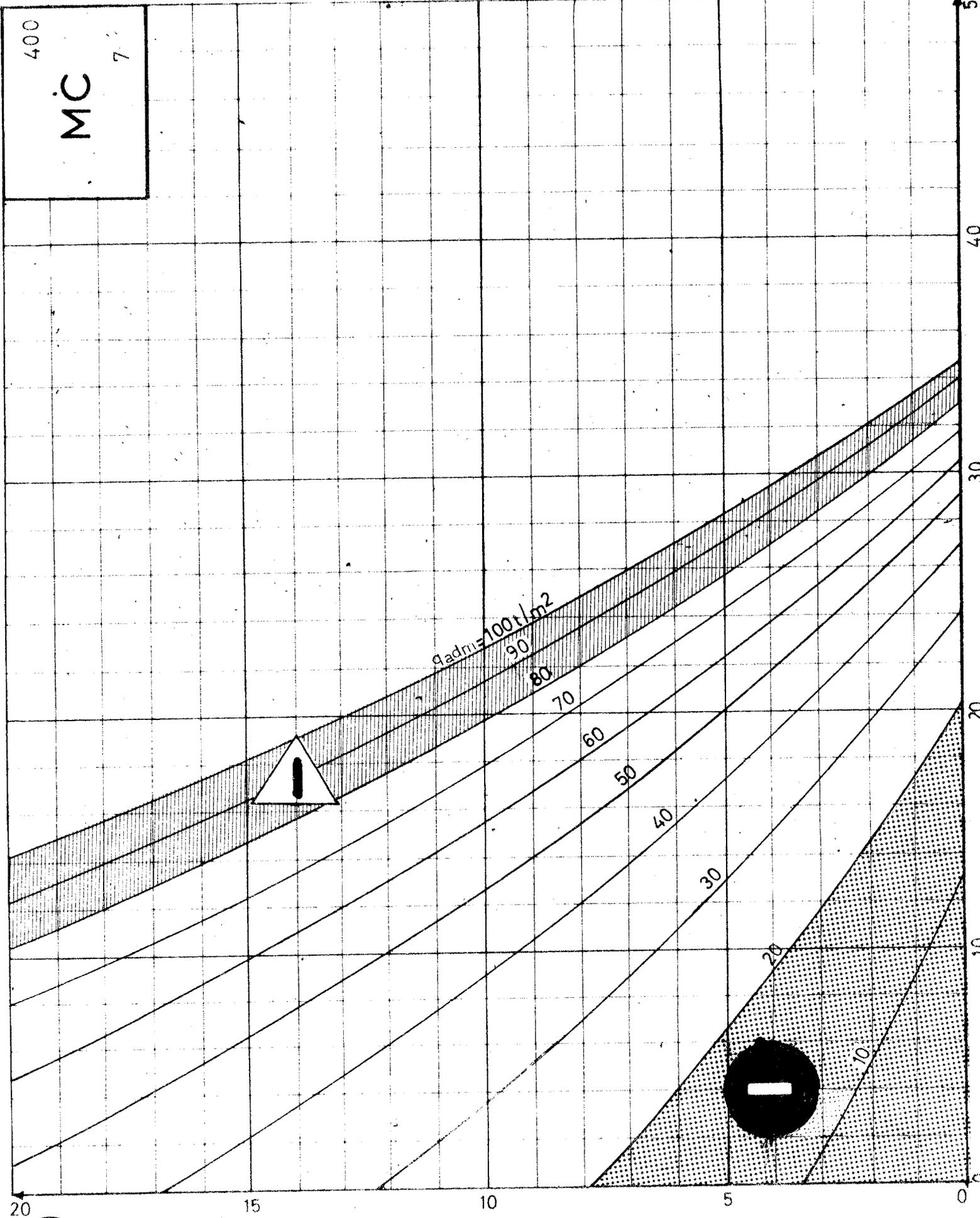
ψ
(degré)

400
MC
5



C
 t/m^2

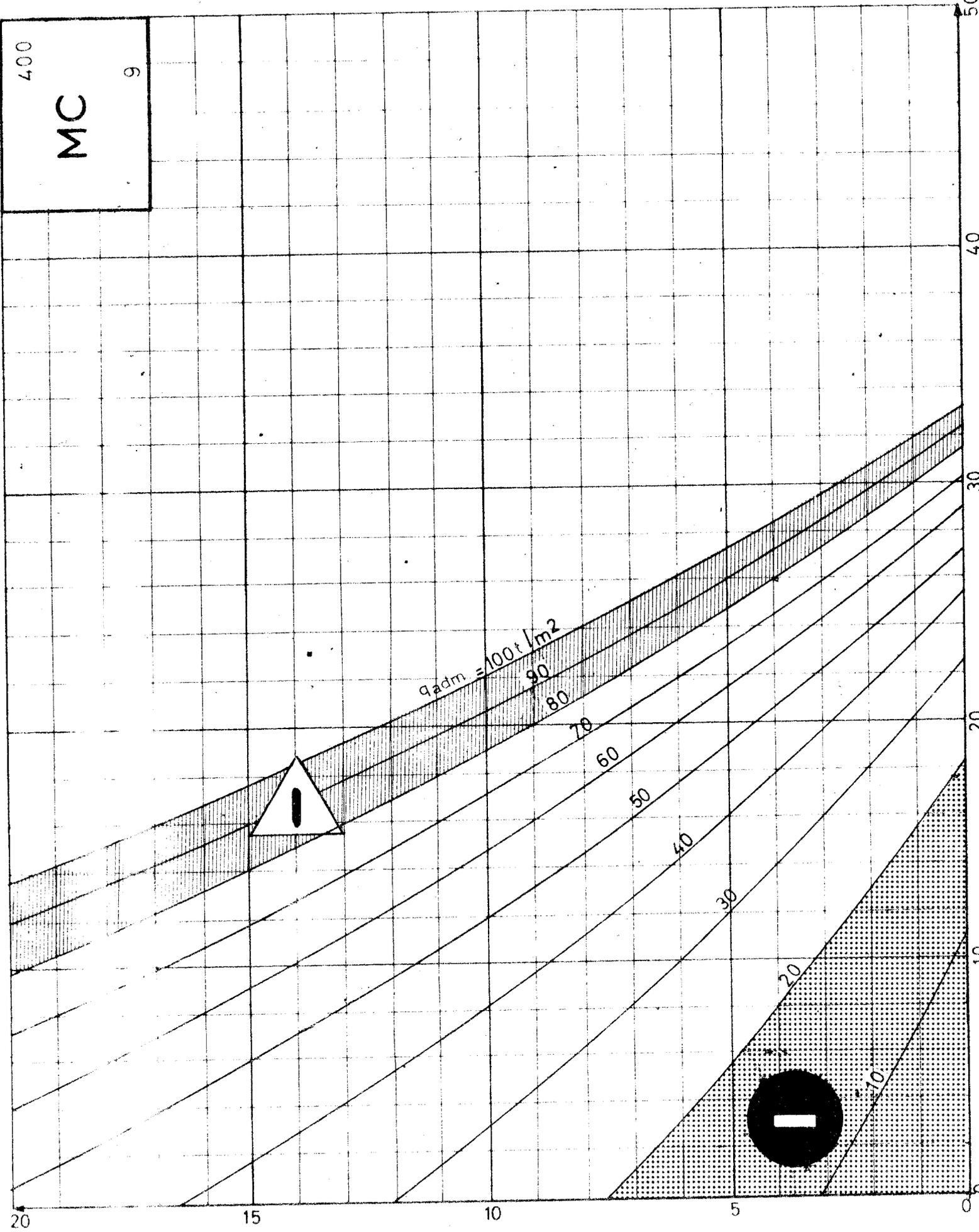
φ
(degré)



C
 t/m^2

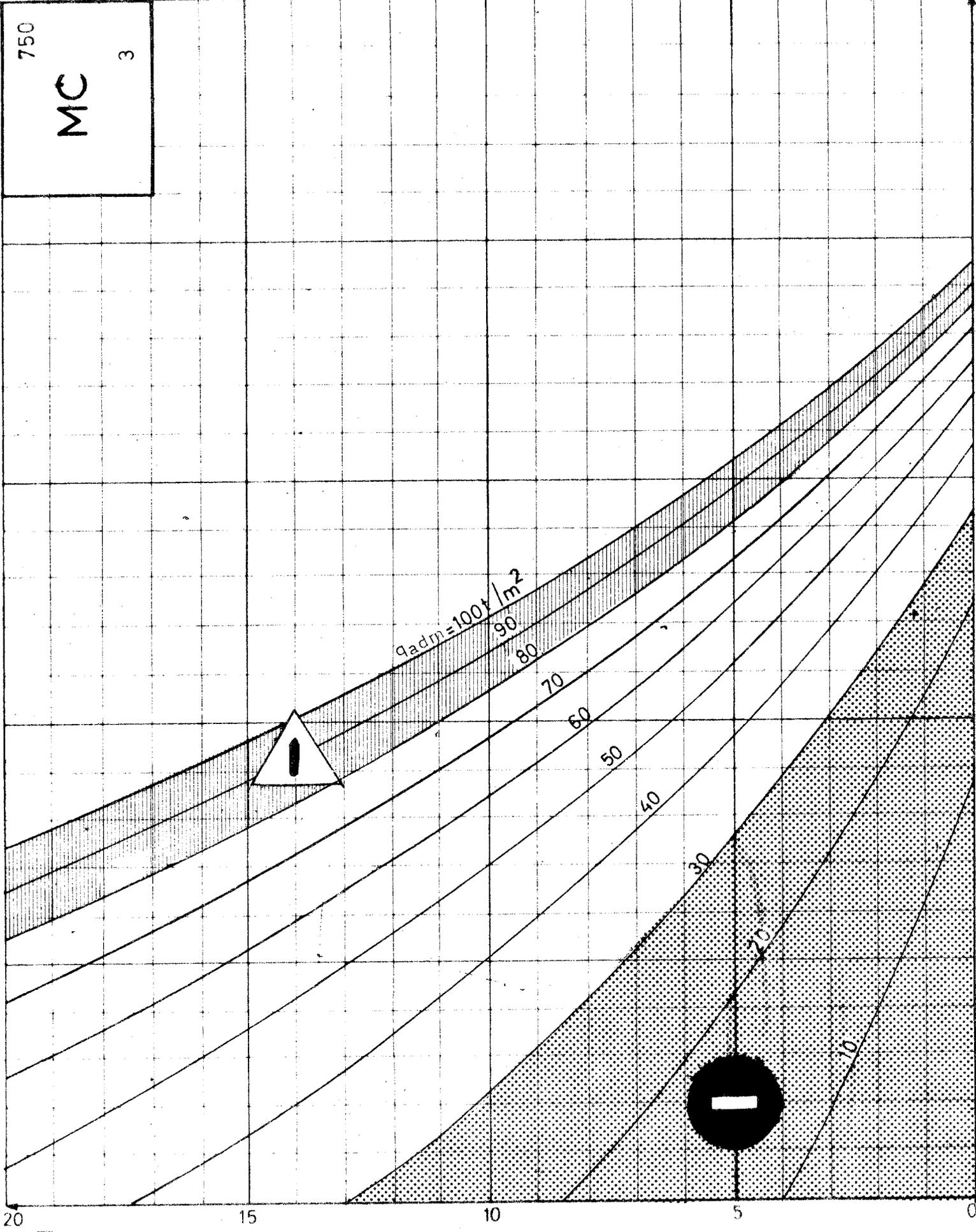
φ
(degré)

400
MC
9



C
t/m²

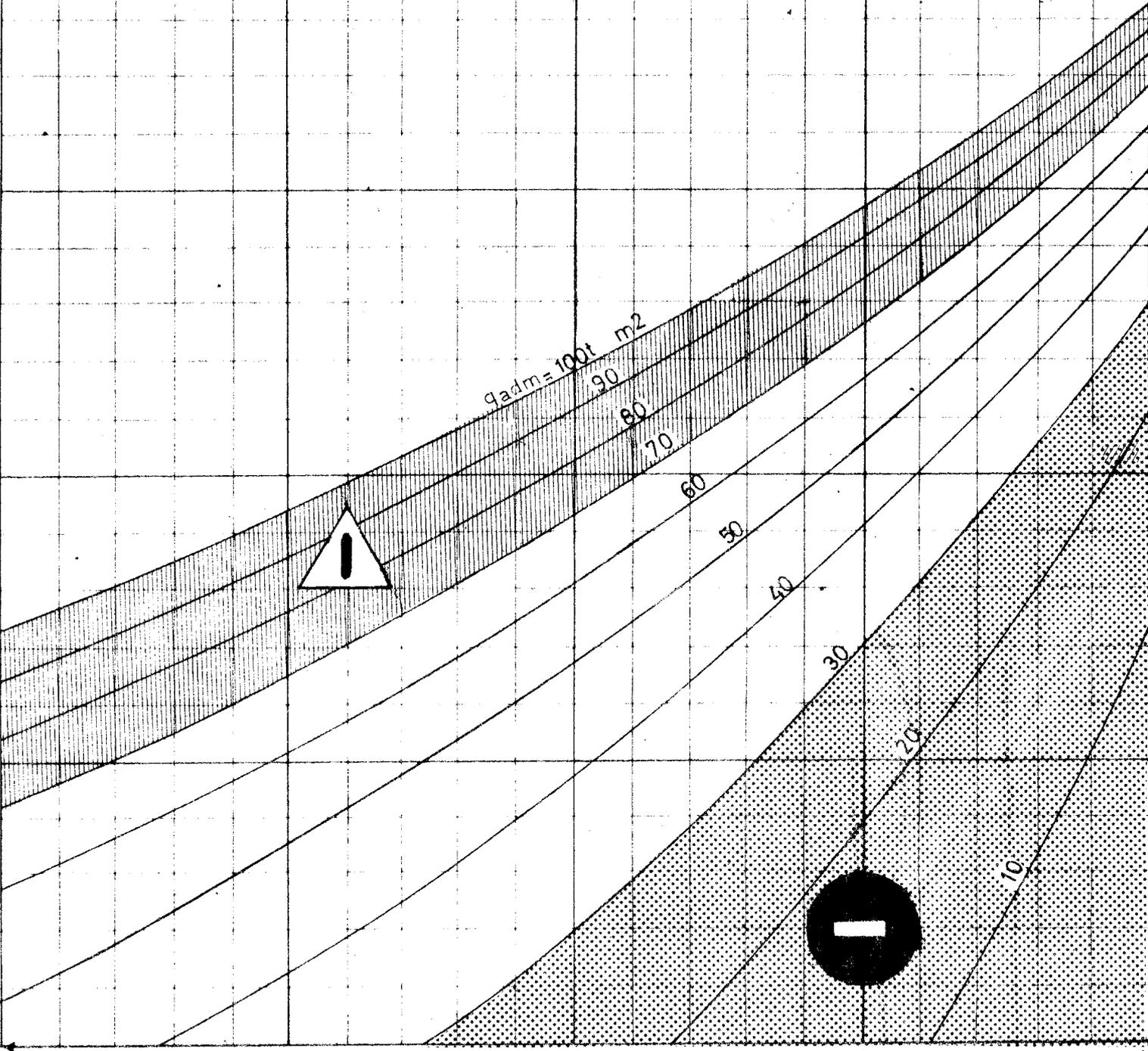
φ
(degré)



C
 t/m^2

ψ
(degré)

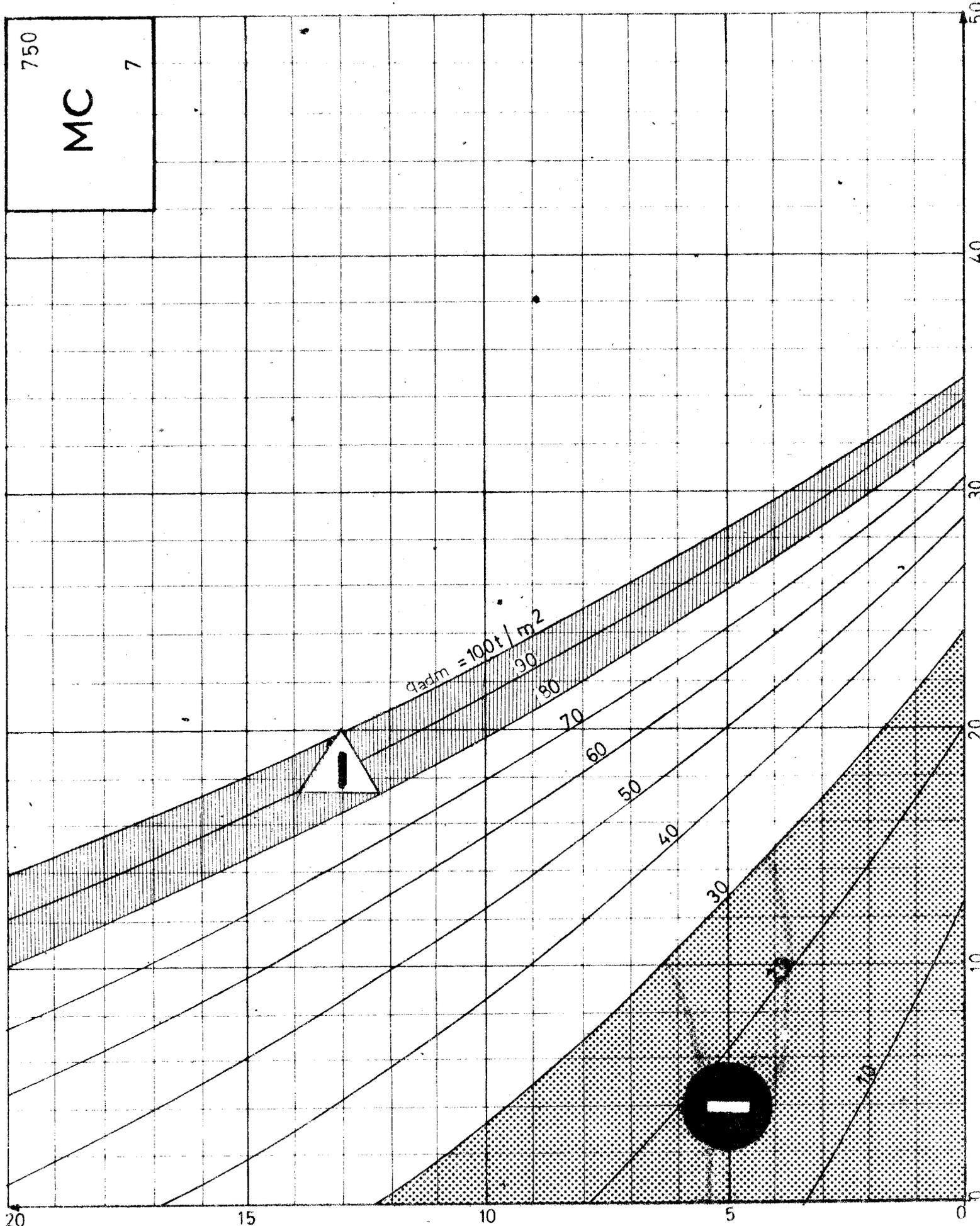
750
MC
5



c
t/m²

ψ
(degree)

750
MC
7



C
 t/m^2

ψ
(degré)

750
MC
9

