

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

AVEC MISE A JOUR N°1 (OCT 1971)



- 1 Pièces pilotes**
- 2 Calcul automatique**
- 3 Modèle d'application 1680 \ 1**

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B.P. 235 - 94 - Orly - Aérogare (Seine) Tél. 587.51.41		CHEF DU SERVICE 38, rue Liancourt PARIS 14 ^e - Tél. 734.37.74
A. LENOIR Ingénieur T.P.E. Gestionnaire	G. MONNERET Ingénieur en Chef	A. THIEBAULT Ingénieur en Chef
J.C. ALBOUY Ingénieur P.C.	H. MATHIEU Ingénieur en Chef Adjoint au Chef du Service	
		15 NOVEMBRE 1966 /71

O B J E T

Ce dossier PI-CF 67 concerne les passages inférieurs en cadre fermé de béton armé, ces ouvrages pouvant être autoroutiers ou placés sous toute autre voirie. Ce dossier est une refonte du dossier PI-CF 64, comportant notamment les mises à jour du calcul automatique en fonction du règlement de béton armé défini par la circulaire ministérielle n° 70 du 14 Novembre 1964 relative à l'approbation du titre II du fascicule 61 du CPC : Conception et calcul des ouvrages en béton armé.

<u>BORDEREAU DES PIECES</u>	Mise à Jour n°1 Oct. 71	Mise à Jour n°2	Mise à Jour n°3	Mise à Jour n° 4
<u>I - PIECES PILOTES</u>	<u>N.B - cette mise à jour n° 1 est incorporée dans la pièce 1.2 du présent dossier</u>			
1.1.1 - Notice				
1.1.2 - Morphologie d'ensemble - Applications particulières				
1.2 - Implantation et dimensionnement du cadre		abaques		
1.3.1 - Choix et implantation des murs de têtes				
1.3.2 - Dispositions des têtes				
1.3.3 - Calcul des têtes et cadre de calcul				
1.3.4 - Abaques : murs en retour suspendus				
1.3.5 - Abaques : murs en aile sur semelle				
1.4 - Calcul d'une section rectangulaire en béton armé				
<u>II - CALCUL AUTOMATIQUE</u>				
2.1 - Présentation du calcul				
2.2 - Détermination de QSUP et QDT				
2.3 - Bordereau des données				
2.4 - Note de calcul commentée				
2.5 - Méthode de calcul				
* 2.6 - Dessin automatique				
<u>III - MODELE D'APPLICATION 1 680 I</u>				
3.1 - Notice				
3.2 - Elévation et plan				
3.3 - Coffrage du cadre				
3.4 - Ferrailage du cadre				
3.5.1 - Murs en aile : coffrage et ferrailage				
3.5.2 - Murs en retour : coffrage et ferrailage				
3.6.1 - Note de calcul (p.m. cf pièce 24)				
3.6.2 - Compléments à la note de calcul (bordereau des données et calcul des murs)				
3.7 - Avant-métré				

* sera fourni ultérieurement

Ce dossier PI-CF 67 de béton armé, ces ouvrages pour voirie. Ce dossier est une référence mise à jour du calcul automatisé par la circulaire ministérielle du titre II du fascicule 61 du béton armé.

Ce document est actuellement (1972) géré sous l'autorité de MM. M. HUET, Ingénieur général des Ponts et Chaussées, Directeur du SETRA et H. MATHIEU, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef de la DOA-B, par M. J. DURAND, Ingénieur des Ponts et Chaussées et M. RIMBOEUF, Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat

BORDEREAU DES P

I - PIECES PILOTES

- 1.1.1 - Notice
- 1.1.2 - Morphologie d'ense
particulières
- 1.2 - Implantation et di
cadre
- 1.3.1 - Choix et implantat
- 1.3.2 - Dispositions des t
- 1.3.3 - Calcul des têtes e
- 1.3.4 - Abaques : murs en
- 1.3.5 - Abaques : murs en
- 1.4 - Calcul d'une secti
béton armé

S E T R A

46, Avenue Aristide Briand

B.P. 100

92 - B A G N E U X -

Tél. 655 - 42 - 42

II - CALCUL AUTOMATIQUE

- 2.1 - Présentation du ca
- 2.2 - Détermination de C
- 2.3 - Bordereau des donn
- 2.4 - Note de calcul cor
- 2.5 - Méthode de calcul
- * 2.6 - Dessin automatique

En plus des personnes déjà citées, ont participé à la mise à jour de ce dossier :

III - MODELE D'APPLICATION 1 61

- 3.1 - Notice
- 3.2 - Elévation et plan
- 3.3 - Coffrage du cadre
- 3.4 - Ferraillage du ca
- 3.5.1 - Murs en aile : co
- 3.5.2 - Murs en retour :
- 3.6.1 - Note de calcul (p
- 3.6.2 - Compléments à la
(bordereau des do
murs)
- 3.7 - Avant-métré

MM. LARAVOIRE - Ingénieur des Ponts et Chaussées
JACOB - Ingénieur des Travaux Publics de
l'Etat

* sera fourni ultérieurement

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine) Tél : 587.51.41.		CHEF DU SERVICE 38, rue Liancourt PARIS 14 ^e - Tél. 734.3774
A. LENOIR Ingénieur T.P.E. Gestionnaire	G. MONNERET Ingénieur en Chef	A. THIEBAULT Ingénieur en Chef
J.C. ALBOUY Ingénieur P.C	H. MATHIEU Ingénieur en Chef Adjoint au Chef du Service	15 NOVEMBRE 1966 / 71

BORDEREAU DES PIÈCES I

- 1.1.1 - Notice
- 1.1.2 - Morphologie d'ensemble - Applications particulières
- 1.2 - Implantation et dimensionnement* du cadre
- 1.3.1 - Choix et implantation des murs de tête
- 1.3.2 - Dispositions des têtes
- 1.3.3 - Calcul des têtes et cadre de calcul
- 1.3.4 - Abaques : murs en retour suspendus
- 1.3.5 - Abaques : murs en aile sur semelle
- 1.4 - Calcul d'une section rectangulaire en béton armé

* La mise à jour n° 1 d'Octobre 1971 est incorporée dans la rédaction de cette pièce 1.2

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Notice

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

1.1.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 Orly - Aéroport (Seine)
Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur I.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

PASSAGES INFÉRIEURS DE TYPE I
EN CADRE FERME DE BETON ARME

<u>INDEX</u>	Pages n°
I - <u>INTRODUCTION GÉNÉRALE</u> -	
1.1. - Apport du PICF 67	1
1.2. - Place dans le catalogue	2
1.3. - Pour le lecteur pressé	4
1.4. - Pour l'Ingénieur d'Etudes	5
1.5 - Pour le Maître d'Ouvre	8
2 - <u>DESCRIPTION DES PASSAGES INFÉRIEURS DE TYPE 1</u> -	
2.1. - Considérations fonctionnelles et techniques	10
2.1.1. - Considérations générales	10
2.1.2. - Interaction sol-cadre	11
2.2. - Description générale	13
2.2.1. - Morphologie	13
2.2.2. - Choix de base pour l'ouvrage	14
2.2.3. - Sujétions propres au type	18
3 - <u>EMPLOI PRATIQUE DU DOSSIER-PILOTE</u> -	
3.1. - Etablissement direct d'un projet de marché	20
3.2. - Etablissement d'un projet technique détaillé	21

NOTICE : OBJET DE L'ETUDE

MORPHOLOGIE ET CALCUL ELECTRONIQUE DU PONT CADRE EN
BETON ARME PI-CF 67

I - INTRODUCTION GENERALE -

Le présent dossier-pilote complète, annule et remplace le dossier antérieur PI-CF 64 en date du 15 Décembre 1964.

Il tient compte :

- de la Circulaire Ministérielle n° 17 du 1er Mars 1962 sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes,
- de la Décision Ministérielle du 8 Décembre 1962, complétée le 10 Décembre 1962, sur le programme des surcharges des ponts portant les autoroutes,
- de la Circulaire Ministérielle n° 70 du 14 Novembre 1964 relative à l'approbation du Titre VI du Fascicule 61 du C.P.C. (Conception et calcul des ouvrages en béton armé).

Il concerne les passages inférieurs les plus modestes, mais aussi les plus fréquents.

1.1. - Apport du PI-CF 67 -

La principale innovation du présent dossier est l'application du nouveau règlement de béton armé.

L'application du Titre VI du fascicule 61 a conduit à modifier complètement le dossier-pilote, en particulier en ce qui concerne les abaques de dimensionnement et de métré de l'ouvrage proprement dit et des murs de tête.

Le calcul électronique (tout comme dans PI-CF 64) assure automatiquement comme il sera exposé avec plus de détails dans la pièce 2.1. (présentation du calcul automatique) :

- le calcul des valeurs minimales à donner aux dimensions de la structure, telles que les épaisseurs des deux traverses et celle du piédroit, en fonction du $\bar{\sigma}_b$ choisi ;
- le calcul des lignes d'influence des efforts ;

- la tabulation des courbes enveloppes des moments et des efforts tranchants ;
- la détermination des ferraillements des sections les plus sollicitées ;
- la tabulation des arrêts de barres dans chaque nappe ;
- l'établissement d'un avant-métré récapitulatif.

De plus, comme la machine électronique permet d'affronter des calculs complexes, on a pris une hypothèse qui serre de plus près la réalité physique en supposant que le cadre repose sur un sol élastique. Enfin le programme, bien que conçu pour les plate-formes autoroutières, peut s'appliquer directement à toute autre plate-forme non normalisée et en particulier à une plate-forme comportant une chaussée bi-directionnelle bordée de chaque côté de bande d'arrêt d'urgence et de trottoirs susceptibles d'être surchargés (voies express en zone urbaine).

1.2. - Place dans le catalogue -

Les passages inférieurs en ponts cadres fermés constituent le type 1 parce qu'ils sont normalement les plus fréquents des passages inférieurs sous autoroute de liaison :

Ils conviennent à :

- toute autoroute (plate-forme I, II, III ou IV)
- des chemins rencontrés modestes, de profil normalisé ou non (ouverture inférieure à 12 m)
- des biais de rencontre modérés, compris entre 100 et 80 **grades**, exceptionnellement 70 **grades**,
- tous les sols acceptant une fondation superficielle peu chargée (la traverse inférieure faisant radier général, n'exerce que des pressions de l'ordre de 1 kg/cm², ce qui n'exclut pratiquement que les vases, les tourbes ou certains limons, et autorise même souvent la fondation sur remblai compacté).

En outre les cadres fermés peuvent être utilisés comme :

- petits ouvrages hydrauliques si l'on n'a pas de déviation provisoire coûteuse pour le cours d'eau, et en particulier, comme ouvrage de décharge ; dans ce cas on supprimera l'ouverture du trou central que ne justifie plus la nécessité d'éclaircissement et on pourra faire ainsi l'économie de la grille et des glissières bordant le terre-plein.

Toutefois, si l'ouvrage est plat (rapport OUVRE/HAUTL supérieur à 2) et si le régime de la rivière s'y prête, on aura le plus souvent intérêt, surtout si on est sous remblai, à réaliser un cadre double et non un cadre type.

- petits ouvrages sous remblais (ouvrages hydrauliques ou passages à bétail) : dans ce cas on tient compte dans les données de l'existence de ce remblai. On a par ailleurs intérêt, tant que l'ouverture est faible (inférieure à 4 mètres) à enterrer l'ouvrage car faire porter un remblai de 1,5 m à 2 m à l'ouvrage est nettement plus économique que de prévoir un ouvrage non enterré mais équipé de dalles de transition car ces dernières peuvent représenter 30 % du coût du franchissement.

Tout ouvrage qui serait projeté hors de ce domaine ne sera considéré, ni comme un ouvrage courant, ni comme une application normale du dossier, ni par conséquent comme un pont type. Il est entendu que la structure en cadre fermé peut être cependant utilisée hors de ce domaine, par exemple pour des biais plus prononcés, mais elle devra dans ce cas faire l'objet d'études particulières.

Lorsque la voie portée n'est pas une autoroute normalisée, le programme électronique demeure applicable mais il convient de prendre certaines précautions. En effet, la méthode de calcul ne prend pas en compte la longueur de l'ouvrage. Si celui-ci est trop long (plus de 20 à 25 m suivant la nature du sol de fondation) il commencera à apparaître comme une longue poutre creuse que sa rigidité rend sensible aux tassements différentiels de la fondation d'autant qu'il n'est qu'assez peu ferrailé dans cette direction.

On combattra cette sensibilité en tronçonnant le cadre sous peine de voir les piédroits se fissurer, et en renforçant les aciers transversaux de la traverse inférieure et des piédroits. Normalement, ce tronçonnement est prohibé sous toute la zone de traverse supérieure accessible aux surcharges roulantes et n'est donc possible que pour les ouvrages portant des chaussées séparées, à la faveur des bandes séparatrices non circulées (carrefours à ilots aménagés, autoroutes).

Toutefois en cas de tassements très importants, on peut être conduit à prévoir un tronçonnement sous chaussée ; on adoptera alors les dispositions particulières définies à la pièce pilote 1.1.2. Une telle solution ne peut être considérée que comme exceptionnelle.

En revanche les cadres fermés sont contre-indiqués dans un certain

nombre de cas :

- Pour des ouvertures droites excédant 11 mètres, on pourra songer au portique ouvert ou à la dalle continue à trois travées en béton armé. Pour des portées au-delà de 20 mètres, le pont-dalle en béton précontraint est la solution la plus satisfaisante;
- Pour les ouvrages sous fort remblai on passera à des solutions en voûte massive (ponceaux types en plein cintre) ;
- Pour les sols trop médiocres dont on peut craindre des tassements excessifs (en cas de tassements importants on serait conduit à remblayer sur l'ouvrage pour respecter la ligne rouge de l'auto-route et à majorer le poids-mort de façon inacceptable), si l'on ne peut purger ces sols et les remplacer par un remblai bien compacté, on passera à des solutions sur pieux soit isostatiques (type 4) soit hyperstatiques (type 2 en portique ou type 3 à trois travées solidaires) ;
- Pour un sol rocheux ou simplement de bonne portance à faible profondeur (admettant par exemple des pressions égales ou supérieures à 3 kg/cm² sans tassement notable) le radier général perd de son utilité. Il est préférable, surtout pour les ouvertures de 8 à 10 m, de passer à la solution du portique (type 2) pour lequel les semelles de fondation seront les plus réduites, et qui sera alors plus économique.
- Pour une déviation intégrable, il sera fréquent que le doublement ultérieur du premier pont cadre donne lieu à de sérieuses difficultés, et on sera pour ce motif souvent conduit à donner la préférence à une solution du type 3 à trois travées solidaires ou à une solution du type 2, selon l'ouverture de l'ouvrage.

1.3. - Pour le lecteur pressé -

Un dossier pilote ne peut se lire en dix minutes. Toutefois on aura un bon aperçu du dossier en se consacrant à :

- la lecture de la présente notice dans sa première partie ;
- l'examen de la notice 2.1. de présentation de la note de calcul électronique ;
- l'exploitation du modèle P.I. 1680\I essentiellement dans ses pièces 3.3, (coffrage), 3.4. (ferraillage), 3.5.1. ou 3.5.2. selon le type de têtes envisagé ;

- l'analyse de l'avant-métré 3.7. établi pour un cadre aux caractéristiques suivantes : biais 80 gr - ouverture droite 8 m - hauteur moyenne 6,59 m - deux éléments de 16 m de longueur. Cet avant-métré donne une bonne idée des consommations de matériaux.

Sont donc épargnés la lecture de la note de calcul et le maniement de formules délicates.

1.4. - Pour l'Ingénieur d'études -

Après avoir choisi le type d'ouvrage et ses niveaux de fondation en fonction de ses dimensions et de la qualité du sol (il est recommandé en particulier de procéder à une étude de tassement selon le dossier FO-CS sous le poids de l'ouvrage et des remblais adjacents sans oublier les coefficients réducteurs - pièce 3.2. du FO-CS 64, paragraphe 42 -, étant entendu que sont admissibles des tassements probables de 10 cm au moins, davantage sans doute, sous réserve d'une bonne ouverture des joints et de la prise en compte du poids de reprofilage ultérieur de la chaussée), après avoir examiné de façon cursive les éléments les plus importants du dossier, l'Ingénieur ayant à établir un avant-projet détaillé d'ouvrage se préoccupe successivement de :

- préparer la commande de calcul électronique,
- choisir et calculer le type de têtes le plus avantageux,
- établir les dessins de coffrage et de ferrailage,

1.4.1. - Pour préparer la commande du calcul électronique, le dimensionnement sera fait à l'aide de la pièce 1.2. qui permet de déterminer les caractéristiques géométriques de l'ouvrage quand on connaît celle de l'autoroute et de la voie portée.

La valeur de départ donnée aux trois épaisseurs à optimiser (celles des deux traverses et celle des piédroits) n'a que peu d'importance puisque la machine arrivera à l'épaisseur optimale en procédant par suites de valeurs discrètes de 2 cm en 2 cm. Il a été jugé inutile de donner une précision plus grande au calcul d'optimisation car l'imprécision de réalisation des coffrages (de l'ordre de 0,5 cm) le rendrait illusoire.

Cependant, il conviendra de ne pas porter de valeurs inférieures à 30 cm à cause des difficultés de mise en place du béton. D'autre part, pour éviter à la machine un travail d'optimisation long et par conséquent coûteux il sera bon de donner comme épaisseurs de départ, des valeurs approchées par défaut (car la machine ne fait qu'augmenter les épaisseurs) que l'on pourra déduire des résultats fournis dans la pièce 1.2.

1.4.2. - Pour choisir et implanter les têtes on sera guidé par les dessins pilotes 1.3.2. et par la pièce pilote 1.3.1. Le calcul lui-même sera mené selon la méthode indiquée dans la pièce 1.3.3. On pourra alors, suivant le type de tête choisi, remplir le cadre pratique de calcul fourni par la pièce 1.3.3. S'il s'agit de murs en retour suspendus ou de murs sur semelle on pourra utiliser les abaques de dimensionnement contenus dans les pièces pilotes 1.3.4. et 1.3.5.

Dans le cas d'un ouvrage hydraulique on pourra s'inspirer des dispositions spéciales prévues dans la pièce pilote 1.1.2.

1.4.3. - Pour établir les dessins de coffrage et de ferrailage du cadre, il reste à exploiter la note de calcul électronique et à rassembler les résultats utiles : pour les dessins de coffrage toutes les dimensions optimisées sont rassemblées sur une page de résultats ; pour le ferrailage on se reportera à la page correspondant à chaque nappe qui donne les sections, les espacements droits des barres, leurs longueurs et les abscisses des points auxquels elles doivent être arrêtées.

Les pièces 3.3., 3.4., 3.5.1., 3.5.2., du modèle d'application constituent autant d'exemples et de guides dans cette traduction sous forme de dessins des résultats numériques des notes de calcul électronique (pour le cadre - pièce 2.4.) ou manuelle (pour les têtes - pièce 3.6.2.).

Il est cependant important de signaler que l'obtention d'une note électronique ne dispense pas le projeteur de toute vérification ou de tout calcul. Il convient :

- de vérifier sur la première page de la note imprimée que les données utilisées dans le calcul correspondent à celles que le projeteur avait fixées, autrement dit, qu'il ne s'est pas produit d'erreur de transmission ;
- d'adapter les longueurs des barres dans le piédroit à la hauteur variable de celui-ci. Comme le calcul automatique est fait pour la hauteur moyenne de l'ouvrage et qu'en général traverses supérieure et inférieure ne sont pas parallèles, il convient d'assurer sur toute la longueur de chaque piédroit (et naturellement du côté où le piédroit est le plus haut) un recouvrement convenable des armatures ;

- de vérifier que le ferrailage extérieur du piédroit est suffisant en phase provisoire (lorsque l'ouvrage est décentré mais que les remblais d'accès n'ont pas encore été mis en place). Ce cas de charge n'est généralement pas prépondérant tant que la hauteur du piédroit reste modérée, mais comme il n'est pas vérifié automatiquement par le calcul électronique, il conviendra de le faire manuellement. Cette vérification manuelle est très rapide grâce aux résultats partiels fournis par la note électronique.

- de vérifier que le sol sous la traverse inférieure reste toujours comprimé. L'hypothèse contraire est hautement improbable mais si elle se vérifiait il conviendrait de consulter les Ingénieurs gestionnaires du dossier pilote.

- de vérifier si la résistance de l'ouvrage à l'effort tranchant (cisaillement du béton, adhérence des aciers) est assurée. Le programme ne se préoccupe en effet que de la résistance aux moments fléchissants pour dimensionner et ferrailer l'ouvrage. La vérification devra se faire sur les deux traverses à la fin des goussets (soit à environ 1 m de l'axe du piédroit) où l'on comparera l'effort tranchant pondéré calculé aux efforts résistants (tous ces résultats sont fournis par la note de calcul). Si la condition d'adhérence n'est pas satisfaite, ce qui est d'ailleurs très peu probable pour les ouvrages usuels, cela signifie que le ferrailage n'est pas assez divisé et qu'il faut remplacer le diamètre utilisé par un diamètre plus faible. Si la condition de cisaillement n'est pas satisfaite (ce qui peut arriver étant donné les taux de cisaillement très faibles prévus au Fascicule 61 - Titre VI du C.P.C.) on pourra prendre contact avec le Service Spécial des Autoroutes. Signalons qu'un tel dépassement de contraintes n'est pas nécessairement alarmant car avec l'ancien règlement de béton armé, de nombreux ponts-cadres ont été construits pour lesquels le taux de cisaillement non pondéré est compris entre 7 et 7,5 kg/cm² et qu'aucun trouble n'a été observé. Si les conditions d'effort tranchant sont satisfaites en fin de gousset, on peut admettre qu'elles le sont aussi sur appui où le bras de levier est plus que doublé.

1.5. - Pour le Maître d'Oeuvre -

Le Maître d'Oeuvre devra veiller lors de l'exécution aux principaux points suivants :

- a) - exécution d'un bon béton de propreté,
- b) - bon parallélisme des coffrages des piédroits et rigidité suffisante de leurs étalements,
- c) - mise en place correcte des barbacanes immédiatement au-dessus du niveau futur des trottoirs,
- d) - reprise de bétonnage soignée en haut des piédroits, et notamment pour les corbeaux des dalles de transition,
- e) - bonne constitution du cintre de la traverse supérieure, qui présentera une contre-flèche de l'ordre de 2/1000 pour des portées moyennes (outre la contre-flèche compensant la déformation propre du cintre),
- f) - qualité, uniformité et jointoiement soignés des coffrages intérieurs (traverse supérieure et piédroits) qui peuvent contribuer au bon aspect de l'ouvrage fini en imprimant un motif régulier au sous-dalle de traverse supérieure et aux parements vus verticaux,
- g) - emploi d'espacateurs et soutiens de coffrages et d'aciers ne laissant pas de trace sur les parements décoffrés. Pas de fers restant fichés dans les parements, serre-joints sous tubes plastiques tranchés nets après décoffrage, sans ragrément, tétons ou colliers plastiques pour les armatures, soutien au niveau voulu des armatures inférieures des traverses,
- h) - bonne disposition des armatures, notamment :
 - aciers principaux positifs en traverse : disposés tête-bêche pour réduire la nomenclature, et ancrés d'un côté dans la zone de moment négatif,
 - aciers négatifs coudés aux angles : tous de même longueur et façonnés avec soin,

- aciers verticaux des piédroits : en correspondance avec les précédents de façon à assurer avec les aciers des angles inférieurs le recouvrement minimal au bord vertical de piédroit le plus long. Tous les autres recouvrements dans les angles inférieurs sont surabondants mais on peut ainsi réduire la nomenclature en adoptant une longueur unique pour les aciers de piédroits, sans aggraver beaucoup la consommation (excès de longueur inférieur à 0,50 m).
 - aciers de répartition transversale : également disposés tête-bêche pour réduire la nomenclature et faciliter le transport (coupes inférieures à 10 m),
 - aciers en attente pour corbeaux d'appui des dalles de transition : implantation soignée selon le profil prévu parallèle à la traverse supérieure, pas de dommage à ces fers pendant la suite des travaux,
- i) - bétonnage des piédroits sans reprise ni ségrégation (le souci de bien bétonner les piédroits est à la base de la prescription d'une épaisseur minimale de 0,30 m),
- j) - réglage soigné et cure de l'extrados de la traverse supérieure,
- k) - confection convenable des joints de maçonnerie (entre têtes et cadre, éventuellement entre demi-cadres si l'on supprime le mur-masque) pour éviter tout contact de surfaces en regard,
- l) - coaltarisation des parements enterrés après ragréage soigné de toutes les cavités de quelque origine que ce soit, en particulier des nids de cailloux, et éventuellement assainissement par empilement de briques poreuses (blocages à pierres sèches prohibés car générateurs de troubles dans les remblais adjacents),
- m) - exécution soignée des opérations liées aux finitions et notamment :
- fers en attente pour la corniche
 - scellements amovibles pour glissières de sûreté
 - éventuellement encuvement de la chaussée en produits noirs
 - trous ou platines de scellements pour montants du garde-corps réservés dans la corniche
 - plages d'appui des platelages de clôture du trou central.

- n) - remblaiement symétrique de l'ouvrage : il est souhaitable que les remblais adjacents soient exécutés symétriquement, car c'est dans l'hypothèse d'une poussée simultanée des terres sur les piédroits que l'ouvrage est calculé. Il n'est pas impossible de faire autrement, mais dans le cas où seul un piédroit serait remblayé, des renforcements de la structure seraient nécessaires et devraient être déterminés (la note de calcul électronique ne les définit pas et une adaptation sera à faire)

2 - DESCRIPTION DE PASSAGES INFÉRIEURS DE TYPE 1 -

2.1. - Considérations fonctionnelles et techniques -

2.1.1. - Considérations générales -

Le dessin-pilote 1.1.2. montre de quoi se compose un passage inférieur sous autoroute lorsqu'il est de type 1, c'est-à-dire réalisé en pont-cadre fermé en béton armé.

Il tombe sous le sens qu'on peut difficilement trouver ossature résistante plus simple et, partant, plus robuste. Elle combine, en effet, en une structure monobloc le tablier (la traverse supérieure), ses appuis (les piédroits) et sa fondation sur radier général (la traverse inférieure). Ces éléments de forme simple s'encastrent les uns dans les autres concourent à l'impression d'ouvrage "fonctionnel", bien adapté au franchissement puisque la solution retenue revient à envelopper par un tube rectangulaire de béton armé le chemin à enjamber.

Mais l'ouvrage est aussi adapté au sol, qu'il charge modérément, et au site, puisqu'on choisira la manière de traiter ses têtes au mieux de la configuration rencontrée.

Lorsque le chemin franchi est déjà en tranchée, et que par suite, l'autoroute ne sera qu'en très léger remblai, un type à murs en retour sera le plus indiqué car malgré la longueur du garde-corps qu'il conduira à disposer le long de l'autoroute, il rendra l'ouvrage plus discret dans le site, plus avenant vu du chemin, plus économique pour le Maître d'Oeuvre de l'autoroute. Un petit ouvrage hydraulique peut même être invisible de l'autoroute si l'on supprime la grille centrale et les glissières de sûreté correspondantes.

Lorsque, au contraire, le chemin est sensiblement au niveau du terrain naturel, l'autoroute, pour le franchir, sera en fort remblai. Le type à murs en aile sera alors le plus indiqué : il rendra minimaux le garde-corps et "l'effet de vide" au passage de l'ouvrage, il ouvrira le remblai au chemin et cet effet "d'entonnement" sera architecturalement appréciable, surtout si l'ouvrage est biais. Enfin, dans ce cas, la solution est plus économique par rapport aux murs en retour qui auraient un développement excessif. Dans les cas intermédiaires les murs en aile semblent devoir être généralement choisis en raison de leur simplicité de construction, cependant la solution peut aussi dépendre des possibilités de fondation des têtes.

Le cadre fermé équipé des têtes appropriées permet donc de souligner au mieux les caractères propres de franchissement et d'exprimer le souci d'adaptation de l'ouvrage dans chaque cas.

2.1.2. - Interaction sol-cadre -

L'importance des problèmes posés par l'action et la réaction des terres qui portent la structure et qui l'enserrent constitue une des difficultés du calcul du cadre. En effet la mécanique des sols ne permet de connaître que de façon assez approximative les caractéristiques des sols, et les formules qui permettent de connaître leurs effets sur l'ouvrage ne traduisent qu'imparfaitement la réalité physique. Le problème se pose sous trois aspects qui vont être traités successivement :

- les terres en remblai,
- le sol de fondation,
- les tassements de la fondation.

2.1.2.1. - Poussée des terres

Il est admis dans le calcul électronique, que la poussée s'exerce selon la théorie de RANKINE. Le calcul dépend alors de deux paramètres : la masse spécifique du remblai qui est assez facile à déterminer et le coefficient de poussée.

Ce dernier facteur est difficile à cerner avec précision et il est même probable qu'il varie suivant le niveau considéré et qu'en un point donné il ne reste pas constant tout au long de la vie de l'ouvrage.

Sous l'application de charges à la traverse, les poussées exercées par le remblai sur les piédroits peuvent se transformer en butée partielle, et, en outre, il est douteux que la poussée derrière les piédroits soit à aucun moment un équilibre limite.

Pour pallier l'incertitude qui en résulte, on évaluera avec prudence les coefficients de poussée et la note de calcul électronique a été aménagée pour permettre d'utiliser deux valeurs limites, couvrant la fluctuation possible de ce coefficient (par exemple 0,25 et 0,50). Selon l'effet que l'on a en vue, c'est la valeur faible ou la valeur forte qui conduira au résultat le plus défavorable. Cette double valeur de poussée n'est donc pas qu'une commodité, c'est un devoir du projeteur de la considérer et c'est une sécurité essentielle du projet que d'évaluer largement les deux limites de ce coefficient, bien qu'en fait, heureusement, les poussées des terres soient généralement réduites par l'effet de la cohésion.

Ce sera une raison supplémentaire pour soigner tout spécialement la qualité du remblaiement de part et d'autre de l'ouvrage, en n'omettant pas de la faire exécuter symétriquement.

2.1.2.2. - Sol de fondation -

Il intervient dans le calcul par son module de réaction calculé à l'aide de son module d'élasticité ESOL sous des charges de longue durée d'application.

Ce module est difficile à évaluer de façon précise, et de plus le rapport entre module instantané et module différé peut être très variable selon la nature du sol (rapport voisin de 1 pour des sols sableux et pouvant atteindre 10 pour des sols argileux). Toutefois cette incertitude n'affecte que très faiblement le dimensionnement de l'ouvrage, et pour le calcul, une détermination approximative de ESOL suffira.

On pourra mesurer l'indice portant californien (C B R) du sol en place au niveau de fondation présumé et admettre que le module d'élasticité différé ESOL lui est relié par la relation approchée :

$$ESOL (t/m^2) = 100 \times (C B R)$$

A titre de recoupement, le dossier-pilote d'appuis multiples P.P 64 (Piles et Palées) donne pour quelques sols usuels les valeurs du module instantané. On pourra admettre que le module différé utilisé par le présent dossier est généralement de l'ordre du TIERS de la valeur instantanée.

Enfin, si l'on peut faire des essais de plaque significatifs, on pourra recourir à ces mesures in situ sous la réserve essentielle de ne transposer les résultats qu'avec prudence et surtout sans omettre l'influence du rayon moyen par la formule :

$$w = 4 p \frac{R}{E S O L} \quad \begin{array}{l} \text{(cours de Mécanique des Sols} \\ \text{de M. KERISEL à l'E.N.P.C.,} \\ \text{(page 199, édition 1963/1964)} \end{array}$$

2.1.2.3. - Tassements de la fondation -

De construction rustique et chargeant peu le sol (1 à 1,5 kg/cm²) le pont-cadre fait montre d'une insensibilité quasi-absolue aux tassements de la fondation. Ces derniers peuvent tout de même entraîner des dégradations importantes et inacceptables (telles qu'épaufrures, fissures et même cassures) aux joints cadre-masque et cadre-murs : on veillera donc à la libre ouverture de ces joints et on évitera les contacts par arêtes (voir pièces pilotes 1.1.2, 1.3.2 et 3.6.2).

2.2. - Description générale -

2.2.1. - Morphologie -

L'ouvrage est composé de deux moitiés jumelles, constituées par un tube rectangulaire dont les parois peuvent présenter trois épaisseurs différentes (une pour chaque traverse et une pour les piédroits).

La traverse supérieure constitue le tablier, conçu comme une dalle encadrée d'épaisseur constante inclinée selon le devers de la chaussée d'autoroute qu'elle porte. La traverse inférieure constitue la fondation enterrée, conçue comme un radier général mince en béton armé, exécuté sur béton maigre. Les piédroits forment, enfin, culées incorporées.

Les deux demi-ouvrages sont complétés par des murs de soutènement pour les terres qui constituent les remblais de l'autoroute: entre eux, ce sont des murs masques assurant la continuité architecturale des piédroits et à l'extérieur, de part et d'autre, des murs qui suivent les talus selon une disposition soit en aile soit en retour. Dans le premier cas, le bord supérieur des murs est dans le prolongement de la corniche du cadre ; dans le second, le bord supérieur est descendant, et présente éventuellement au-dessus du plan incliné du talus, un couronnement parallèle à celui-ci et légèrement en saillie.

2.2.2. - Choix de base pour l'ouvrage -

Ce sont les choix que le projeteur doit arrêter avant tout calcul pour fixer le parti général de l'ouvrage. Ils concernent l'adaptation de l'ouvrage au site et au sol, le choix des murs de tête et enfin le choix des matériaux et de leurs caractéristiques.

2.2.2.1. - Adaptation géométrique -

On doit choisir la coupe droite de l'ouvrage convenant à la voie franchie (dans la gamme des profils normalisés définis dans le catalogue CAT 66) et la ou les cotes de fondation. Les traverses inférieures sont en général horizontales mais, si la pente de la voie franchie est importante, les deux demi-ouvrages autoroutiers peuvent être fondés à des cotes variables ou différentes. Ces points sont exposés en détail dans la pièce-pilote 1.2. (Implantation et dimensionnement).

2.2.2.2. - Choix des têtes -

Le tableau ci-après donne à titre indicatif les prix relatifs des différents types. La comparaison est faite pour l'ouvrage donné en modèle d'application PI 1680\I pour lequel les murs ont des dimensions qui sont assez fréquentes pour ce genre d'ouvrage.

.../...

MÈTRE	4 MURS	EN AILE		EN RETOUR	
		en (T) renversé	massifs	suspendus	sur semelle
COFFRAGE	m ²	350	370	280	365
Plus value pour parements fins	m ²	130	145	130	130
Béton	m ³	105	230	45	160
Acier (armatures garde-corps)	t	4 -	- -	3,8 1	4,4 1
PRIX RELATIF (à titre indicatif)		1	1,20	0,85	1,45

(Cette comparaison ne tient pas compte du coût de la mise en place du remblai derrière ouvrage, qui est plus chère et plus délicate dans le cas des murs en retour).

Pour définir l'implantation des murs, leur cote de fondation (qui peut différer de celle du cadre) et leur dimensionnement, on se reportera aux dessins-pilotes de la pièce 1.3.2. et aux abaques des pièces 1.3.4. (murs en retour) et 1.3.5. (murs en aile).

Pour les joints entre ouvrage et murs, des joints étanches ne sont pas indispensables et sont même contre-indiqués s'il y a risque de mouvement notable (par exemple en cas de murs fondés plus superficiellement que le cadre). Il sera généralement préférable de dessiner les maçonneries en vis-à-vis :

- avec des joints franchement ouverts, mais derrière lesquels un empilement de plaques de béton, de parpaings ou de briques pourra retenir les terres,
- avec des surfaces en regard telles que les mouvements prévisibles ne soient pas gênés (en particulier : éviter tout coincement ultérieur).

2.2.2.4. - Matériaux utilisés -

- a) le béton peut n'être que d'une bonne qualité de résistance nominale :

$$\sigma_{28} = 270 \text{ bars (mesurée sur cylindres à 28 jours)}$$

Le projeteur doit alors choisir la résistance du béton à la flexion ($\bar{\sigma}_b$ flex) qui doit être inférieure ou égale à la valeur déduite de σ_{28} par application des coefficients réglementaires (α , β , γ , δ) définis au Fascicule 61 Titre VI (Chapitre II). Si on porte au bordereau pour $\bar{\sigma}_b$ flex la valeur maximale ainsi obtenue, le programme calcule automatiquement l'ouvrage le plus mince possible compatible avec les matériaux. Si l'on désire obtenir l'ouvrage non pas le plus mince, mais le plus économique, le projeteur doit limiter $\bar{\sigma}_b$ flex à une valeur généralement plus faible que le maximum possible. Compte tenu des prix relatifs de l'acier et du béton il semble que cette valeur doive actuellement être comprise entre 135 et 150 bars et qu'entre ces valeurs les variations de coût soient faibles, ce qui conduira le plus souvent à opter tout simplement pour la valeur de 135 bars. Pour limiter les longueurs d'ancrage la contrainte de traction de référence sera prise égale au maximum compatible avec le matériau.

- b) l'acier employé sera, en quasi-totalité de l'acier à haute adhérence, de même coût et aussi facile à approvisionner que l'ADX à peu près partout en France. Cet acier devra être façonnable et avoir une limite d'élasticité nominale d'au moins :

$$\sigma'_{en} = 40 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les diamètres supérieurs à } 20 \text{ mm.}$$

$$\sigma'_{en} = 42 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les diamètres inférieurs ou égaux à } 20 \text{ mm.}$$

Les diamètres ont été limités à deux pour le ferrailage principal du cadre. Il seront presque toujours les suivants : \emptyset 20 pour les armatures longitudinales de la nappe principale tendue et \emptyset 14 pour les armatures transversales de répartition, les armatures longitudinales de la nappe comprimée et les armatures avant des goussets.

Dans les demi-cadres et les masques on ne trouve donc que des \varnothing 20 H.A. et \varnothing 14 H.A. à l'exclusion de quelques fers de construction \varnothing 10 (soutien des armatures comprimées des traverses) et \varnothing 8 (espacement des aciers des piédroits).

Pour obtenir des mailles de côtés assez grands (15 à 30 cm), on peut en outre grouper deux à deux les barres des nappes principales de ferrailage, à l'entaxe de 4 cm pour 2 \varnothing 14 et 5 cm pour le couple \varnothing 14 \varnothing 20 ou pour 2 \varnothing 20.

Enfin, une disposition systématique tête-bêche assurant des arrêts de barre échelonnés (enveloppe des moments) a été retenue pour réduire la nomenclature des longueurs.

Pour les murs de tête, trois diamètres principaux (\varnothing 25, \varnothing 20 et \varnothing 14 H.A.) sont nécessaires en général, avec quelques \varnothing 8 pour les armatures de répartition et les cadres de couronnement. Le chaînage en tête de ces murs et celui des semelles sont faits avec des \varnothing 14.

L'usage d'acier de nuance ADX se limite à quelques domaines sans incidence économique sur l'ensemble du projet, lorsque la facilité de formage est une commodité appréciable, comme pour le ferrailage des corbeaux d'appui des dalles de transition et le ferrailage de quelques éléments annexes.

Au total, les P.I. de type 1 font appel à des aciers à haute adhérence à raison de :

- 97 pour cent environ pour l'ossature principale (demi-ouvrages et masques),
- 95 pour cent environ pour les têtes.

Les choix des diamètres, longueurs et groupements ont tendu à réduire au maximum la nomenclature et à permettre l'approvisionnement en coupes modérées (aucune longueur n'excède 10 mètres).

2.2.3. - Sujétions propres au type -

a) - bétonnage -

Ces sujétions sont celles du béton armé adoucies par la commodité de la géométrie offerte mais où les reprises sont à considérer.

Conformément aux hypothèses de calcul et pour la commodité du chantier, deux reprises sont à prescrire, l'une à l'amorce inférieure des piédroits, l'autre à leur partie supérieure. En outre, pour obtenir une corniche d'aspect satisfaisant, celle-ci sera coulée après décintrement de la traverse supérieure. Les masques feront également l'objet d'un bétonnage à part, et, en cas de murs en retour suspendus, il y aura reprise de bétonnage pour exécuter nervures et voiles.

Compte tenu des consoles d'appui de la dalle de transition la reprise supérieure sur piédroit pourra avoir lieu soit au-dessous soit au-dessus de ces consoles, selon la nature des coffrages (par exemple : coffrages glissants système CONCRETOR - PROMETO) selon celle des chaussées de l'autoroute (position de cette console vis-à-vis de l'amorce du gousset supérieur), selon celle du cintre de traverse supérieure (cintre lié au bétonnage des coffrages de piédroit ou indépendant et construit après décoffrage de ceux-ci), etc...

La préfabrication des piédroits par éléments de 3 m de largeur a été tentée. Elle n'est concevable que pour des séries d'ouvrages et exige un grand soin dans l'exécution des joints de béton complémentaire coulé en place. Indépendamment de l'importance technique de ce béton de solidarisation, son coffrage devra être particulièrement soigné si l'on ne veut pas perdre aux reprises le gain d'esthétique des parements bien dressés des éléments préfabriqués coulés à plat.

Pour ces raisons et compte-tenu de ce que cette préfabrication s'éloigne de l'hypothèse de calcul du cadre comme ouvrage monobloc, il est souhaitable de ne recourir à la préfabrication des piédroits qu'après avoir consulté le Service Spécial des Autoroutes. Aussi modestes que soient les P.I. de type I, ils commandent tout autant que n'importe quel autre pont portant l'autoroute, l'exploitation de celle-ci, son exécution parfois, sa date de mise en service toujours.

b) - ferraillage -

Les reprises de bétonnage prescrites s'accomodent bien des fers en attente d'ailleurs courts dans les angles des goussets.

On s'attachera à leur bon pliage et à leur bon soutiep (notamment pour les goussets supérieurs).

Les aciers verticaux des piédroits seront aussi tenus convenablement et divers systèmes d'usage courant dans le bâtiment permettent à peu de frais de garantir leur position correcte vis-à-vis des parements (par exemple : barres $\varnothing 8$ s'appuyant sur les deux coffrages par l'intermédiaire de capuchons en plastique présentant de petits tétos ; la laitance vient enrober entièrement ces capuchons perdus, ce qui les rend invisibles sur les parements décoffrés).

Pour faciliter l'approvisionnement du chantier, les longueurs des barres ont été systématiquement limitées à 10 m. En particulier, pour le ferraillage transversal la barre unique de 16,82 m (= 16 m/sin 80) a été remplacée par deux barres de 10 m et 7,45 m et les recouvrements ont été disposés tête-bêche.

c) - corbeaux d'appui et goussets -

Il va sans dire que les goussets sont une nécessité impérative du type, assurant l'encastrement parfait des divers éléments du cadre les uns sur les autres. Leur exécution n'est pas du reste, une complication constructive considérable.

Les corbeaux d'appui des dalles de transition sont nécessaires, de leur côté, pour la bonne constitution de la voie rapide portée par l'ouvrage. L'exécution s'en présente assez commodément à l'occasion d'une reprise de bétonnage. On a veillé aussi à ce que leur ferraillage, d'ailleurs facile à préfabriquer, s'insère sans difficulté dans le ferraillage courant du piédroit.

d) - remblaiement aux abords de l'ouvrage -

Les P.I de type I sont conçus et calculés pour être remblayés symétriquement. Dans le cas où un remblaiement symétrique ne pourrait être réalisé derrière les piédroits, il serait indispensable soit de renforcer les piédroits en conséquence lors de l'établissement du projet, soit à l'exécution de contreventer l'ouvrage au moyen de quelques étais suivant les diagonales dans la partie du demi-cadre intéressé par ce remblaiement qui généralement pourra être poursuivi ensuite symétriquement.

Il sera bon, pour ne pas surcharger la traverse inférieure, que les tassements des remblais s'effectuent le plus librement sans surcharger le cadre par frottement latéral ; d'où utilité de la préparation de compactage du terrain jusqu'aux piédroits, du bon compactage des remblais et des précautions que l'on pourrait prendre pour réduire le coefficient de frottement des terres sur les piédroits.

Enfin, le remblaiement derrière les murs de tête, spécialement derrière les murs en retour suspendus, sera fait par couches minces régulièrement compactées par un engin de poids moyen, de manière à ne pas exercer de poussée excessive pendant cette phase des travaux.

3 - EMPLOI PRATIQUE DU DOSSIER-PILOTE -

Muni de son modèle P.I 1680\I et éventuellement épaulé par d'autres ferrailages complets fournis par la Bibliothèque des Modèles, le dossier-pilote peut s'utiliser de deux manières différentes, selon le délai dont on dispose, pour :

- l'établissement direct d'un projet de marché sur dégrossissage sommaire,
- l'établissement d'un projet de marché sur dossier détaillé.

3.1. - Etablissement direct d'un projet de marché -

C'est une formule qui ne peut s'appliquer qu'en cas d'urgence pour le lancement rapide d'une série d'ouvrages et lorsque le financement de l'opération en cause est prévu à très bref délai :

- on implantera l'ouvrage (détermination du biais, de la cote de fondation ...)
- on procèdera aux différents choix visés par les pièces-pilotes du présent dossier,
- on choisira les longueurs des dalles de transition d'après indications du dossier JADE,
- on commandera le calcul électronique complet correspondant,
- on dressera alors le dossier de marché à l'aide des éléments suivants :
 - En bordereau A, outre le C.P.S. et les autres pièces habituelles, une compilation plan-élévation-coupe tenant compte des dimensions géométriques lues dans la note de calcul électronique (portée, épaisseurs, etc ...) et muni de détails tirés des dossiers-types complémentaires (garde-corps, dalles de transition etc...).

- En bordereau B, les fiches d'un sondage de reconnaissance profond et de quatre essais in situ au moins, et éventuellement des modèles de dessins de ferrailage extraits du PI-CF 67 ou de modèles de la Bibliothèque.

- En bordereau C, outre les pièces administratives habituelles, la note de calcul électronique et les avant-métrés extraits pour partie de la note de calcul électronique.

3.2 - Etablissement d'un projet technique détaillé -

C'est le processus classique d'élaboration d'un projet, tel qu'il a été défini par la Circulaire Ministérielle n° 60 du 17 Août 1962, en trois étapes successives: Avant-Projet sommaire, Avant-Projet détaillé, Projet définitif. On trouvera dans le catalogue CAT 66 (ou dans les éditions ultérieures) toutes indications sur la consistance à donner aux études à ces différentes phases.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Morphologie d'ensemble

Applications particulières

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

1.1.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél. 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

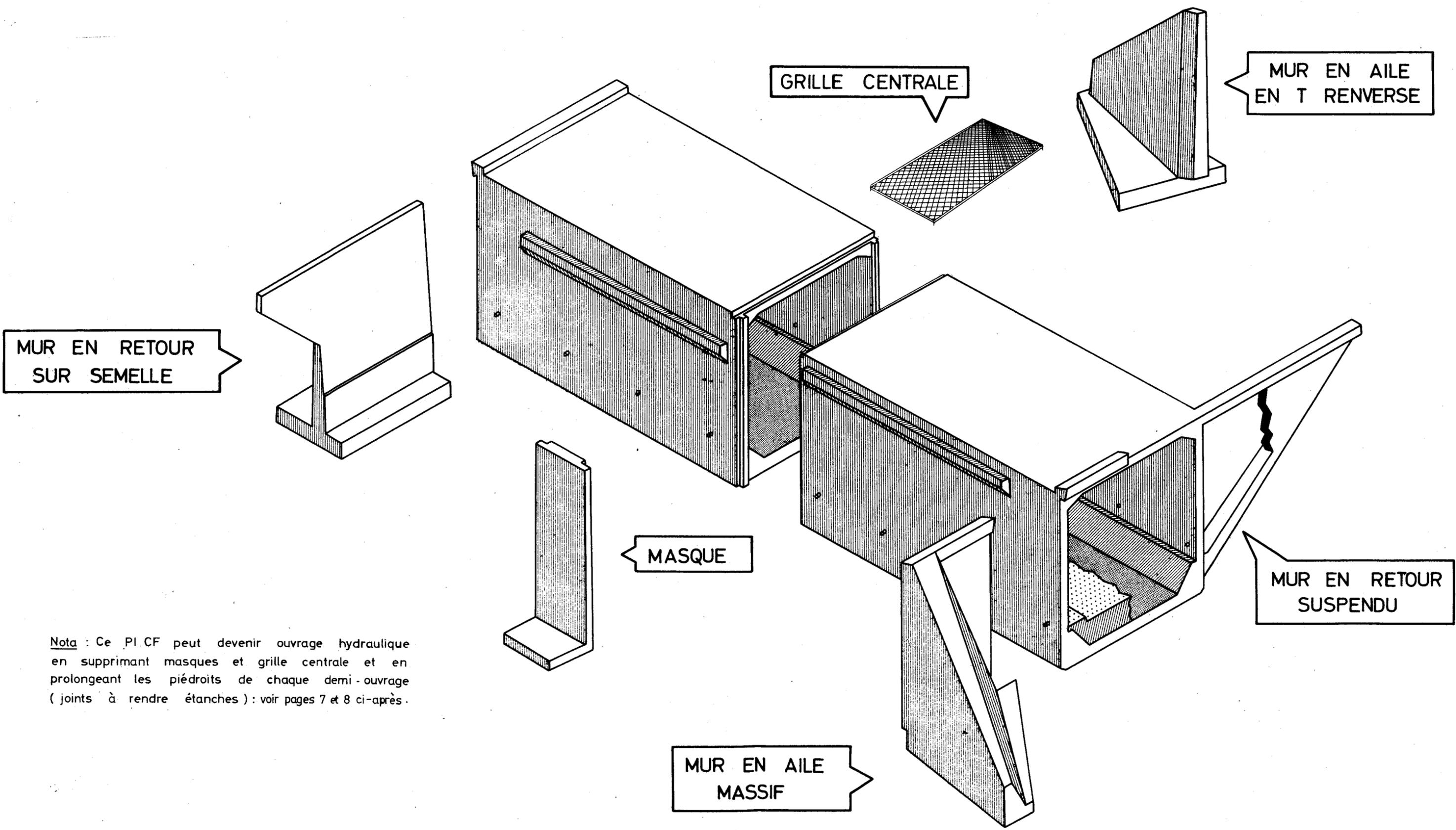
Ingénieur P.C.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966/71

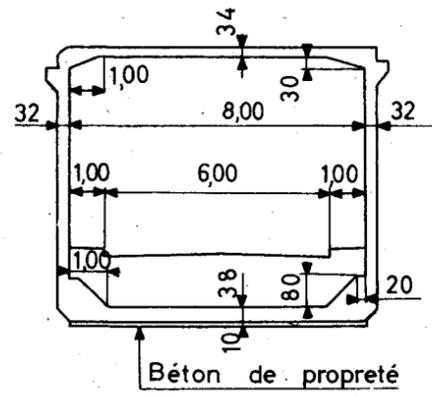
VUE ÉCLATÉE



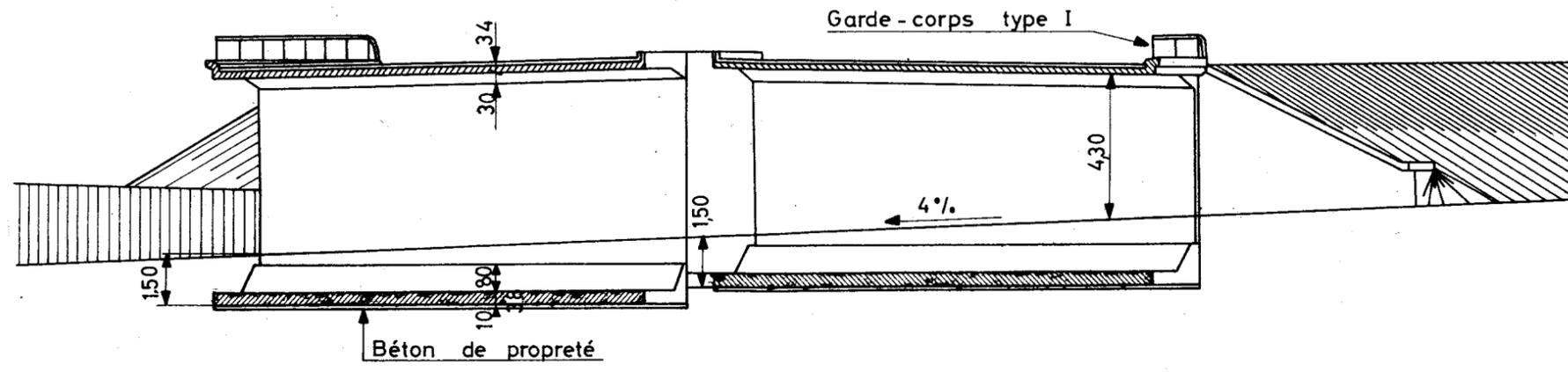
Nota : Ce P.I.C.F. peut devenir ouvrage hydraulique en supprimant masques et grille centrale et en prolongeant les piédroits de chaque demi-ouvrage (joints à rendre étanches) : voir pages 7 et 8 ci-après.

P. I. de type 1
modèle
P. I. 1680 \ IV

COUPE AA

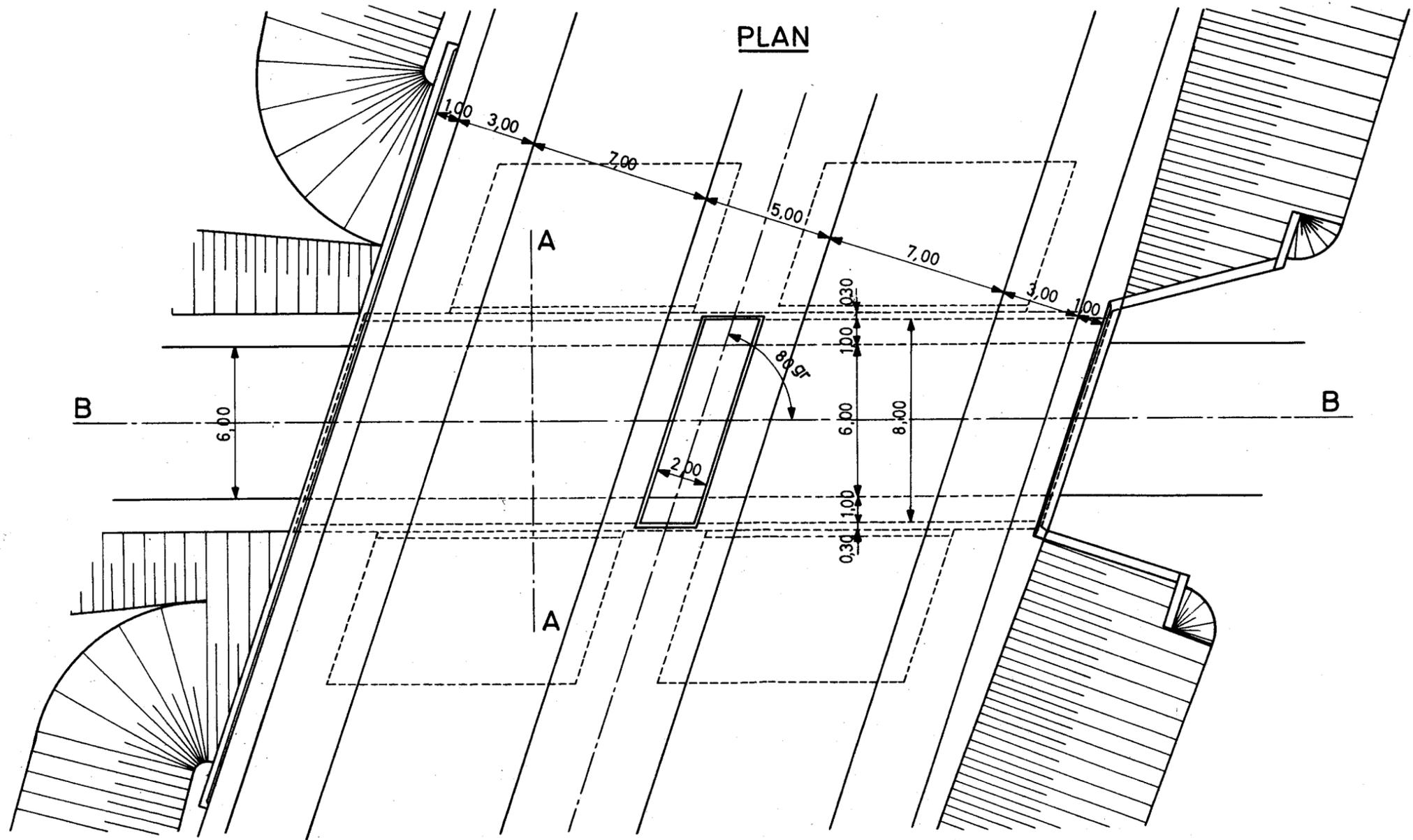


COUPE BB

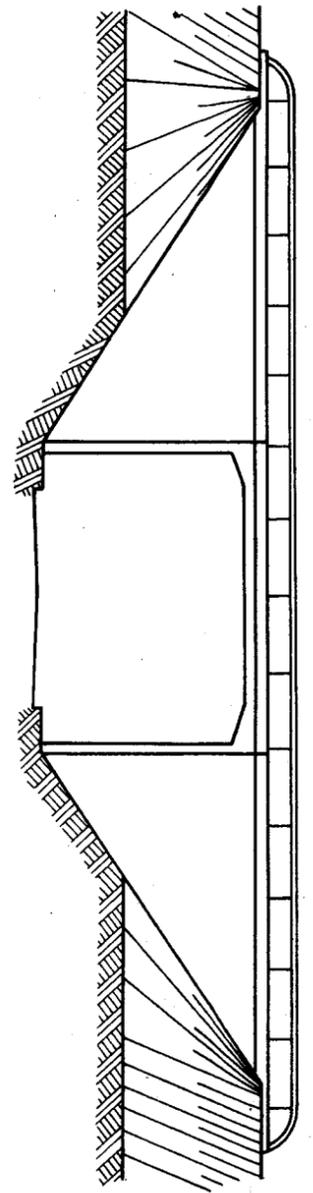


ECHELLE : 1/200

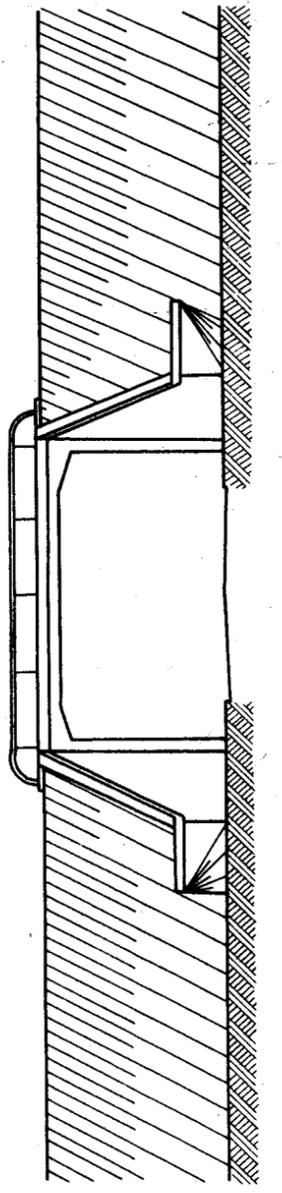
PLAN



ÉLÉVATION AVEC MUR EN RETOUR

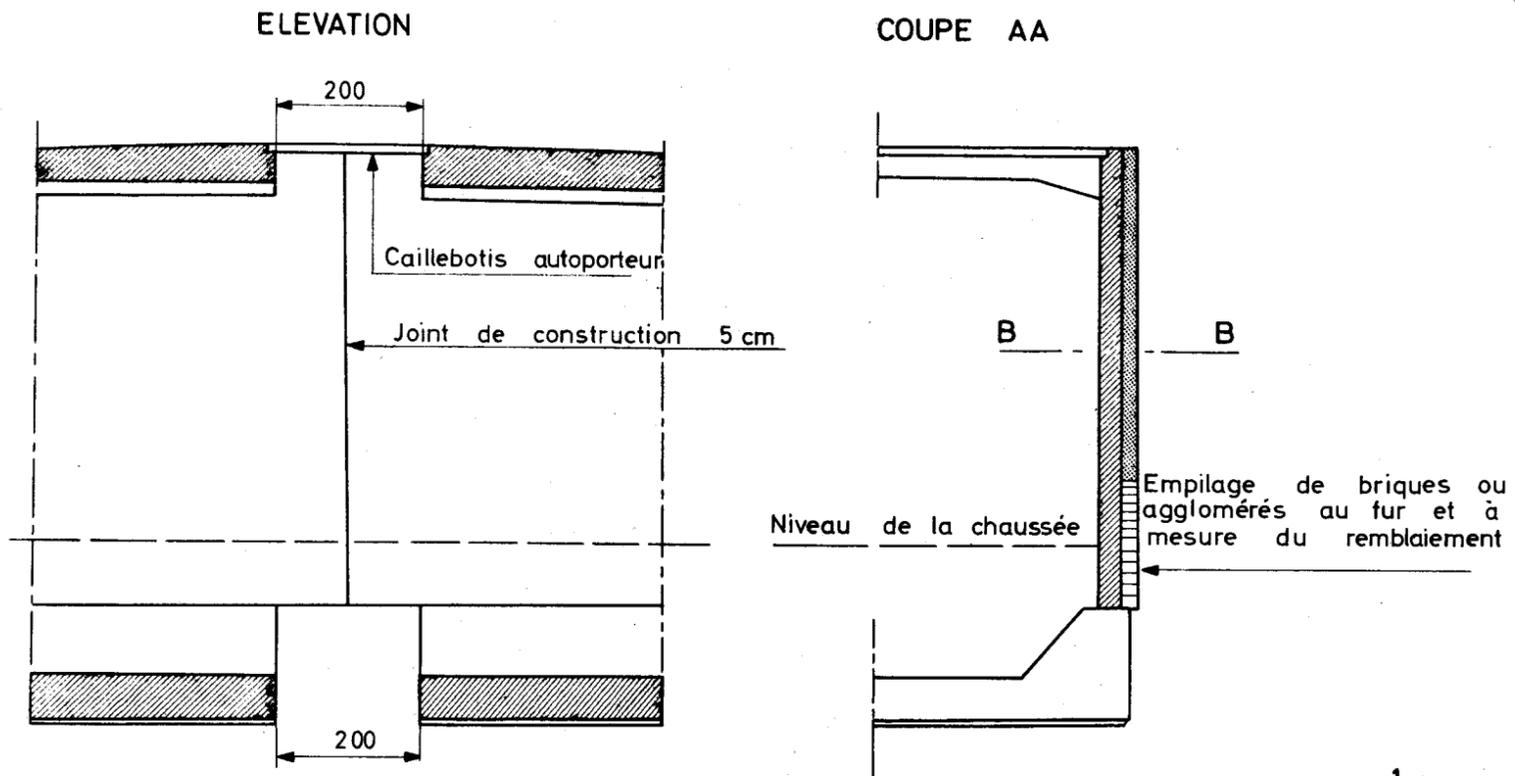


ELEVATION AVEC MURS EN AILE



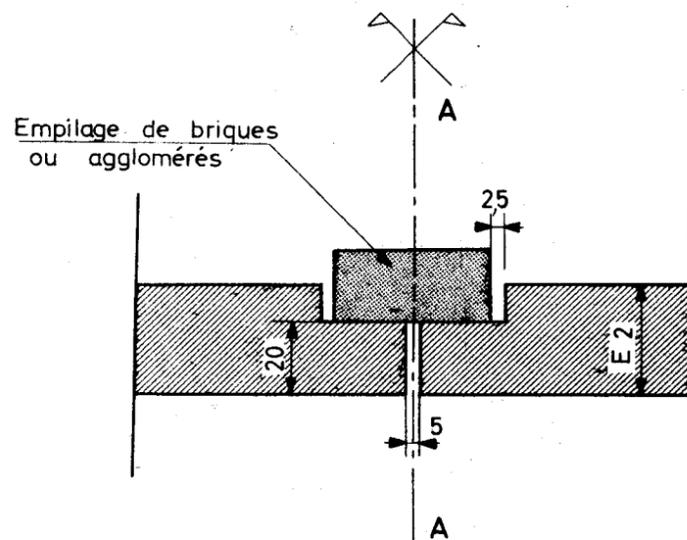
DISPOSITIONS DES MASQUES

MASQUE EN ENCORBELLEMENT (par prolongement des piédroits)



ECHELLE : 1/100

PLAN COUPE BB

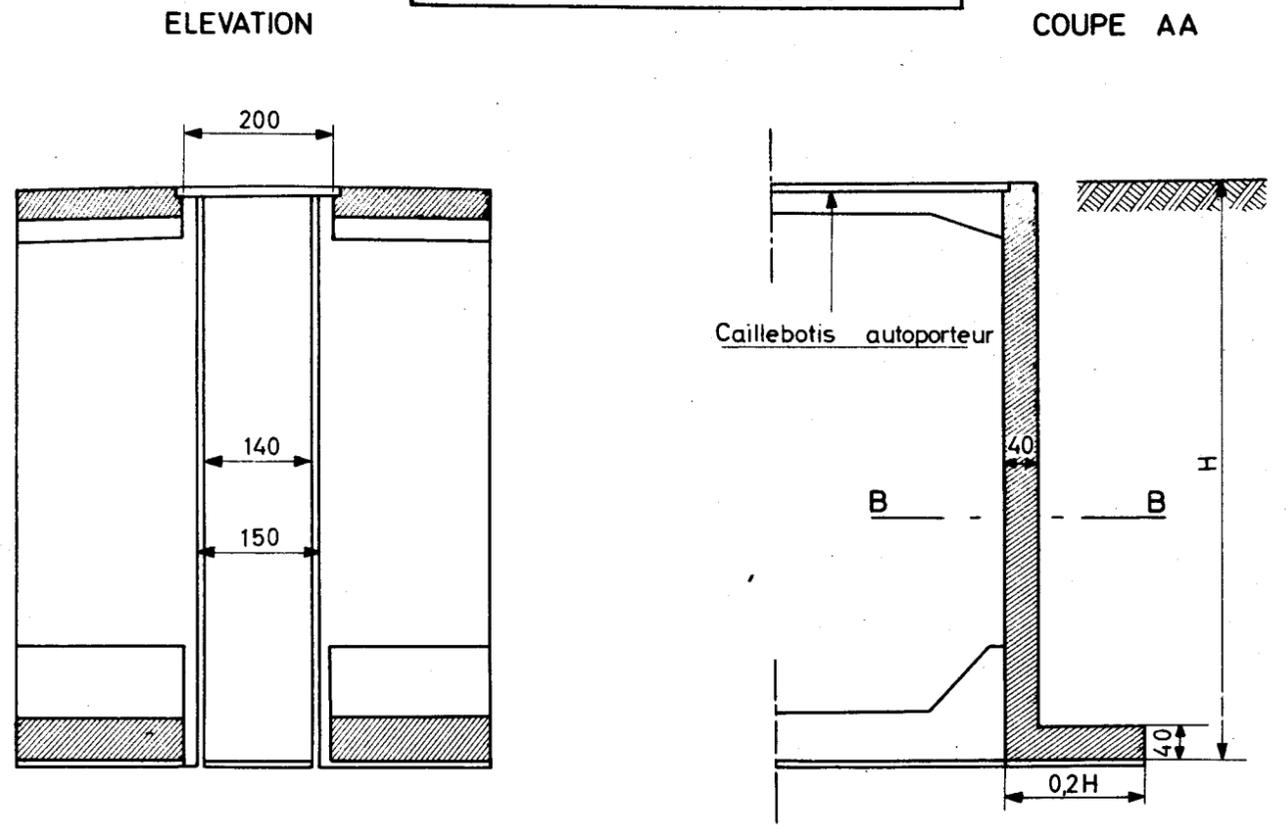


ECHELLE : 1/20

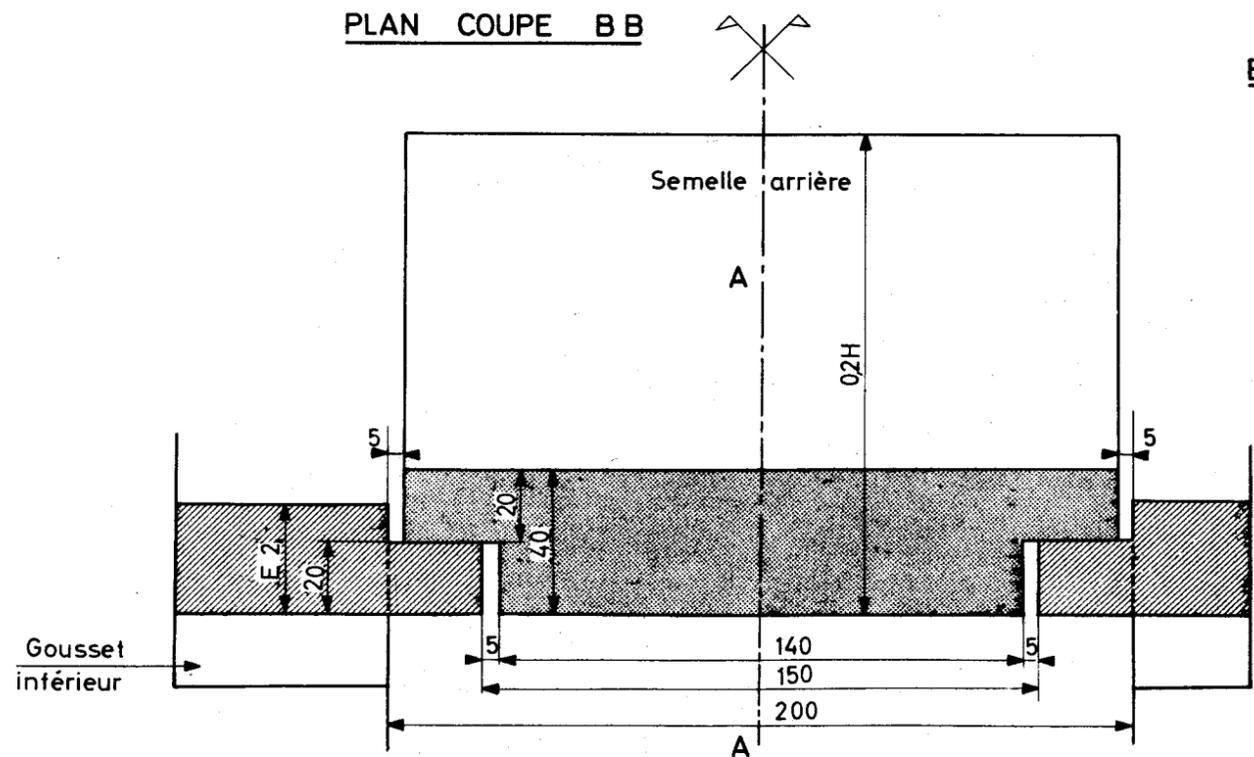
Extérieur du cadre

Intérieur du cadre

MASQUE INDEPENDANT DU CADRE



PLAN COUPE BB



ECHELLE : 1/100

Intérieur du cadre

ECHELLE : 1/20

<p>DISPOSITIONS A PREVOIR DANS CERTAINS CAS SPECIAUX</p>
--

Les dispositions précédentes sont à prévoir dans les cas courants, à savoir : ouvrages routiers dont les tassements restent modérés (de l'ordre de grandeur de ceux calculés dans le modèle d'application pièce 3.6.2).

Nous étudions maintenant les cas suivants :

- CAS 1 : Ouvrages hydrauliques sous remblais ou non, et ouvrages routiers sous remblai, ne subissant de toute manière que de faibles tassements.
- CAS 2 : Dispositions particulières à prévoir pour éviter renards et affouillements pour les ouvrages hydrauliques à tassements notables.
- CAS 3 : Dispositions à prévoir en cas de joint sous chaussée entre deux cadres voisins.

Naturellement les cas 2 et 3 peuvent se rencontrer simultanément sur le même ouvrage.

- CAS 1 - OUVRAGES HYDRAULIQUES ET OUVRAGES SOUS REMBLAI, SANS TASSEMENTS NOTABLES :

On supprime la grille du trou central qui devient sans intérêt et on construit deux demi-cadres jointifs. Notons au passage que la donnée ETROTG n'aura pas la même valeur que dans les cas courants (0,50 m pour un ouvrage routier courant, 2,50 m pour un ouvrage hydraulique). La protection du joint se fait sur la traverse supérieure par un alignement de briques placées dans un encuvement, sur les piédroits et la traverse inférieure par un joint étanche à l'eau du genre Waterstop (voir pages 10 et 11).

Pour les murs de tête, si l'ouvrage est hydraulique et de petite ouverture, la meilleure solution est de prévoir des murs en U (comme ceux dessinés pages suivantes). Si l'ouvrage est de plus grande ouverture, on recourra aux solutions habituelles. Leur implantation sera telle que leur extrémité se raccorde au bord du lit du ruisseau.

Un ouvrage hydraulique devra être équipé de nervures parafouilles dont la profondeur sera fonction du régime du ruisseau et du niveau du radier par rapport au profil en long du fond du lit. La valeur de 1 m portée sur les dessins est valable pour le cas de cours d'eau non torrentiel si le radier est superficiel.

Si l'ouvrage n'a normalement qu'un débit très faible ou intermittent, on est conduit à enterrer le radier pour mettre le sol de fondation à l'abri du gel.

- CAS 2 - OUVRAGES HYDRAULIQUES AVEC TASSEMENTS NOTABLES

Un joint de caoutchouc type Waterstop est incapable de supporter des tassements différentiels notables (mouvements verticaux relatifs et éloignement des lèvres du joint), il est donc dans ce cas inopportun d'en mettre. Le dispositif que l'on doit adopter ne sera pas étanche à l'eau, mais doit permettre d'éviter en cas d'ouverture du joint, les remous et les affouillements. Lorsque les tassements seront effectués (au bout de 1 à 2 ans), le Service d'entretien pourra enlever le dispositif provisoire et bourrer l'ouverture avec du béton d'assez petite granulométrie.

Le dispositif proposé consiste en un joint ouvert de 7 à 8 cm à la base (avec un fruit de 10 %). On place entre béton de propreté et traverse inférieure une plaque métallique goudronnée de 5 mm d'épaisseur au moins et de 40 ou 50 cm de large, fixée par vis ou tirefonds à un sciage de bois tendre coupé à la forme du joint (voir schéma 1 page 12). La plaque de métal doit remonter à l'extérieur des piédroits jusqu'à la hauteur des P.H.E (le joint ouvert fera tout le tour du cadre pour éviter le coince-ment à la partie supérieure). Entre plaque de métal et béton du radier, on peut éventuellement interposer une feuille d'Isobutyl armé de fibres de verre, large de 1 m, destinée à parfaire l'étanchéité à l'eau; cette feuille passe entre la plaque et le sciage, le serrage de ces pièces assurant la fixation. Lorsque les tassements seront effectués, on enlèvera la pièce de bois et on remplira de béton.

En phase provisoire on peut disposer sur la traverse supérieure une plaque de métal, (fixée uniquement sur le radier amont), destinée à éviter les remous. La durée de vie de cette plaque, qui va rouiller, est naturelle-ment limitée, mais largement suffisante pour attendre le moment où les tassements seront terminés.

En cas de débit important en permanence, rendant difficiles les opéra-tions ultérieures, le mieux paraît être de prévoir au lieu de la pièce en bois un garnissage creux en tôle pliée de 5 mm d'épaisseur que l'on remplira ultérieurement par injection de béton (voir schéma 2 page 12).

- CAS 3 - JOINTS SOUS CHAUSSEE

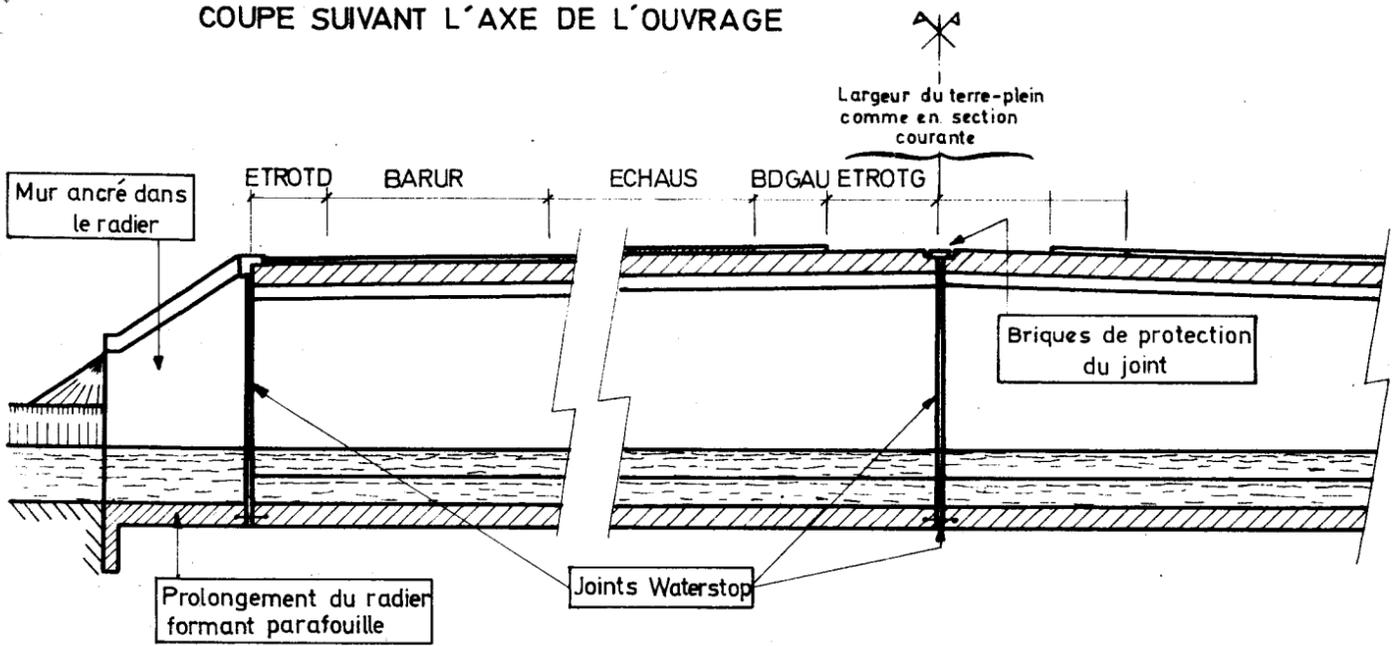
Dans le cas de sol très mauvais, et surtout sous remblai, il peut être impossible de garantir, sous les tassements, le bon comportement d'un "tube" de 16 à 20 m de long (demi-ouvrage autoroutier). On est alors conduit à prévoir un joint sous chaussée. Si la traverse supérieure est au niveau de la chaussée, et parfois également si elle est sous remblai, il faut éviter les mouvements verticaux relatifs des morceaux d'ouvrage par des embrève-ments dans les piédroits (voir schéma 3 page 13). L'ouverture du joint vertical dans les piédroits peut être de l'ordre de 8 cm et on prévoira une ouverture comparable des parties horizontales des joints pour garantir que l'ouverture reste suffisante après les tassements intervenus en cours de construction des cadres. Dans les deux parties horizontales, on disposera après décoffrage des plaques de néoprène d'au moins 20 x 20 cm calées par des coins métalliques (ceci permet un transfert de charge d'environ 40 t pour chaque piédroit; on aura à apprécier dans chaque cas d'espèce de l'ordre de grandeur du transfert à envisager en fonction des dimensions de

l'ouvrage et du poids éventuel du remblai qui le recouvre). Les encorbellements devront être ferrillés de façon à pouvoir reprendre les efforts.

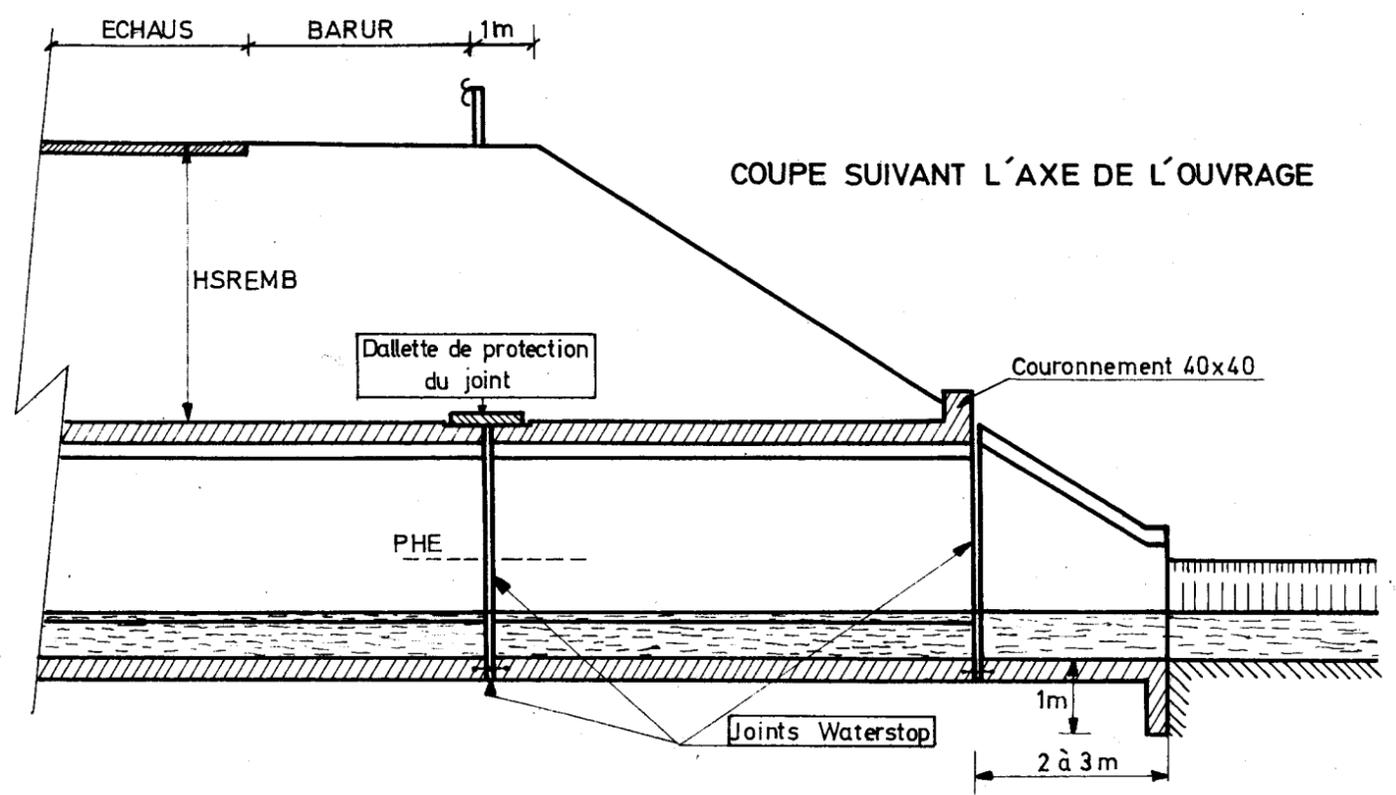
Sur la traverse supérieure, le joint longitudinal n'aura à absorber que des dénivellations minimales dues à la flexibilité de la plaque sous les charges roulantes (dénivellations de l'ordre du millimètre). Le joint est constitué par un simple fer plat placé dans une encoche (voir schéma 4 page 13).

DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

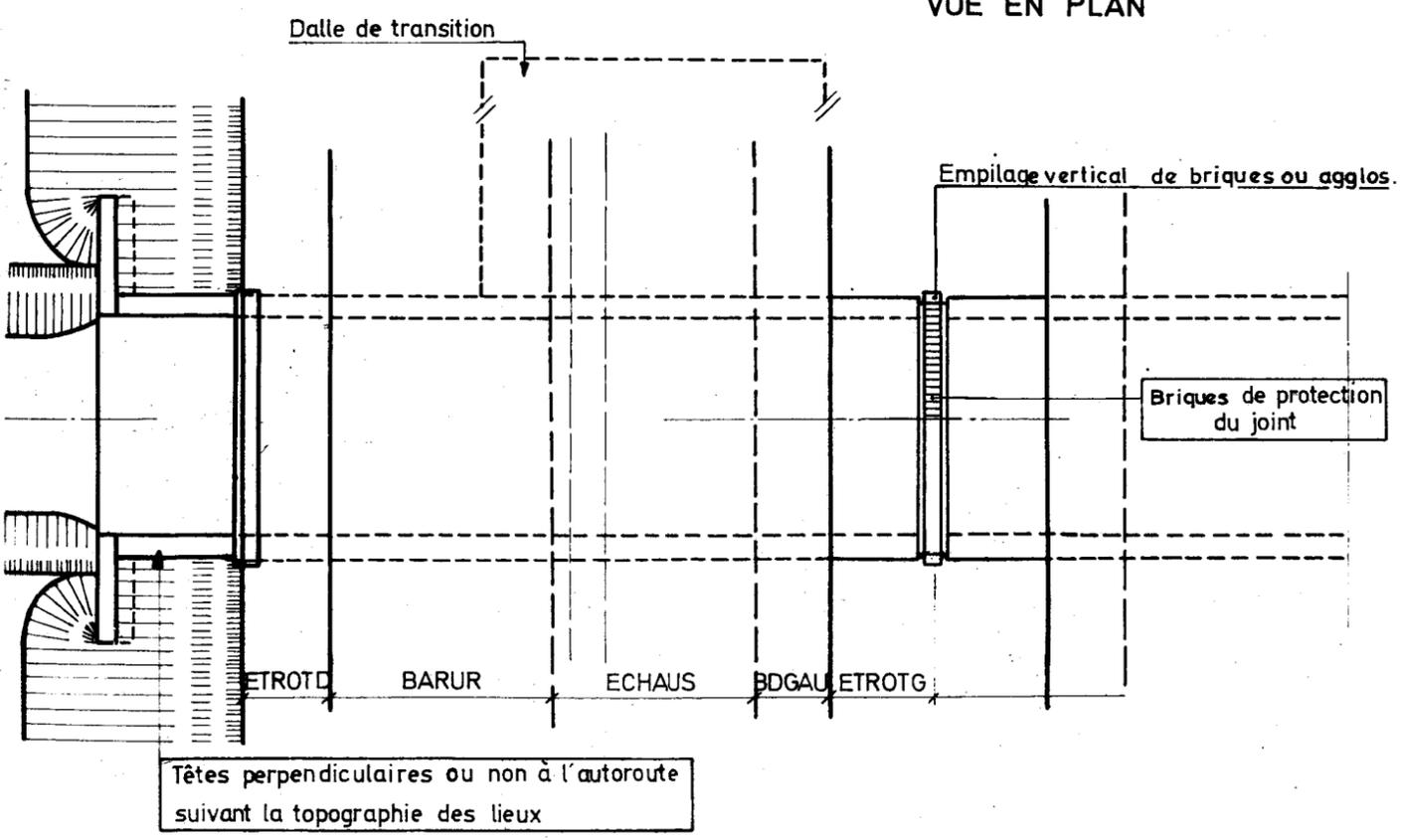
COUPE SUIVANT L'AXE DE L'OUVRAGE



COUPE SUIVANT L'AXE DE L'OUVRAGE



VUE EN PLAN



VUE EN PLAN (terres enlevées)

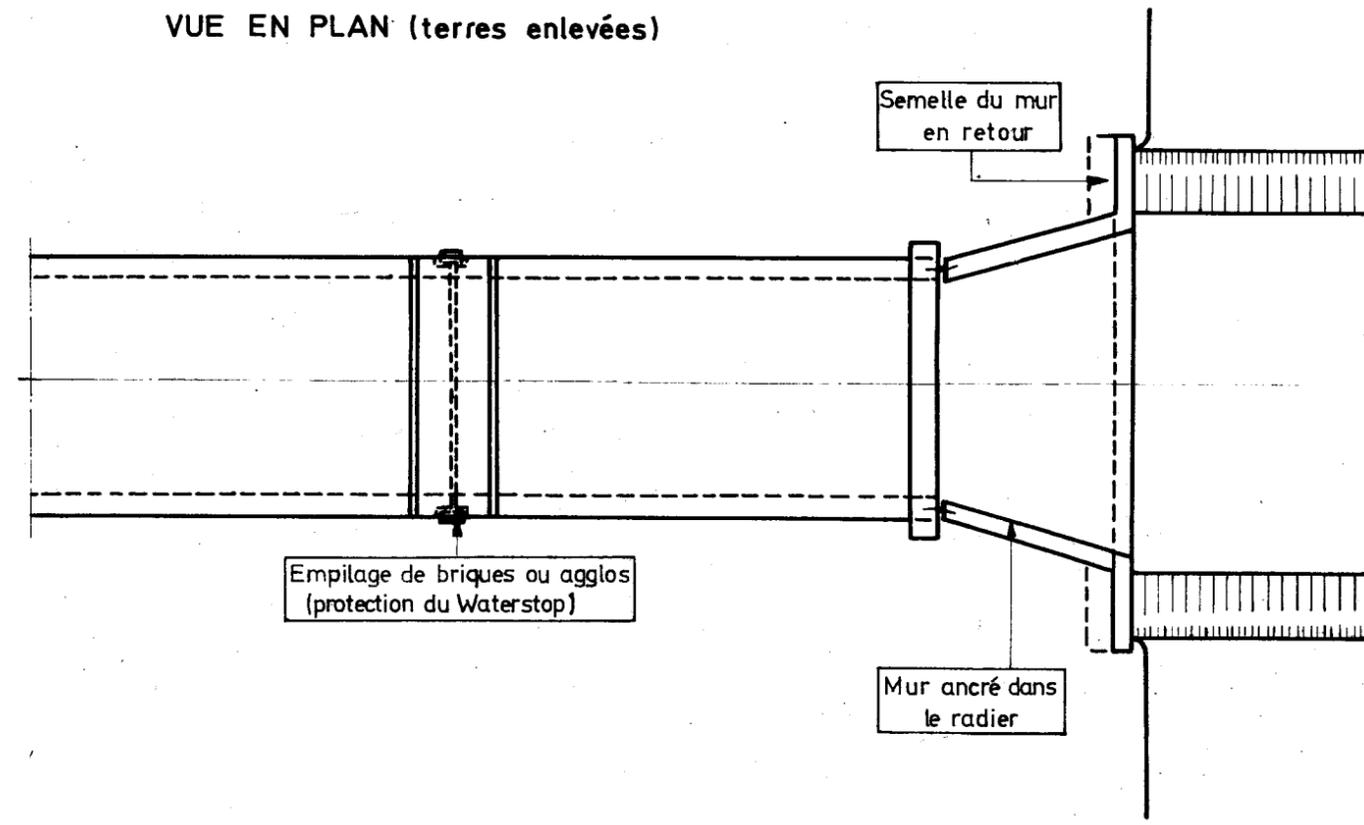


Schéma ①

Joint entre traverses inférieures.

Plaque de métal (ép. 5mm) fixée sur le radier amont par 2 fers ronds soudés (tous les 50 cm) ou par une tige filetée.

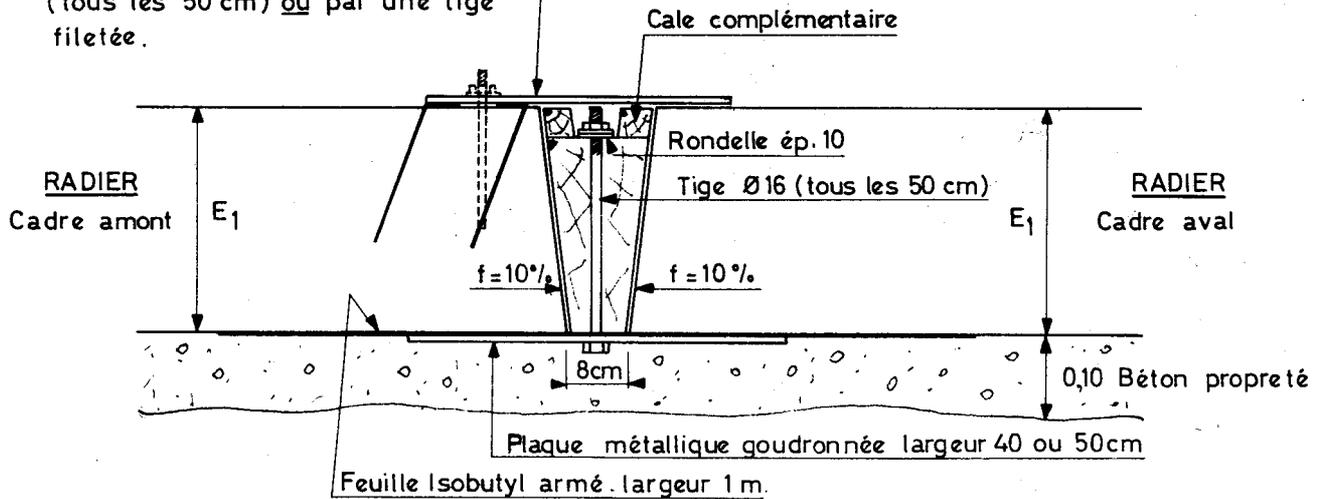
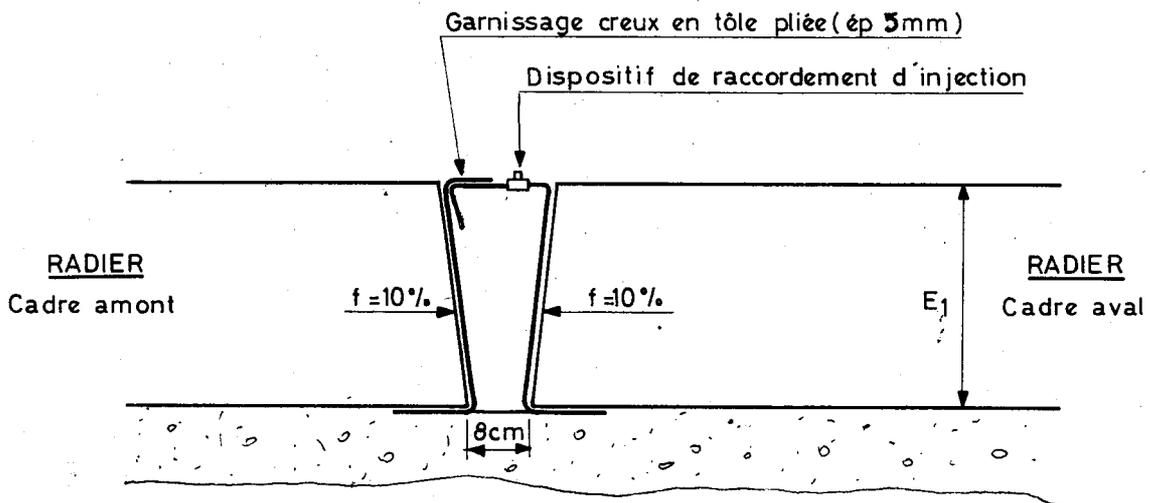


Schéma ②

Variante.



Dispositif de reprise des mouvements différentiels verticaux en cas de joint sous chaussée. (vue en élévation)

Schéma ③

Détail
(vue de profil)

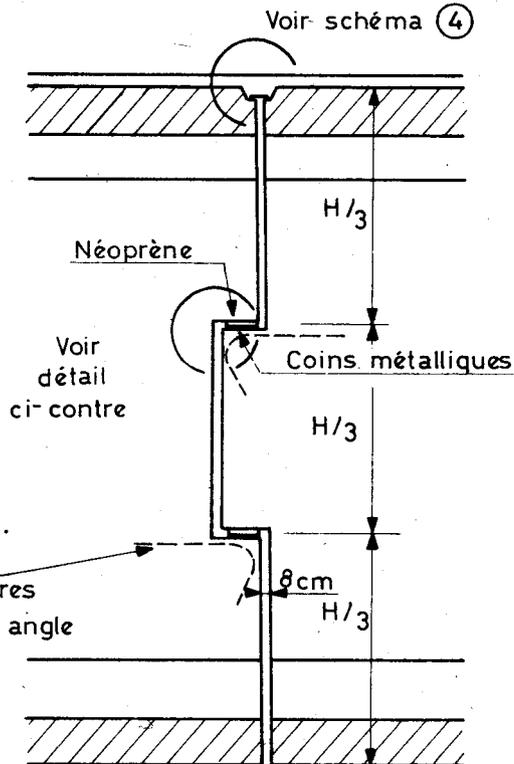
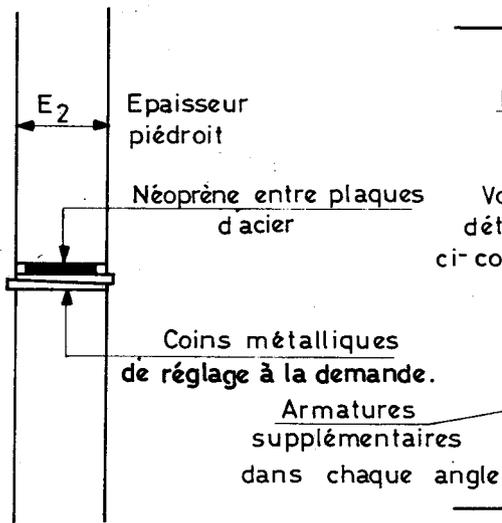
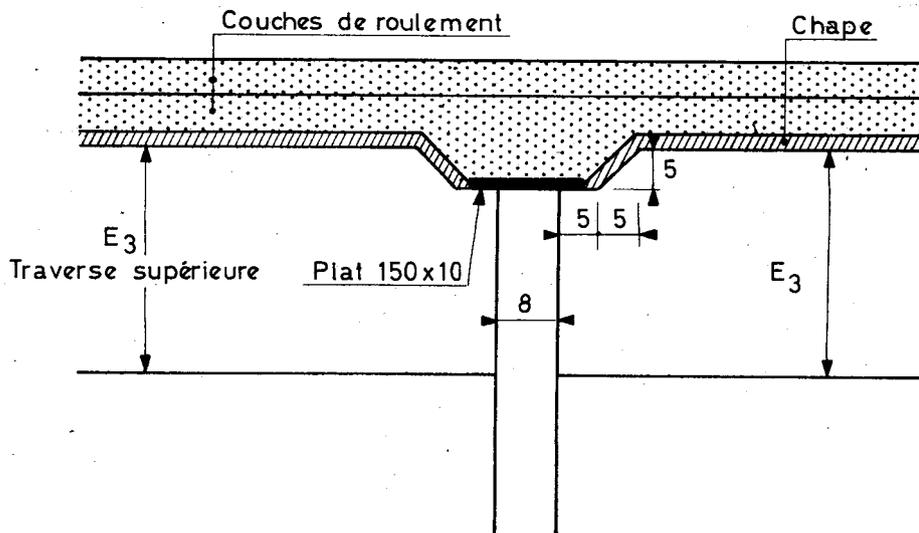


Schéma ④

Joint sous chaussée entre traverses supérieures.



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFRIEURS
EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES
**Implantation et dimensionnement
du cadre**

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

1.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur T.P.E
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966

La présente pièce a pour objet :

- de définir les dispositions géométriques à adopter transversalement et longitudinalement dans les différents cas qui peuvent se présenter concernant les caractéristiques de l'autoroute et de la voie franchie (ouvrage droit ou biais, autoroute à profil en travers symétrique ou en dévers à profil en long horizontal ou en pente, voie franchie comportant un profil en long de pente donnée).

- d'obtenir au stade de l'APD un dimensionnement approché de l'ouvrage et un avant métré des principales quantités à l'aide d'abaques.

- au moment de passer commande du calcul automatique, de choisir en connaissance de cause la valeur de certaines données, en particulier les épaisseurs des traverses et piédroits.

DISPOSITIONS GEOMETRIQUES

I - DEFINITIONS -

1.1. - Ouverture droite OUVER -

Le catalogue des ponts-types du Service Spécial des Autoroutes donne les profils en travers normalisés suivant la voie franchie. Les PI-CF autoroutiers auront donc une ouverture nettement définie :

VOIE FRANCHIE	Largeur de chaussée	3	4	5,5	6	7
	Largeurs des trottoirs	-	0,25	1	1	1,50
Ouverture (OUVER) en mètres		3	5,5	7,5	8	10
Immatriculation (cd = biais)		10 cd	14 cd	15 cd	16 cd	17 cd

Bien entendu, le calcul automatique peut être fait avec une ouverture non normalisée, et un biais non quantifié.

1.2 - Épaisseurs des traverses et des piédroits.

On trouvera par ailleurs l'exposé de la méthode suivie par le programme pour optimiser ces valeurs, à partir de valeurs initiales introduites comme données. Grâce à cette optimisation, on peut partir de valeurs quelconques pour E1, E2 et E3.

Toutefois, le temps et le coût du calcul sont fonctions croissantes de l'écart existant entre ces valeurs initiales et les valeurs finales (sauf dans le cas où la valeur donnée est supérieure à la valeur optimisée, c'est-à-dire strictement nécessaire, cas auquel cette valeur donnée est conservée) ; il faut donc rechercher des valeurs de départ proches de valeurs optimales, soit légèrement inférieures (il y aura optimisation), soit légèrement supérieures (le dimensionnement sera légèrement surabondant au point de vue du béton, il reste économique sur le plan du coût total).

Les très nombreuses exploitations du programme PICF (plus de 800 à fin 1970) nous ont fourni un important matériel statistique quant aux épaisseurs optimisées, à partir duquel des abaques ont été établis. (1)

Ils permettent un prédimensionnement :

- de l'épaisseur de la traverse inférieure (E1) en fonction de l'ouverture biaise et du paramètre ESOL
- de l'épaisseur du piédroit (E2) en fonction des mêmes paramètres
- de l'épaisseur de la traverse supérieure (E3) en fonction de l'ouverture et de l'épaisseur des piédroits, c'est-à-dire en définitive en fonction de l'ouverture et de ESOL.

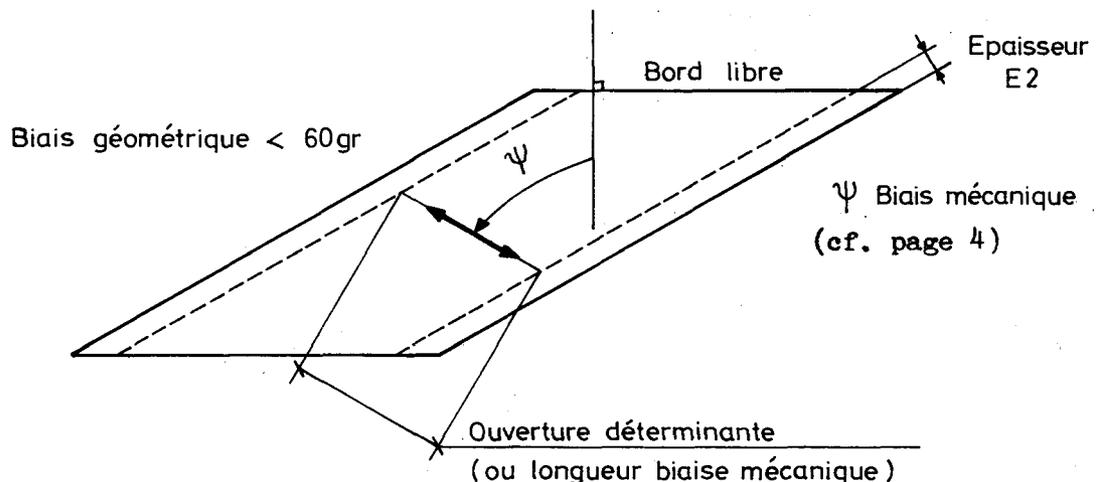
Ces abaques sont valables pour les dispositions les plus courantes relatives aux autres paramètres, c'est-à-dire essentiellement pour des ouvrages droits ou peu biais, ne portant que peu ou pas de remblai sur la traverse supérieure, dont l'ouverture est supérieure à la hauteur, et pour une contrainte maximale pondérée du béton en flexion voisine de 135 bars.

Dans les autres cas, on pourra néanmoins utiliser les abaques, au prix des corrections suivantes :

Cas d'un remblai important : on estime d'abord les valeurs qui seraient suffisantes si le remblai n'existait pas (au moyen des abaques), soit E_{10} (E_{10} , E_{20} , et E_{30}) ; on ajoute ensuite à chacune d'entre elles une épaisseur supplémentaire $\Delta E_1 = E_{10} \left[\sqrt{1 + \frac{H \ell^2}{2000 E_{10}^2}} - 1 \right]$, formule approximative dans laquelle H désigne l'épaisseur de remblai et ℓ l'ouverture de l'ouvrage (en mètres), et dans laquelle E_{10} est exprimé également en mètres.

(1) Voir à la suite de la page 2 ter

Cas d'ouvrages de biais prononcé : en principe, ce cas n'est pas du ressort du dossier-pilote et du programme PICF actuel, qui ne traitent pas les ouvrages de biais prononcé. Cependant, on pourra se référer utilement au sous-dossier 5 du dossier-pilote PIPO, qui traite des portiques de biais prononcé, et s'inspirer de son contenu. La méthode préconisée pour le calcul de semblables ouvrages est basée sur l'utilisation du programme M.R.B. appliqué à une dalle biaise dont, par le choix des appuis, le comportement sous charge est approximativement le même que celui de la traverse supérieure (ou inférieure) de l'ouvrage réel. Pour le dimensionnement de ce dernier, qui reste à faire avant d'appliquer le programme M.R.B., on peut se servir des abaques que nous présentons ici: au lieu d'introduire en abscisse la longueur biaise réelle de l'ouvrage, il suffit de prendre l'ouverture déterminante, dont la définition est rappelée à la figure ci-dessous, et de majorer les épaisseurs trouvées de 5 centimètres environ (les ferrillages de ces ouvrages sont généralement plus compliqués que ceux du pont-cadre droit ou peu biais, et l'on a intérêt à épaissir légèrement les éléments pour en diminuer le taux de ferrailage).



Pont-cadre biais vu par dessus

Cas d'ouvrages de hauteur supérieure à l'ouverture : dans ce cas peu fréquent et médiocre sur le plan esthétique, on ne pourra pas utiliser les abaques donnant le dimensionnement de l'épaisseur du piedroit et de la traverse supérieure. Il est possible d'utiliser l'abaque donnant le dimensionnement de la traverse inférieure. L'utilisateur pourra entrer en relation avec le gestionnaire du programme afin de déterminer un prédimensionnement.

Cas d'ouvrages pour lesquels on prévoit de faire travailler le béton à une contrainte maximale supérieure à la valeur habituellement choisie (135 bar environ) : ce sont des ouvrages pour lesquels une contrainte plus sévère de gabarit oblige à rechercher une épaisseur minimale de la traverse supérieure. On peut en effet écrire approximativement :

$$\frac{E_3 - d}{E_{30} - d} = \lambda \times \frac{1 + 1,4 \lambda}{2,4} \quad \text{où } \lambda = \frac{135}{\sigma_{bf}} \quad \text{est le rapport}$$

de la contrainte maximale standard (135 bar) de compression du béton en flexion à la contrainte maximale choisie pour cet ouvrage ($\sigma_{bf} > 135$); E - d désignant la hauteur utile de la section. Cette formule permet de corriger la valeur de E3. trouvée dans l'abaque, pour tenir compte d'un taux de travail différent de celui habituellement employé.

- Définition du biais mécanique.

Les formules empiriques suivantes donnent le biais mécanique ψ en fonction du rapport η de l'ouverture droite à la largeur droite et du biais géométrique Ψ (ces formules sont tirées des dossiers-pilotes PSI-DA 68 pièce 2.1 § 2.2.1 et PSI-DP 69 pièce 2.1 § 2.2.2) :

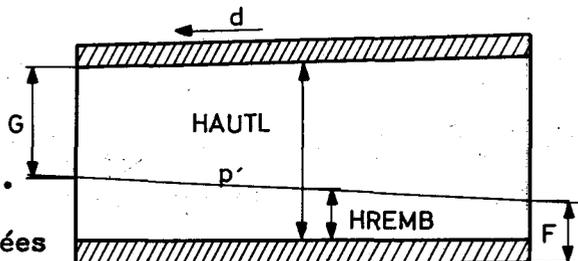
si $\eta \leq 0,5$ $\psi = \Psi$

si $0,5 < \eta < 2,7$ $\psi = \Psi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \Psi)$

si $\eta \geq 2,7$ $\psi = 100 \text{ grades}$

1.3. - Hauteur libre (HAUTL) et hauteur de remblai intérieur -

Ces deux valeurs seront déterminées en fonction des pentes de la voie franchie et de l'auto-
route, du gabarit à dégager et de la fiche à respecter.



Fiche et gabarit sont données ci-dessous :

	1.000	1.400	1.500	1.600	1.700
$F^* \text{ m}$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$G^{**} \text{ m}$	2,50	voir CAT chap. I)	4,30	4,30	voir CAT chap. I)

* Valeurs raisonnables

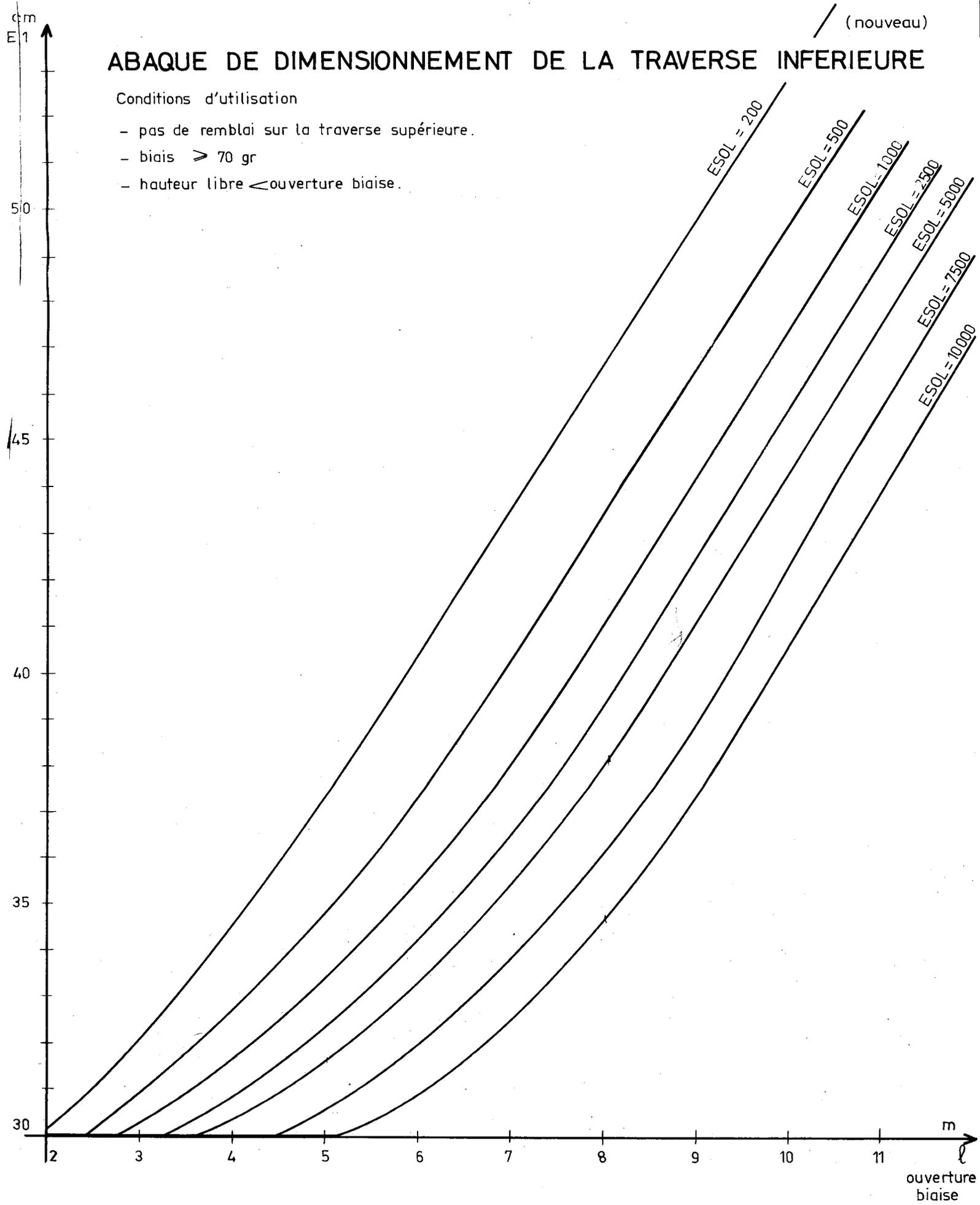
** Valeurs normalisées.

NOTA - Pour HREMB, la précision de la dizaine de cm suffit.

ABaque DE DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE INFERIEURE

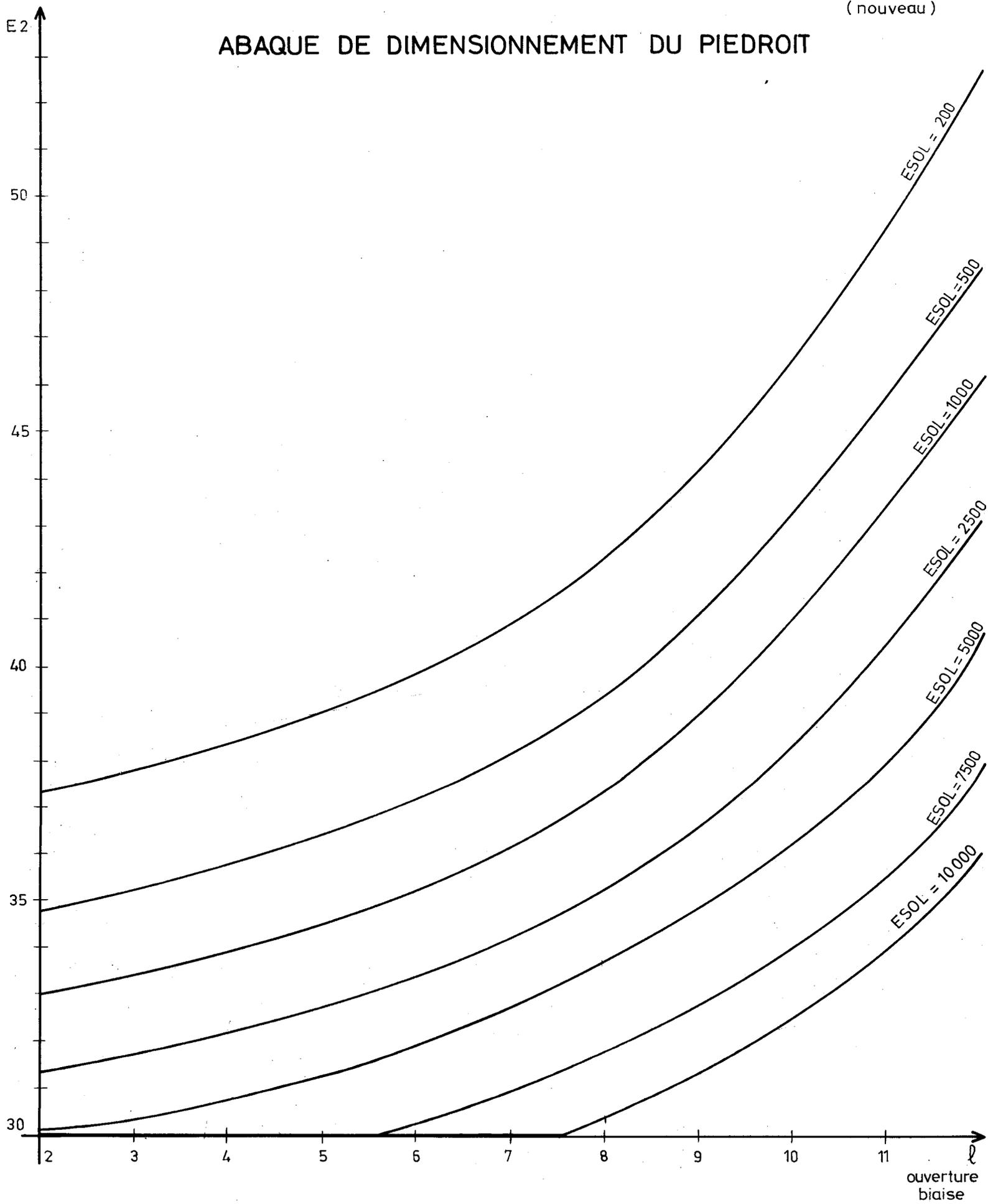
Conditions d'utilisation

- pas de remblai sur la traverse supérieure.
- biais ≥ 70 gr
- hauteur libre \leq ouverture biaise.



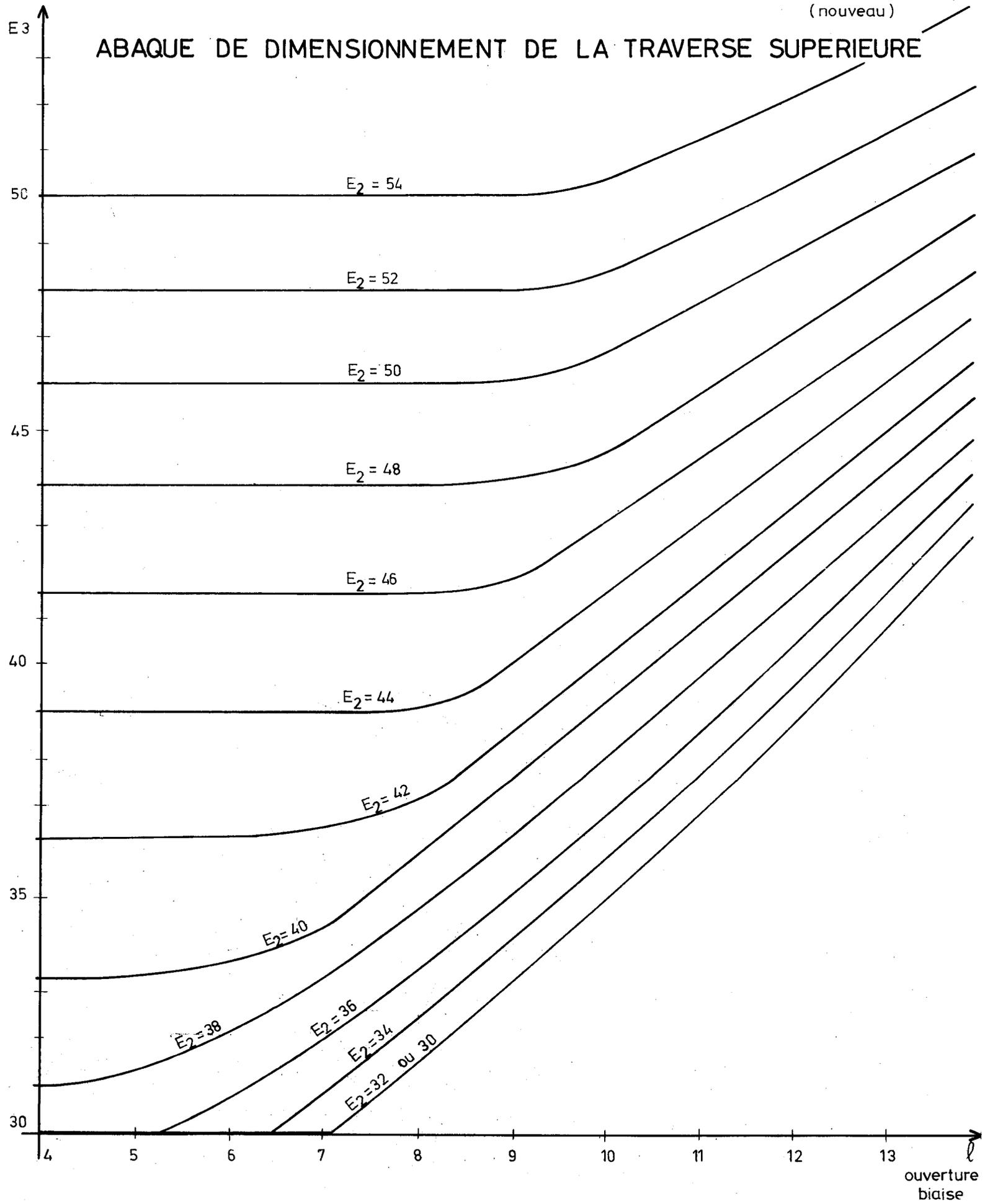
(nouveau)

ABaque DE DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT



(nouveau)

ABaque DE DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE SUPERIEURE

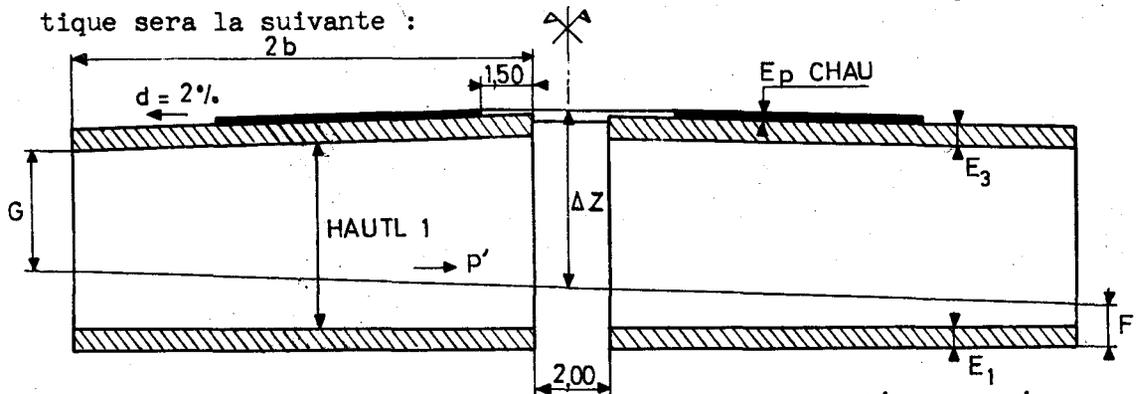


II - AUTOROUTE EN ALIGNEMENT DROIT OU EN COURBE DE RAYON \geq à 4.500 m (pas de dévers) -

2.1. - Dispositions à adopter pour un ouvrage droit et une pente $p = 0$ pour l'autoroute -

Cas a) Pente de la voie franchie $p' \leq 3\%$ pour plate-forme I et III
 $p' \leq 3,5\%$ " " " " IV.

Les deux cadres sont fondés à la même cote ; la disposition schématique sera la suivante :



Si on appelle $-\Delta Z$ la distance verticale dans l'axe de l'autoroute entre la voie franchie et "la ligne rouge" de l'autoroute - (bords gauches des chaussées),

- G le gabarit dégagé
- F le fiche de l'ouvrage,

$\Delta Z = G + E_3 + EP \text{ CHAU}^* + d (2b - 1,50) + p' (2b + 1)$
$HAUTL 1 = G + F - E_1 + db + 2 p' (2b + 1)$

* Les abaques sont établis pour $EP \text{ CHAU} = 0,11 \text{ m}$

Cas b) Pente de la voie franchie $p' > 3\%$ pour plate-forme I et III
 $p' > 3,5\%$ " " " " IV.

Les fondations des deux cadres présenteront une différence de niveau

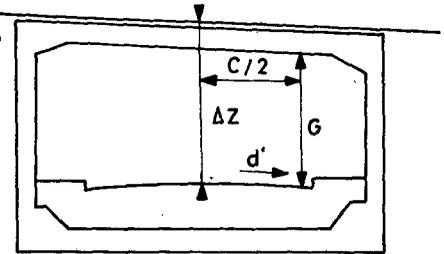
$$\Delta H = p' (2b + 2).$$

De façon générale, en application des diverses règles qui précèdent, deux abaques donnent en fonction de p' le cube de béton et la surface de coffrage pour l'ensemble du passage inférieur (voir pages 5 et 6). Le tonnage d'armatures peut-être évalué a priori à 100 - 110 kg au m³ de béton.

2.2. - Corrections pour autoroute de pente $p \neq 0$ -

Si $p \leq d'$, il n'y a pas lieu d'apporter de corrections aux chiffres donnés précédemment.

Si $p > d'$, on ajoutera aux valeurs précédemment trouvées les termes correctifs donnés par le tableau suivant :



TERMES A AJOUTER	à ΔZ , HAUTL 1, HAUTL 2	$(p - d') \frac{C}{2}$
	au cube de béton	$(p - d') G \times 2 E_2 (2 b + 1)$
	aux coffrages	$(p - d') C \times 4 (2 b + 1)$

2.3. - Cas d'ouvrages biais -

Dans l'établissement du bordereau des données, on prendra les épaisseurs de l'ouvrage droit équivalent.

Dans l'évaluation d'un métré d'avant projet, on multipliera les valeurs données aux abaques, et corrigées s'il y a lieu selon le § 2.2., par :

$1/\sin^2 \varphi$	en ce qui concerne le cube de béton
$1/\sin \varphi$	en ce qui concerne la surface des coffrages.

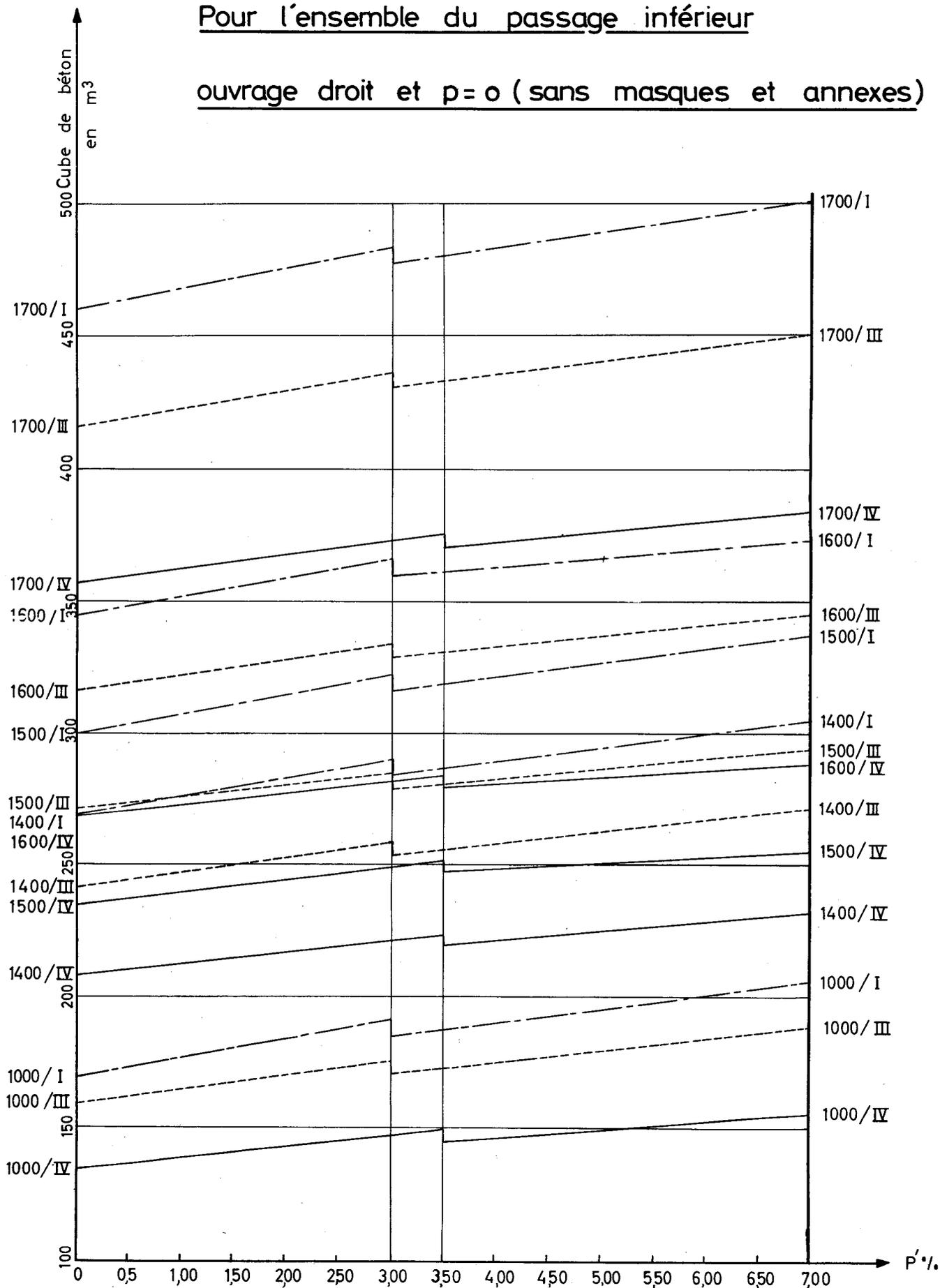
2.4. - Cas d'une autoroute à revêtement en béton -

En un tel cas il pourra arriver, surtout pour les cadres de faible ouverture, que l'on estime devoir ne pas interrompre la continuité du revêtement bétonné au passage du pont cadre. On ne possède pas actuellement assez d'expérience à ce sujet pour définir les dispositions à adopter. Signalons seulement que ce problème se pose en ce cas dès le stade implantation et dimensionnement, que l'on aura à prendre en compte une marge suffisante pour tassements absolus et différentiels, et que la décision que l'on prendra aura de sérieuses répercussions sur EPCHAU, QSUP, ... et bien entendu sur le coût des ouvrages.

ABAQUES DONNANT LE CUBE DE BETON

Pour l'ensemble du passage inférieur

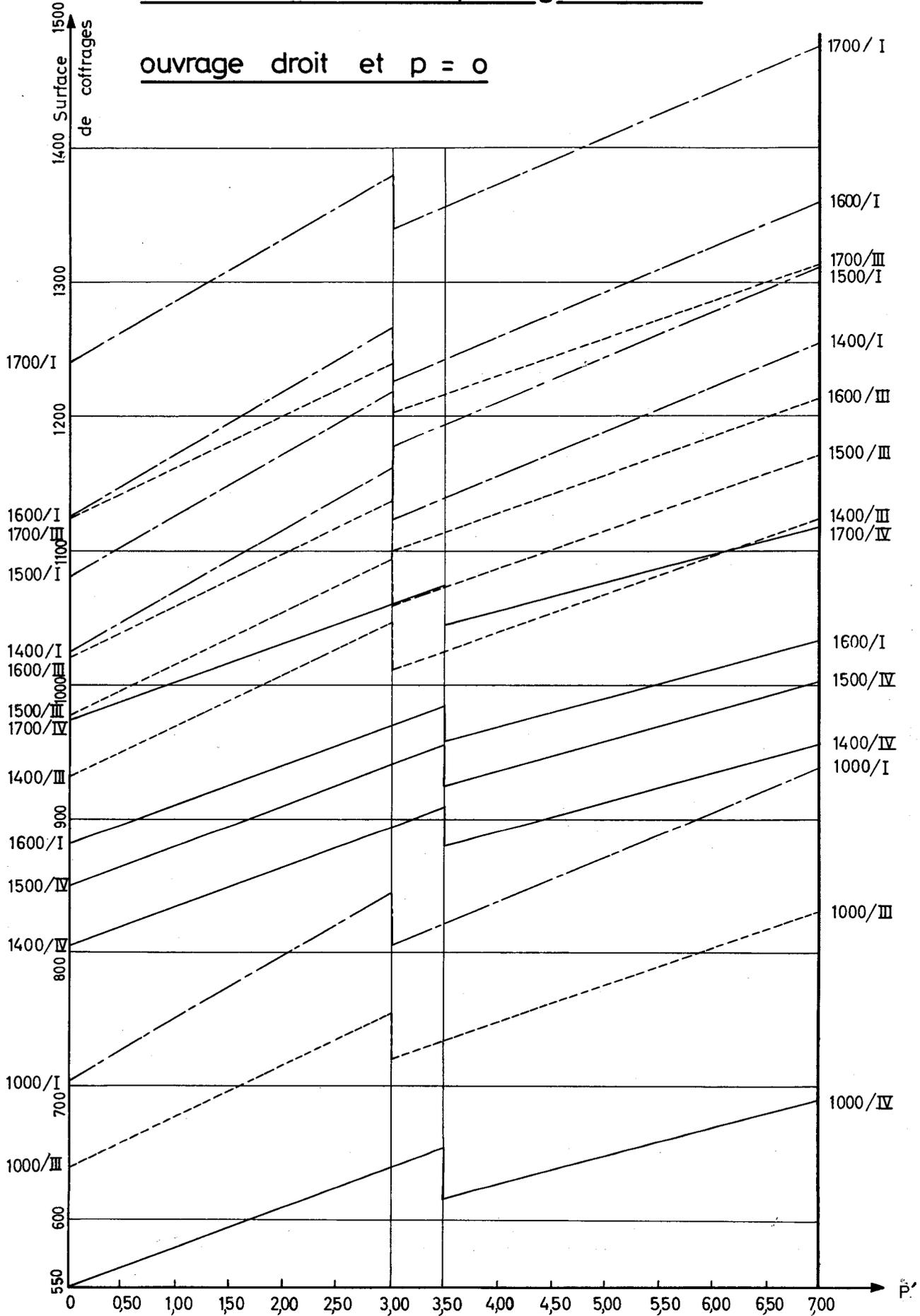
ouvrage droit et $p=0$ (sans masques et annexes)



ABAQUES DONNANT LA SURFACE DES COFFRAGES

Pour l'ensemble du passage intérieur

ouvrage droit et p = 0



III - AUTOROUTE EN COURBE DE RAYON < à 4.500 m (ouvrage droit et p = 0)

$$\Delta Z = G + E_3 + 0,11 + d (2 b - 1,50) + p' (2 b + 1)$$

$$\text{HAUTL 1} = G + F - E_1 + db + 2p' b$$

$$\text{HAUTL 2} = G + F - E_1 + 3db + 2 p' (2 b + 1)$$

3.1. - p' et d de sens contraires

$$d^* = d - 0,02$$

Termes à ajouter au	Volume de béton	$4 E_2 b (2 b + 1) d^* + 0,5 (2 b - 3) d$
	Surface de coffrage	$8 b \left[(2 b + 1) d^* + (2 b - 3) d \right]$

3.2. - p' et d de même sens avec $p' \leq \frac{d(2b-3)}{2(b+1)}$ condition pour que le gabarit soit sur la face A et non sur la face A'

$$d^* = d + 0,02$$

Terme à ajouter au	Volume de béton	$2 E_2 \left[R (2 b + 2) + 2Sb \right]$	$R = d(4b-3) - d^*b - 2p'(2b+1)$
	Surface de coffrage	$4 \left[R (2 b + 2) + 2 Sb \right]$	AVEC $S = b(d-0,02) - 2p'(2b+1)$

3.3. - p' et d de même sens avec $\frac{d(2b-3)}{2(b+1)} < p' < d$ condition pour que le gabarit soit sur la face A'

$$d^* = d + 0,02$$

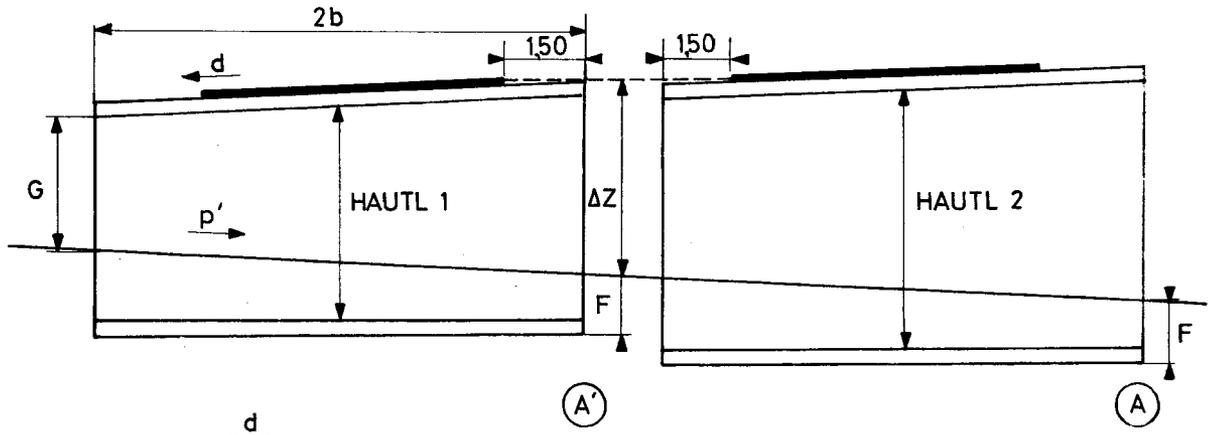
Termes à ajouter au	Volume de béton	$8 E_2 b \left[2 d - (2 b + 1) (p' + 0,01) \right]$
	Surface de coffrage	$16 b \left[2 d - (2 b + 1) (p' + 0,01) \right]$

3.4. - p' et d de même sens avec $p' \geq d$ condition pour que le gabarit soit au point haut de la voie franchie.

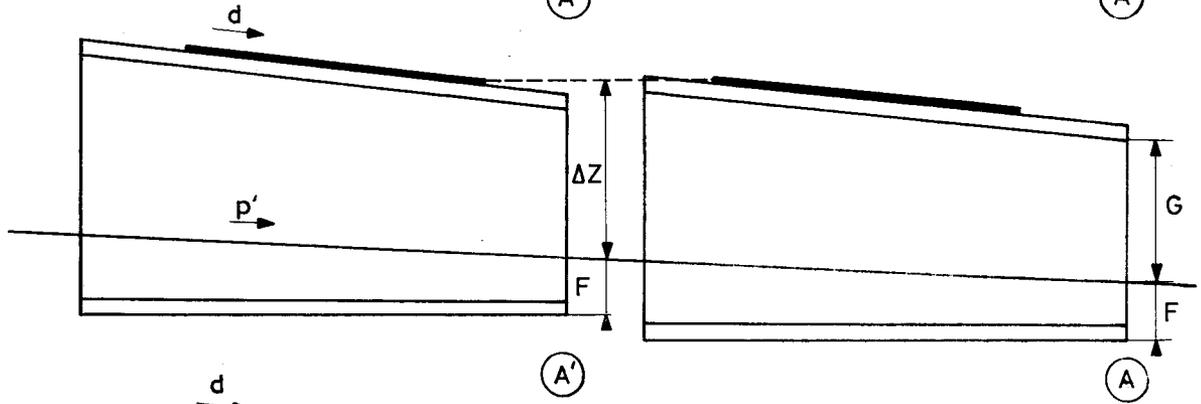
$$d^* = d + 0,02$$

Termes à ajouter au	Volume de béton	$- 4 E_2 b \left[(2 b + 1) d^* + (2 b - 3) d \right]$
	Surface de coffrage	$- 8 b \left[(2 b + 1) d^* + (2 b - 3) d \right]$

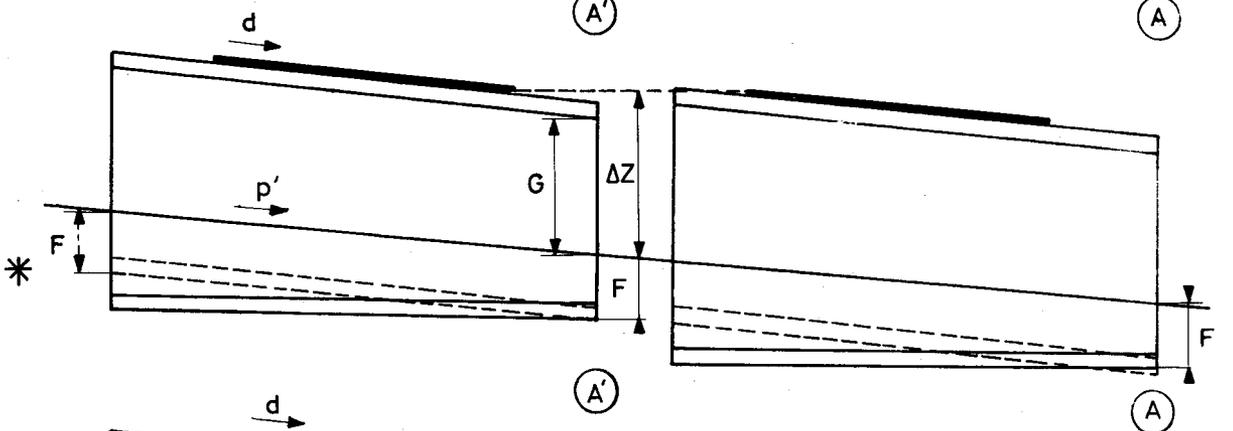
3.1



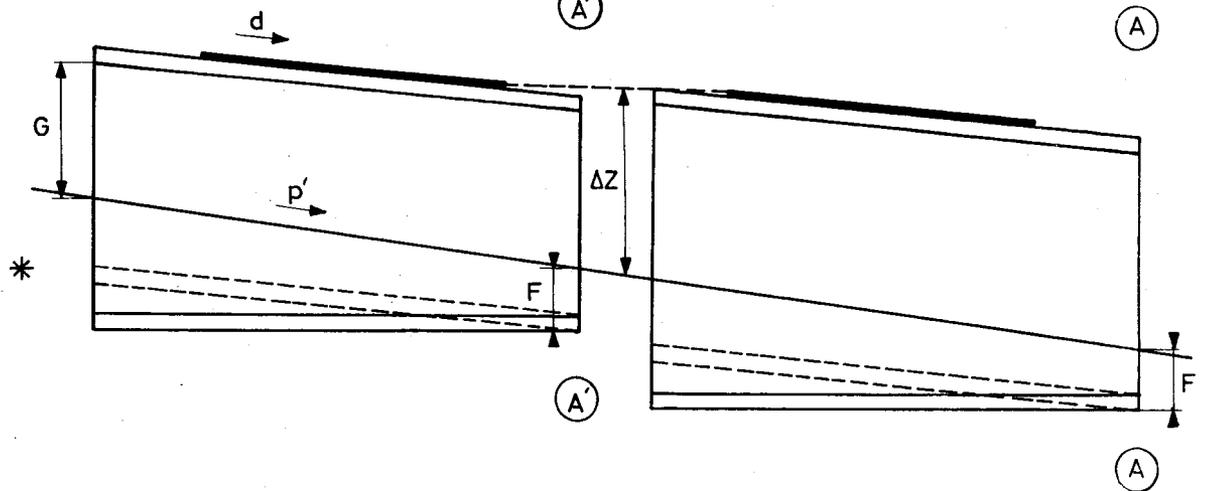
3.2



3.3



3.4



* Nota

Pour éviter des décrochements de fondation pouvant être gênants, et pour réduire la consommation de matériaux, on pourra implanter la traverse inférieure parallèlement à la traverse supérieure. (Voir tracés en pointillé sur les schémas).

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Implantation et choix des têtes

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

1.3.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

CHOIX et IMPLANTATION DES MURS DE TÊTE

Nous envisagerons successivement les murs en retour et les murs en aile. On trouvera les dessins relatifs à cet exposé dans la pièce 132 "Dispositions des têtes".

I - MURS EN RETOUR SUSPENDUS :

Chaque mur est constitué par une dalle verticale triangulaire portée par deux nervures de bordure encastées aux angles inférieur et supérieur du cadre. Afin de ne pas raidir le piédroit la dalle en est séparée par un joint sans épaisseur que l'on s'efforcera de rendre étanche.

Ce type de mur ne pourra être adopté que si la longueur l n'est pas excessive (inférieure à 10 m ce qui correspond à une hauteur K de 5 à 6 m ; pour une longueur supérieure, il deviendrait difficile de réaliser l'encastrement aux angles). Il est tout indiqué dans le cas où le chemin franchi est en déblai (et l'autoroute en léger remblai), le terrain naturel servant "d'appui" au cône de remblai.

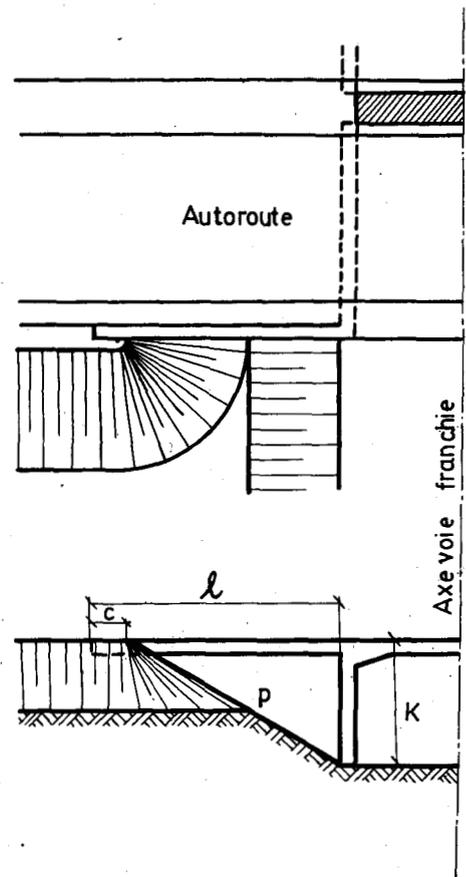
Détermination de la longueur l

- Cas du PI-CF droit

La longueur du mur est déterminée par la hauteur K (différence des cotes de la voie franchie et de la face supérieure de la traverse supérieure du cadre) et par la pente P du talus :

$$l = c + \frac{K}{P}$$

où c est la longueur cachée du mur que l'on prend égale à 1,50 m environ.



- Cas du PI-CF biais :

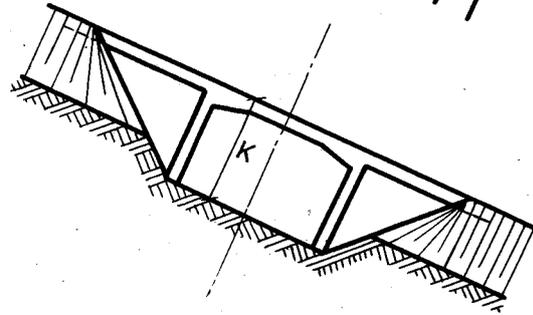
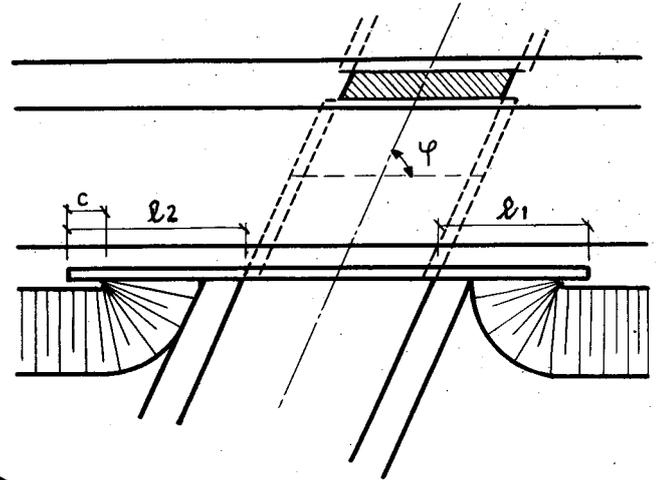
Les deux murs d'une même face seront de longueurs différentes.

L'un d'eux aura la même longueur l_1 que dans le cas de l'ouvrage droit

$$l_1 = c + \frac{K}{P}$$

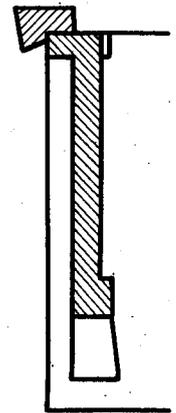
L'autre aura une longueur l_2 qui dépend du biais φ de l'ouvrage

$$l_2 = c + \frac{K}{P \sin \varphi}$$



On fera en sorte que cette longueur l_2 n'excède pas 10 mètres. Il est à remarquer que les murs, de longueurs différentes, sont vus suivant l'axe de la voie franchie et qu'alors leur dissymétrie n'apparaît pratiquement pas.

Il est à noter que les murs en retour suspendus sont vulnérables lors de l'exécution des terrassements intérieurs : on a pu constater, par exemple que le choc du bull-dozer peut provoquer des dommages graves. C'est pourquoi, pour faciliter la mise en place des remblais, la nervure supérieure sera placée en saillie vers l'extérieur de l'ouvrage (sauf son gousset d'encastrement éventuel) c'est-à-dire que le mur lui-même sera en retrait d'une vingtaine de centimètres sur le piedroit, comme le montre le schéma ci-contre.



2 - MUR EN RETOUR SUR SEMELLE :

Il joue le même rôle qu'un mur en retour suspendu, en ayant la morphologie d'un mur en aile.

Il ne possède pas comme le mur suspendu, l'avantage de minimiser le cube en béton et il est dimensionné avec des hypothèses plus défavorables que le mur en aile car il faut tenir compte des efforts dus à la surcharge de remblai. En outre, si l'on ne veut pas majorer la dépense de façon prohibitive, il exige :

- une fondation à profondeur modérée pour ne pas augmenter exagérément la hauteur du mur ;
- un sol de bonne qualité à faible profondeur (par exemple : de 2kg/cm² à 2 m de profondeur.

3 - MUR EN AILE EN BETON ARME

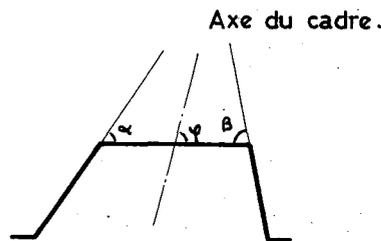
Ce type de mur est à préconiser lorsque le chemin franchi est pratiquement au niveau du terrain naturel : il rend l'ouvrage plus discret pour l'usager de l'autoroute et supprime "l'effet de vide" que produit une trop grande longueur de parapet. Outre cet avantage architectural, il possède un avantage économique par rapport aux murs en retour qui auraient un développement excessif. Enfin il est relativement peu exigeant quant à la portance du sol de fondation (un coefficient de sécurité réduit est souvent admissible).

- Implantation

L'implantation des murs en aile conditionne l'esthétique de l'ouvrage puisqu'elle détermine "l'entonnement" de la voie sous le cadre.

L'implantation sera différente suivant le biais de l'ouvrage.

Schéma général :

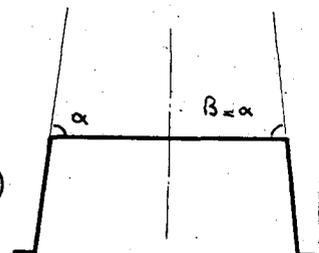


1er cas :

$90 < \varphi < 100$ gr (Ailes symétriques).

mur en T renversé $\alpha = \beta = 80$ gr (angle du parement avant)

mur poids $\alpha = \beta = 90$ gr (angle du parement arrière)

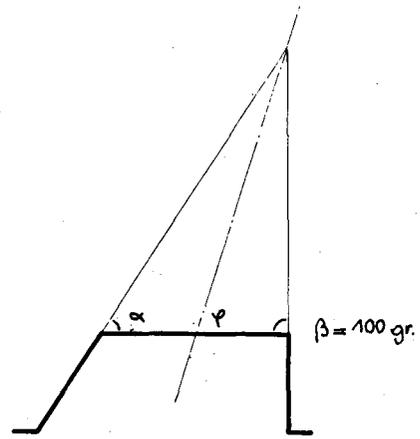


2ème cas:

$$\text{Arc tg } 2 (\neq 70 \text{ gr}) < \varphi < 90 \text{ gr}$$

$$\beta = 100 \text{ gr}$$

α par la "règle de la médiane"

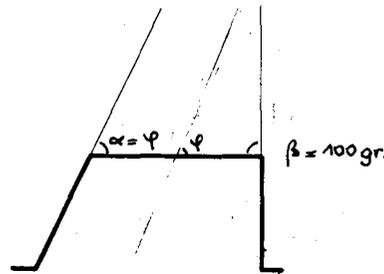


3ème cas:

$$\varphi < \text{Arc tg } 2$$

$$\alpha = \varphi$$

$$\beta = 100 \text{ gr}$$



Les 3 cas présentent des discontinuités aux valeurs séparatrices du biais. :

(pour $\varphi = 90 \text{ gr}$

β est discontinu

(pour $\varphi = \text{Arc tg } 2$

α est discontinu

Dans ces cas limites, on adoptera l'implantation la mieux adaptée à la topographie.

On veillera de façon particulière à la réalisation du joint entre le piédroit et le mur : un contact par arête est à éviter pour ne pas contrarier un déplacement éventuel du mur. On pourra adopter la solution pièce 1.3.2 qui consiste à prolonger le mur derrière le piédroit du cadre par un sabot en encorbellement sur toute la hauteur du mur. On interposera entre ce sabot et le cadre une plaque d'isorel mou de 3 à 4 cm d'épaisseur.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Dispositions des têtes

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

1.3.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél : 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

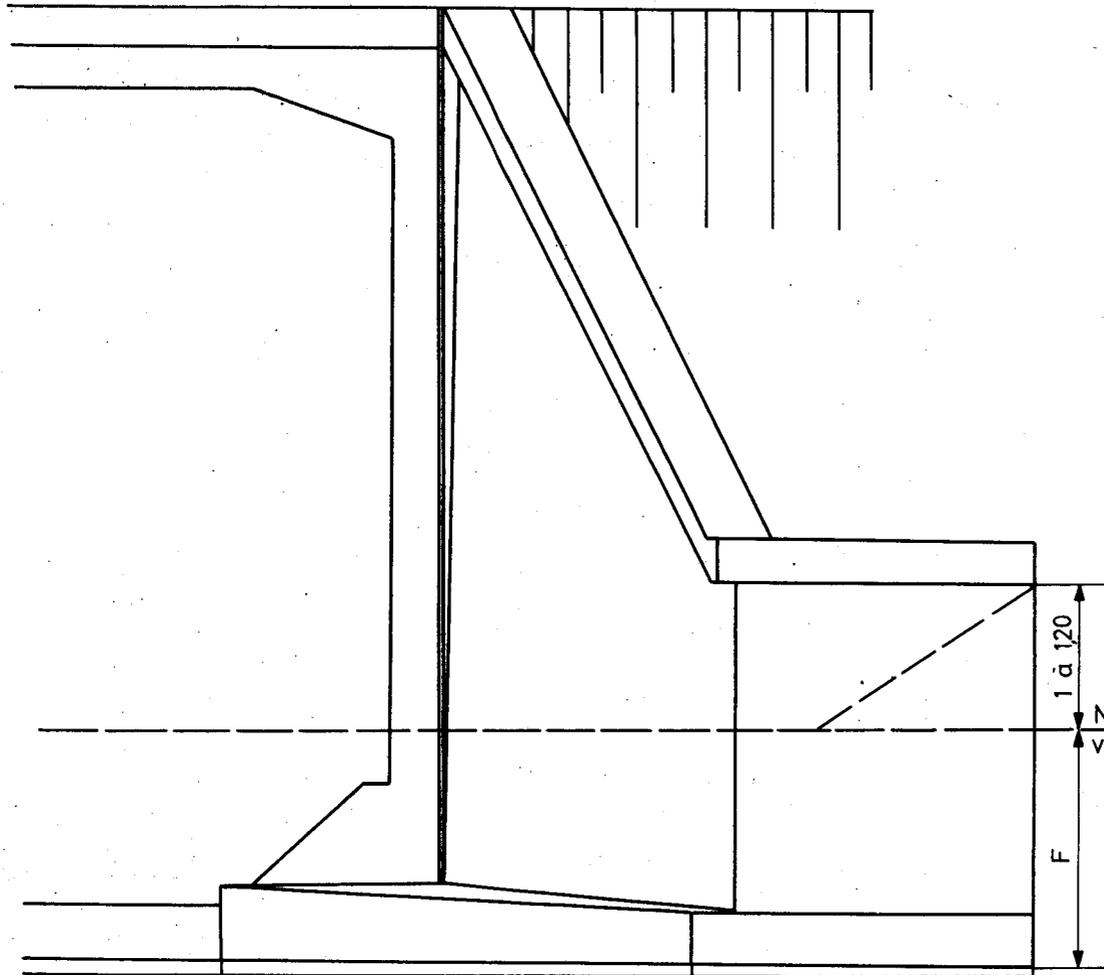
H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

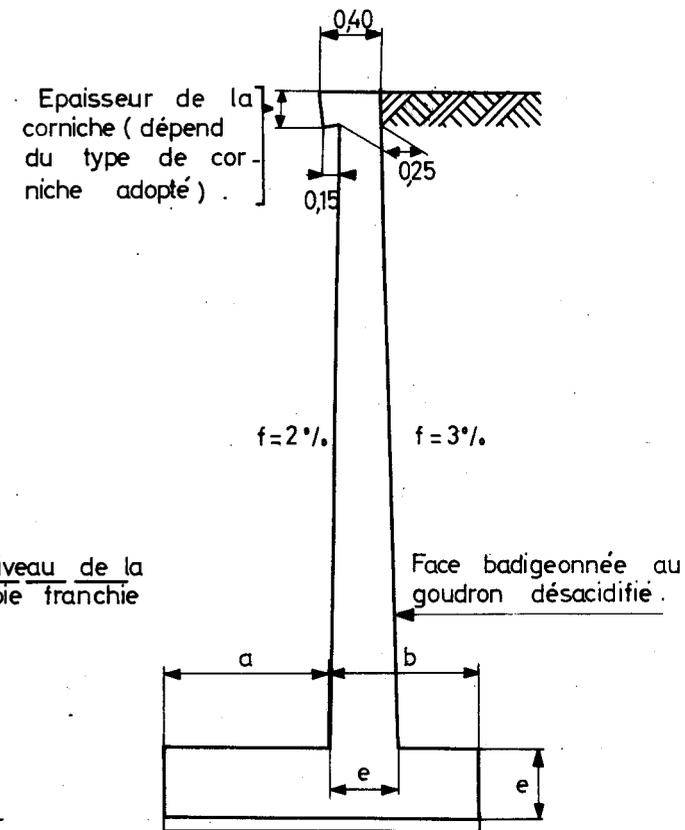
15 NOVEMBRE 1966 / 71

MUR EN AILE

ELEVATION



Coupe A A

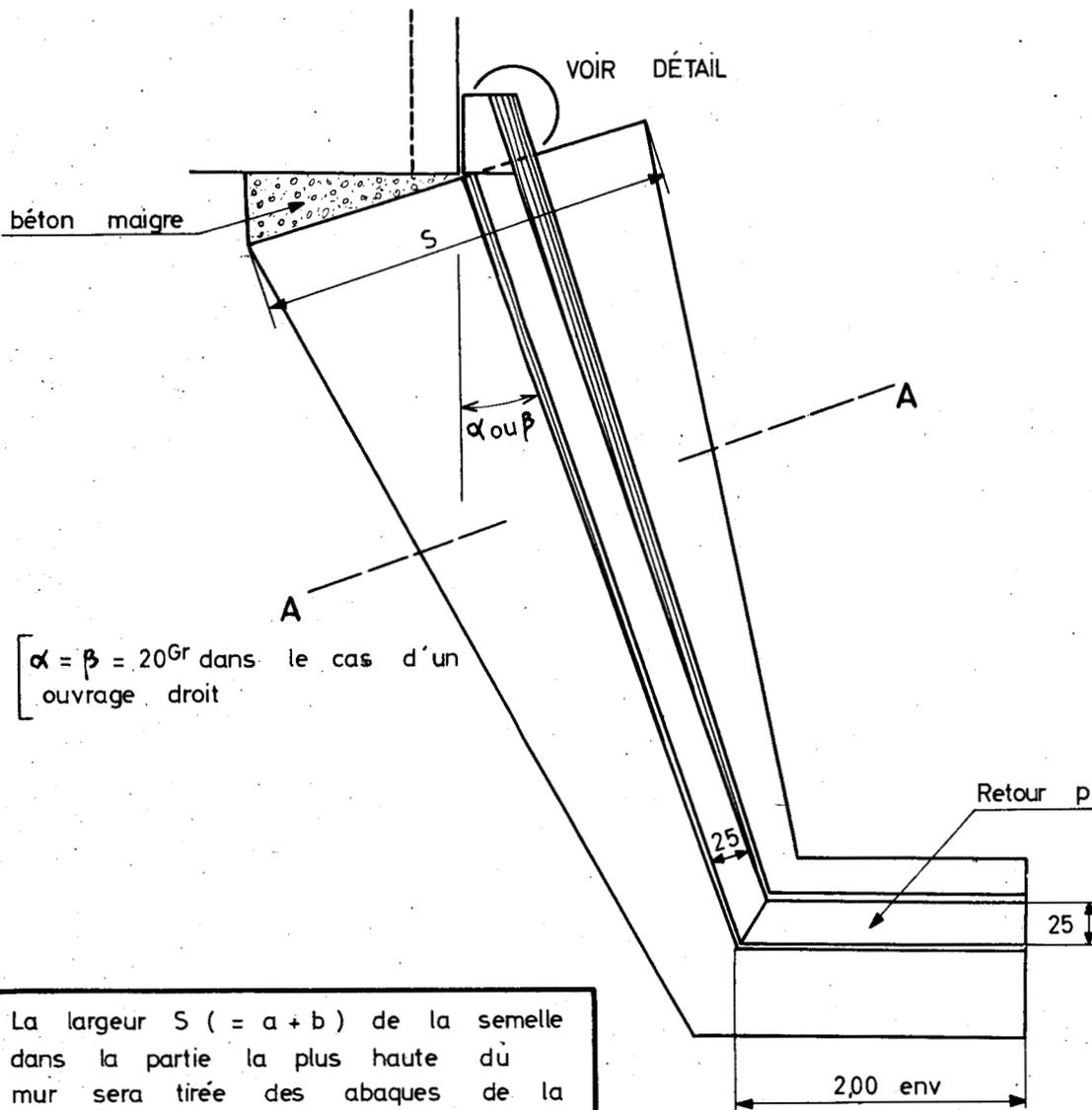


L'épaisseur e de la semelle est variable (par exemple de 0,60 pour un mur de 7m. environ dans sa partie la plus haute jusqu'à 0,35m. dans sa partie la plus basse).

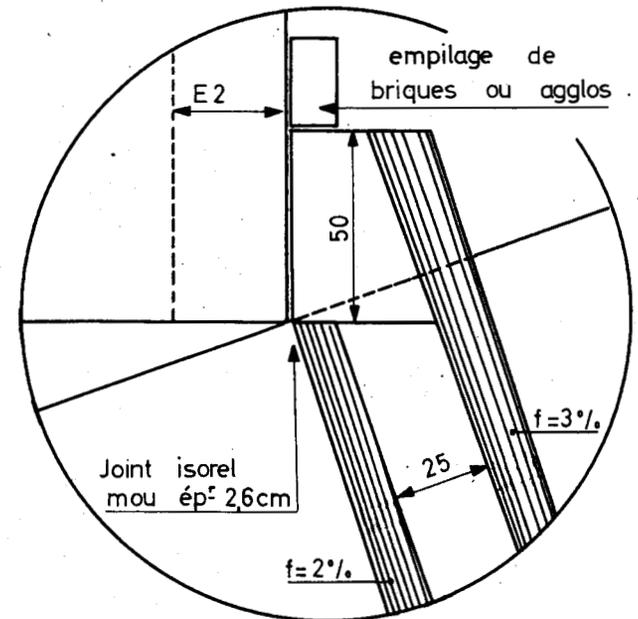
éch : $\frac{1}{50}$

PLAN

(Rampant et terres enlevés)



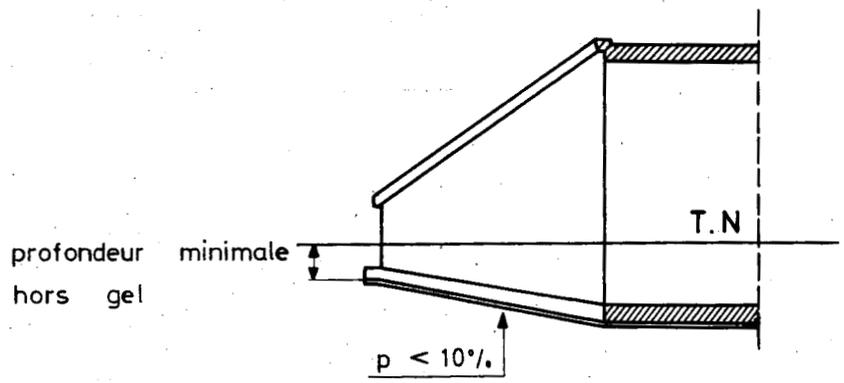
$\alpha = \beta = 20^{\text{Gr}}$ dans le cas d'un ouvrage droit



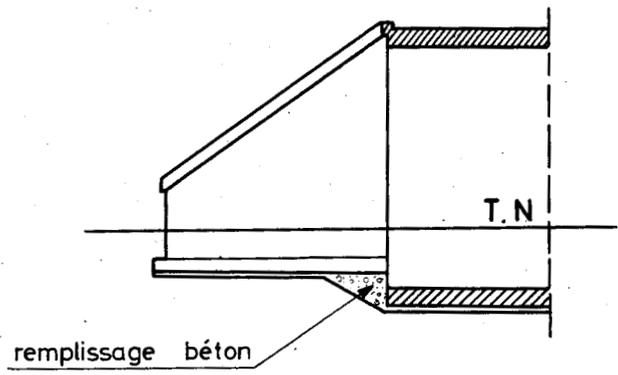
DETAIL : échelle $\frac{1}{20}$

La largeur S (= a + b) de la semelle dans la partie la plus haute du mur sera tirée des abaques de la pièce 1.3.5

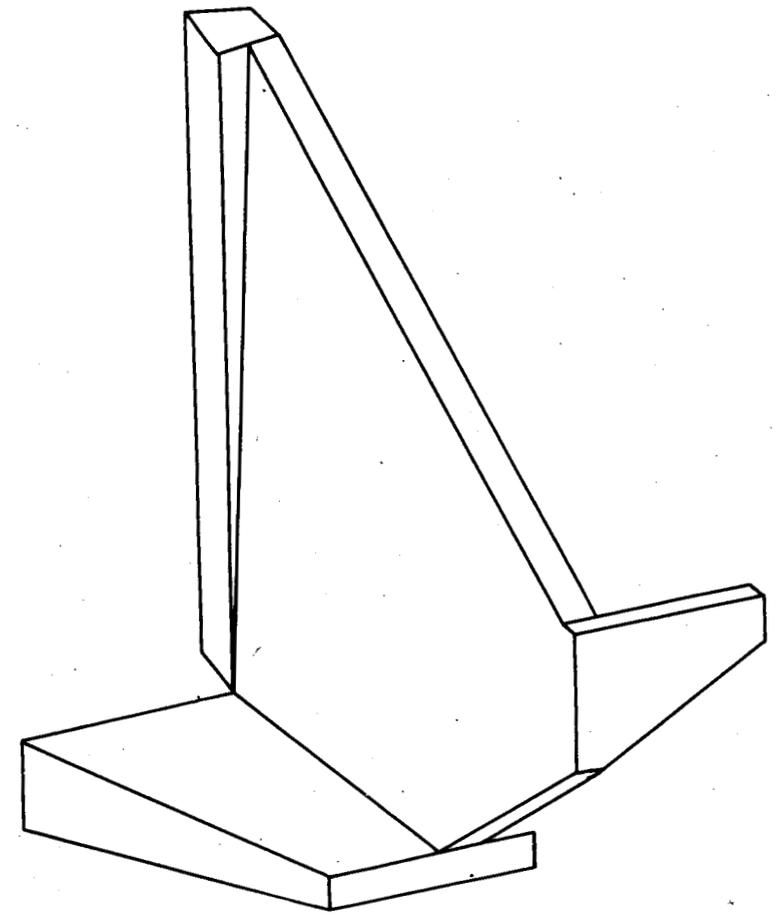
Cas d'une fondation inclinée



Disposition de la fouille
dans le cas de fiches différentes
pour le mur et l'ouvrage

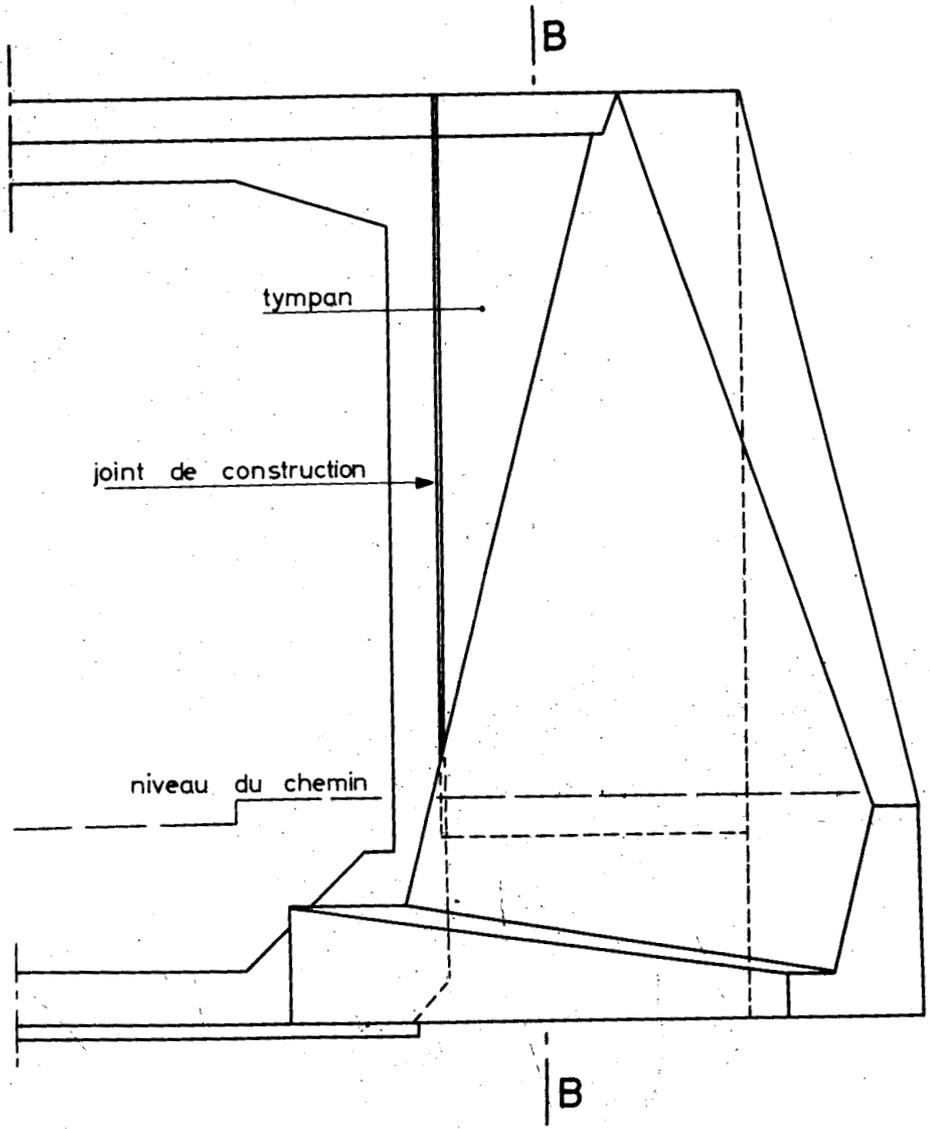


Variante avec extrémité en encorbellement

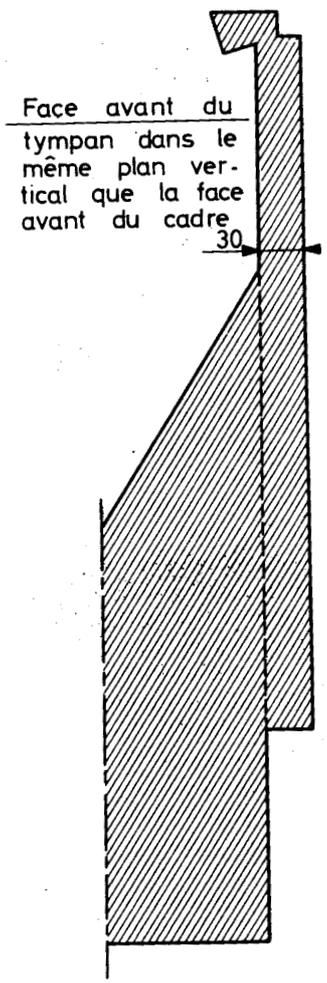


MUR EN AILE POIDS
(en béton non armé)

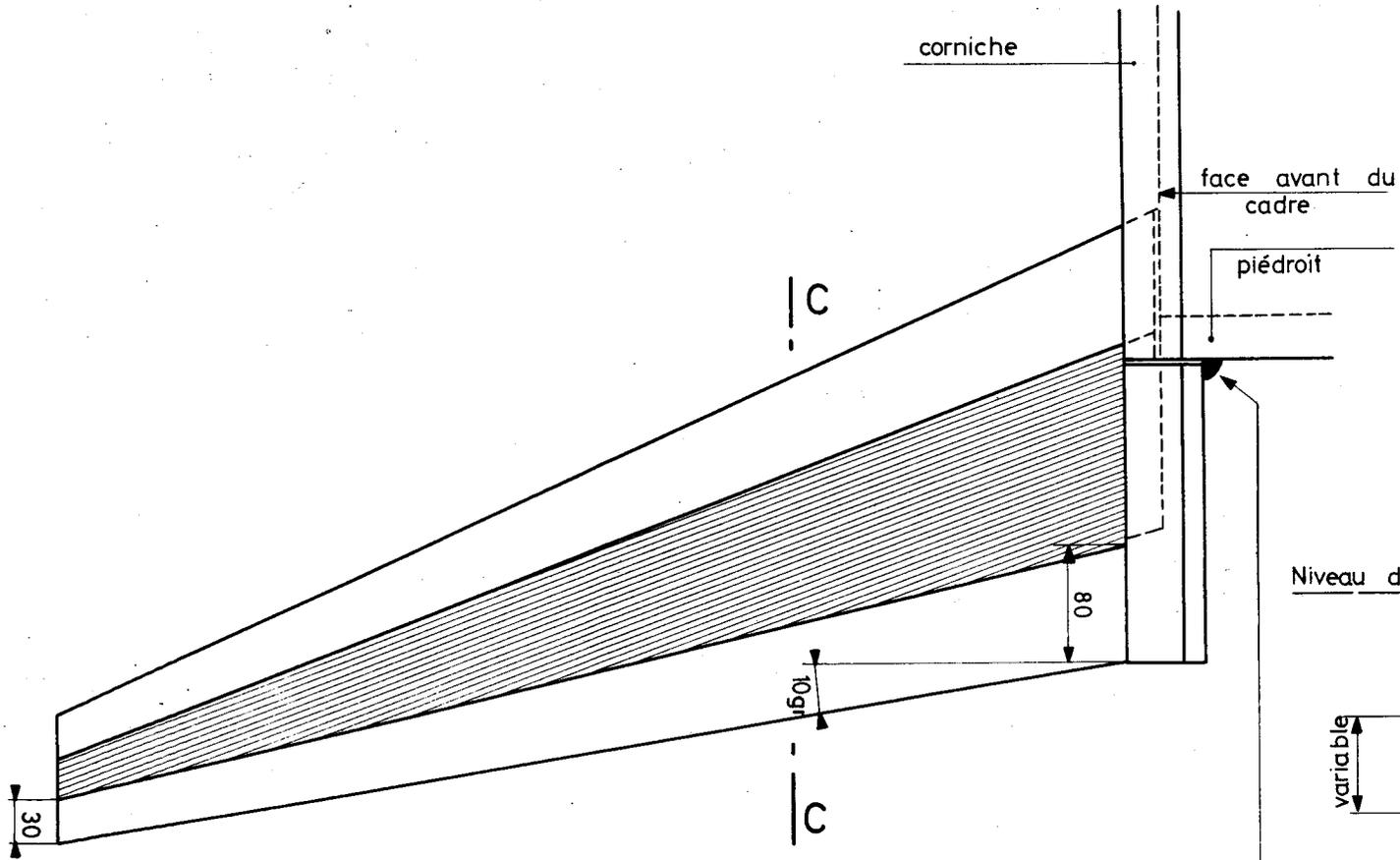
ELEVATION



COUPE BB

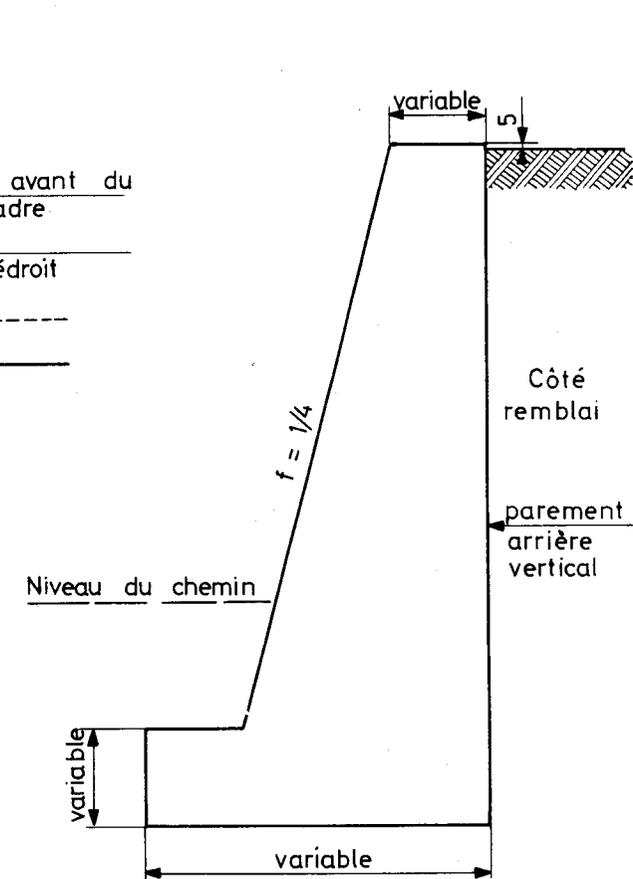


PLAN
(terre enlevée)



Cordon plastique si aucun tassement appréciable n'est prévisible sinon empilage briques ou agglomérés

COUPE CC
(dans un plan vertical parallèle à la corniche)

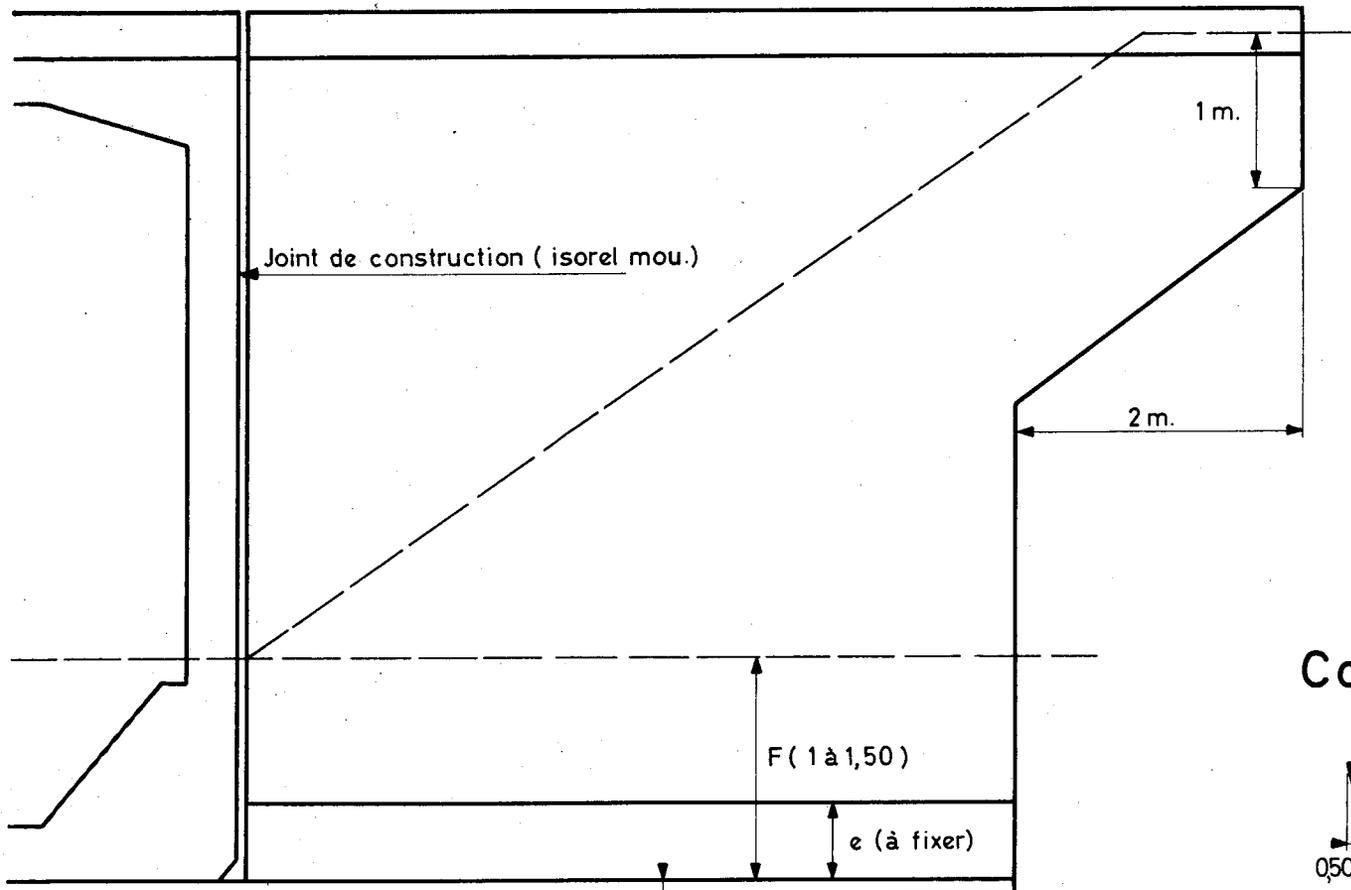


ECHELLE : 1/50

MUR EN RETOUR SUR SEMELLE (en béton armé)

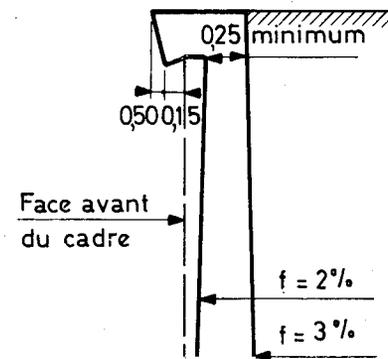
Elévation

A ↓

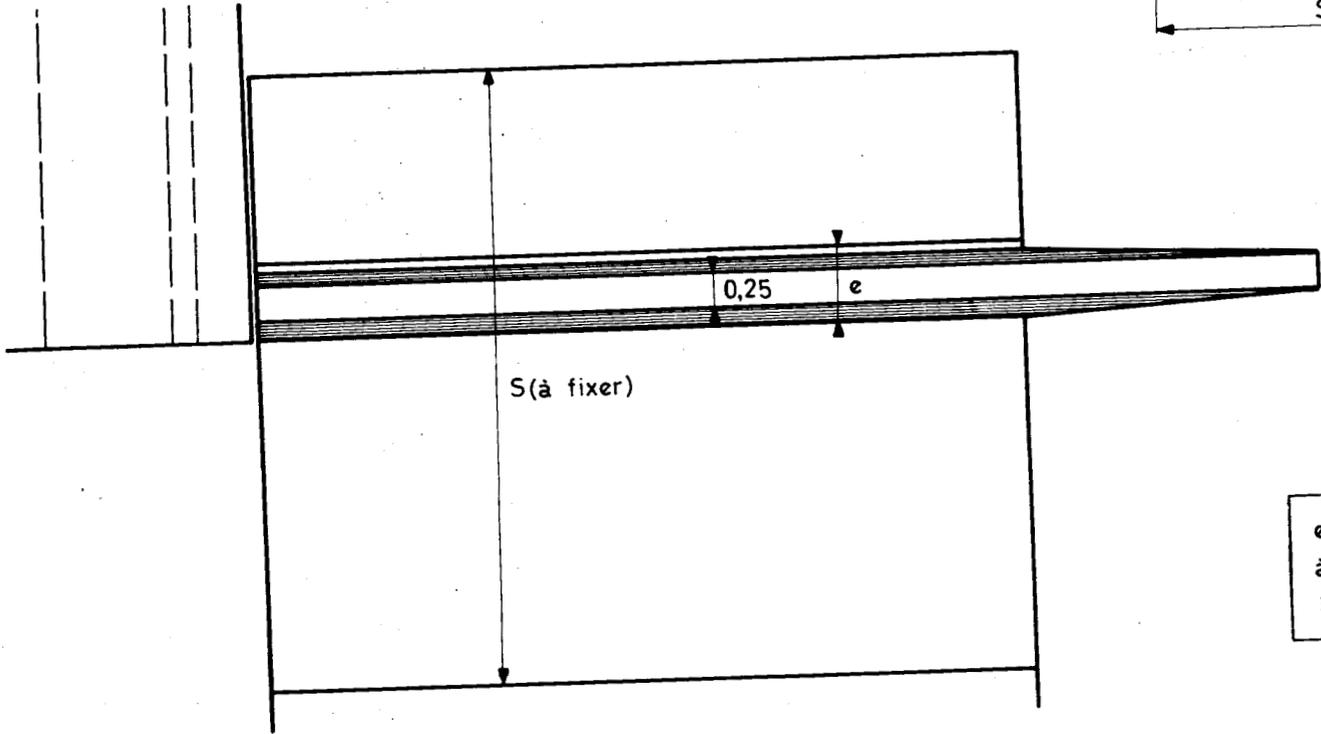
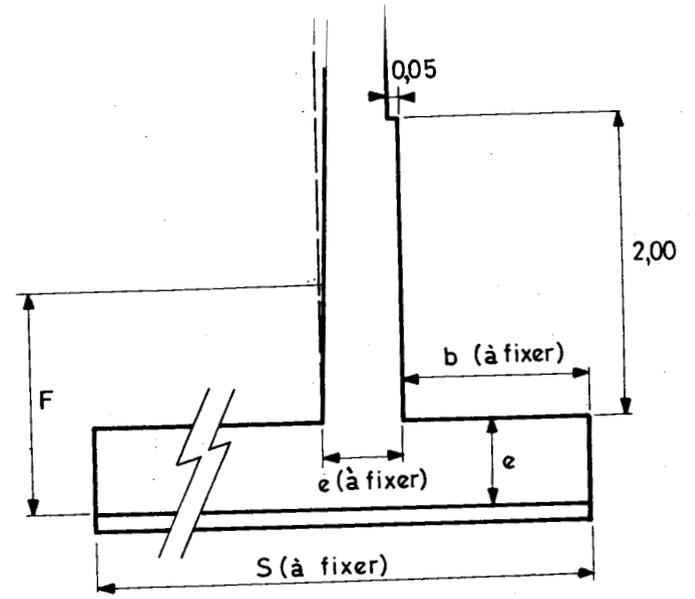


A ↓

Coupe A-A



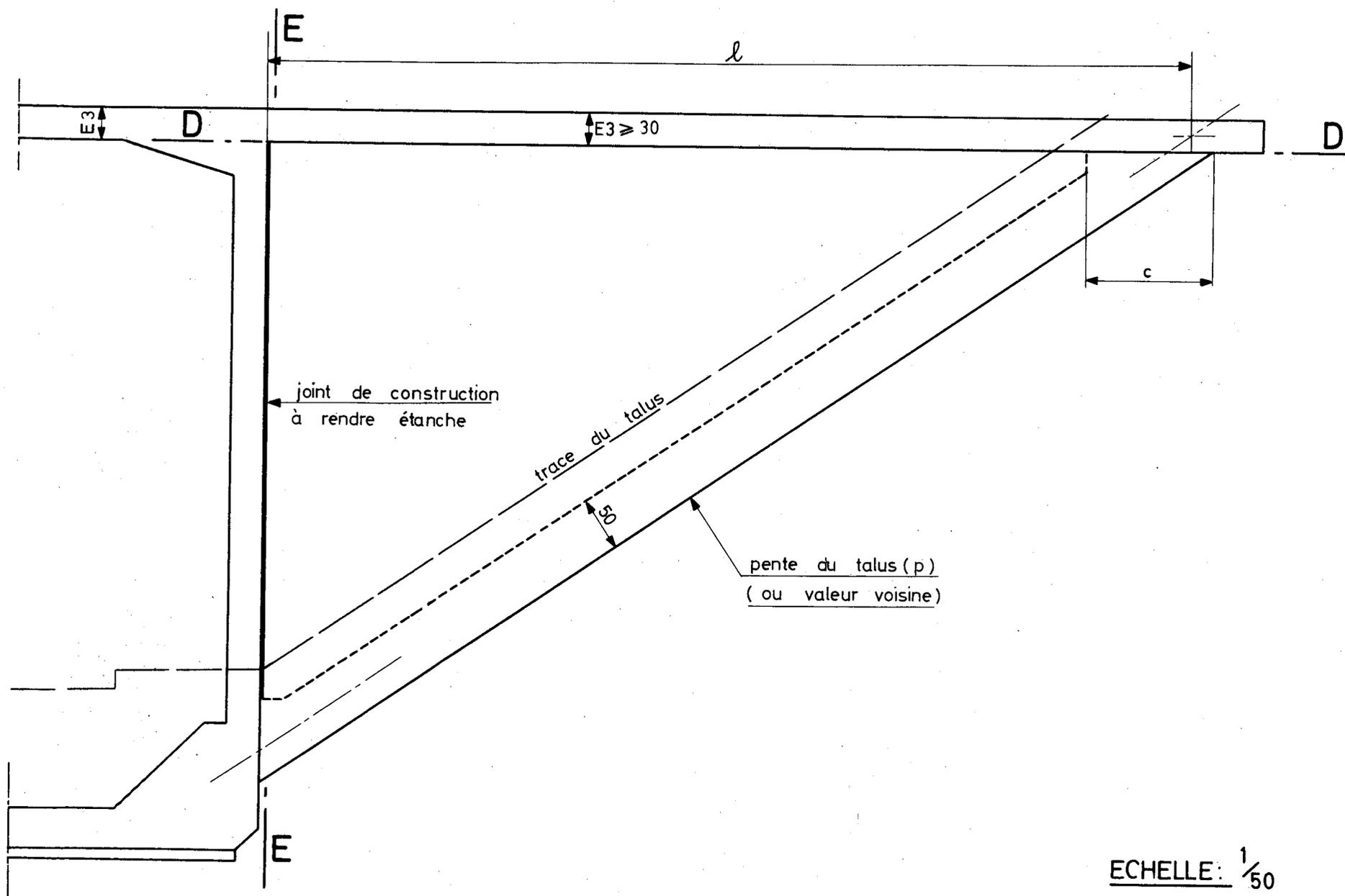
VUE EN PLAN (Corniche et terres enlevées)



*e, b et S seront déterminées
à l'aide des abaques de
la pièce 1.3.5.*

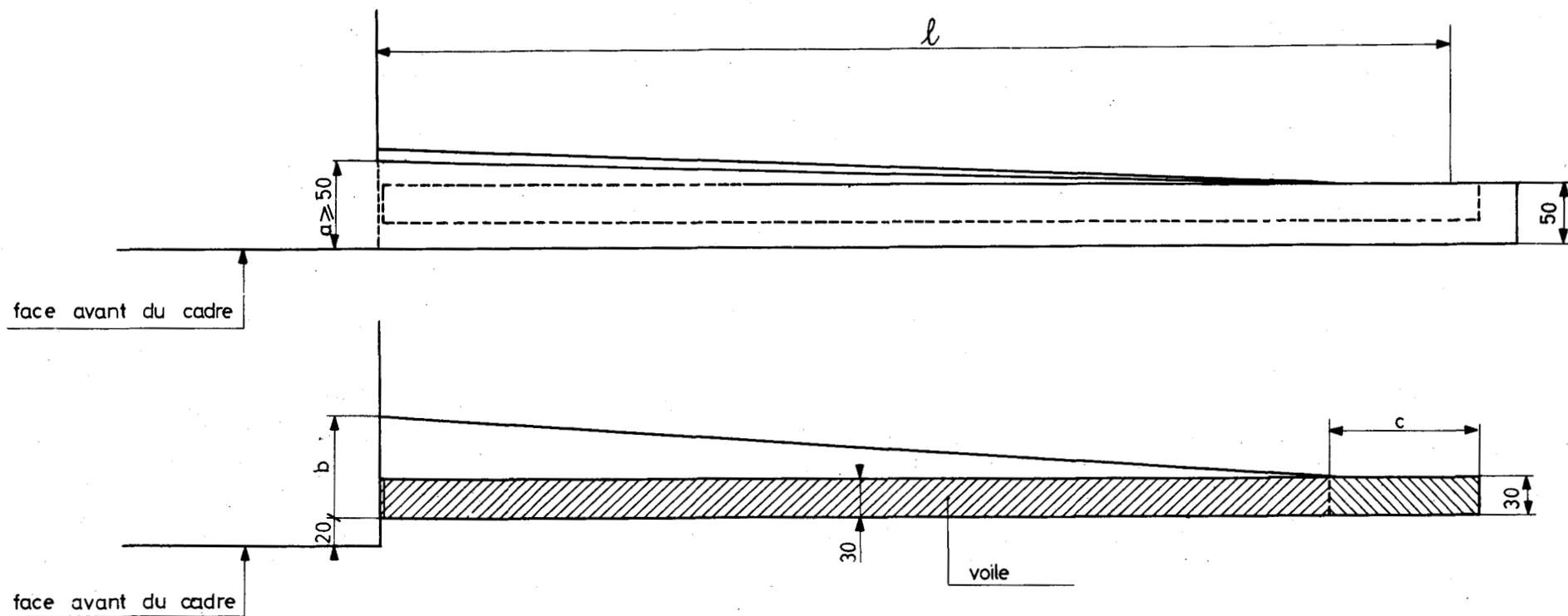
MUR EN RETOUR SUSPENDU (en béton armé)

ELEVATION

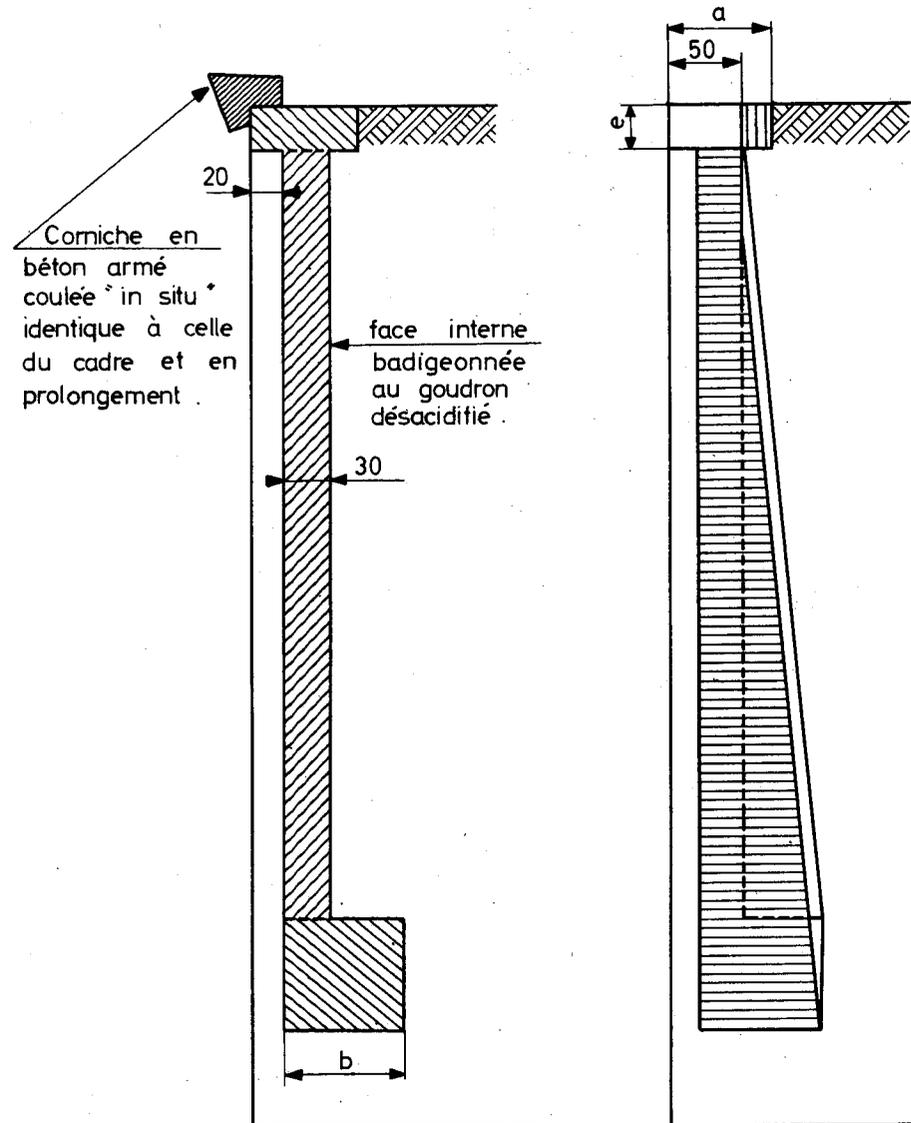


ECHELLE: 1/50

PLAN
nervure supérieure



COUPE DD
nervure inférieure

COUPE EEVUE EN BOUTNOTA

Ce type de mur ne pourra être adopté que si la longueur "l" nécessaire n'est pas trop grande.
Longueur normale d'emploi 7 à 8 m.

NERVURES

Les dimensions à l'encastrement "a" et "b" sont à déterminer (voir abaques de dimensionnement pièce 1.3.4)

NERVURE SUPERIEURE

La largeur à l'encastrement "a" n'est pas nécessairement supérieure à celle en section courante soit 50 cm
(exemple : $l = 7 \text{ m}$, $P = \frac{2}{3}$)

NERVURE INFÉRIEURE

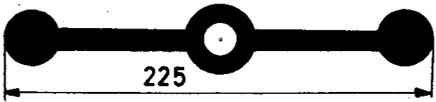
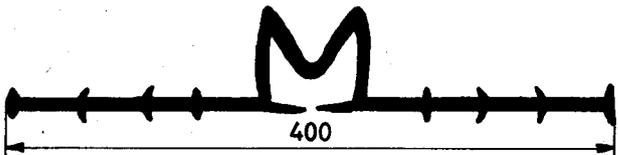
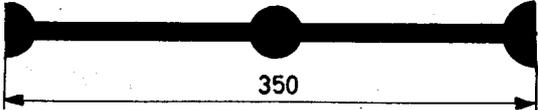
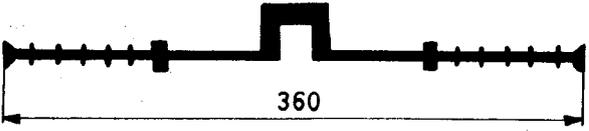
Elle sera obligatoirement ancrée dans la zone du gousset inférieur du cadre : Sa pente (p) peut être légèrement différente de celle du talus.

ANNEXE

JOINTS ENCASTRES

(étanches à l'eau)

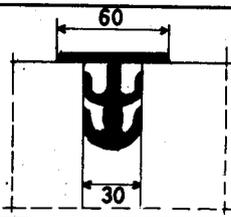
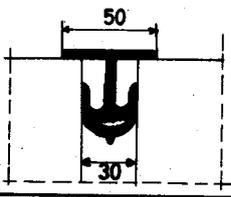
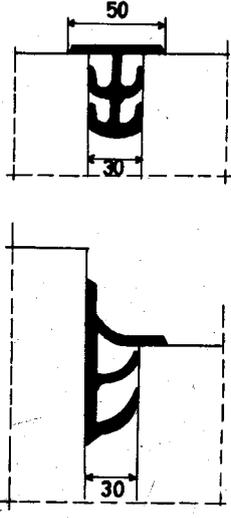
Liste, non limitative, par ordre alphabétique

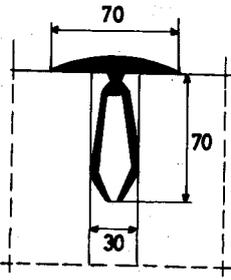
Schéma (cotes maximales)	Nom commercial	Matière	liaison	Adresse
	A M C O	Caoutchouc	Vulcanisation	Caoutchouc Industriel 39, rue de Paris CLICHY 737 79.20
	Elastogoint	Polyvinyl Chlorure	Collage à chaud	COUVRANEUL 8, rue Rouret PARIS (9°) 206 67 - 20
	Waterstop	Caoutchouc	Vulcanisation	SEURALITE 17 quai de Grenelle PARIS 783 02-77
	Waterstop	Polyvinyl Chlorure	Collage à Chaud	- idem -
		Matière thermoplastique	Collage à chaud	SIKA 164, rue du Faubourg St-Honoré PARIS 8° 359 42-15

ANNEXE

COUVRE-JOINTS

(Non étanches à l'eau)

Schéma (cotes maximales)	Nom commercial	Matière	Adresse
	L.N	Polyvinyl Chlorure	COUVREJOINT 8, rue Rouret PARIS 9° 206 67.20
	F.I.P	Polyvinyl	FOURNITURES INDUSTRIELLES PLASTIQUES 7, rue Président Wilson LEVALLOIS - PERRET. 737 23.90
	S.P.A.C.	Polyvinyl Chlorure	Société Parisienne d'Applications Chimiques 15, rue d'Alembert ASNIERES 473 18.89

	A. G. S. Réf 7986	Alliage d'aluminium	CUIVRE ET ALLIAGES 11, rue Godefroy Cavai- gnac <u>PARIS 11°</u> 805 06.30
---	--------------------------	------------------------	--

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Calcul des murs de tête

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

1.3.3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél: 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

INTRODUCTION :

L'adoption du Fascicule 61 - Titre VI relatif au calcul des ouvrages en béton armé pose un délicat problème d'adaptation quand il s'agit de dimensionner des murs destinés à soutenir des remblais. En effet, le nouveau règlement conduit à une majoration de l'ordre de 50 % de la contrainte admissible de compression du béton. Cette majoration est généralement tempérée par l'application d'une pondération des surcharges. Dans le cas des murs, les surcharges n'interviennent pratiquement pas et l'application sans restriction du règlement ferait travailler en permanence le béton à des contraintes de l'ordre de 150 à 180 kg/cm², c'est-à-dire que l'ouvrage serait très sensible aux déformations différées par fluage. Il est donc nécessaire de limiter à un chiffre plus bas les contraintes du béton. On pourrait évidemment calculer dans chaque cas d'espèce la contrainte du béton à admettre, mais ce calcul est long et assez difficile.

Pour maintenir l'esprit de la présente pièce pilote qui est destinée à fournir rapidement un dimensionnement raisonnable dans les cas courants, nous avons jugé bon de conserver aux murs la même géométrie que celle qui existait dans le dossier PI-CF 64, mais en portant à 120 kg/cm² la contrainte maximale du béton. Les aciers travailleront, eux, à leur limite admissible réglementaire, c'est-à-dire que pour les aciers de diamètre inférieur à 20 mm, pour lesquels $\sigma'_{en} = 42 \text{ kg/mm}^2$, on prendra $\sigma'_a = 28 \text{ kg/mm}^2$, que pour les aciers de diamètre supérieur à 20 mm, pour lesquels $\sigma'_{en} = 40 \text{ kg/mm}^2$, on prendra 26 kg/mm^2 .

On utilisera les notations suivantes :

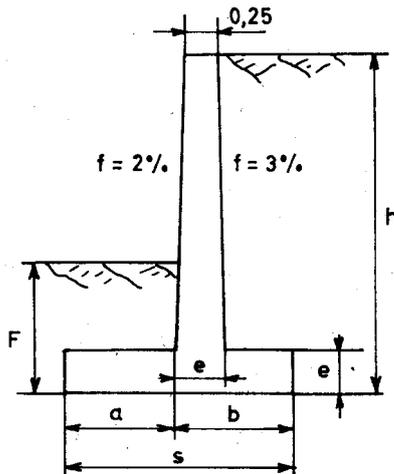
i coefficient de poussée des terres de RANKINE

γ poids spécifique du remblai

\bar{w} pression sur le sol de fondation.

MODE DE CALCUL :

1 - Caractéristiques :

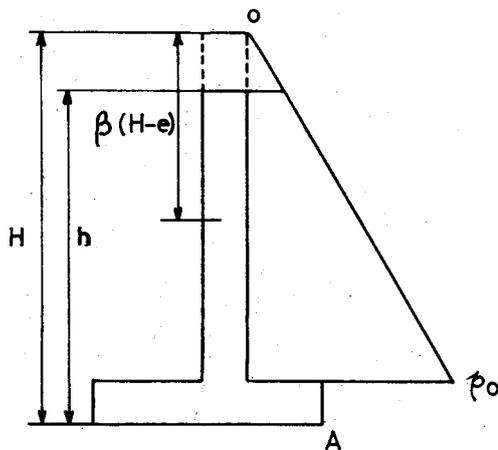


La coupe transversale du mur peut être définie par le schéma ci-contre. La hauteur h est connue : dans le cas fréquent où cadre et murs sont fondés à la même cote, c'est la somme de la hauteur libre (HAUTL), des épaisseurs E_3 et E_1 des traverses du cadre. Pour des raisons de commodité de bétonnage l'épaisseur au sommet ne sera pas inférieure à 0,25 m. Le fruit intérieur (côté remblai) étant fixé à 3 % et le fruit extérieur à 2 %, on obtient l'épaisseur du mur à la base de sa partie verticale ($e = 0,238 + 0,048 h$, en mètre).

On vérifiera que cette épaisseur e est compatible avec les efforts appliqués.

On déterminera la largeur portante s ($= a + b$) de la semelle connaissant la pression admissible sur le sol - L'épaisseur de la semelle sera prise égale à l'épaisseur e du mur à sa base.

2 - Dimensionnement et ferrailage du voile :



Le calcul sera fait pour une tranche de 1 m de mur dans sa partie la plus haute. Pour tenir compte de façon approchée des surcharges éventuelles, on calculera un mur fictif de hauteur H supérieure à h , telle que la hauteur $H - h$ de terrain exerce sur le sol la même pression que les surcharges sur l'ouvrage réel. Cette hauteur $H - h$ sera prise également à 0,60 m pour un mur en aile et à 1,20 m pour un mur en retour ce qui correspond approximativement à l'effet pondéré de surcharges de 1 et 2 t/m² respectivement.

2.1 - Dimensionnement du voile :

On calculera les efforts dans le voile en le considérant comme une console encastree sur la semelle et soumise à la composante horizontale de la poussée des terres calculée dans l'hypothèse de RANKINE.

avec $p_0 = i \gamma (H - e)$, poussée élémentaire au niveau de la semelle.

- vérification de l'épaisseur e :

soit une section d'ordonnée $\beta (H - e)$ comptée à partir du sommet, le moment fléchissant a pour expression :

$$M_{\beta} = \frac{1}{6} \beta^3 i \gamma (H-e)^3$$

A la base du mur, en particulier, ($\beta=1$)

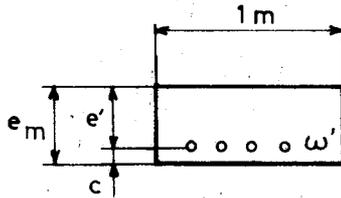
$$M_1 = \frac{1}{6} i \gamma (H-e)^3$$

Dans cette section, on écrit que le moment des forces appliquées M_1 est égal au moment "optimal" M_{opt} pour lequel acier et béton travaillent à leur contrainte limite réglementaire.

$$M_{opt} = \frac{1}{6} \frac{2 + 3R}{(1+R)^2} e'^2 \bar{V} b$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} e' = e_m - c \\ c = \text{distance de l'axe des aciers} \\ \text{au parement} \\ R = \frac{\bar{V}' a}{m \bar{V} b} \end{array} \right.$$



On en déduit l'épaisseur minimale e_m en fonction de la hauteur H du mur.

$$e_m = c + (1+R) \sqrt{\frac{i \gamma (H-e)^3}{\bar{V} b (2+3R)}}$$

Cette formule a été traduite sur le premier abaque de dimensionnement des murs (pièce 1.35) en prenant comme hypothèses :

$$c = 0,04 \text{ m}, \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3, \quad i = 1/3, \quad \bar{V}'_{en} = 4.000 \text{ bars} \quad \text{et} \quad \bar{V} b = 100, 120, 150 \text{ bars}$$

On ne retiendra e_m comme épaisseur à la base du mur que si elle est supérieure à la valeur e déterminée par les considérations géométriques de départ. Dans ce cas il conviendra d'augmenter le fruit arrière du mur.

2.2 - Ferraillage du voile :

La section d'armature à la base Ω_1 sera calculée d'après la pièce 1.4. On considèrera ensuite quelques niveaux intermédiaires, et des valeurs à ces niveaux de l'épaisseur du voile et des moments fléchissants on déduira les sections d'aciers nécessaires (Ω_1 à une hauteur H' à partir du sommet).

On tracera un graphique de ces sections et on en déduira les niveaux d'arrêt de barres et de changement de diamètre.

Dans les sections du mur autres que celle de hauteur maximale, on pourra admettre de déterminer les armatures du voile à partir des précédentes en prévoyant les mêmes armatures à profondeur égale à partir de la crête fictive du mur.

La surcharge H - h prise en compte dans le calcul permettra de ne pas tenir compte de la pente du sol derrière le mur, sauf si l'angle du mur avec l'axe de l'autoroute est inférieur à 60 gr.

3 - Dimensionnement et ferrailage de la semelle :

3.1 - Dimensionnement de la semelle :

Les abaques permettent de dimensionner les longueurs des semelles avant a et arrière b ont été établis en déterminant :

- La composante verticale N (poids du mur et des terres) en fonction de a et b.
- Le moment M_A au point A de la semelle arrière en fonction de a et b.

on a donc deux équations que donnent :

1°/ - La condition de pression sur le sol :

$$\bar{\omega} = \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{c'}{S} \right)$$

formule dans laquelle c' représente le bras de levier et S la largeur totale de la semelle (s = a + b).

Si la résultante de la poussée sur le voile et de la force verticale N passe la limite du tiers central,

$$c' = \frac{2}{3} S \quad \text{et} \quad \bar{\omega} = \frac{2N}{S}$$

2°/ - La condition d'équilibre - (résultante à la limite du tiers central).

$$\frac{M_A}{N} = \frac{2}{3} S$$

Pour obtenir un dimensionnement convenable de la semelle, on devra essayer plusieurs valeurs de $\bar{\omega}$ inférieures ou égales au maximum que le sol de fondation peut supporter et on retiendra celle qui rend minimal s = a+b, ou une valeur voisine. Toutefois la vérification de la condition de glissement (voir §. 5.2) pourra conduire à retenir pour $\bar{\omega}$ une valeur supérieure à celle qui correspond à cet optimum.

Les abaques fournis en pièce 1.3.5 indiquent la hauteur limite économique pour chaque pression admissible (c'est-à-dire la hauteur pour laquelle la pression correspondant au minimum de s est la pression de l'abaque). On pourra constater, par exemple, qu'il est inutile de faire travailler le sol à 2,5 kg/cm² pour des murs de hauteur inférieure à 7,5 m sauf si la condition de glissement l'exige.

Une fois déterminée a et b dans la partie la plus haute (de hauteur fictive H), on admettra dans les sections de hauteur fictive H' de faire décroître les longueurs des semelles avant et arrière dans le rapport $\frac{H'}{H}$.

3.2 - Ferraillage de la semelle :

Pour la partie du mur la plus haute, on calculera les moments d'encastrement des semelles avant et arrière et, des abaques de la pièce 1.4, on déduira les sections d'acier nécessaires, respectivement Ω_2 et Ω_3 . Suivant les dimensions des semelles, l'Ingénieur jugera s'il est utile ou non de faire des épures d'arrêt de barres.

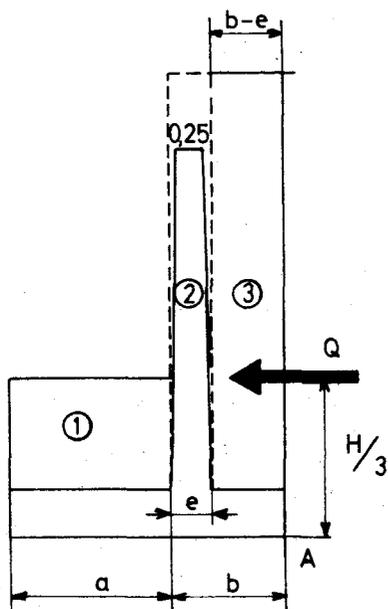
Dans les sections du mur autres que celles de hauteur maximale, on connaît Ω_1 calculé au paragraphe 2.2. On admettra que les sections Ω_2 et Ω_3 aux encastresments des semelles avant et arrière vérifient la relation :

$$\frac{\Omega'_1}{\Omega_1} = \frac{\Omega'_2}{\Omega_2} = \frac{\Omega'_3}{\Omega_3}$$

CADRE DE CALCUL DES MURS SUR SEMELLES

Le calcul se fait pour une tranche de 1 m dans sa partie verticale.

4 - Caractéristiques :



- soit h la hauteur réelle du mur en sa partie la plus haute.
- La hauteur H à prendre en compte dans la lecture des abaques est :
 mur en aile $H = h + 0,60 =$
 mur en retour $H = h + 1,20 =$
- Epaisseur au sommet : 0,25 m
- Fruits 2 et 3 %
- Epaisseur à la base
 $e = 0,238 + 0,048 h \approx$ m à comparer avec l'épaisseur e_m donnée par l'abaque de la pièce 1.3.3.
- Pression admissible sur le sol de fondation
 $\bar{\omega} =$ t/m²
- Largeur de la semelle $S =$
 avec $a =$ m
 $b =$ m
- Coefficient de poussée $i =$
- Poids spécifique du sol $\gamma =$ t/m³

On pourra en outre dans le calcul des poids et des efforts sur le sol de fondation, ne pas différencier remblai et béton et admettre que l'on a un matériau homogène de densité 2,2. On pourra également admettre que la face avant du mur est verticale et coupe la position réelle à mi-hauteur.

5 - Vérification de la fondation :

On vérifiera la pression sur le sol de fondation et le coefficient de glissement.

5.1 - Pression :

Elément de calcul	Densité	Forces horizontales	Forces verticales	Bras de levier	Moment par rapport à A
Volume 1	2,2				
Volume 2 + 3	2,2				
Poussée	γ				
		Q =	N =		M _A =

d'où les valeurs extrêmes de la pression

$$= \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{c'}{S} \right) = \frac{(t/m^2)}{(t/m^2)} \quad \text{avec} \quad c' = \frac{MA}{N} - \frac{S}{2} =$$

5.2 - Glissement :

En appelant F la fiche du sol, la butée réduite à prendre en compte à l'avant est :

$$B = \frac{\omega F^2}{4i}$$

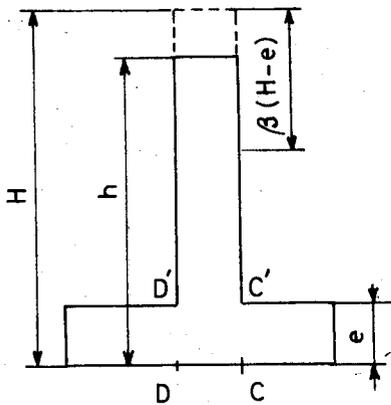
on vérifiera que le glissement $g = \frac{Q-B}{N}$ reste inférieur à $g_0 = \frac{1}{1,3} \left(\frac{C}{\bar{\omega}} + \text{tg} \gamma_0 \right)$

- avec
- (γ_0 angle de frottement interne du sol de fondation
 - (C cohésion du sol
 - ($\bar{\omega}$ pression maximale exercée sur le sol
 - (1,3 coefficient de sécurité

Remarque : Généralement on négligera les termes B et C de telle sorte que la résistance au glissement sera surabondante.

6 - Efforts dans le mur :

6.1 - Voile :



Dans une section à l'abscisse $\beta (H - e)$ comptée à partir du sommet, on a vu en 2.1 que l'expression approchée du moment fléchissant est

$$M_{\beta} = \beta^3 \gamma_i \frac{(H-e)^3}{6}$$

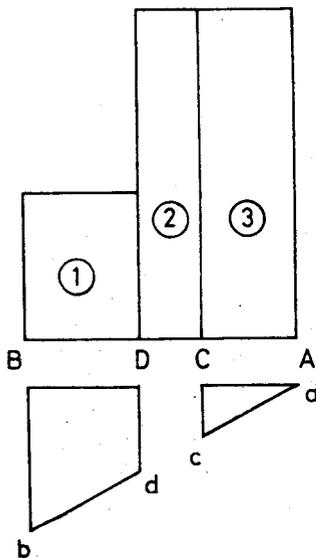
et à la base du mur

$$M_1 = \gamma_i \frac{(H-e)^3}{6}$$

On calcule les efforts dans la semelle dans les deux sections verticales CC' et DD' en assimilant chaque partie de semelle à une console.

Soit a c d b le diagramme des pressions

sous la semelle, déterminé d'après les valeurs trouvées plus haut en 5.1 (Fondation).



Les forces agissantes sont :

- à l'avant (le poids ①)
- (la réaction du sol égale à l'aire (B D d b)
- l'arrière (le poids ③)
- (la réaction du sol égale à l'aire (A C c a)

Les moments aux encastremets CC' et DD' sont la résultante des moments des forces définies ci-dessus.

6.3 - Justification des sections :

Dans les cas courants et sous condition d'un ferrailage assez divisé (espacement des fers de l'ordre de 10 à 15 cm si possible, 25 au maximum), on ne calculera pas les efforts tranchants vis-à-vis desquels les sections sont généralement surabondantes.

Le tableau ci-dessous résume les calculs et donne les caractéristiques des sections les plus sollicitées (aux encastremets).

Convention de signe - les moments dans la semelle sont comptés positivement s'ils tendent la face inférieure.

		EXPRESSION DU MOMENT		UNITES	VOILE	SEMELLE	
						AVANT	ARRIERE
CALCUL DES EFFORTS	<u>Poussée des terres</u>	$M_{C'}$ =		tm	X	X	X
	<u>Poids des terres et poids propre</u>						
	Avant ①	M_D =					
	Arrière ③	M_C =					
	<u>Réaction du sol</u>						
	Avant	M_D =					
	Arrière	M_C =					
	TOTAL			tm			
SECTIONS	<u>Caractéristiques des Sections</u>	ACIER	ω'	cm ²			
			d'	cm			
		BETON	h_t	cm			
			y	cm			
			z	cm			
		<u>Moments Résistants</u>	ACIER	M_a	tm		
		BETON	M_b	tm			

$$\bar{\sigma}'_{en} = 4\ 200 \text{ bars pour } \phi > 20, \bar{\sigma}'_a = 2\ 800 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{en} = 4\ 000 \text{ bars pour } \phi \leq 20, \bar{\sigma}'_a = 2\ 666 \text{ bars}$$

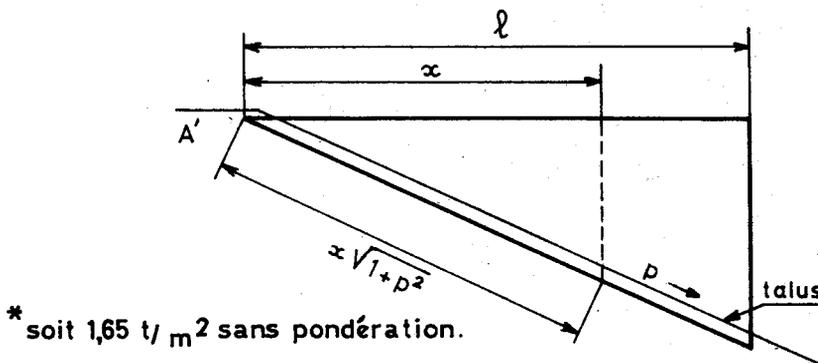
$$\bar{\sigma}'_b = 120 \text{ bars}$$

2 MURS DE TETE ENCASTRES (EN RETOUR SUSPENDUS)

1 - Mode de calcul :

Chaque mur en retour est constitué par une dalle verticale triangulaire portée par deux nervures de bordure encastrees respectivement aux angles inférieur et supérieur du cadre. La dalle est séparée du piedroit par un joint sans épaisseur.

Les deux nervures seront justifiées à l'exclusion de la dalle, sous l'effet horizontal de la poussée des terres et d'une surcharge de remblai uniforme de 2 T/m^2 . Pour le calcul des nervures, le mur sera assimilé au schéma suivant :



La pente p est celle de la trace du plan de talus dans le plan du mur. Elle varie donc suivant le biais de l'ouvrage.

2 - Densité de charge horizontale :

A l'abscisse x, comptée de A' vers l'encastrement, les nervures supportent des densités de charge par mètre de longueur horizontale :

- nervure supérieure $p^2 \alpha x^2 + p \beta x$

$$\alpha = \frac{1}{6} \gamma i$$

avec

$$\beta = i$$

- nervure inférieure $2 p^2 \alpha x^2 + p \beta x$

Il n'est pas tenu compte du poids propre du mur dans la densité de charge, mais il interviendra dans le calcul des sections résistantes.

3 - Moments fléchissants et efforts tranchants :

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants en une section quelconque d'abscisse ℓ et en particulier à l'encastrement :

		Expression à l'abscisse ℓ	Expression à l'encastrement
EFFORTS TRANCHANTS	NERVURE SUPERIEURE	$p^2 \alpha \int_0^{\ell} x^2 dx + p \beta \int_0^{\ell} x dx$	$p \ell^2 \left(\frac{p \gamma}{18} \ell + \frac{1}{2} \right) i$
	NERVURE INFERIEURE	$2 p^2 \alpha \int_0^{\ell} x^2 dx + p \beta \int_0^{\ell} x dx$	$p \ell^2 \left(\frac{p \gamma}{9} \ell + \frac{1}{2} \right) i$
MOMENT	NERVURE SUPERIEURE	$p^2 \alpha \int_0^{\ell} x^2 (\ell - x) dx + p \beta \int_0^{\ell} x (\ell - x) dx$	$p \ell^3 \left(\frac{p \gamma}{72} \ell + \frac{1}{6} \right) i$
	NERVURE INFERIEURE	$2 p^2 \alpha \sqrt{1+p^2} \int_0^{\ell} x^2 (\ell - x) dx + p \beta \sqrt{1+p^2} \int_0^{\ell} x (\ell - x) dx$	$p \sqrt{1+p^2} \ell^3 \left(\frac{p \gamma}{36} \ell + \frac{1}{6} \right) i$

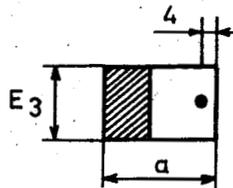
Ces formules ont été traduites en abaques qui figurent en complément (pièce 1.3.4. Ils ont été étudiés avec les valeurs numériques d'application usuelles :

- poids spécifique du remblai : $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$
- coefficient de RANKINE : $i = \frac{1}{3}$

4 - Dimensionnement de nervures :

On ne considérera que le mur en retour le plus long.

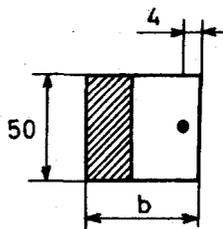
- Nervure supérieure :



Son épaisseur est celle de la traverse supérieure du cadre. Sa hauteur en section courante est de 0,50 m. Si la hauteur a nécessaire pour supporter les moments d'encastrement est supérieure à 0,50 m, on réalisera un gousset sur toute la longueur du mur. (cf. pièce 1.3.2).

- nervure inférieure :

Son épaisseur est fixée à 0,50 m.



Sa hauteur en section courante varie de 0,30 à b : Cette dernière valeur est déterminée pour résister au moment d'encastrement.

Les valeurs a et b, ainsi que les sections ω' d'acier à l'encastrement sont données pièce 1.3.4 par l'abaque de dimensionnement dans lequel on a supposé $E_3 = 0,30$.

$$\omega' = 0,4 a - 1,6 \quad (\text{Nervure supérieure})$$

$$\omega' = 0,5 b - 1,9 \quad (\text{Nervure inférieure})$$

5 - Calcul des sections résistantes :

Pour tenir compte de l'effet du poids propre du mur (traction dans la nervure supérieure, compression dans la nervure inférieure) les sections résistantes seront calculées sur les bases suivantes :

- Nervure supérieure : En flexion, la contrainte des aciers à haute adhérence est limitée à

$$\bar{\sigma}'_d = 21 \text{ kg/mm}^2$$

Au cisaillement, la contrainte admissible du béton est de

$$10 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec étriers}$$

- Nervure inférieure : En flexion, la contrainte de l'acier passe à

$$\bar{\sigma}'_d = 26 \text{ kg/mm}^2$$

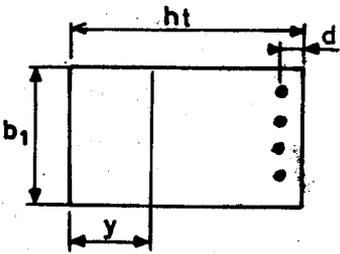
Au cisaillement, celle du béton à 13 kg/cm² avec étriers.



CADRE DE CALCUL DES MURS SUSPENDUS

Calcul des sections à l'encastrement :

- Caractéristiques des sections



- Acier
- (ω' cm² (donné en fonction des dimensions des nervures par les abaques 1.5.2)
 - (χ cm périmètre de l'acier employé
 - (d' cm distance de l'axe des aciers au parement = 4 cm
 - (b_1 cm épaisseur de la nervure : c'est-à-dire
 - 50 nervure inférieure
 - E3 nervure supérieure
 - (h_1 cm largeur de la nervure : c'est-à-dire
 - b nervure inférieure
 - a nervure supérieure
- Béton
- (y cm largeur de béton comprimé. à la fibre supérieure. y est solution de l'équation
 - (
$$\frac{b_1 y^2}{2} - m \omega' (h_1 - d' - y) = 0$$
 - (Z cm bras de levier $Z = h_1 - d' - \frac{y}{3}$

- Moments résistants

Acier $M_a = \bar{V}_a' \omega' Z$ avec $\bar{V}_a' = 21 \text{ kg/mm}^2$ nervure supérieure (1)*
 $\bar{V}_a' = 26 \text{ kg/mm}^2$ nervure inférieure (3)*

Béton $M_b = \frac{1}{2} \bar{V}_b y b_1 Z$ avec $\bar{V}_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ ($\bar{V}_b' = 5,7 \text{ kg/cm}^2$)

- Efforts tranchants résistants

Acier : adhérence = $\tau \chi Z$ avec $\tau = 17 \text{ kg/cm}^2$ ($3 \bar{V}_b'$)

Béton : cisaillement = $t b_1 Z$ avec $t = 10 \text{ kg/cm}^2$ nervure supérieure (2)
 $t = 13 \text{ kg/cm}^2$ nervure inférieure (4)
 ($23 \bar{V}_b'$)

* voir page 12 § 5

Abscisse comptée horizontalement à partir de A'				Nervure supérieure		Nervure inférieure	
				T _t	M _{tm}	T _t	M _{tm}
Efforts	0						
	2						
	4						
	6						
Caractéristiques des sections	Acier	ω'	cm ²	E ₃		50	
		d'	cm				
	Béton	b ₁	cm				
		h _t	cm				
		y	cm				
		z	cm				
Moments résistants	Acier	M _a	tm	X	(1)	X	(3)
	Béton	M _b	tm				
Efforts tranchants résistants	Acier	Adhérence	t	X	X	X	X
	Béton	cisail t	t				

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Abaques de dimensionnement des murs en retour

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

134

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

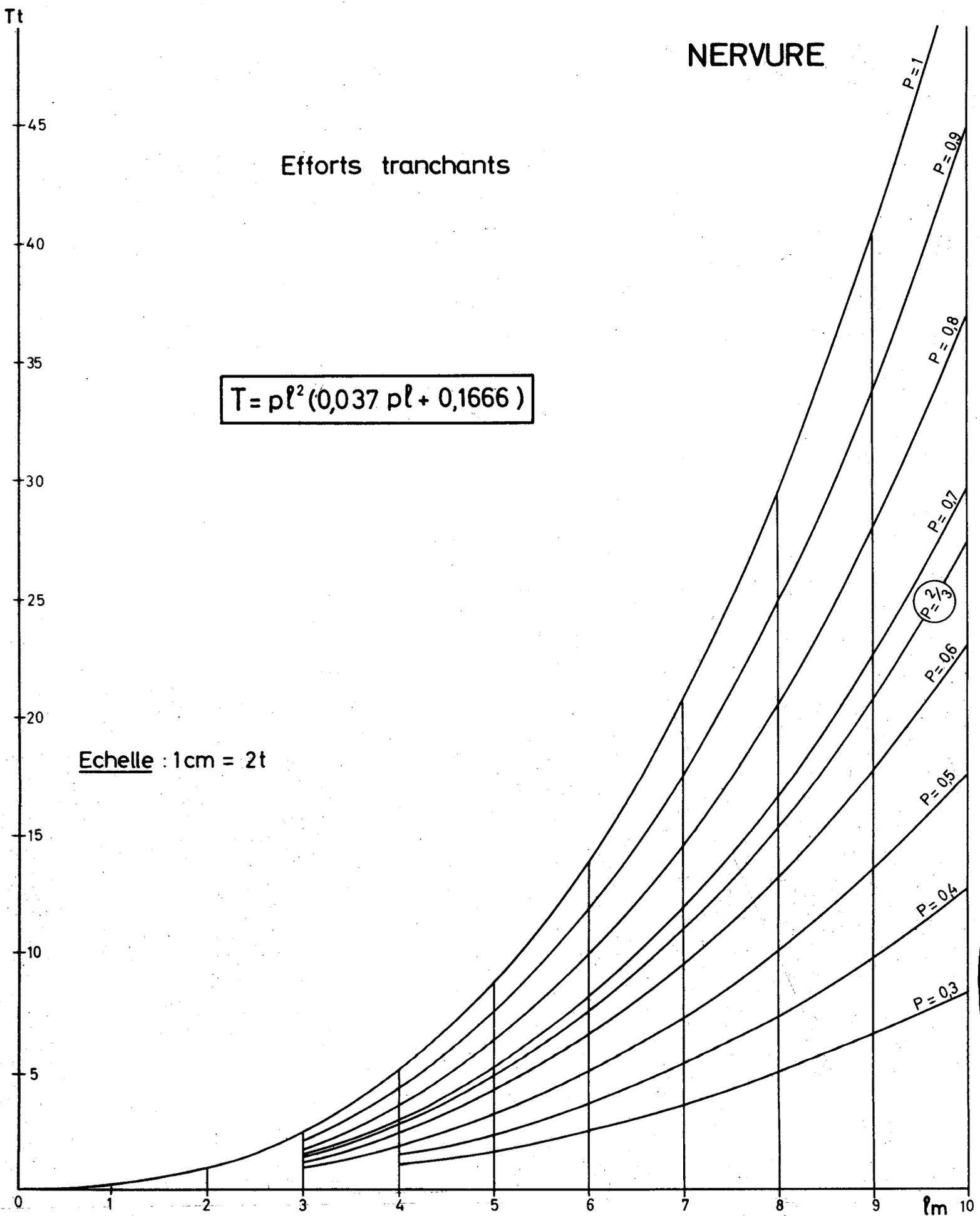
15 NOVEMBRE 1966 / 71

NERVURE

Efforts tranchants

$$T = pl^2 (0,037 pl + 0,1666)$$

Echelle : 1cm = 2t

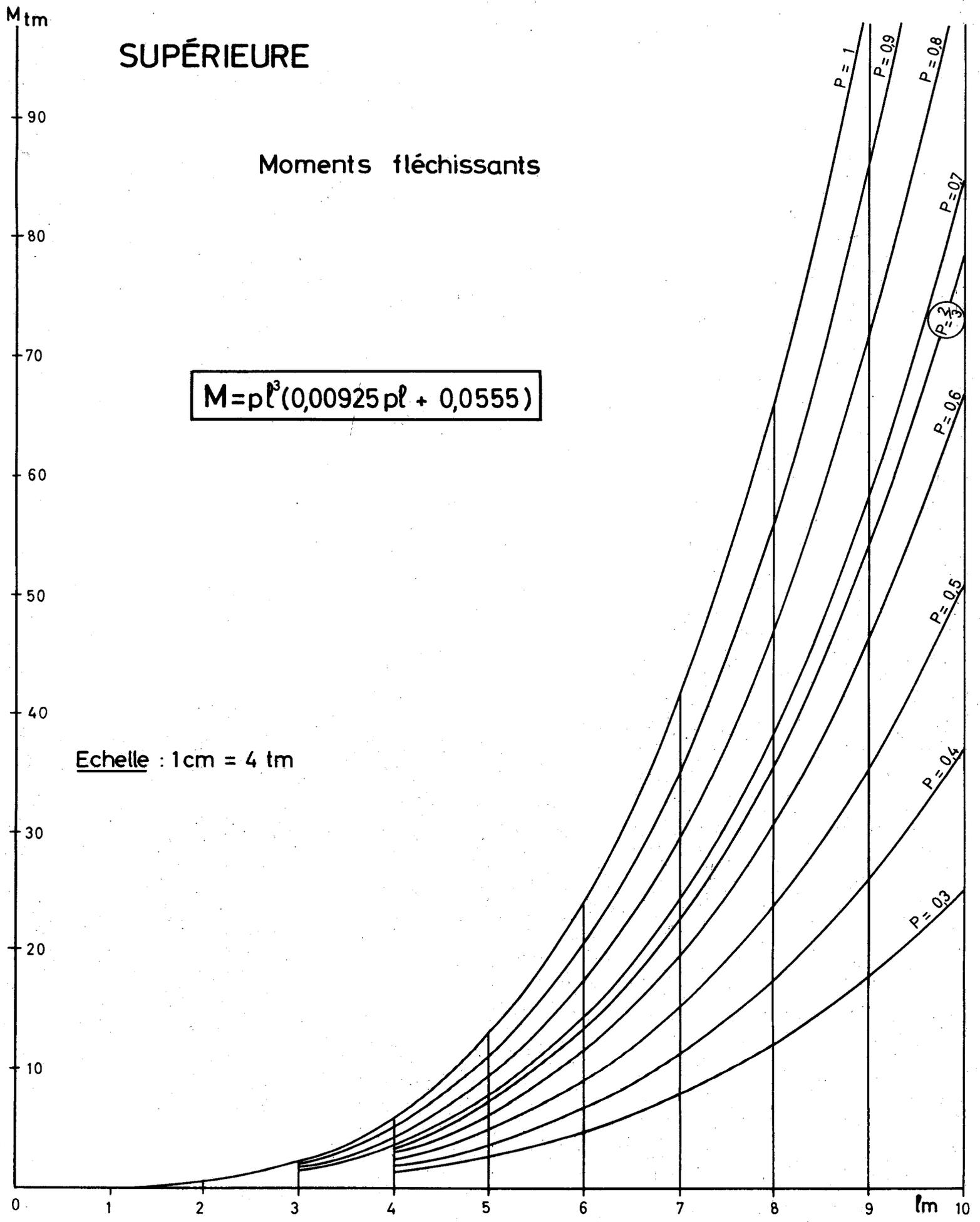


SUPÉRIEURE

Moments fléchissants

$$M = pl^3(0,00925pl + 0,0555)$$

Echelle : 1cm = 4 tm

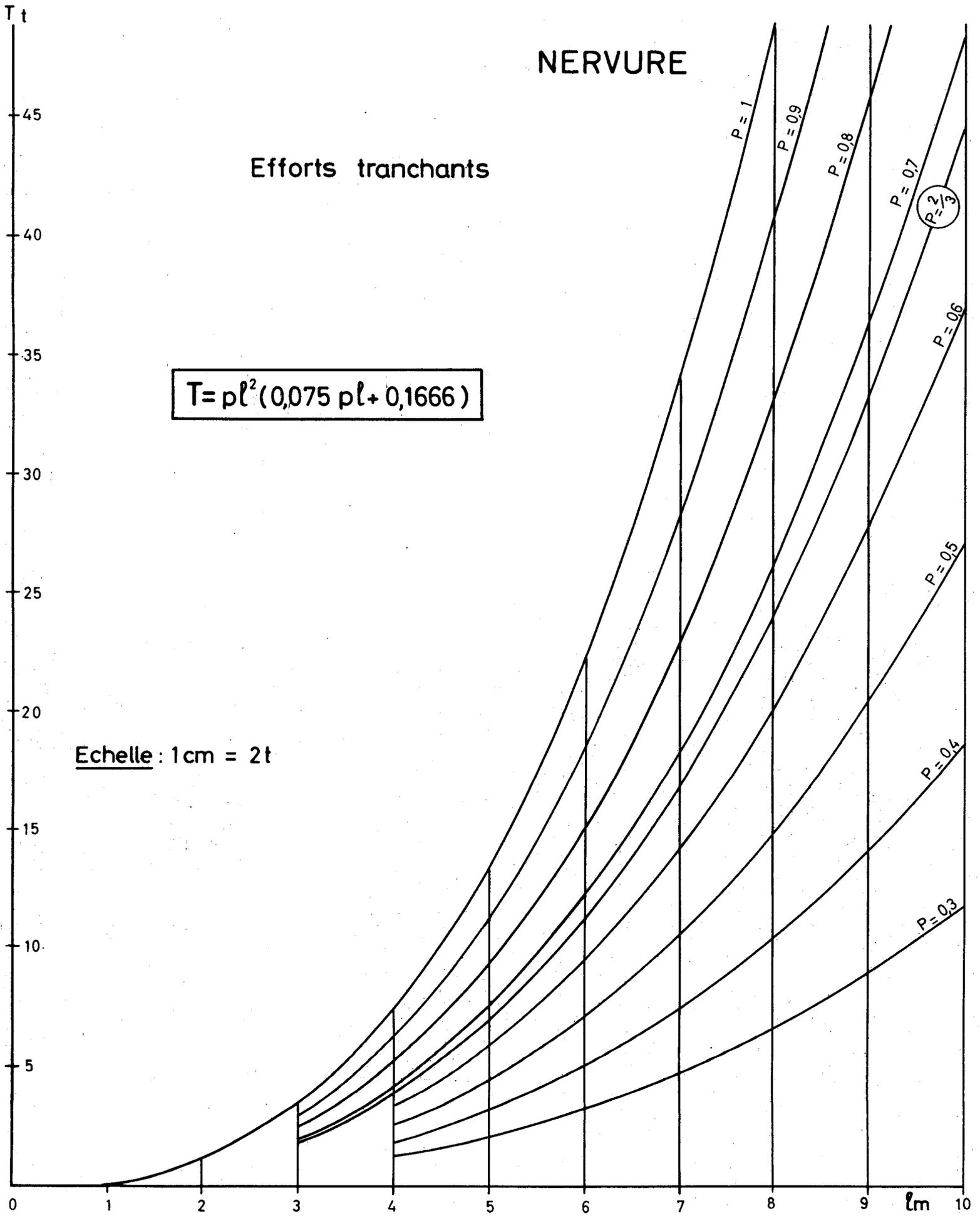


NERVURE

Efforts tranchants

$$T = \rho l^2 (0,075 \rho l + 0,1666)$$

Echelle : 1cm = 2t

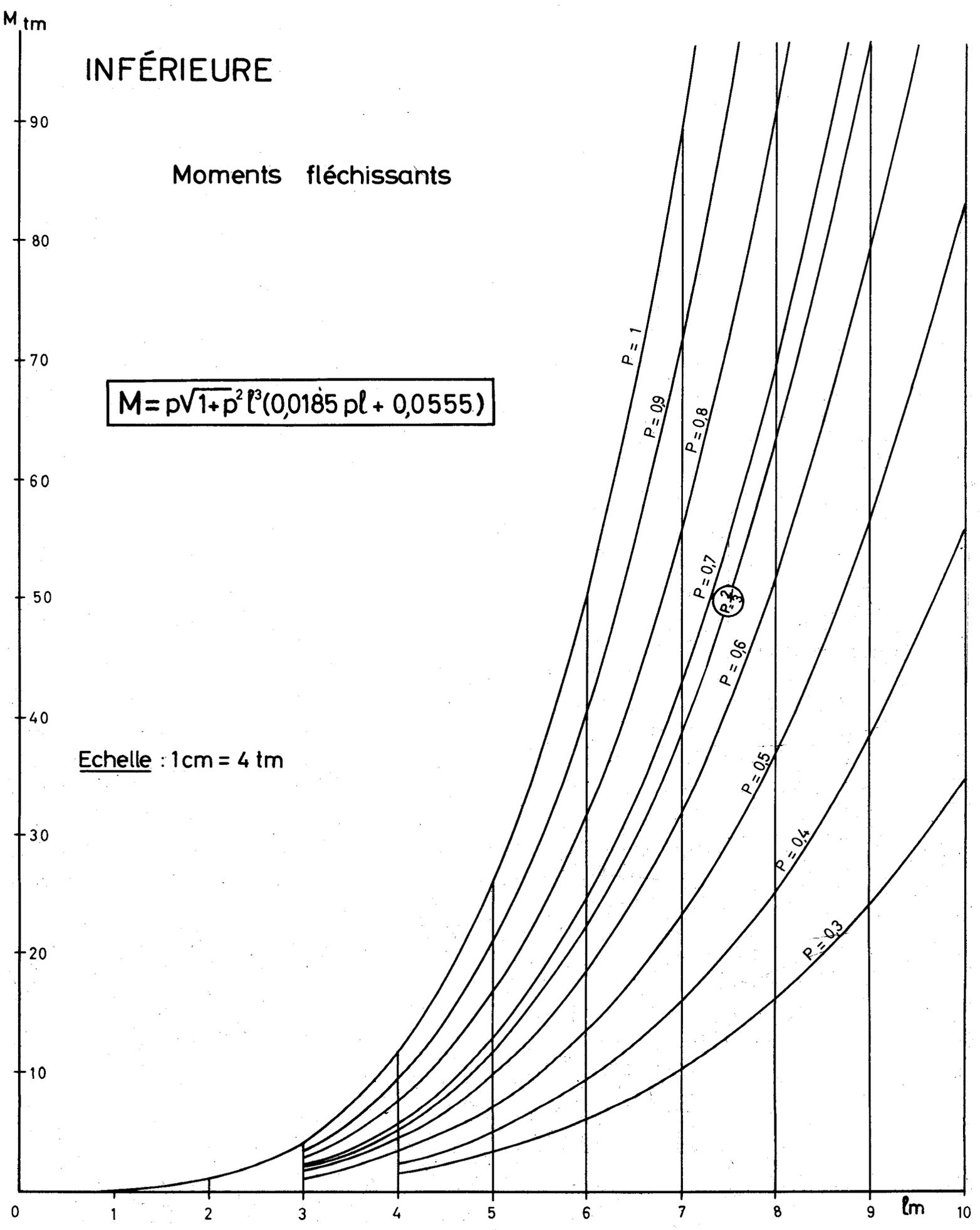


INFÉRIEURE

Moments fléchissants

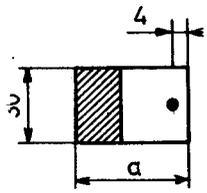
$$M = p\sqrt{1+p^2}l^3(0,0185pl + 0,0555)$$

Echelle : 1cm = 4 tm



DIMENSIONNEMENT DES NERVURES

NERVURE SUPERIEURE



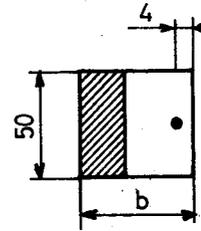
$$\bar{v}_b = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_a' = 21 \text{ Kg/mm}^2 *$$

$$(\bar{v}_{en}' = 40 \text{ Kg/mm}^2)$$

* Voir pièce 1.3.3
page 12 § 5

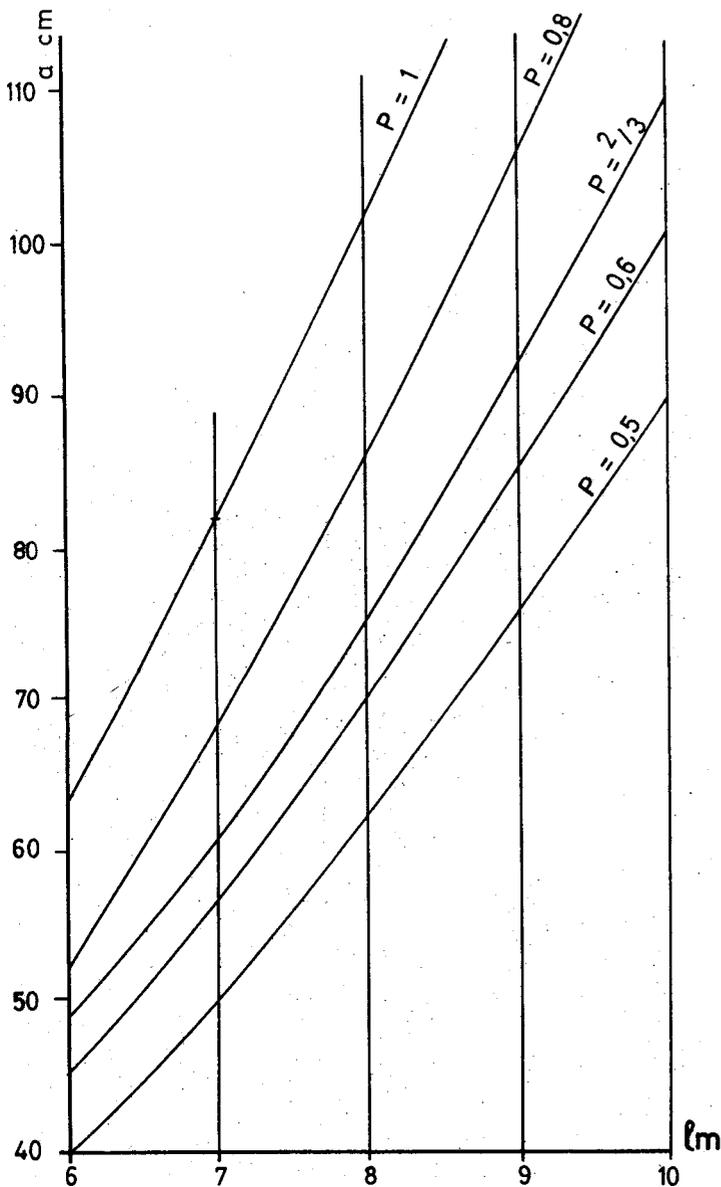
NERVURE INFERIEURE



$$\bar{v}_b = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

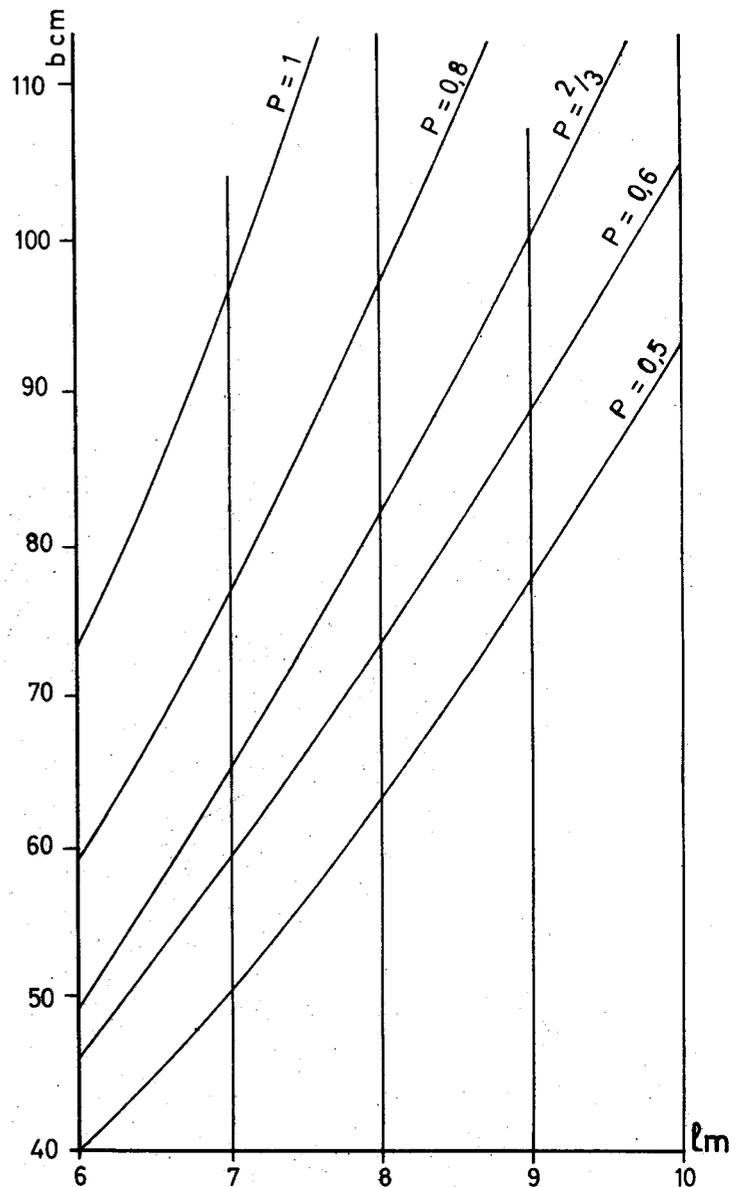
$$\bar{v}_a' = 26 \text{ Kg/mm}^2 *$$

$$(\bar{v}_{en}' = 40 \text{ Kg/mm}^2)$$



Section des aciers
(en cm^2)

$$\omega' = 0,4 a - 1,5$$



Section des aciers
(en cm^2)

$$\omega' = 0,5 b - 1,9$$

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.C.F.67

PIECES PILOTES

Abaques de dimensionnement des murs en aile

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

1.3.5

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587.51.41

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

Ces abaques s'appliquent aux murs dont la forme est celle indiquée sur le dessin ci-dessous -(murs en T renversé)-

I - Dimensionnement du mur vertical

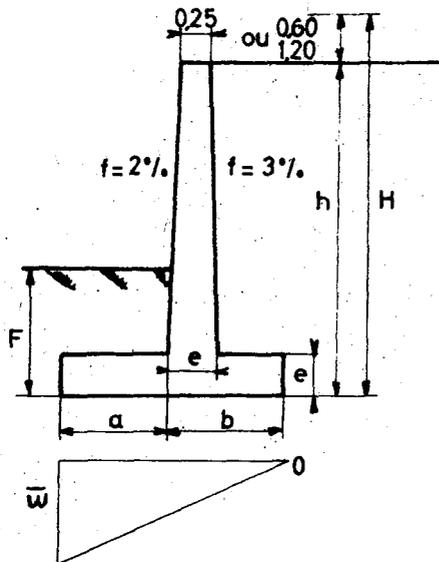
On vérifiera que l'épaisseur à la base du mur obtenue en fixant l'épaisseur au sommet à 0,25 m et les fruits intérieur et extérieur à 3 et 2 % est supérieure ou égale à l'épaisseur minimale donnée par les abaques en fonction de la hauteur totale H.

2 - Dimensionnement de la semelle

Les dimensions a et b définies au croquis sont données par les abaques en fonction de H. (H = h + 0,60 ou 1,20)

Ces abaques sont établis pour cinq valeurs de la pression admissible sur le sol de fondation $\bar{\omega}$ max, et trois valeurs de la profondeur de la fondation F.

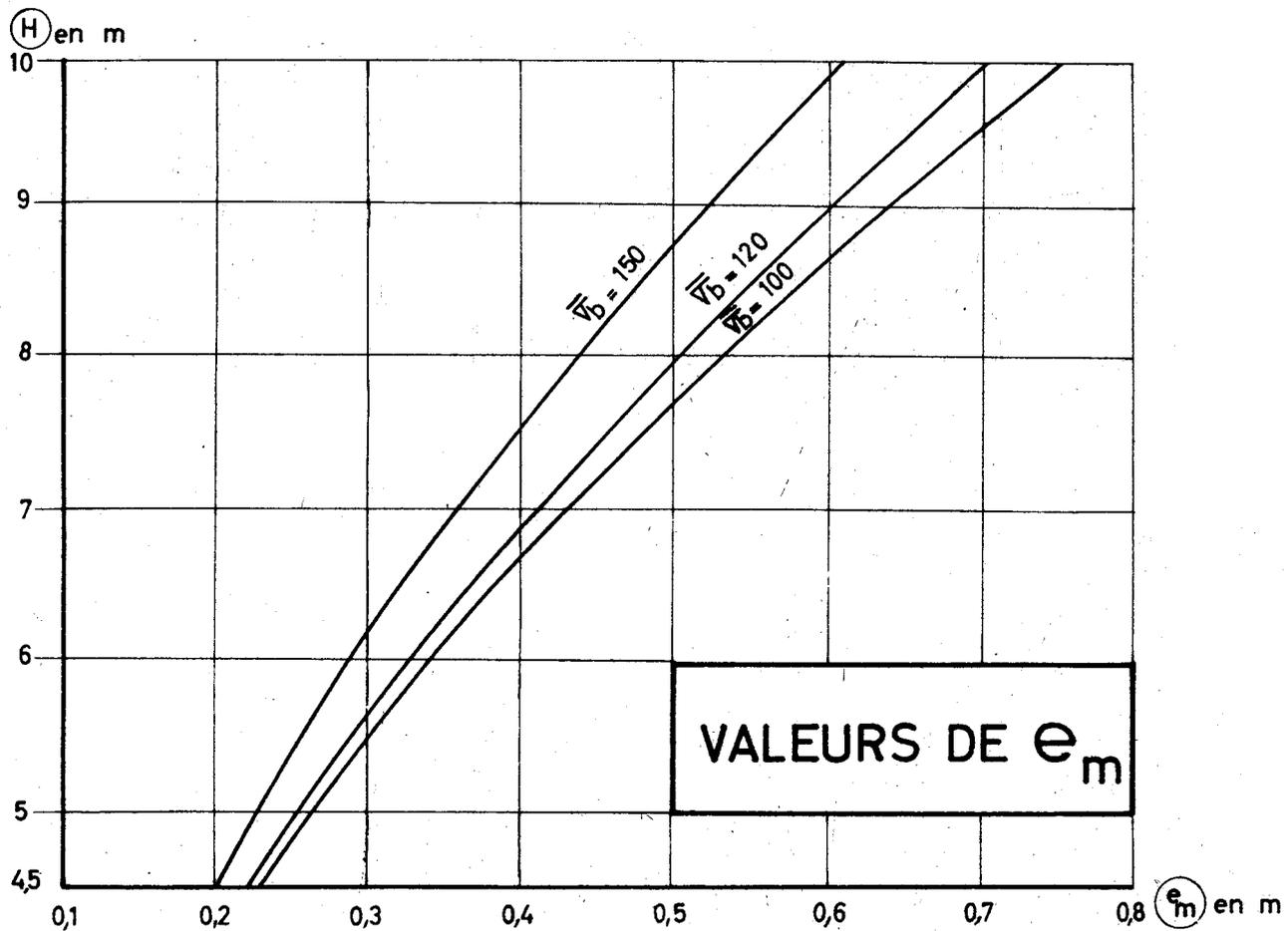
- les valeurs choisies pour $\bar{\omega}$ max * sont 1 - 1,5 - 2 - 2,5 et 3 kg/cm²
- les valeurs choisies pour F sont 1,50 - 2,00 et 2,50 m.



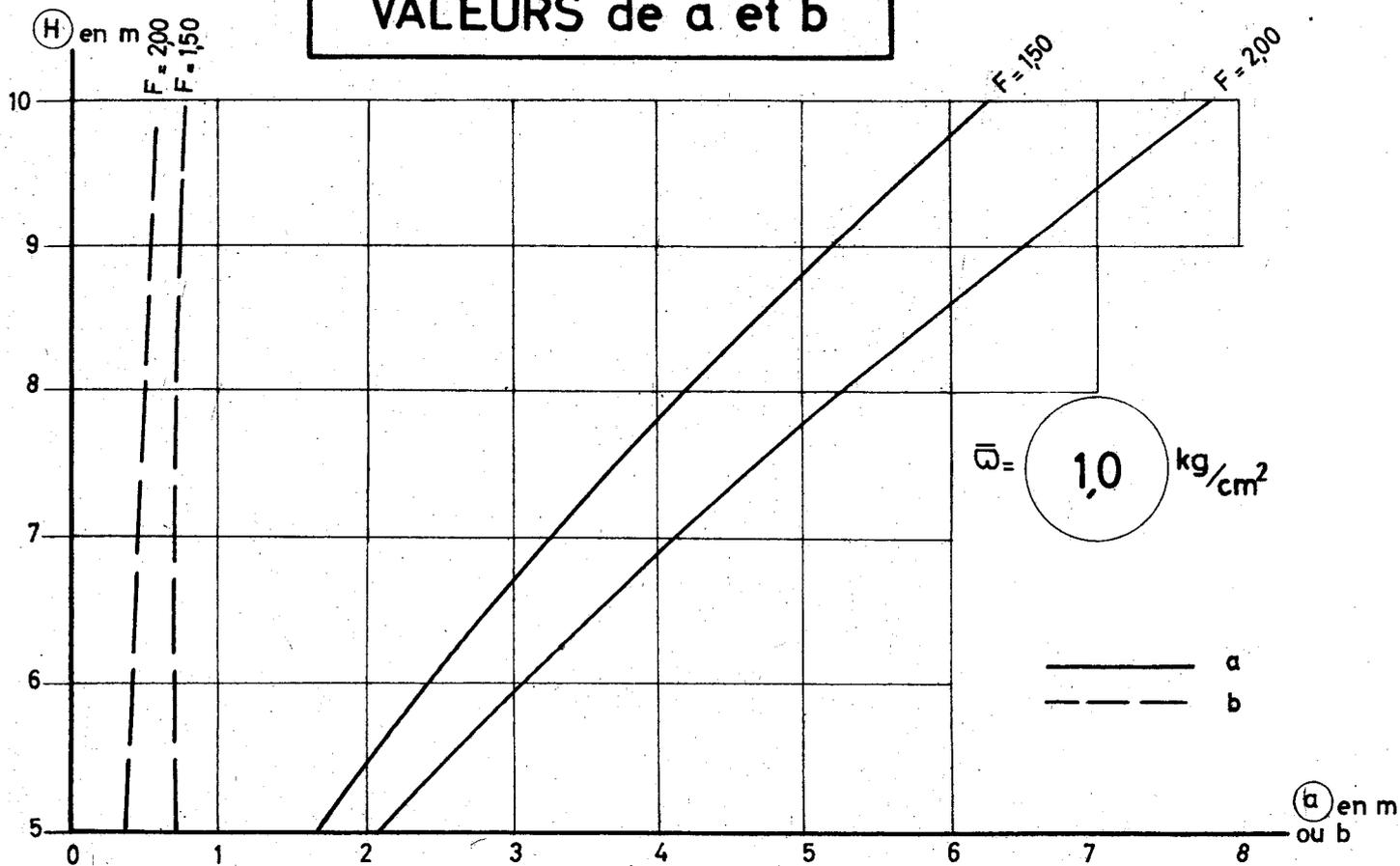
Les abaques ont été établis en prenant comme hypothèses

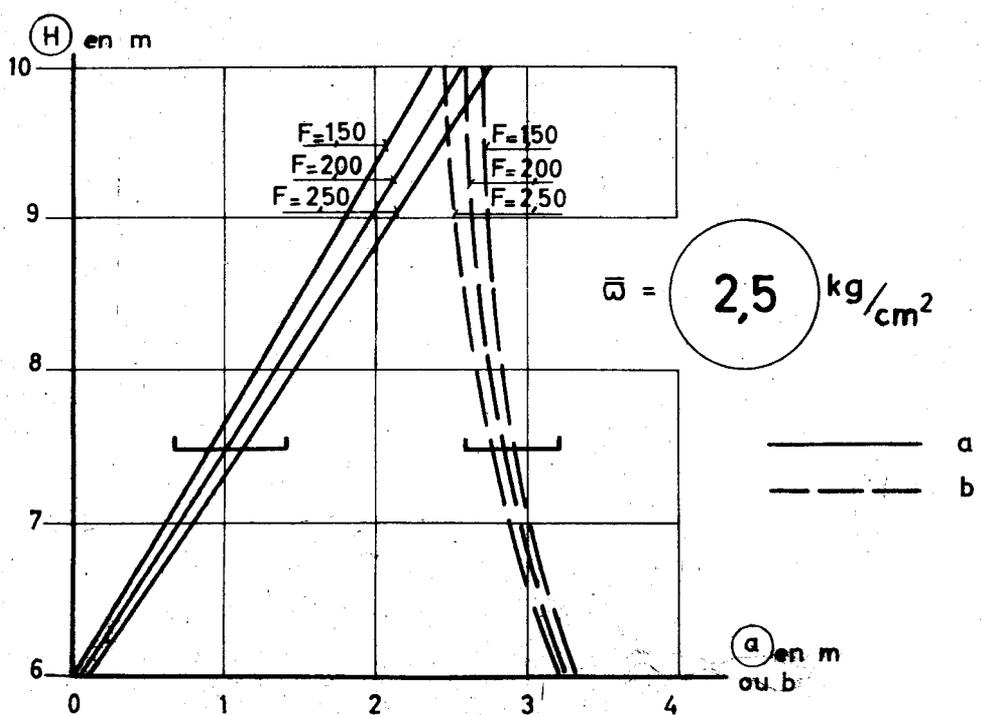
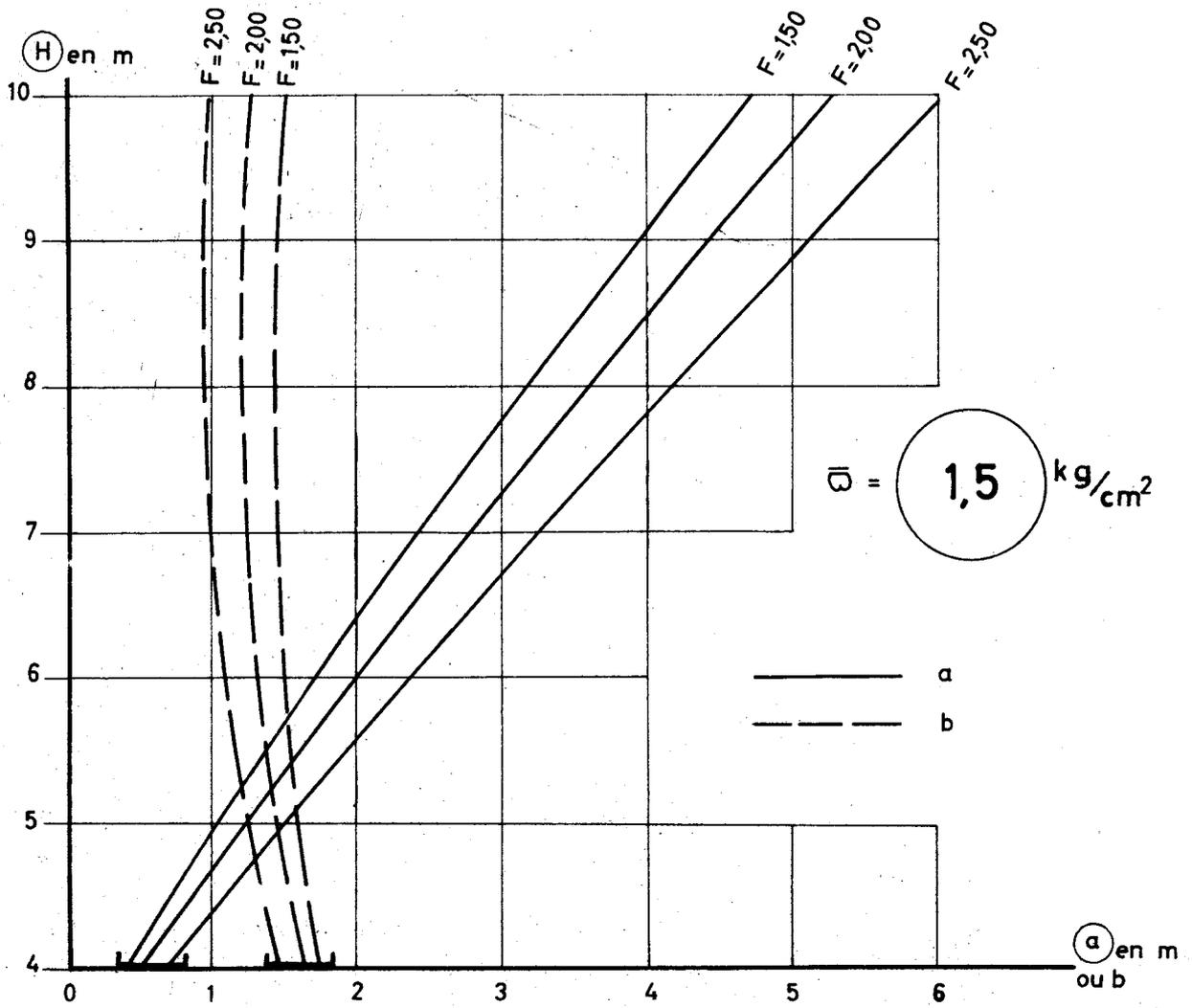
- densité du béton 2,4 t/m³
- densité du remblai 2 t/m³
- coefficient de Rankine 1/3
- c = 0,04 m (distance de l'axe des aciers au parement)
- pas de surcharge de remblai
- diagramme triangulaire de la réaction du sol de fondation
- butée à l'avant négligée
- acier $\sigma'_{a} = 4000$ bars
- béton $\bar{\sigma}_b = 100 - 120 - 150$ bars (En général on évitera de retenir $\bar{\sigma}_b > 120$ bars).

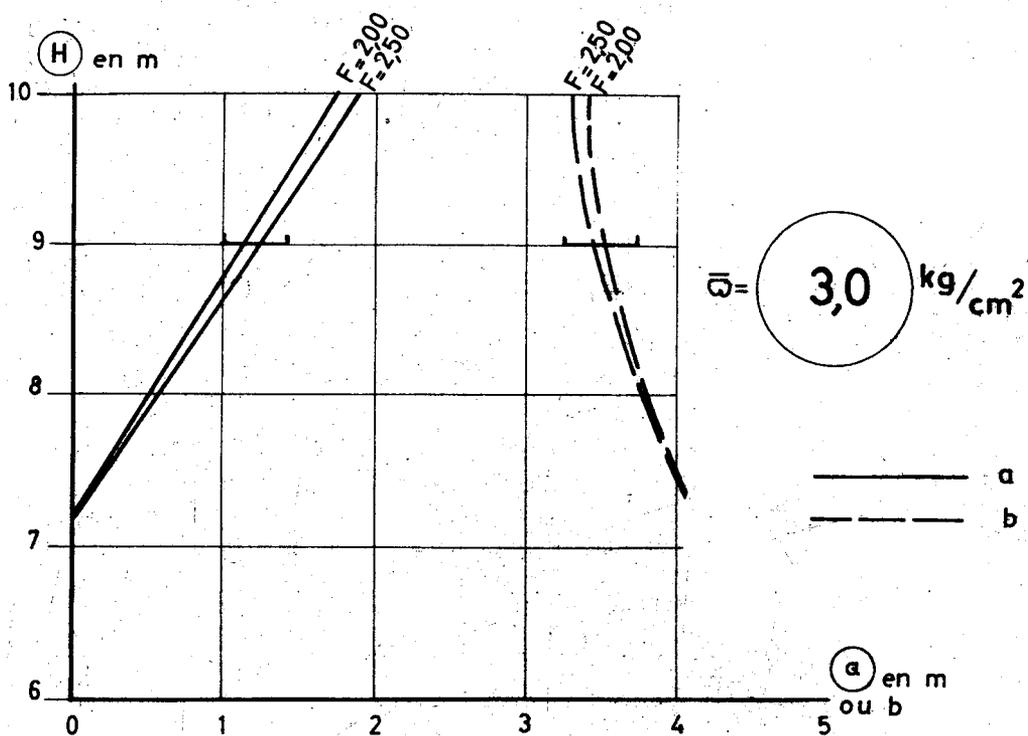
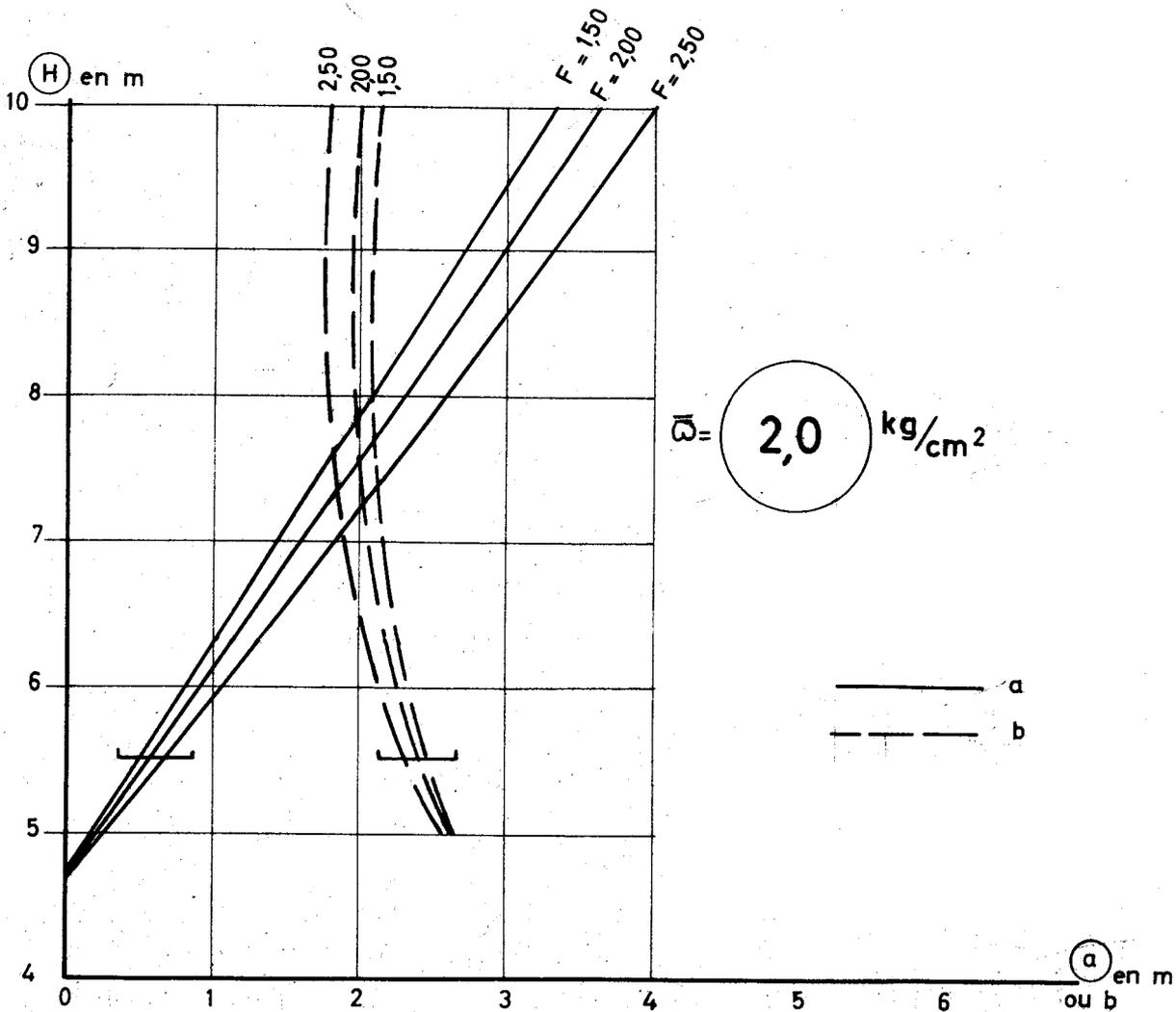
* Le signe indique la hauteur approximative au dessous de laquelle il n'est pas économique de faire travailler le sol de fondation à une pression atteignant celle de l'abaque correspondant, même si la qualité du sol le permet.



VALEURS de a et b







MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

PIECES PILOTES

Calcul d'une section rectangulaire en béton armé

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

14

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 Orly - Aéroport (Seine)
Tél. 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

DETERMINATION DU FERRAILLAGE
D'UNE SECTION RECTANGULAIRE EN BETON ARME
SANS ARMATURES COMPRIEES

Nota : Le titre VI du fascicule 61 du CPC n'entraîne pas de modification appréciable à cette pièce extraite du dossier PS-DA 64.

UNITES ET NOTATIONS

Pour toute application numérique de ce qui va suivre, les unités les plus commodes sont la tonne-force pour les efforts et le mètre pour les dimensions.

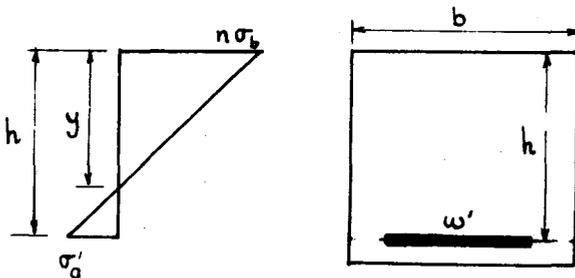
On rappelle que les unités pratiques de contraintes sont :

le kg/cm² pour le béton (soit 10 t/m²)

le kg/mm² pour l'acier (soit 1 000 t/m²)

Les notations sont pratiquement conformes aux recommandations du Comité Européen du Béton.

Les abaques sont tous établis pour le coefficient d'équivalence acier-béton $n = 15$



La section est définie par b, h et w' et l'on exprime son ferrail- lage par le rapport :

$$\gamma = 100 \frac{w'}{bh} \quad \text{pourcentage}$$

du volume d'acier rapporté à ce- lui du béton utile. γ a une si- gnification physique mais l'ar- gument le plus commode qui s'in- troduit dans la théorie est en fait lié à son inverse ; on le

désigne par x et il s'écrit :

$$x = \frac{2bh}{n\gamma} = \frac{200}{n\gamma}$$

L'état de flexion de la section est défini par le moment fléchissant M qui lui est appliqué.

On désigne par :

$$\sigma_m = \frac{M}{bh^2}$$

La grandeur homogène à une con- trainte qui caractérise cet état de flexion pour une section (b, h) donnée ;

σ_b la contrainte de compression de la fibre extrême du béton et par σ'_a la contrain- te de traction de l'acier sous cet état de flexion :

$\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}'_a$ les limites admissibles pour ces contraintes.

On introduit en outre les variables réduites :

$$\rho'_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_m} = \frac{\sigma'_a}{\frac{M}{bh^2}} ; \quad \rho_b = \frac{\sigma_b}{\sigma'_m} = \frac{\sigma_b}{\frac{M}{bh^2}} \quad R = \frac{\bar{\sigma}'_a}{n\bar{\sigma}_b}$$

1 - FORMULES GENERALES -

On établit facilement les relations suivantes, qui expriment la conservation des sections planes et l'équilibre élastique de la section de béton armé :

$$\frac{y}{h} = \frac{2}{\sqrt{1+x} + 1}$$

$$\frac{\sigma'_a}{n\sigma_b} = \frac{h}{y} - 1 = \frac{\sqrt{1+x} - 1}{2}$$

$$\rho_b = 2 + \frac{4+3x}{1+3\sqrt{1+x}}$$

$$\rho'_a = \rho_b \cdot \frac{n}{2} (\sqrt{1+x} - 1)$$

En faisant apparaître le pourcentage d'acier, il vient :

$$\rho_b = 2 + \frac{600 + 4n\zeta}{n\zeta + 3\sqrt{n\zeta(200+n\zeta)}}$$

$$\rho'_a = \frac{\rho_b}{2\zeta} \left[\sqrt{n\zeta(200+n\zeta)} - n\zeta \right]$$

Les courbes 1 et 2 ci-après donnent, pour $n = 15$, $\rho_b(\zeta)$ et $\rho'_a(\zeta)$ dont les équations sont :

$\rho_b = 2 + \frac{200 + 20\zeta}{5\zeta + \sqrt{15\zeta(200+15\zeta)}} \quad (1)$
$\rho'_a = \frac{\rho_b}{2\zeta} \left[\sqrt{15\zeta(200+15\zeta)} - 15\zeta \right] \quad (2)$

Ces arcs de quartiques sont présentés en deux parties. L'une (courbes 1) correspond aux faibles pourcentages d'acier (0,3 à 1 %), l'autre (courbes 2) aux forts pourcentages (1 à 2 %).

Ce sont ces courbes qui rendent très facile et très rapide le ferrailage de la section (b, h) sous le moment M.

On notera que les échelles des ordonnées ne sont pas les mêmes sur les courbes 1 et 2.

- AVERTISSEMENT -

Dans ce qui suit l'appellation section optimale (épaisseur optimale, taux de ferrailage optimal, etc...) est pure convention de langage. Il ne s'agit que d'une section où le béton et l'acier sont l'un et l'autre à leur taux limite de travail. En particulier, ces expressions sont dénuées de toute signification économique.

2 - SECTION OPTIMALE -

La section de béton armé est optimale, ou encore au ferrailage optimal lorsque sont simultanément atteintes dans le béton et l'acier les contraintes limites $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_a$

L'argument x caractérisant ce ferrailage optimal est donc racine de l'équation :

$$\sqrt{1+x} = 1 + 2 \frac{\bar{\sigma}_a'}{n \bar{\sigma}_b} = 1 + 2R$$

soit :

$$x_{opt} = 4 \frac{\bar{\sigma}_a'}{n \bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\bar{\sigma}_a'}{n \bar{\sigma}_b} \right) = 4R(1+R)$$

pour une application pratique, c'est la quantité la plus commode à calculer. Il lui correspond le ferrailage optimal :

$$z_{opt} = \frac{200}{n x_{opt}}$$

soit

$$z_{opt} = \frac{100}{2n} \frac{1}{\frac{\bar{\sigma}_a'}{n \bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\bar{\sigma}_a'}{n \bar{\sigma}_b} \right)} = \frac{100}{2nR(1+R)}$$

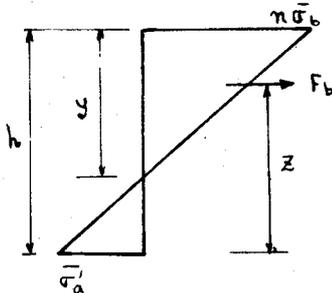
Les moments résistants du béton et de l'acier sont alors égaux et leur valeur commune est M_{opt}

$$M_{opt} = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2} b h^2 \bar{\sigma}_b$$

soit encore :

$$n = \frac{\bar{\sigma}_a'}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2}$$

un calcul direct permet de rétablir rapidement ces résultats, car il vient successivement :



$$\frac{y}{h} = \frac{1}{1+R}$$

$$\frac{z}{h} = 1 - \frac{y}{3h} = \frac{2+3R}{3(1+R)}$$

$$M_b = z \cdot F_b = \frac{2+3R}{3(1+R)} h \left(\frac{1}{2} b y \bar{\sigma}_b \right)$$

$$\text{soit : } M_b = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2} b h^2 \bar{\sigma}_b$$

$$M_a = z \cdot w' \bar{\sigma}_a' = \frac{2+3R}{3(1+R)} w' h R n \bar{\sigma}_b$$

L'égalité de ces deux moments donne γ_{opt} , soit, après simplifications :

$\gamma_{opt} = \frac{100}{2n} \cdot \frac{1}{(1+R)R}$	(3)
--	-----

leur valeur commune est alors :

$M_{opt} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2+3R}{(1+R)^2} b h^2 \bar{\sigma}_b$	(4)
---	-----

3 - SECTION A BETON SURABONDANT -

Pour une hauteur h donnée et un moment M donné, on dit que le béton est surabondant si le moment sollicitant M est inférieur au moment résistant de la section optimale M_{opt} . ($M < M_{opt}$)

Il convient de noter que, pour une dalle d'épaisseur constante c'est le cas sur sa majeure partie (on la dimensionne pour qu'une des sections les plus sollicitées soit optimale).

$$M < M_{opt} \text{ entraîne } \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Il faut déterminer le pourcentage d'acier γ , ($< \gamma_{opt}$), pour que l'acier soit limite :

$$\sigma'_a = \bar{\sigma}'_a$$

Pour cela, on calcule $\bar{\rho}'_a = \bar{\sigma}'_a / \sigma_M$ et l'on coupe la courbe $\rho'_a(\gamma)$ par l'horizontale $\bar{\rho}'_a$. L'abscisse de l'intersection est la valeur γ cherchée.

Accessoirement, l'ordonnée lue pour cette abscisse γ (verticale du point d'intersection précédent) sur la courbe $\rho_b(\gamma)$ donnera la contrainte atteinte dans le béton :

$$\sigma_b = \rho_b(\gamma) \cdot \sigma_M < \bar{\sigma}_b$$

4 - SECTION D'ACIER SURABONDANT -

Dans les ponts dalles continus d'épaisseur constante, où les deux ou trois sections les plus sollicitées sont sur piles (moments négatifs), on peut avoir intérêt, pour que la dalle soit plus mince, à ferrailer à l'optimum non pas la section la plus sollicitée, mais une section moins sollicitée.

Le cas échéant (mais exceptionnellement), cette section pourrait même être en travée (moments positifs).

Le choix d'une section moins sollicitée comme section déterminante de l'épaisseur conduit donc avantageusement à un tablier plus mince sous réserve que le sur-ferraillage des sections plus sollicitées (toujours sur appui) ne soit ni excessif ni irréalisable. Ce sur-ferraillage concerne donc les sections pour lesquelles la valeur absolue du moment excède le M_{opt} de la section retenue. On remarque d'ailleurs que cette manière de faire (acier surabondant donc $\gamma > \gamma_{opt}$) a pour conséquence de mal utiliser l'acier de ces sections ($\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$). Elle n'est donc acceptable que pour des tonnages faibles (barres

courtes) et si elle conduit à un gain appréciable d'épaisseur. Tel est précisément le cas lorsqu'il s'agit des pointes de moment négatif sur appui.

Par exemple, dans les ponts-types d'autoroute on pourra adopter :

- pour un P.I. dalle à 3 travées solidaires, l'épaisseur optimale en milieu de travée et un sur-ferraillage sur les 2 piles (1)

- pour un P.S. dalle à 4 travées solidaires, l'épaisseur optimale sur l'appui le moins chargé (en moment négatif) et les autres appuis seront sur-ferrailés.

Le taux de ferraillage γ qu'on adoptera alors sera celui qui épuise la contrainte admissible du béton. Il correspond donc à :

$$\bar{\rho}_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_m}$$

d'où, par intersection de $\rho_b = \bar{\rho}_b$ avec la courbe $\rho_b(\gamma)$, ce taux γ et accessoirement, la contrainte de cet acier, en relevant l'ordonnée correspondante de la courbe.

IL NE PARAÎT PAS SAGE CEPENDANT DE DEPASSER UN TAUX DE FERRAILLAGE DE 2 POUR CENT DANS CES SECTIONS SUR-FERRAILLÉES.

On s'attache donc à respecter :

$$\gamma \leq 2 \quad \text{c'est-à-dire} \quad \rho_b \geq 4,57884$$

$$\text{soit :} \quad \sigma_m \leq 0,21840 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Nous posons :} \quad M(2\%) = 0,2180 \bar{\sigma}_b b h^2$$

Pour un béton donné, le dimensionnement de h et la limite supérieure qu'on peut accepter pour la valeur absolue des moments M qui excèdent l'optimum M_{opt} dans les sections à sur-ferrailler résulteront donc de la double inéquation :

$$M_{opt} < |M| \leq M(2\%)$$

Si ces conditions ne peuvent être respectées, on pourra partir de $M_{ax} = M(2\%)$ et en déduire la section optimale qui correspondra à une valeur intermédiaire parmi les moments les plus grands: les sections $M_{opt} < |M| \leq M(2\%)$ seront sur-ferrailées et les sections $|M| < M_{opt}$ sous-ferrailées (béton surabondant).

(1) Un relèvement de $\bar{\sigma}_b$ amincit beaucoup ce type d'ouvrage et réduit du reste à peu de chose le gain supplémentaire d'épaisseur obtenu en sur-ferrillant les piles. Dans ce cas, le choix d'un bon béton évitera le recours au sur-ferraillage.

5 - ABAQUES RELATIFS A LA SECTION OPTIMALE -

5-1 Moment résistant

Le moment résistant M_{opt} est donné par la formule (4). Pour une application pratique, on obtiendra directement $\sigma_{M_{opt}}$ en t/m² en portant les valeurs de $\bar{\sigma}_b$ en kg/cm² et de $\bar{\sigma}'_a$ en kg/mm² dans la formule suivante ($n=15$):

$$\sigma_{M_{opt}} = \frac{M_{opt}}{bh^2} = \frac{0,75 \bar{\sigma}_b^2 (0,1 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}'_a)}{(0,15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}'_a)^2} \quad (5)$$

Pour l'établissement des abaques dans les mêmes unités pratiques (mais non cohérentes) on résoud en $\bar{\sigma}'_a$ d'où :

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{M_{opt}}} \left[\sqrt{\beta (100\beta - \sigma_{M_{opt}})} + 10\beta - 0,15 \sigma_{M_{opt}} \right] \quad (6)$$

avec $\beta = 0,0375 \bar{\sigma}_b$.

Pour la sollicitation donnée d'une section donnée, $\sigma_{M_{opt}} = c^{ste}$ et la formule précédente est l'équation d'une courbe du plan ($\bar{\sigma}'_a, \bar{\sigma}_b$). On peut ainsi établir un abaque (abaque 3) constitué par le faisceau de ces courbes dans la partie utile du plan ($12 \leq \bar{\sigma}'_a \leq 30$ kg/mm², $80 \leq \bar{\sigma}_b \leq 200$ kg/cm²). Pour un choix donné des matériaux ($\bar{\sigma}'_a, \bar{\sigma}_b$) le point correspondant du plan donne immédiatement par interpolation la valeur de $\sigma_{M_{opt}}$ c'est-à-dire le moment résistant de la section (b, h) au ferrailage optimal: $M_{opt} = \bar{\sigma}_{M_{opt}} bh^2$. Cet abaque est assez précis mais, il y aura lieu de ne s'en servir que pour vérifier l'application de la formule pratique (5).

On remarque que M_{opt} s'obtient en fait par l'intermédiaire de la contrainte caractéristique σ_M , grandeur dimensionnée (dont l'unité pratique est ici la t/m²). Un abaque universel donnant le nombre pur $\tau = \frac{\sigma_{M_{opt}}}{\bar{\sigma}_b}$ a été établi (abaque 4). Il correspond à la formule :

$$\tau = \frac{\bar{\sigma}_{M_{opt}}}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2+3R}{(1+R)^2} \quad (7)$$

Cet abaque est formé par un faisceau de droite passant par l'origine.

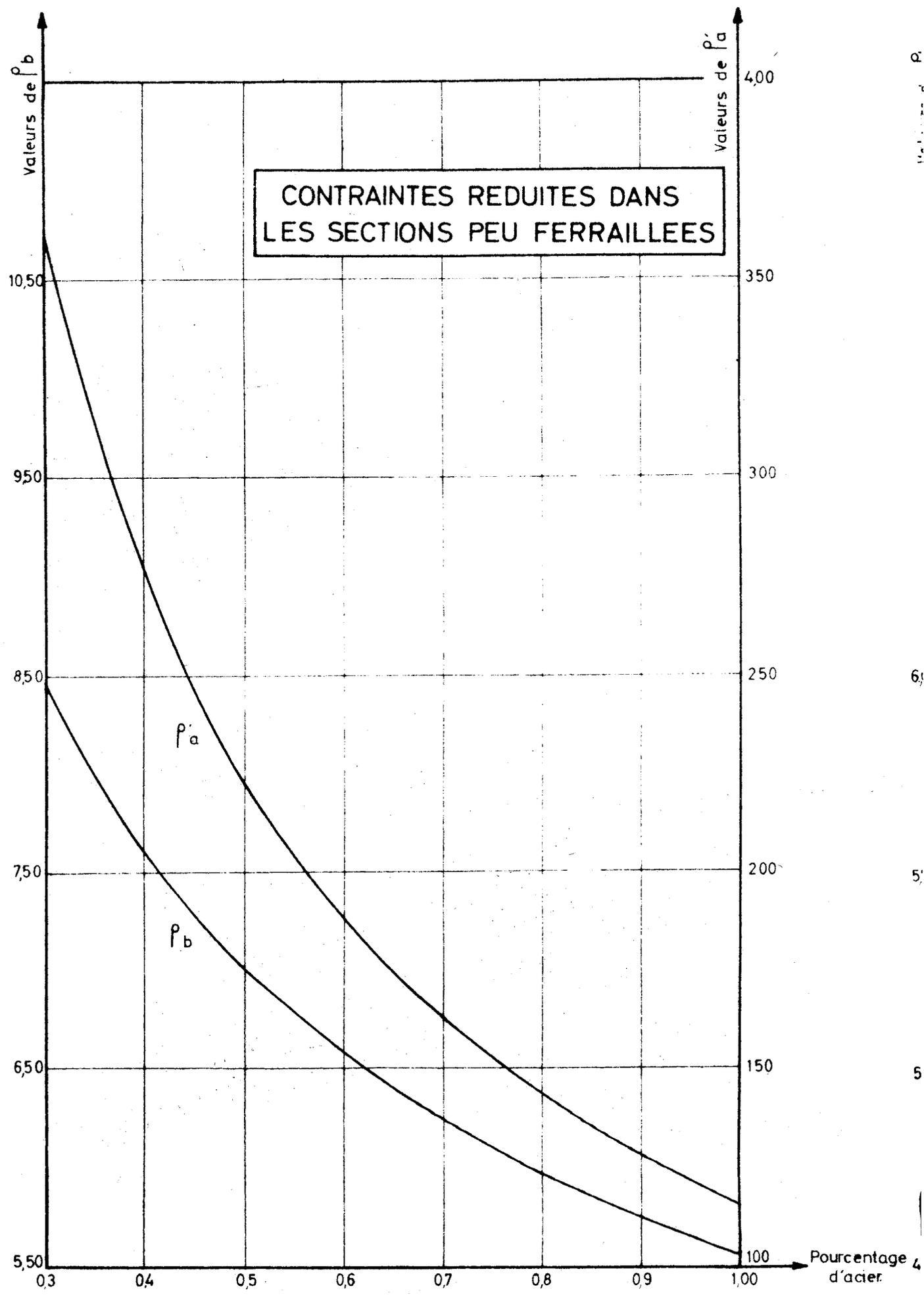
5-2 Pourcentage d'acier optimal

Pour une application numérique pratique, on obtient γ_{opt} en pour cent en portant $\bar{\sigma}_b$ en kg/cm² et $\bar{\sigma}'_a$ en kg/mm² dans la formule déduite de (3) par $n=15$:

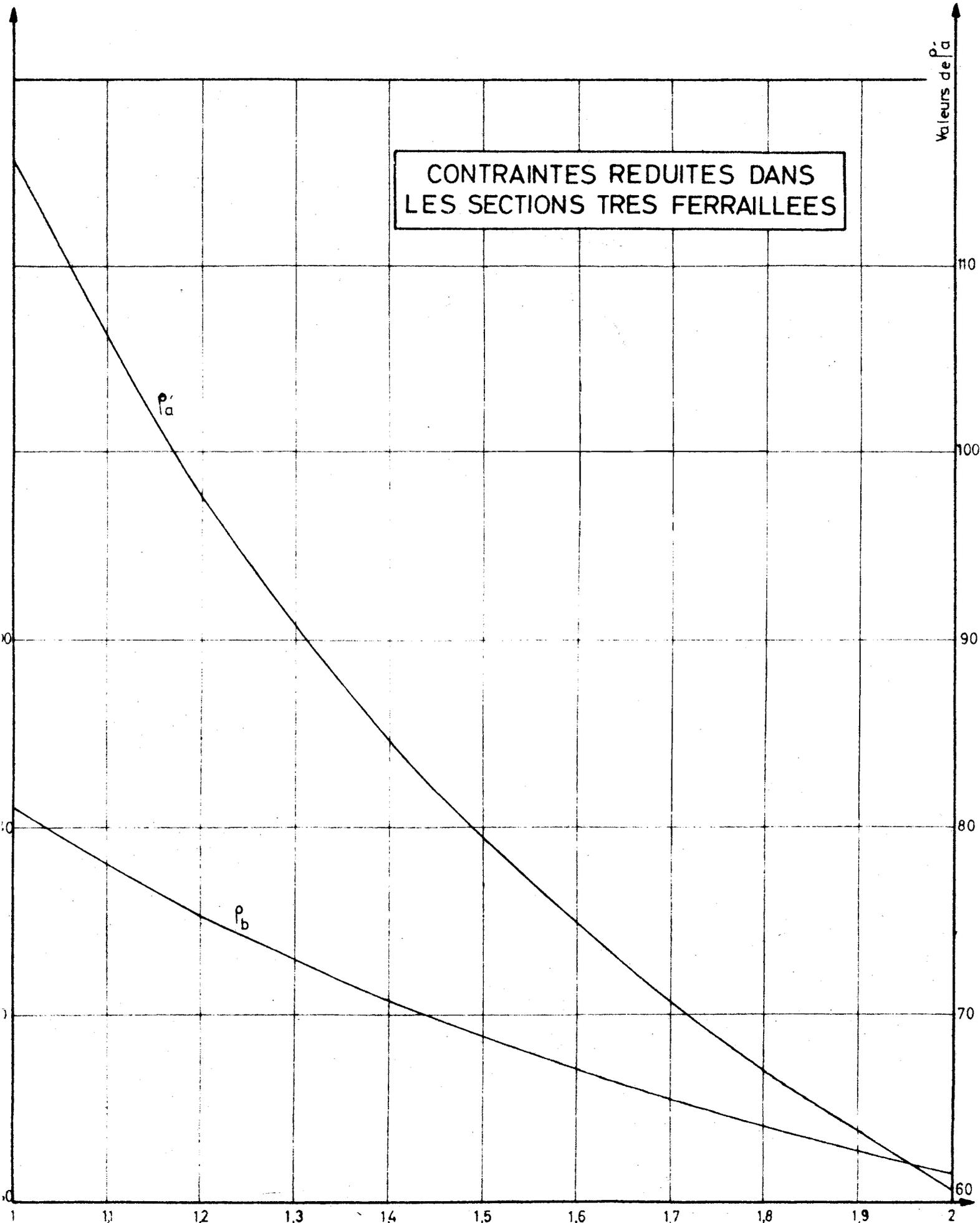
$$\gamma_{opt} = \frac{0,075 \bar{\sigma}_b^2}{\bar{\sigma}'_a (0,15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}'_a)} \quad (8)$$

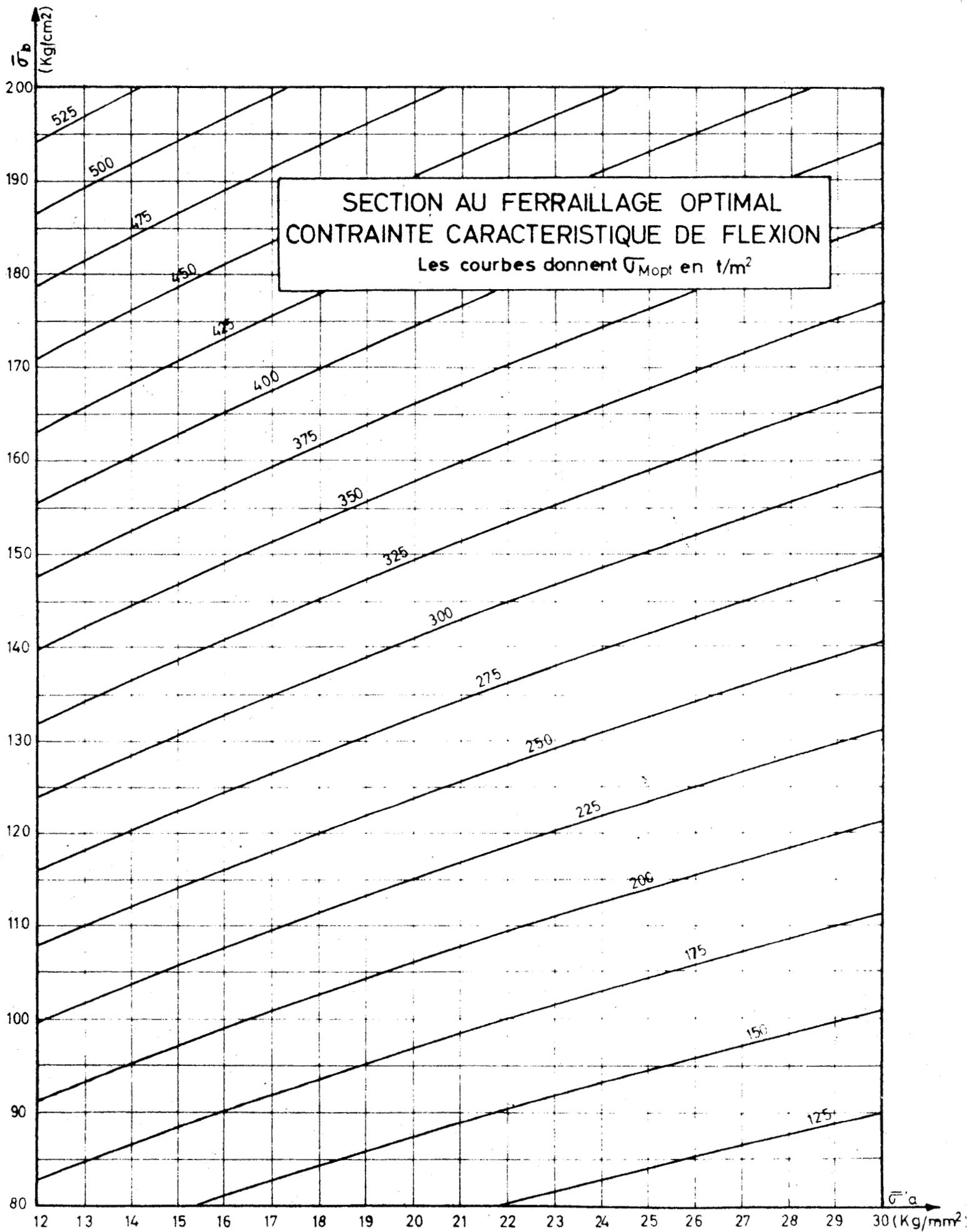
L'abaque (5) qui donne ce pourcentage par interpolation dans la partie utile du plan ($\bar{\sigma}'_a, \bar{\sigma}_b$) est le faisceau de droites passant par l'origine du plan d'équations :

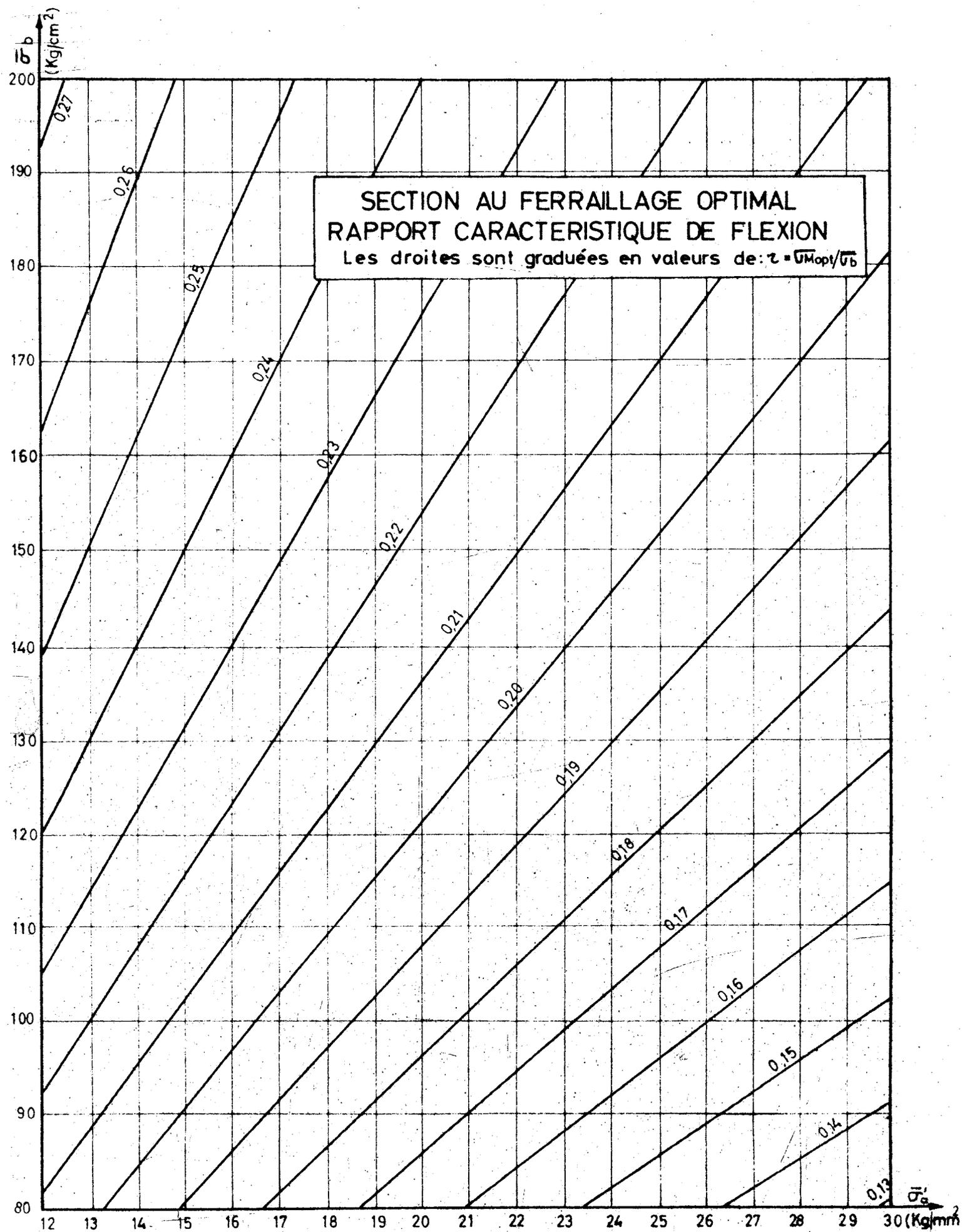
$$\gamma_{opt} = \frac{10}{3} \cdot \frac{1}{R(1+R)}$$

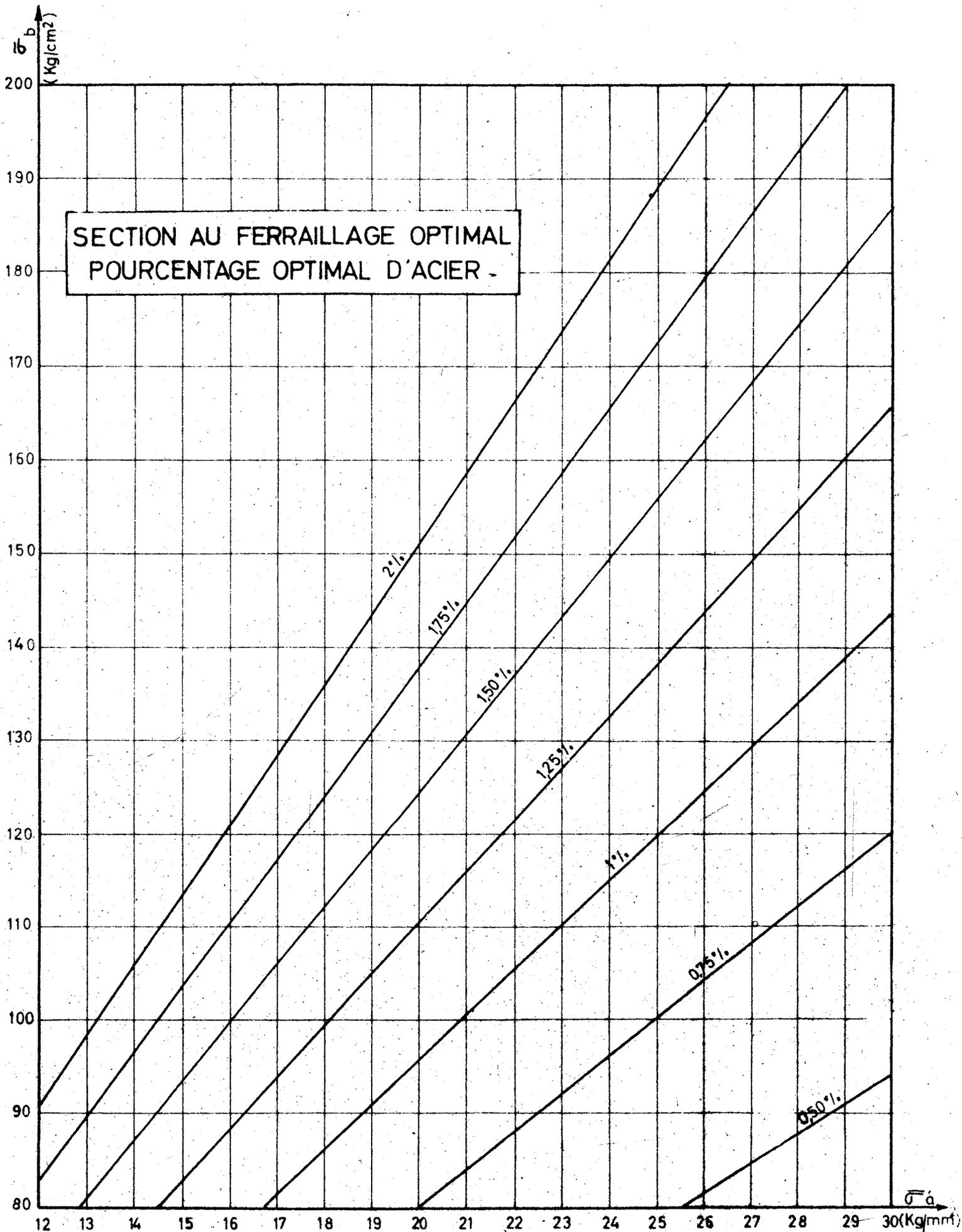


CONTRAINTES REDUITES DANS
LES SECTIONS TRES FERRAILLEES









MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

CALCUL AUTOMATIQUE

2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

BORDEREAU DES PIECES II

- 2.1 - Présentation du calcul
- 2.2 - Détermination de QSUP et QDT
- 2.3 - Bordereau des données
- 2.4 - Note de calcul commentée
- 2.5 - Méthode de calcul
- 2.6 - Dessin automatique

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS
EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

CALCUL AUTOMATIQUE

Présentation

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

2.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur T.P.E
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

PRESENTATION DU CALCUL ELECTRONIQUE

- S O M M A I R E -

	Pages
Introduction	
I - <u>NATURE ET PRESENTATION DES DONNEES</u>	
1.1 - Commentaires de quelques données	2
1.2 - Données intégrées au calcul	3
II - <u>ANALYSE DU PROGRAMME ET COMMENTAIRE DE LA NOTE DE CALCUL</u>	
2.1 - Généralités	6
2.2 - Dimensionnement	6
2.3 - Courbes enveloppes d'efforts	9
2.4 - Ferrailage des sections	11
III - <u>UTILISATION DU PROGRAMME</u>	
3.1 - Commande du calcul	15
3.2 - Délais	16

INTRODUCTION :

Le programme de calcul automatique PI-CF 67 est une refonte du programme précédent PI-CF 64, avec mise en application du nouveau règlement de béton armé, principalement en ce qui concerne la pondération des surcharges et les valeurs des contraintes admissibles pour les matériaux.

L'utilisateur remarquera toutefois que le bordereau de données est plus détaillé que celui du PI-CF 64 : les améliorations de détails portent sur l'effet des terres (poussée calculée avec deux coefficients de RANKINE - introduction possible d'une hauteur de remblai supplémentaire sur l'ouvrage), sur la géométrie de l'ouvrage (possibilité de profils en travers à deux sens de circulation sur l'ouvrage - prise en compte des dalles de transition), sur le ferrailage (ferrailage réel et non plus strictement calculé).

I - NATURE ET PRESENTATION DES DONNEES

Sont rassemblées au bordereau des données les valeurs numériques et les décisions logiques nécessaires au calcul et pouvant varier d'un ouvrage à l'autre. Le choix des données est le résultat d'un équilibre à trouver entre les deux impératifs contradictoires que sont d'une part, la souplesse du programme, sa possibilité de s'adapter à des cas divers et, d'autre part, son économie et sa simplicité d'emploi. Cette souplesse permet de calculer indifféremment des cadres sous chaussée autoroutière ou sous toute autre voirie.

Les données, qui sont présentées dans leur écriture FORTRAN de six caractères au plus, sont réparties en catégories auxquelles correspondent les différentes cartes :

- caractéristiques du franchissement,
- caractéristiques de la voie portée,
- dispositions constructives générales,
- dimensions à optimiser,
- caractéristiques du sol de fondation,
- caractéristiques des matériaux,
- contrôle de la marche du programme et de la précision,
- titre de l'ouvrage.

Sans faire une énumération exhaustive des données qui sont présentées dans la pièce 2.3, nous donnons ici quelques précisions complémentaires pour certaines données dont la présentation dans le bordereau risque d'être trop sommaire.

1.1 - Commentaires de quelques données :

1.1.1 - Données liées à la présence de dalles de transition :

a) - Si l'ouvrage comporte des dalles de transition (ce qui est normalement le cas pour un ouvrage autoroutier) le calcul prend en compte pour évaluer l'effet des terres, la hauteur de terrain située sous la dalle de transition.* Celle-ci est censée fonctionner sous la charge permanente et les surcharges comme une travée sur appuis simples reposant d'un côté sur le terrain et de l'autre sur un corbeau solidaire de l'ouvrage. Il faut donc fournir pour le calcul les éléments suivants :

LDALT : Portée droite de la dalle de transition, valeur qui se déduit des valeurs proposées par le dossier JADE du Service Spécial des Autoroutes.

QDT : Réaction au mètre linéaire transmise par la dalle de transition à l'ouvrage (cf. pièce 2.2).

Lorsque l'on utilisera ces données, on portera au bordereau
HS REMB = 0 et PS REMB = 0

b) - Si l'ouvrage ne comporte pas de dalle de transition, le calcul prend en compte pour évaluer l'effet des terres, la hauteur du terrain située sous le niveau de la face supérieure de la traverse. Mais il faut pouvoir tenir compte pour la charge permanente que l'ouvrage peut être partiellement enterré, c'est-à-dire que le remblai peut atteindre un niveau supérieur à celui de la face supérieure de la traverse et pour les surcharges, que ce remblai peut être surchargé (on prend en général 2 t/m²). Dans ce cas, il faut fournir les éléments suivants :

HS REMB : Hauteur supplémentaire de remblai situé au-dessus du niveau de la face supérieure de la traverse.

PS REMB : Poids de la surcharge de remblai (prendre en général 2 t/m²).

Lorsque l'on utilisera cette dernière donnée, et de façon générale en l'absence de dalle de transition, on portera au bordereau LDALT = 0 et Q DT = 0.

Ces données, ainsi que LDALT, ont été introduites comme elles le sont dans le PI-PO et constituent une des améliorations de détail dont a bénéficié le programme.

1.1.2 - Dispositions constructives générales :

Deux données paraissent appeler un commentaire :

HCHAU : Epaisseur fictive de béton équivalent à la chape, à la hauteur supplémentaire de remblai (éventuellement) et à la chaussée. (fascicule 61, Titre VI, article 32). Cette donnée n'intervient

La face inférieure de la dalle de transition est située forfaitairement à 60cm sous le niveau supérieure de traverse supérieure.

que pour le calcul de l'étalement des surcharges et la sécurité consiste à la sous-estimer et non à la majorer. On n'y incorporera donc pas l'effet de rechargements ultérieurs de chaussée.

QSUP : Poids des superstructures par mètre carré de tablier. Cette donnée comprend tout ce que supporte le tablier comme charge permanente qui n'intervient pas dans l'ossature porteuse et en particulier le remblai que porte éventuellement l'ouvrage. Bien entendu la sécurité est normalement accrue par une surestimation, et en conséquence, il est souhaitable d'y incorporer le poids des rechargements de chaussée à envisager dans le futur.

D'autre part, on ne donnera pas à E_1 , E_2 et E_3 une valeur inférieure à 0,30 m, ceci étant considéré comme le minimum technique souhaitable, en particulier pour les piédroits.

1.2 - Données intégrées au calcul:

Pour ne pas surcharger le bordereau des données, de façon analogue à ce qui a été fait pour le programme PI-PO et qui avait été fait dans le PI-CF 64, a été intégré au programme un certain nombre de valeurs numériques et de décisions logiques qui ne sont pas, dans la gamme courante d'application, susceptibles de variation.

1.2.1 - Enrobage :

L'enrobage de toutes les armatures est pris égal à 25 mm, valeur supérieure au minimum prescrit par le C.P.C. et qui tient compte du fait que l'ouvrage est partiellement enterré. Les aciers longitudinaux sont placés à l'intérieur, par rapport aux aciers transversaux (l'inverse avait été fait dans le programme PI-CF 64). Pour calculer la distance de l'armature à la paroi (et donc la hauteur utile en béton armé) on a admis que le diamètre d'encombrement des aciers est supérieur de 20 % à leur diamètre nominal. Ce chiffre enveloppe les valeurs réelles pour les aciers à haute adhérence ayant fait l'objet d'une fiche d'homologation. Ainsi, pour les diamètres normalement utilisés ($\varnothing 20$ et $\varnothing 14$), l'axe des armatures de diamètre $\varnothing 20$ est à une distance de 52,4 mm du parement alors qu'il n'était que de 35 mm dans le PI-CF 64.

1.2.2 - Optimisation des dimensions :

La machine fait ses essais successifs de dimensionnement en augmentant les épaisseurs pariétaires de 2 cm. Il aurait été possible d'avoir une précision plus grande, mais au prix d'une augmentation sensible du temps de calcul; c'est pourquoi la valeur retenue nous a paru raisonnable.

1.2.3 - Programme de surcharge :

Il est tenu compte de l'effet des surcharges situées sur la dalle de

transition (surcharges A, BC) pour le calcul des lignes enveloppes des moments et des efforts tranchants. En ce qui concerne les modalités d'application des surcharges sur la dalle de transition, on a admis les hypothèses simplificatrices suivantes :

- pour la surcharge A, le coefficient de répartition transversale est le même pour la dalle de transition que pour l'ouvrage; la surcharge est appliquée sur toute la largeur de la dalle de transition qui est supposée égale (selon les prescriptions du dossier JADE) à la largeur de la chaussée augmentée de un mètre de chaque côté.
- pour la surcharge BC, le coefficient de répartition transversale et les positions transversales sont les mêmes pour la dalle de transition que pour l'ouvrage. Les lignes d'influence ont été prolongées en conséquence et la position longitudinale est unique pour l'ensemble de l'ouvrage et de ses dalles de transition.
- dans le cas de la surcharge CM, il n'a pas été tenu compte des dalles de transition, car l'effet prépondérant est obtenu dans la majorité des cas pour le char entièrement sur l'ouvrage.

1.2.4 - Efforts tranchants résistants :

On tient compte, dans le calcul, de la présence des goussets d'angle en supposant que celui-ci est un noeud indéformable, mais sans considérer les variations d'inertie qu'ils provoquent sur les traverses. Les efforts tranchants résistants ainsi calculés sont à peu près égaux, aux angles, à la moitié de leur valeur réelle.

Les efforts tranchants résistants du béton sont calculés sur les bases suivantes :

- résistance du béton au cisaillement : $1,15 \sigma_b$
- résistance du béton à l'adhérence : $3 \tau_b$

1.2.5 - Pondération des surcharges :

Intervient ici la principale modification apportée au programme PI-CF 64.

La pondération des surcharges civiles s'effectue suivant les prescriptions du fascicule 61 Titre VI du C.P.C. :

- sollicitations du 1er genre : S_1 = charge permanente + 1,2 surcharge A ou BC.

En ce qui concerne l'effet du char, l'on applique :

S_1 = charge permanente + surcharge "char".

- sollicitations du 2ème genre : Le programme donne les efforts divisés par 1,5 pour qu'ils soient immédiatement comparables aux efforts du 1er genre :

$$S_{2/1,5} = \frac{1}{1,5} \text{ (charge permanente) + surcharge A ou BC}$$

Il n'est pas fait appel à la surcharge "char" dans ce dernier cas.

2 - ANALYSE DU PROGRAMME ET COMMENTAIRE DE LA NOTE DE CALCUL

2.1 - Généralités :

Cette partie de la présente Notice a un double objet :

- détailler les mécanismes du calcul,
- justifier les résultats présentés par la note de calcul imprimée et les exploiter dans la mesure où les commentaires qui accompagnent les résultats numériques sont elliptiques.

2.1.1 - Organisation du calcul :

Le calcul est divisé en un certain nombre de blocs, que nous appellerons "suites", à l'intérieur desquels s'agencent des sous-programmes auxquels on fait appel. L'exécution par la machine de chaque sous-programme se termine par l'entrée en mémoire et ensuite par l'impression d'un certain nombre de tableaux de résultats. L'organigramme de la programmation figure ainsi l'organisation de la note de calcul.

2.1.2 - Commentaire du calcul :

Le commentaire est fait suivant le déroulement des pages de la note de calcul imprimées et l'on pourra utilement suivre les différentes pages sur l'exemple fourni en pièce 2.4, exemple qui a servi à réaliser le modèle d'application PI 1680\I fourni dans la troisième partie du présent dossier.

Dans ce qui suit, on trouvera exposées successivement les trois suites du calcul :

- dimensionnement,
- courbes enveloppes d'efforts,
- ferrailages.

Il ne sera pas fait allusion aux justifications réglementaires, physiques et mathématiques de la méthode. Pour cela on pourra se reporter à la pièce 2.5. intitulée "Méthode de Calcul".

2.2 - Dimensionnement :

2.2.1 - Choix des points caractéristiques :

Le dimensionnement est un calcul d'ajustement des épaisseurs aux efforts subis. Le calcul est itératif et pour le réduire au strict minimum on ne calcule les efforts qu'aux points de la structure que l'on sait

a priori être les plus sollicités : ce sont l'angle supérieur, l'angle inférieur, le milieu de la traverse supérieure, le milieu du piedroit, le milieu et le quart de la traverse inférieure.

2.2.2 - Calcul des moments extrêmes :

Après avoir entré en mémoire les données, on procède au calcul des paramètres intermédiaires puis à celui des lignes d'influence des moments considérés, puis on fait appel à tout ou partie des sous-programmes de calcul d'efforts qui sont divisés en deux catégories :

- quatre d'efforts permanents :

- charge permanente
- poussée des terres
- dalle de transition
- hauteur supplémentaire de remblai (éventuellement)

- cinq de surcharges :

- surcharge de remblai
- surcharge A
- surcharge Bc
- surcharge militaire
- surcharge de trottoirs

Le sous-programme PONDER fournit les combinaisons réglementaires les plus défavorables et donc les moments extrêmes aux six points.

2.2.3 - Comparaison des moments calculés aux moments admissibles :

Dans chaque section on compare le moment extrême (en valeur absolue) calculé avec le moment "optimal" de cette section. On sait en effet que pour une section rectangulaire de béton armé, de hauteur donnée, il existe un taux de ferrailage dit ferrailage optimal, pour lequel le moment résistant de l'acier est égal au moment résistant du béton. C'est cette valeur commune que l'on appelle moment optimal de la section.

- Si le moment appliqué est supérieur au moment optimal de la section, on augmente l'épaisseur de cette section de 0,02 et on recommence le calcul.
- Si le moment appliqué est inférieur ou égal au moment optimal de la section, on considère le dimensionnement comme valable.

Ainsi, le dimensionnement terminé, on sait que dans chaque section le ferrailage nécessaire sera au plus égal au ferrailage optimal. On peut donc ensuite calculer le ferrailage au plus juste, sans se préoccuper de la contrainte dans le béton, que l'on sait être au plus égale à la contrainte admissible.

2.2.4 - Présentation des résultats :

La note de calcul imprimée ne tient compte que du résultat définitif, car pour des raisons de clarté on n'a pas jugé bon de sortir les résultats des itérations successives qui sont sans intérêt pour le projecteur et qui alourdiraient inutilement la présentation.

Les quatre pages dont l'impression n'est pas laissée à l'initiative du projecteur sont celles intitulées :

- Caractéristiques de l'ouvrage. On y rappelle les valeurs numériques fournies sur le bordereau des données et on peut ainsi vérifier que la perforation de cartes a été correcte. On donne sous la rubrique "Caractéristiques optimisées" les dimensions déterminées par le programme au terme de l'itération, en particulier les épaisseurs E_3 et E_1 des traverses supérieure et inférieure et E_2 des piédroits.
- Coefficients de majoration dynamique.
- Paramètre d'entretoisement et coefficient de répartition transversale des moments longitudinaux, calcul fait par la méthode de GUYON-MASSONNET.
- Moments fléchissants extrêmes dans les sections déterminantes où l'on récapitule les résultats des divers sous-programmes sans aucun détail. Le tableau comporte :
 - en 1ère colonne, sous le titre CHARGE PERMAN, le résultat des effets cumulés de la charge permanente proprement dite, de la poussée des terres, de la dalle de transition non surchargée et de la hauteur supplémentaire de remblai.
 - les 5 colonnes suivantes donnent des effets non pondérés des surcharges.
 - les 2 dernières colonnes font apparaître les moments extrêmes pondérés : moments pondérés du 1er genre et moments pondérés du 2ème genre divisés par 1,5 pour conserver sous les deux genres de sollicitations les mêmes valeurs aux contraintes admissibles pour l'acier et le béton (fascicule 61, Titre VI - articles 5, 6 et 7).

Les 2 pages dont l'impression est laissée à l'initiative du projecteur qui marque 1 ou 0 dans les colonnes 5 et 6, de la carte donnée n° 2 sont celles qui permettent de reconstituer "à la main" les diverses étapes du calcul ou, tout au moins de procéder à des sondages dans le but de vérifier son exactitude et sa précision. Ce sont :

- Lignes d'influence des moments longitudinaux, pour une charge se déplaçant sur la traverse supérieure, à partir de l'angle, en des points espacés du pas choisi (0,50 ou 0,25 m suivant la valeur de LU). Même si la portée n'est pas égale à un nombre entier de pas, les ordonnées des lignes d'influence de l'extrémité de la portée sont fournies. En fait, quoique l'impression n'en soit faite en aucun cas, le programme prend en compte en outre le prolongement de ces lignes d'influence sur les dalles de transition dans la recherche des effets les plus défavorables; ce prolongement est tout simplement une décroissance linéaire jusqu'à zéro à une distance égale à $LDALT$ de l'axe du piédroit.

Moments permanents. On calcule les quatres composantes (charge permanente, dalle de transition, poussée des terres, hauteur supplémentaire de remblai) dont le total est celui fourni en première colonne du tableau récapitulatif. Il est indiqué deux séries de valeurs correspondant respectivement aux deux valeurs extrêmes de la poussée des terres.

2.3 - Courbes enveloppes d'efforts :

2.3.1 - Calcul des enveloppes d'efforts :

Le calcul comporte pour chaque point la détermination de la ligne d'influence, puis on fait appel dans les mêmes conditions que pour le dimensionnement, aux sous-programmes de calcul d'efforts (quatre d'efforts permanents, cinq de surcharges) les résultats partiels étant introduits dans le sous-programme PONDER qui fournit les combinaisons réglementaires les plus défavorables. Un calcul de cette forme est fait pour les moments fléchissants sur les demi-traverses. Cette partie du calcul est faite pour des points espacés du pas, c'est-à-dire de 0,50 ou 0,25 ou 0,25 m suivant la valeur donnée à LU.

Le moment transversal fait l'objet d'un calcul séparé. Comme on doit donner, pour des raisons évidentes de simplicité, un ferrailage transversal uniforme au cadre fermé, il n'a été nécessaire de calculer que le moment transversal maximal (il se produit au centre de la traverse supérieure). La méthode employée est celle de MM. GUYON et MASSONNET avec le développement en série de FOURIER de la fonction $\mu(\alpha, \beta, e, \varphi)$ (les variables sont données sous leur dénomination habituelle).

Comme le développement en série de FOURIER de μ converge lentement, il a été nécessaire, pour avoir une précision convenable du résultat de calculer les cinq premières harmoniques. Le calcul a été mené pour toutes les surcharges réglementaires, à savoir : A, Bc, Be, Br et Char.

2.3.2 - Présentation des résultats des moments de surcharges :

Il est possible d'obtenir des indications plus précises sur la façon dont agissent les différentes surcharges en utilisant les instructions A, BC, CHAREFTROT, soient les colonnes 7 à 10 de la carte N°2. On ordonne alors l'impression de différentes pages intitulées "Moments dus à la surcharge A, BC, militaire, de trottoir".

A la première colonne est indiquée l'abscisse du point considéré et à la dernière colonne l'effort non pondéré dû à la surcharge considérée qui se trouve récapitulé dans le tableau général que nous avons décrit plus haut.

Les colonnes intermédiaires fournissent successivement :

- pour la surcharge A :

- la longueur chargée
- les aires des lignes d'influence multipliées par la fonction de charge A (l).

- pour la surcharge Bc :

- les abscisses des 2 camions sur la traverse supérieure, repérées à partir de l'angle de gauche par leur essieu le plus à gauche.
- le sens de circulation du convoi : + 1 de la gauche vers la droite, - 1 de la droite vers la gauche.
- la somme des ordonnées des lignes d'influence.

- pour la surcharge militaire :

- l'abscisse du char sur la traverse supérieure, repérée à partir de l'angle de gauche par l'extrémité de gauche de sa longueur de répartition sur le feuillet moyen.
- l'aire de la ligne d'influence sur la longueur chargée.

- pour la surcharge de trottoir :

- les colonnes sont analogues à celles de la surcharge A.

2.3.3 - Efforts tranchants sur les traverses :

Le calcul et l'impression des résultats sont commandés par l'instruction EFTRAN (colonne 12 des cartes de données n° 1 et 2). La présentation des résultats est identique à celles des courbes enveloppes de moment fléchissant. En application du fascicule 61, Titre VI du C.P.C. (article 18, § 3 - commentaires), seuls sont calculés et imprimés les efforts pondérés du 1er genre.

2.3.4 - Moment transversal :

Le calcul et l'impression des résultats sont commandés par l'instruction MOTRAN (colonne 13 des cartes de données 1 et 2). Le calcul est effectué uniquement au centre de la dalle. Les deux pages imprimées fournissent les dimensions de la plaque équivalente (largeur, longueur et paramètre d'entretoisement θ) et une série de tableaux relatifs à chaque type de surcharges. (On trouvera la formule du moment transversal pièce 2.5, § 3.2 du dossier PI-PO 66). La signification des différentes colonnes est la suivante :

- la colonne "harmonique" donne le numéro m de (1 à 5) des harmoniques de μ
- "facteur 1" est le terme $\sin \frac{m\pi c}{l}$ où "c" est la longueur d'application de la charge
- "facteur 2" est le terme $\frac{1}{m} \sin^2 \frac{m\pi x}{l}$ où x est l'abscisse longitudinale de la section dans laquelle on calcule le moment transversal

Dans le cas présent, $\alpha = \frac{1}{2}$ donc "facteur 2" devient $\frac{1}{m} \sin^2 \frac{m\pi}{2}$

- les colonnes "fibre" sont les ordonnées, multipliées par 10^4 , de la

ligne d'influence de μ au droit des charges : ainsi pour la surcharge BC trouve-t-on quatre valeurs de "fibre" (2 camions côte-à-côte) avec "fibre 3" maximale correspondant à la roue placée dans l'axe de l'ouvrage; quant à la surcharge CM, cinq valeurs de "fibre" sont données pour la chenille placée dans l'axe de l'ouvrage, trois pour l'autre chenille; il en est de même pour les surcharges A et BE.

Pour CM, A et BE la colonne "fibre" sans numéro est celle qui donne l'ordonnée au droit de la charge.

- "facteur 3" est pour la surcharge BC la somme des ordonnées appelées "fibre"; pour les surcharges CM, A, BR c'est l'ordonnée moyenne pondérée, multipliée par 10^4 , qui permet de calculer l'aire intéressée par les chenilles du char, par les diverses voies surchargées, par le rouleau BR.

- "Moment" est le moment résultant pour chaque harmonique.

Lorsque chaque moment transversal M_y de surcharge est calculé, on lui ajoute le produit du facteur $(\sigma + \cos^2 \varphi)$ par le moment longitudinal M_x , somme des effets de la charge permanente et de la surcharge correspondante (le coefficient de POISSON est, dans le programme, forfaitisé à 0,15 et φ désigne le biais de l'ouvrage). On recherche ensuite le moment maximal parmi les $M_y + (\sigma + \cos^2 \varphi) M_x$ donnés par chaque cas de surcharge et ce moment maximal sert à déterminer le ferrailage transversal.

2.3.5 - Répartition de la pression sur le sol de fondation :

Etant donné le caractère rustique de cet ouvrage, la pression n'est calculée qu'en trois points de la traverse inférieure, à savoir à l'angle, au quart et au milieu de cette traverse. Le calcul et l'impression des résultats sont commandés par l'instruction PRESS des cartes 1 et 2.

Sont imprimées les valeurs maximale et minimale de la pression sous la charge permanente seule, sous les différentes surcharges (sans application des coefficients de majoration dynamique) et les valeurs extrêmes données sans pondération. La pression maximale doit être comparée avec la pression admissible pour le sol et l'on doit vérifier que la pression minimale reste positive (c'est toujours le cas pour les ouvrages courants).

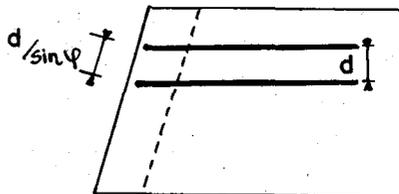
2.4 - Ferrailage des sections :

2.4.1 - Principe :

Les moments négatifs aux angles étant déterminés, la machine calcule le ferrailage pour l'angle prépondérant et pour la section adjacente la moins épaisse (ainsi pour l'angle ^{inférieur} généralement prépondérant - on compare l'épaisseur de la traverse inférieure et celle du piedroit).

Les angles inférieur et supérieur auront donc même section d'acier et même espacement des barres. Cette disposition est, dans la pratique, imposée par des nécessités de chantier (continuité des barres angle inférieur - piédroit - angle supérieur) et avait été implicitement appliquée dans les modèles d'application du dossier PI-CF 64 (Sous-dossiers 3 et 4).

Pour le ferrailage intérieur (moments positifs) on cherche la section pour laquelle le moment est le plus grand (milieu pour les traverses inférieure et supérieure mais non pour le piédroit) et l'on calcule la section d'acier nécessaire. On peut, pour les trois ferrailages intérieurs, mettre en place les sections d'acier strictement nécessaires puisqu'ils sont indépendants et que l'absence d'étriers ne rend pas obligatoire que les aciers des ferrailages intérieur et extérieur soient en regard. Dans les piédroits toutefois, le ferrailage intérieur pourra être exactement en regard du ferrailage extérieur. Toutes les sections d'acier calculées s'appliquent à une bande de un mètre de largeur parallèle à la direction de l'armature considérée, c'est-à-dire parallèle à la portée biaisée sur les traverses et parallèle au piédroit sur le piédroit. De même, les distances entre fers sont mesurées perpendiculairement à leur direction. De ces hypothèses, on peut déduire que lorsque l'ouvrage est biais une même nappe d'armatures change de section et d'espacement lorsque l'on passe de la traverse au piédroit (schéma ci-dessous).



Les mêmes armatures ont un espacement d dans les traverses (vues en plan) et un espacement $d/\sin \varphi$ dans le piédroit (vu debout).

2.4.2 - Présentation des résultats de ferrailage :

Les résultats de ferrailage (réel adopté) sont présentés pour chacune des sections déterminantes. Dans chacun des cas on rappelle l'épaisseur de la section, pour les aciers on donne le diamètre utilisé, la section d'acier et l'espacement des armatures pour chacune des nappes qui composent le ferrailage de la section. Puis viennent les caractéristiques mécaniques :

- Y = largeur de béton comprimé
- Z = bras de levier du couple élastique
- moment résistant acier
- moment résistant béton
- effort tranchant résistant adhérence.
- effort tranchant résistant béton
- contraintes de l'acier et du béton sous le moment maximal subi par la section

Nous appelons moment résistant acier le produit de la section d'acier par sa contrainte de traction admissible et par le bras de levier du couple élastique. Pour le moment résistant béton la définition est analogue. Ces moments résistants dépendent donc du taux de ferrailage de la section; seul le plus petit des deux est à considérer car, pour cette valeur, le premier matériau atteint sa contrainte limite admissible.

Les efforts tranchants résistants ^{adhérence} et béton donnent, compte tenu du bras de levier du couple élastique, respectivement l'effort tranchant limite pour la résistance à l'adhérence des armatures principales et sur la base d'une contrainte limite $1,15 \bar{\sigma}_b$ pour la résistance au cisaillement du béton.

Pour le ferrailage transversal positif de la traverse, des résultats analogues sont fournis sur une feuille séparée.

2.4.3 - Epures d'arrêt des barres :

Il s'agit d'épures très simplifiées que justifie la rusticité de la structure, puisque l'on ne cherche pour chaque nappe d'aciers que les points où l'on peut arrêter une barre ou deux et ceux où l'on peut arrêter toutes les barres. La précision de l'épure est égale au pas car on ne vérifie que les points où l'on a calculé les courbes enveloppes. La longueur fournie tient compte de la longueur d'ancrage des barres. Pour procurer une sécurité par rapport aux surcharges exceptionnelles et aux tassements éventuels, le projeteur pourra néanmoins avantageusement prolonger quelques barres un peu au-delà des points où la machine les arrête.

2.4.4 - Présentation des résultats d'arrêts de barres :

Pour chaque nappe d'armatures on fournit quatre abscisses (2 origines et 2 extrémités) et deux longueurs. Le projeteur devra adapter ces résultats pour tenir compte de ce que les piedroits sont généralement de hauteur variable (l'ouvrage est calculé pour la hauteur moyenne) et il lui faudra prévoir les recouvrements réels des barres de piedroits pour les points où la hauteur est la plus grande. D'autre part, pour les quatre nappes distinctes du ferrailage longitudinal principal, il y a, a priori, six longueurs différentes.* Au vu des résultats numériques, le projeteur pourra faire en sorte que la nomenclature des longueurs soit plus réduite, si le tonnage en est peu modifié.

2.4.5 - Nomenclature des aciers auxiliaires :

Sur la page de résultats ainsi intitulée dans les notes de calcul électronique, sont répertoriés tous les aciers de diamètre PHI 2 qui ne font pas l'objet d'un calcul de résistance de matériaux et qui sont évalués soit directement, soit par déduction à partir de nappes existantes. Ces aciers sont naturellement pris en compte dans l'avant-métré

* Dans chaque traverse, les moments positifs seront repris par des fers d'égale longueur disposés tête-bêche.

et si l'on juge bon, pour une raison particulière, de les modifier, il conviendra de modifier le métré en conséquence.

- Dans les traverses, on trouve les aciers longitudinaux qui assurent le prolongement d'une barre sur deux du ferrailage longitudinal extérieur. Ils se déduisent donc directement du calcul du ferrailage principal. Transversalement sur la face supérieure de la traverse supérieure et sur les deux faces de la traverse inférieure, on place systématiquement un ferrailage moitié (c'est-à-dire à l'espacement double) du ferrailage transversal calculé pour la face intérieure de la traverse supérieure.
- Dans les goussets, on place longitudinalement des fers de 1,60 m de long (longueur évaluée à partir de la dimension normale du gousset), à un espacement double de celui du ferrailage principal de la traverse; transversalement on place un ferrailage de principe (8 barres par gousset).
- Dans les piédroits, on place transversalement sur chacune des deux faces des fers espacés de 0,40 m; toutefois, sur les deux premiers mètres à partir de la reprise de bétonnage de la base, pour éviter des fissures de retrait différentiel, les fers sont espacés de 0,20 m sur chaque face.

2.4.6 - Avant-métré récapitulatif :

Cet avant-métré est établi pour un demi-ouvrage d'autoroute et il ne tient pas compte des éléments annexes : têtes, corniches, corbeaux, masques, dalles de transition, murette porte-caillebotis.

Il ne fait donc que reprendre les résultats acquis après le calcul d'optimisation de la géométrie et du ferrailage, pour évaluer :

- le volume de béton : volume du "tube" que l'on a défini auquel est ajouté le volume des goussets d'angle,
- la surface de coffrage qui s'en déduit immédiatement,
- le poids des armatures de diamètre PHI 1 (qui font toutes l'objet d'un calcul justificatif),
- le poids des armatures de diamètre PHI 2 qui comprennent les armatures justifiées dans le calcul et les armatures auxiliaires récapitulées dans une page de la note de calcul (cf. § 2.4.5 de la présente pièce).
- le poids total des armatures rapporté au mètre cube de béton mis en oeuvre.

3 - UTILISATION DU PROGRAMME

3.1 - La commande de calcul :

Nous nous proposons de décrire, dans leur ordre chronologique, les opérations qui se déroulent à l'occasion d'un calcul d'un pont cadre sur machine électronique.

1ère Opération : Etablissement des données :

Comme nous avons vu, l'établissement des données ne demande aucun calcul préalable hormis l'évaluation du poids des superstructures et de la dalle de transition. Ces deux éléments sont calculés dans tous les cas courants d'application autoroutière et des formules simples permettent de les évaluer rapidement dans tous les cas.

Ces données peuvent être choisies en quasi ignorance de la résistance des matériaux, des règlements concernant les surcharges des ouvrages d'art ou de ceux qui concernent l'emploi du béton armé.

Le tableau des données est à adresser, en double exemplaire à M. l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef du Service Spécial des Autoroutes, à l'attention de M. l'Ingénieur des Ponts et Chaussées chargé du 7ème Arrondissement, B.P. 235, ORLY-Aérogare. Des formulaires de tableaux peuvent être fournis sur simple demande à cette même adresse.

Les commentaires qui accompagnent les tableaux de données permettent de remplir ces derniers rapidement et sans aucune ambiguïté. L'utilisateur s'acquitte de cette tâche simple et en prend la responsabilité.

2ème Opération : Contrôle à l'arrivée:

Un Ingénieur du Service Spécial des Autoroutes contrôle l'ordre de grandeur des données et leur présentation avant envoi, par ses soins, à la Compagnie I.B.M. -FRANCE, 5, Place Vendôme - PARIS(1°).

3ème Opération : Report des données sur cartes perforées et préparation du programme :

Les tableaux des données sont transcrits sous forme de perforation sur des cartes. Les cartes sont vérifiées une à une, puis elles sont placées à la suite du paquet des quelques 2500 cartes binaires du programme.

4ème Opération : Les travaux mécanographiques :

Les cartes du programme et les cartes de données sont enregistrées en trois tronçons (que nous avons définis précédemment) dans la mémoire de l'ordinateur 7 094. L'ordinateur peut alors exécuter les calculs et accumuler les résultats sur une bande magnétique. Cette bande est alors portée sur l'ordinateur 1 401 qui imprime automatiquement la note de calcul demandée.

5ème Opération : Contrôle au départ et expédition de la note de calcul :

Un Ingénieur du Service Spécial des Autoroutes vérifie seulement que les calculs formels se sont déroulés normalement, fait expédier la note de calcul à l'utilisateur et l'accompagne d'une lettre dans laquelle, pour le moins, il prend acte de l'exécution des travaux.

La note de calcul comprend un nombre de pages variables suivant l'ampleur et la précision des calculs demandés. Son format est invariablement 28 x 37.

Il appartient à l'utilisateur de procéder aux opérations indiquées à la Notice III § 143 pour exploiter la note de calcul comme il convient.

3.2 - Les délais :

Après réception des tableaux des données, les opérations 2,3,4,5 peuvent être exécutées, sur demande expresse et en cas d'urgence, dans un délai de deux à trois jours.

Soulignons toutefois que les travaux de préparation et le temps passé par les Ingénieurs du Service Spécial des Autoroutes sont sensiblement les mêmes pour un essai comportant le calcul d'un ouvrage ou le calcul de plusieurs ouvrages.

On cherchera donc normalement à grouper les commandes, de manière à calculer les séquences de ponts et à bénéficier ainsi des conditions optimales d'utilisation. Ordinairement, il faudra escompter un délai d'une semaine, de deux au maximum, pour recevoir la note de calcul commandée.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

CALCUL AUTOMATIQUE

Poids de superstructures

Réaction permanente de la dalle de transition

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

2.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tel. 587 51 41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734 37 74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

1	REACTION D'E A LA DALLE DE TRANSITION
---	---------------------------------------

On pourra se reporter au dossier pilote JADE donnant toutes dispositions concernant les dalles de transition, et en particulier toutes indications sur les longueurs à leur donner (cf pièce D1 de l'édition JADE 64).

I - GENERALITES :

Le passage inférieur forme une discontinuité dans les terrassements généraux. On admet qu'une zone de remblais au contact de l'ouvrage est susceptible de tasser. Cette zone est couverte par une dalle de transition dont le rôle est de répartir les flèches dues aux tassements sur une surface assez grande pour qu'elles ne soient pas gênantes. Lorsque le pont est biais, la dalle a la forme d'un parallélogramme.

La position verticale de la dalle de transition dépend de la nature de la chaussée dont on veut assurer la continuité :

- Quand la chaussée est souple, la dalle est profonde : la dalle, sur du béton maigre, supportera les diverses couches de la chaussée : couches de fondation, de base, de liaison, de roulement. Elle est généralement plongeante.
- Quand la chaussée est rigide, la dalle est superficielle. Elle ne supportera que la couche de roulement en béton bitumineux.

Pour le calcul, on assimile la dalle de transition à une travée indépendante appuyée d'un côté sur l'ouvrage, par l'intermédiaire d'un corbeau, de l'autre sur le remblai "solide".

Le symbole QDT du tableau des données est la valeur de la réaction d'appui de la dalle sur le piédroit, ramené au mètre linéaire d'ouvrage droit.

$$QDT = \frac{R}{2 b}$$

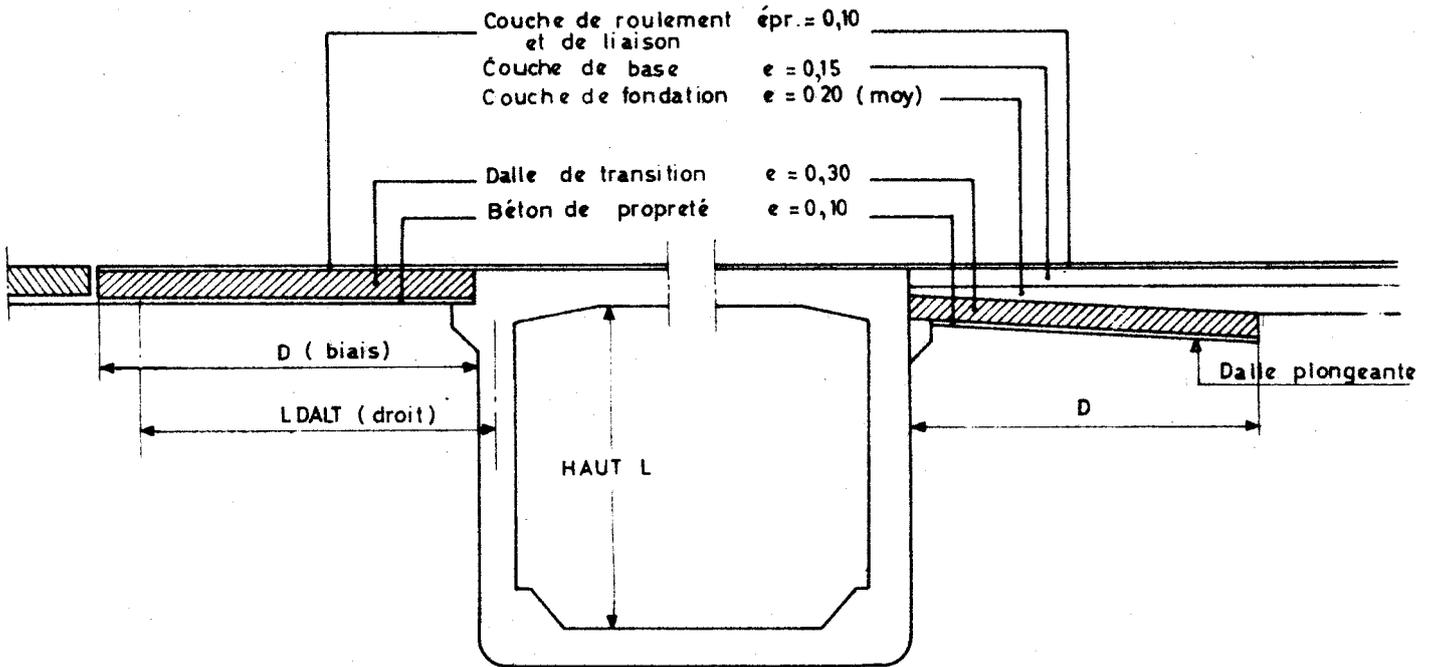
R = réaction d'appui = poids total divisé par 2

2 b = largeur droite de l'ouvrage

2 - Dispositions générales

2.1 - Dalle superficielle

2.2 - Dalle profonde (chaussée type S)



D = Longueur réelle de la dalle de transition
LDALT = Longueur de dalle prise en compte dans le calcul automatique

Pour le calcul de QDT on confondra $D \sin(\text{BIAIS})$ et LDALT

Dalle superficielle

Le plus souvent, D est prise égale à 6 m. Voir dossier JADE, sous dossier D, pièce D 2.

Dalle profonde

Le plus souvent, D est prise égale à 5 m. Voir dossier JADE, sous dossier D, pièce D 1.

d = Largeur de la dalle de transition (parallèlement à 2 b) soit 12,5 m sous chaussée de 10,50 m et 9,00 m sous chaussée de 7 m.

3 - Evaluation de la réaction :

		Dalle superficielle	Dalle profonde
Poids de	Dalle	2,5 x 0,30 x Dd	2,5 x 0,30 x Dd
	Couche de roulement	2,2 x 0,10 x Dd	2,2 x 0,10 x Dd
	Couches intermédiaires		2,0 x 0,35 x Dd
	Béton de propreté	2,1 x 0,10 x Dd	2,1 x 0,10 x Dd
Total		1,2 Dd	1,9 Dd
Réaction de la dalle de transition		$QDT = 0,6 \frac{Dd}{2b}$	$QDT = 0,95 \frac{Dd}{2b}$

4 - Valeurs de QDT en fonction de la longueur D de la dalle et de la plateforme :

Plate-forme	Dalle superficielle			Dalle profonde		
	I	III	IV	I	III	IV
2b	16	14,5	12,5	16	14,5	12,5
d	12,5	12,5	9	12,5	12,5	9
D	D			D		
QDT	0,469D	0,5170 D	0,432 D	0,742D	0,819 D	0,684 D

NOTA : Ces valeurs sont à adapter au cas où les épaisseurs des diverses couches diffèreraient de celles indiquées sur les figures précédentes (en particulier dans le cas où un rechargement serait prévu sur l'ouvrage).

Dans le cas d'un pont biais le tableau ci-dessus reste valable étant précisé que l'on comptera D suivant l'axe de l'autoroute.

2	POIDS DE SUPERSTRUCTURE PAR m² DE TABLIER
----------	---

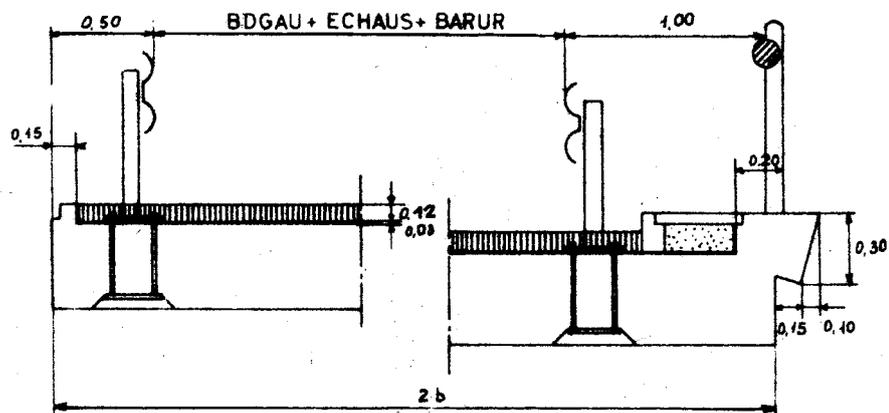
On se reportera au dossier GC (Equipement des tabliers)

Le poids de superstructures entre dans le tableau de données (carte 6) sous la dénomination Q S U P. Il doit être évalué en tonne par m² de tablier, et cette évaluation peut être faite de la façon suivante :

Les superstructures comprennent :

- des éléments linéaires : (tels que garde-corps, corniche, glissières, remplissage de trottoir), dont le poids au mètre linéaire est le même quelle que soit la largeur 2b de l'ouvrage.

- des éléments de surface : La chape régnant approximativement sur toute la largeur de l'ouvrage, le revêtement bitumineux régnant sur une largeur comprise entre les glissières de sécurité.



I - Éléments linéaires :

métré pour une tranche de 1 m d'ouvrage.

Éléments	Densité	Dimensions	Poids
Garde-corps			0,05
2 glissières			0,04
Corniche	2,5	0,45 x 0,30	0,25
Murette porte-grille	2,5	0,15 x 0,11	0,04
Remplissage trottoir	2,5	0,50 x 0,20	0,25
TOTAL			0,63 t/ml

Les éléments linéaires représentent donc un poids de $\frac{0,63}{2b}$ t/m²

2 - Eléments de surface :

2.1 - La chape d'épaisseur 0,03 m et de densité 2.2 t/m³ : on considère qu'elle s'étend sur toute la largeur de l'ouvrage.

Elle intervient donc pour $2.2 \times 0,03 \times \frac{2b}{2b} = 0,066 \text{ t/m}^2$.

2.2 - Le revêtement bitumineux dont l'épaisseur finale est de l'ordre de 0,12 m (tous reprofilages compris) et la densité 2.2 t/m³ : il s'étend sur une largeur (2 b - 0,80) environ

Donc $2,2 \times 0,12 \times \frac{2b - 0,80}{2b} = (0,264 - \frac{0,211}{2b})$

3 - Poids de superstructures :

C'est la somme des 3 termes définis ci-dessus soit :

$$Q \text{ S U P} = 0,330 + \frac{0,419}{2b}$$

Cette formule est valable quel que soit le biais de l'ouvrage.

4 - Valeurs de Q S U P suivant le type de plate-forme :

En admettant les épaisseurs indiquées ci-dessus, Q S U P prend donc les valeurs numériques suivantes :

Plate-forme type	I et II	III	IV
$2b_m$	16	14,5	12,5
Q S U P t/m ²	0,356	0,359	0,364

NOTA : S'il existe une hauteur de remblai supplémentaire sur l'ouvrage, il en sera tenu compte dans la détermination de Q S U P.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.C.F.67

CALCUL AUTOMATIQUE

Bordereau des données

(sans dessin automatique)

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

2.3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

CARTE 1

Chaque case représente un tronçon du programme et suivant qu'elle est cotée 1 ou 0 la partie du calcul correspondante est faite ou non

DALTRA Calcul des efforts dus à la dalle de transition - porter 1 s'il existe une dalle de transition (cas normal pour les passages inférieurs autoroutiers)

SUREMB Calcul des efforts dus à une surcharge de remblai (de densité PSREMB - voir carte 5). Noter 0 dans le cas d'une autoroute, sauf en cas d'absence de dalle de transition.

POUST Calcul des efforts dus à la poussée des terres. Porter normalement 1.

TROT Calcul des efforts dus à une surcharge de trottoir (de densité PSTROT - voir carte 6).

LIGNINF Calcul des lignes d'influence des moments longitudinaux aux 5 points principaux de la structure. Porter 1 dans le cas courant.

PERM Calcul détaillé des moments dus aux efforts permanents)

A Calcul détaillé des moments dus à la surcharge A) Porter 1 dans les cas courants

BC Calcul détaillé des moments dus à la surcharge BC)

CHAR Calcul détaillé des moments dus à la surcharge militaire. Porter 1 si l'ouvrage doit porter des surcharges militaires (cas normal pour les passages inférieurs autoroutiers).

EFTROT Calcul détaillé des moments dus à la surcharge de trottoir. Porter 0 dans le cas d'une autoroute.

MOMENT Calcul des courbes enveloppes des moments longitudinaux)

EFTRAN Calcul des courbes enveloppes des efforts tranchants) Porter normalement 1

MOTRAN Calcul des moments transversaux dus aux surcharges)

PRESS Calcul de la pression sur le sol.

SUITE 2 Noter normalement 1. Noter 0 dans les cas exceptionnels où l'on ne demande pas le calcul du ferrailage.

ARBEI Epures d'arrêt des barres.) Noter normalement 1.

FERTRAN Ferrailage transversal.) Noter 0 si l'on a

METRE Avant métré récapitulatif.) porté 0 dans la case

) "Suite 2"

LIBDIM Libération du dimensionnement. Noter 1 si l'on désire que le dimensionnement se fasse automatiquement.

CARTE 2	Chaque symbole a la même signification que sur la carte 1 et suivant qu'il est coté 1 ou 0 l'impression des résultats est effectuée ou non. Porter les mêmes chiffres que sur la carte 1 pour permettre la vérification de l'entrepreneur.
CARTE 3	<p style="text-align: center;">intérieurs</p> <p>HAUTL Distance verticale moyenne entre nus^vdes traverses supérieure et inférieure</p> <p>HREMB Hauteur moyenne de remblai intérieur de l'ouvrage au dessus de la traverse inférieure.</p> <p>OUVER Distance droite entre parements intérieurs des piédroits</p> <p>BIAIS Angle en grades du biais de l'ouvrage (pour un ouvrage droit porter 100,000)</p>
CARTE 4**	<p>ECHAUS <u>Largeur droite</u> de la chaussée</p> <p>ETROIG Pour un ouvrage autoroutier : largeur droite de la bande non surchargée située à gauche de la glissière de sûreté de gauche (glissière côté terre-plein central)* - Pour la voirie ordinaire : largeur utile du trottoir de gauche</p> <p>ETROID Pour un ouvrage autoroutier : largeur droite de la bande non surchargée située à droite de la glissière de sûreté de droite.* Pour la voirie ordinaire : largeur utile du trottoir de droite</p> <p>BARUR Largeur droite de la bande d'arrêt d'urgence c'est-à-dire de la zone comprise entre le bord de la chaussée et la glissière de sûreté de droite*</p> <p>SENS Noter 1 pour un ouvrage autoroutier (circulation unidirectionnelle sur l'ouvrage) - Noter 2 pour un ouvrage de voirie ordinaire (circulation bidirectionnelle sur l'ouvrage)</p> <p>BDGAU Largeur droite de la bande dérasée de gauche c'est-à-dire de la zone comprise entre le bord de la chaussée et la glissière de sûreté de gauche* (Noter 0 si SENS = 2)</p> <p>BARUG Largeur droite de la bande d'arrêt d'urgence "de gauche" c'est-à-dire de la zone comprise entre le bord gauche de la chaussée et la glissière de gauche* (Noter 0 si SENS = 1)</p> <p>PVOIE Nombre de files de camions de la surcharge BC que l'on peut disposer sur l'ouvrage. La bande d'arrêt d'urgence compte pour une voie dans les cas courants. Pour la chaussée, appliquer le fascicule 61 titre II, à la largeur définitive.</p>

* En cas d'absence de glissière, se référer aux limites des zones accessibles aux véhicules.

** Pour un ouvrage sous fort remblai, le programme reste applicable moyennant certains artifices dans le remplissage de la carte 4. Dans un tel cas on consultera le Service Spécial des Autoroutes.

HCHAU Epaisseur de béton équivalent à la chape, à la hauteur de remblai supplémentaire éventuellement, et à la chaussée (voir pièce 2.1 § 1.1.2)

E1 Epaisseur de départ de la traverse inférieure)

E2 Epaisseur de départ du piédroit) valeurs à optimiser - voir pièce pilote 1.2

E3 Epaisseur de départ de la traverse supérieure)

CARTE 5

RANK 1 Valeur minimale du coefficient de poussée des terres de RANKINE) voir notice 1 1 1 § 2.1.2

RANK 2 Valeur maximale du coefficient de poussée des terres de RANKINE)

ESOL Module d'élasticité du sol de fondation en t/m² (voir notice 1 1 1, § 2.1.2)

SPEC Poids spécifique des terres en remblai ; prendre normalement 2,0

HSREMB Hauteur supplémentaire de remblai au-dessus du niveau de la face supérieure de la traverse - Porter 0 s'il y a une dalle de transition - Voir pièce 2.1 § 1.1.1

LDALT Portée droite de la dalle de transition - Voir pièce pilote 2.2 ou dossier JADE

CARTE 6

C M Classe du char à prendre en compte : Noter 0 (aucun char), 3 (char de 70 t) ou 4 (char de 100 t) - Pour un P.I. d'autoroute, noter C M = 4

L U Facteur de précision des calculs - on a le choix entre 2 (pas de 0,25 m) ou 1 (pas de 0,50 m). Pour des portées supérieures à 5 m., on prendra Lu = 1.

QSUP Poids de superstructures rapporté au mètre carré de tablier - voir pièce pilote 2.2. Il comprend le poids des terres portées si l'ouvrage est sous remblai.

QDT Réaction permanente de la dalle de transition rapportée au mètre de largeur droite d'ouvrage - voir pièce pilote 2.2.

PSTROT Densité de surcharge des trottoirs - Indiquer 0 dans le cas d'une plateforme autoroutière, indiquer 0,150 t/m² dans le cas de voirie ordinaire.

PSREMB Densité de surcharge des remblais - Indiquer 0 s'il existe une dalle de transition - Indiquer normalement 2 t/m² dans le cas contraire.

CARTE 7

PHI 1 Diamètre des armatures principales en mètre (dans la gamme normalisée - voir notice 1 1 1 § 2.2.2)

PHI 2	Diamètre des armatures de répartition en mètre (armatures intérieures des piédroits, armatures transversales etc...)	
σ' en 1	Limite d'élasticité nominale de l'acier PHI 1 en traction)) voir fascicule 61 - Titre VI
σ' en 2	Limite d'élasticité nominale de l'acier PHI 2 en traction)	
$\bar{\sigma}_b$ flex	Contrainte de compression admissible du béton à la flexion)) Voir notice 111 § 2.2.2.4
$\bar{\sigma}'_b$	Contrainte de traction de référence du béton	

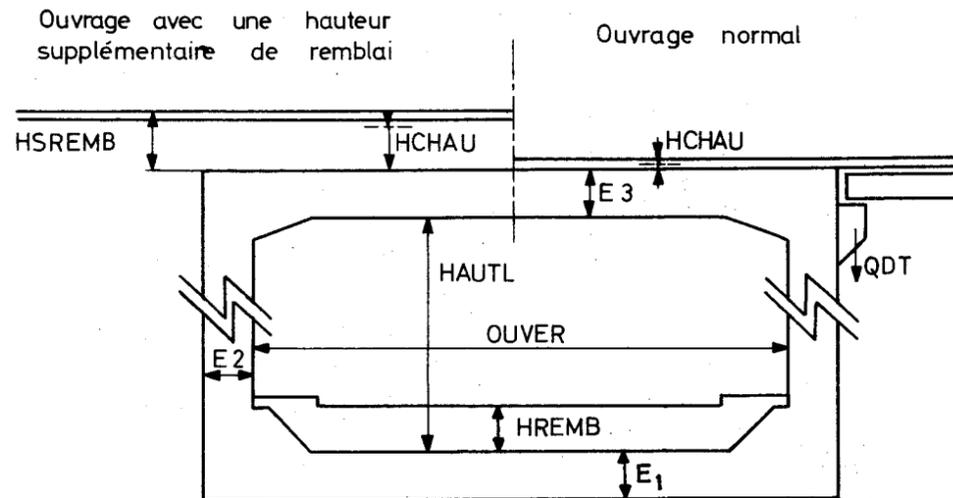
CARTES 8
et 9

Texte du titre qui doit comprendre au plus 119 caractères y compris les blancs séparant les mots. Y seront mentionnés le numéro de l'autoroute, les noms du département, de la commune, de l'obstacle franchi et l'immatriculation de l'ouvrage conformément aux normes du S.S.A.R.

Faire coïncider le milieu du titre avec la colonne 60 de la carte 8.

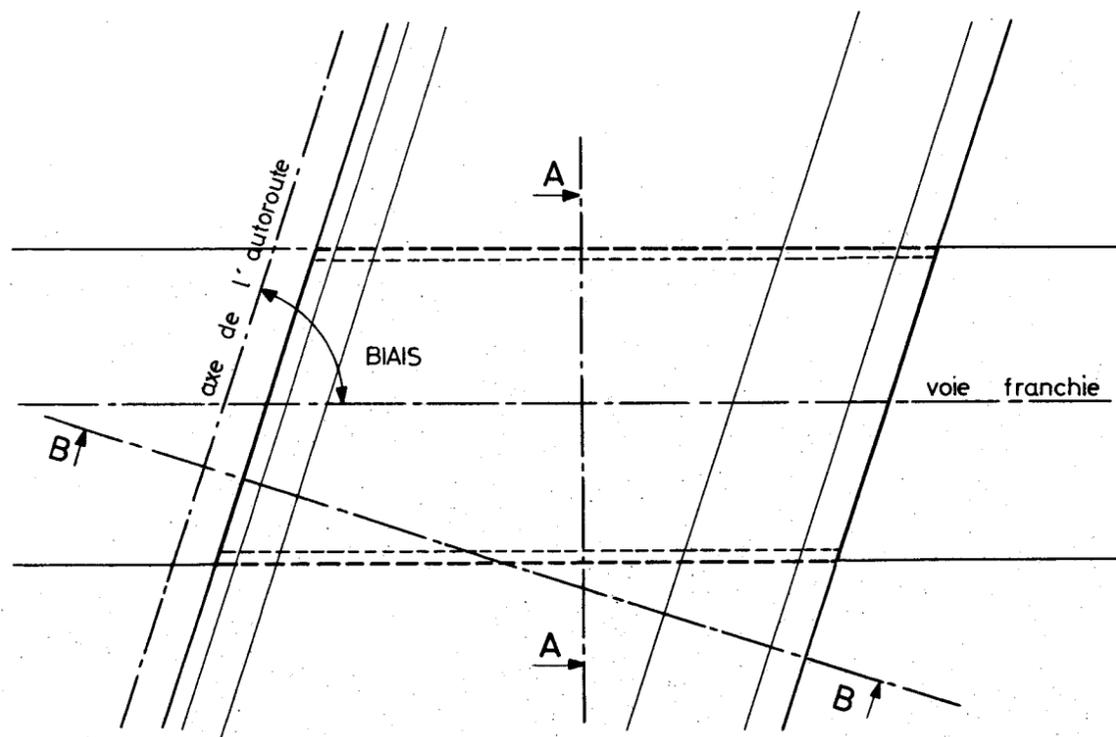
Il est rappelé que 1 bar = 10,2 t/m², 1 hectobar = 1020 t/m².

COUPE DROITE AA

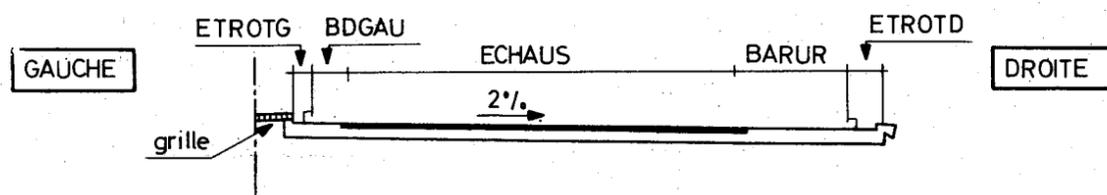


CIRCULATION UNIDIRECTIONNELLE SUR L'OUVRAGE

SENS = 1



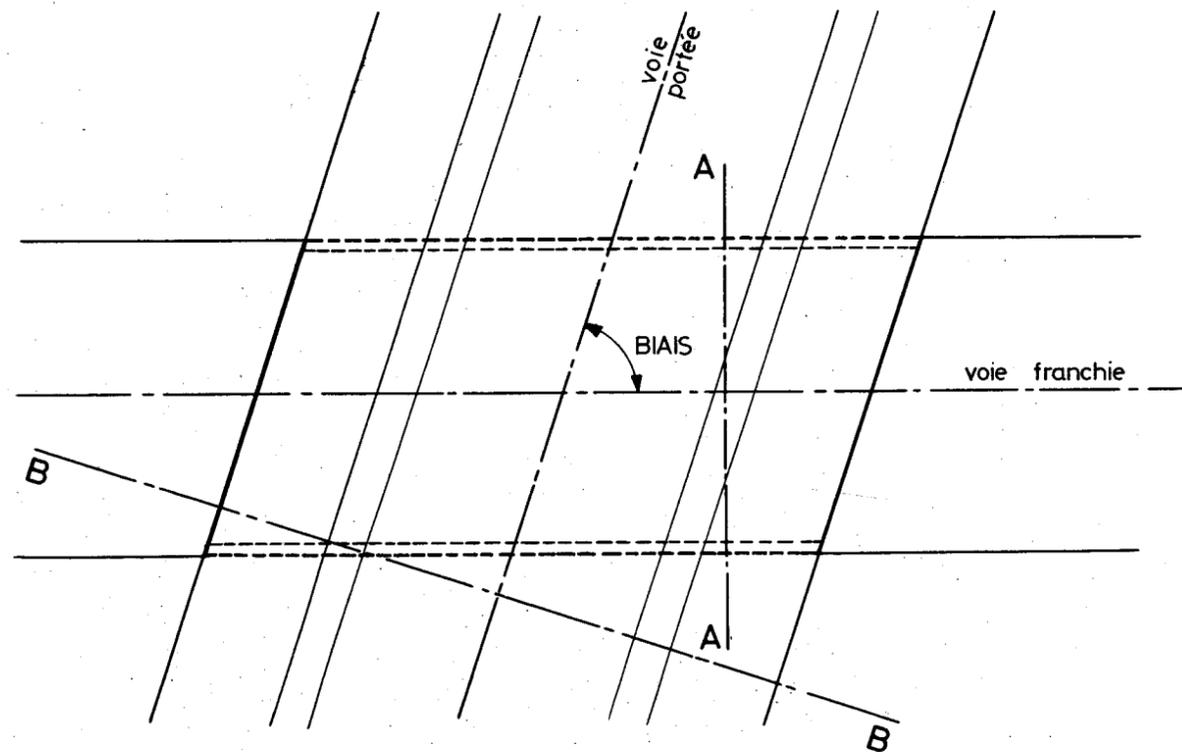
COUPE BB



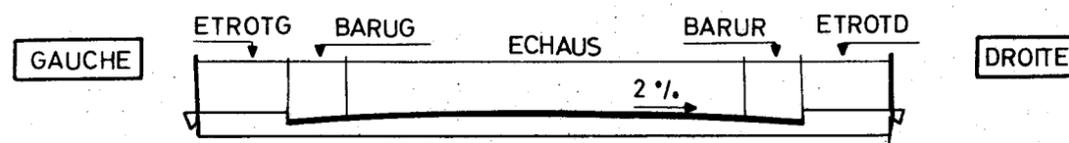
SCHEMA DES SYMBOLES

CIRCULATION BIDIRECTIONNELLE SUR L'OUVRAGE

SENS = 2



COUPE BB



CALCUL AUTOMATIQUE DE PONT

CADRE DE LETTRE DE COMMANDE

I - ADRESSER LA DEMANDE A :

Monsieur l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef du Service Spécial des Autoroutes

A l'intention de M. l'Ingénieur des Ponts et Chaussées
Chargé du 7ème Arrondissement

B.P. 235 - ORLY - Aérogare

II - CADRE DE LA DEMANDE :

Prière de bien vouloir procéder au calcul de l'ouvrage dont nous vous faisons parvenir ci-joint le tableau des données dûment rempli en double exemplaire.

Service -

- Département

- Arrondissement ou organisme demandeur :

Nom de l'Ingénieur (en lettres capitales) ayant rempli le bordereau des données :

- Nature de la voirie : (rayer les mentions inutiles)

Projet autoroutier - voirie nationale - voirie départementale - voirie vicinale - voirie urbaine -

Adresse à laquelle devront être expédiées les notes de calcul et la correspondance :

n° Tél. :

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.C.F.67

CALCUL AUTOMATIQUE

Bordereau des données
(sans dessin automatique)

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

2.3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P 235

Orly - Aerogare (Seine)

Tél : 587 51 41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

CALCUL AUTOMATIQUE

Note de calcul commentée

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

2.4

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél. 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966/71

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

* * *

SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES , 38 RUE LIANCOURT - PARIS 14
DIVISION DES OUVRAGES D'ART , BP 235 - ORLY-AEROGARE

A. THIEBAULT , INGENIEUR EN CHEF , CHEF DU SERVICE
H. MATHIEU , INGENIEUR EN CHEF, ADJOINT AU CHEF DU SERVICE
G. MONNERET , INGENIEUR EN CHEF

* * *

NOTE DE CALCUL DE PASSAGE INFÉRIEUR EN CADRE FERME DE BÉTON ARMÉ

P.I.C.F 67

PAR J.C. ALBOUY , INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
ET A. LENOIR , INGENIEUR DES TPE.

*

MODELE D'APPLICATION 1600\1

*

LA REMISE A L'ENTREPRENEUR DE LA PRESENTE NOTE DE CALCUL N'ATTENUE EN RIEN LA RESPONSABILITE
DE CELUI-CI ET NE LE DISPENSE PAS NOTAMMENT DES OBLIGATIONS QUI LUI INCOMBENT EN VERTU DE
L'ARTICLE 17 DU FASCICULE 1 DU CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES .

C A R A C T E R I S T I Q U E S D E L O U V R A G E

	*	*	*
BIAIS			80.00 GRADES
HAUTEUR LIBRE			6.23 METRES
OUVERTURE DROITE			8.00 METRES
LARGEUR DROITE			16.00 METRES

CARACTERISTIQUES OPTIMISEES

EPAISSEURS	TRaverse SUPERIEURE	0.34 M.	TRaverse INFERIEURE	0.38 M.	PIEDROIT	0.32 M.
<u>suivant le biais</u>	PORTEE	8.75 M.	HAUTEUR MOYENNE	6.59 M.		

CARACTERISTIQUES TRANSVERSALES

Circulation
unidirectionnelle
sur l'ouvrage.

SENS DE CIRCULATION	1	NOMBRE DE VOIES	4		
LARGEURS	TROTTOIR DE GAUCHE	0.50 M.	BANDE DE GUIDAGE	1.00 M.	
	CHAUSSEE	10.50 M.			
	TROTTOIR DE DROITE	1.00 M.	BANDE D ARRET D URGENCE DROITE	3.00 M.	
POIDS DE SUPERSTRUCTURES	0.281 T/M2		HAUTEUR SUPPLEMENTAIRE DE REMBLAI-D.	M.	
DENSITE DE SURCHARGE DE TROTTOIR	-0.	T/M2	DENSITE DE SURCHARGE DE REMBLAI	-0.	T/M2

CARACTERISTIQUES DES SOLS

HAUTEUR DE REMBLAI INTERIEUR	1.60 M.
POIDS SPECIFIQUE	2.00 T/M3
MODULE D ELASTICITE	7500. T/M2
COEFFICIENTS DE RANKINE	MAX 0.50
	MIN 0.25

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

BETON	CONTRAINTES DE COMPRESSION ADMISSIBLE	1500. T/M2	HCHAU = 0.083
	CONTRAINTES DE TRACTION DE REFERENCE	6t. T/M2	
ACIER	ARMATURES PRINCIPALES	DIAMETRE PHI1 0.020 M.	LIMITE D ELASTICITE EN TRACTION 40000. T/M2
	ARMATURES REPARTITION	DIAMETRE PHI2 0.014 M.	LIMITE D ELASTICITE EN TRACTION 42000. T/M2

CLASSE DU CHAR CM = 4 PRECISION DU CALCUL LU = 1

DALLE DE TRANSITION PORTEE 6.31 M. REACTION 3.250 T/M

suivant le biais.

* LIGNES D INFLUENCE DES MOMENTS LONGITUDINAUX *

CHARGE UNITE SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

ABSCISSE	ANGLE SUP	ANGLE INF	MILIEU TRAVERSE SUPERIEURE	MILIEU PIEDROIT	MILIEU TRAVERSE INFERIEURE	QUART TRAVERSE INFERIEURE
0.	-0.1658	-0.6083	0.0645	-0.3870	0.5228	0.5782
0.50	-0.3299	-0.5727	0.1528	-0.4513	0.5479	0.5625
1.00	-0.4640	-0.5314	0.2606	-0.4977	0.5700	0.5499
1.50	-0.5694	-0.4855	0.3881	-0.5274	0.5891	0.5396
2.00	-0.6474	-0.4364	0.5352	-0.5419	0.6051	0.5306
2.50	-0.6994	-0.3856	0.7019	-0.5425	0.6180	0.5221
3.00	-0.7267	-0.3343	0.8882	-0.5305	0.6279	0.5132
3.50	-0.7307	-0.2839	1.0942	-0.5073	0.6348	0.5030
4.00	-0.7128	-0.2358	1.3197	-0.4743	0.6386	0.4906
4.50	-0.6742	-0.1912	1.4389	-0.4327	0.6394	0.4751
5.00	-0.6164	-0.1516	1.2036	-0.3840	0.6371	0.4558
5.50	-0.5407	-0.1182	0.9880	-0.3294	0.6317	0.4315
6.00	-0.4483	-0.0925	0.7919	-0.2704	0.6233	0.4016
6.50	-0.3408	-0.0758	0.6155	-0.2083	0.6119	0.3652
7.00	-0.2194	-0.0694	0.4587	-0.1444	0.5974	0.3212
7.50	-0.0854	-0.0747	0.3215	-0.0801	0.5799	0.2689
8.00	0.0597	-0.0930	0.2039	-0.0166	0.5593	0.2073
8.50	0.2147	-0.1257	0.1059	0.0445	0.5357	0.1357
8.75	0.2948	-0.1477	0.0645	0.0736	0.5228	0.0961

Pour l'influence des
surcharges sur les
dalles de transition
voir pièce 21 §123.

Les moments longitudinaux sont calculés
à partir de la portée biaise et pour un
mètre de largeur droite.

M O M E N T S P E R M A N E N T S

(AUX POINTS DETERMINANTS)

* * *

		CHARGE PERMANENTE	DALLE TRANSITION	EFFET TERRES	HAUTEUR SUPPLEM DE REMBLAI	EFFORT TOTAL
ANGLE SUPERIEUR	MAX	-4.34	0.42	-2.17	0.	-6.10
	MIN	-4.34	0.42	-4.34	0.	-8.27
ANGLE INFERIEUR	MAX	-2.60	-2.46	-3.96	0.	-9.02
	MIN	-2.60	-2.46	-7.93	0.	-12.98
1/2 TRAVERSE SUP	MAX	6.56	0.42	-2.17	0.	4.80
	MIN	6.56	0.42	-4.34	0.	2.63
MILIEU PIEDROIT	MAX	-3.47	-1.02	11.75	0.	7.26
	MIN	-3.47	-1.02	5.87	0.	1.39
1/2 TRAVERSE INF	MAX	12.17	3.40	-2.63	0.	12.94
	MIN	12.17	3.40	-5.26	0.	10.31
1/4 TRAVERSE INF	MAX	9.45	2.19	-3.20	0.	8.43
	MIN	9.45	2.19	-6.41	0.	5.23

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

*

SURCHARGE BC	SURCHARGE MILITAIRE	COEF MAJDYN CIVIL	COEF MAJDYN MILITAIRE
120. T.	100. T.	1.240	1.227

*

COEFFICIENTS K DE REPARTITION TRANSVERSALE
DES MOMENTS LONGITUDINAUX

PORTEE FICTIVE 7.44 M.

LARGEUR DROITE 16.00 M.

PARAMETRE D ENTRETOISEMENT TETA = 1.076 (LONGITUDINAL)

C O E F F I C I E N T S R E L A T I F S A

LA SURCHARGE A	LA SURCHARGE BC	LA SURCHARGE MILITAIRE	LA SURCHARGE DE TROTTOIR
AKXA = 0.9189	AKXBC = 0.6647	AKXCM = 0.2376	AKXTR = -0.0000

AKXA représente une largeur fictive de surcharge par m de largeur de pont.

AKXBC et AKXCM représente un nombre de files de roues et de chenilles par m. de largeur de pont.

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES
DANS LES SECTIONS DETERMINANTES

			*	*	*			MOMENTS	TOTAUX
		CHARGE	EFFET	NON	PONDERE	DES	SURCHARGES	PONDERES	PONDERES
		PERMAN	BC	A	CHAR	TROTTOIR	REMBLAI	1ER GENRE	2EME GENRE / 1.5
ANGLE SUPERIEUR	MAX	-6.10	1.85	1.50	0.35	0.	0.	-3.87	-2.21
	MIN	-8.27	-7.21	-6.78	-9.18	0.	0.	-17.45	-12.72
ANGLE INFERIEUR	MAX	-9.02	0.	0.	0.	0.	0.	-9.02	-6.01
	MIN	-12.98	-6.66	-6.23	-5.52	0.	0.	-20.97	-15.31
MILIEU TRAVERSE SUPERIEURE	MAX	4.80	11.69	9.18	13.74	0.	0.	18.83	14.89
	MIN	2.63	0.	0.	0.	0.	0.	2.63	1.75
MILIEU DE PIEDROIT	MAX	7.26	0.46	0.35	0.05	0.	0.	7.82	5.30
	MIN	1.39	-6.02	-6.34	-7.04	0.	0.	-6.22	-5.41
MILIEU TRAVERSE INFERIEURE	MAX	12.94	8.95	11.64	9.02	0.	0.	26.91	20.26
	MIN	10.31	0.	0.	0.	0.	0.	10.31	6.88
QUART TRAVERSE INFERIEURE	MAX	8.43	7.43	8.19	7.49	0.	0.	18.26	13.81
	MIN	5.23	0.	0.	0.	0.	0.	5.23	3.49

Les moments longitudinaux sont calculés suivant la portée biaisée et pour 1 m. de largeur droite du pont droit équivalent.

L'effet du char ne se pondère pas.

Maximum $7,82 = 7,26 + 1,2 \times 0,46$
 Minimum $-6,22 = 1,39 + 1,2 \times (-6,34)$
 Maximum $5,30 = 1/1,5 (7,26 + 1,5 \times 0,46)$
 Minimum $-5,41 = 1/1,5 (1,39 + 1,5 \times -6,34)$

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE A
SUR LA TRAVERSE INFERIEURE

*

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

AKXA = 0.9189

	ABSCISSE SECTION	LONGUEURS CHARGEES	AIRES X A(L)	EFFORTS DUS A A (SANS PONDERATION)
MAX	0.	0.	0.	0.
MIN		21.37	-6.78	-6.23 Angle inférieur.
MAX	0.50	3.64	0.22	0.20
MIN		8.14	-5.34	-4.91
MAX	1.00	14.46	2.91	2.67
MIN		6.91	-0.46	-0.42
MAX	1.50	15.06	5.98	5.49
MIN		0.	0.	0.
MAX	2.00	15.06	8.25	7.58
MIN		0.	0.	0.
MAX	2.50	21.37	9.88	9.08
MIN		0.	0.	0.
MAX	3.00	21.37	11.21	10.30
MIN		0.	0.	0.
MAX	3.50	21.37	12.09	11.11
MIN		0.	0.	0.
MAX	4.00	21.37	12.56	11.54
MIN		0.	0.	0.

Convention de signe :

Un moment positif dans la traverse inférieure tend la face supérieure de celle-ci. Cette convention est donc contraire à celle qui est d'usage pour les semelles non solidaires du tablier.

y compris les dalles de transition quand elles sont surchargées.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE A
SUR LE PIEDROIT

*

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE

$$AKXA = 0.9189$$

	ABSCISSE SECTION	LONGUEURS CHARGEES	AIRES X A(L)	EFFORTS DUS A A (SANS PONDERATION)
MAX	0.	0.	0.	0.
MIN		21.37	-6.78	<u>-6.23</u> Angle inférieur.
MAX	0.50	0.	0.	0.
MIN		21.37	-6.67	-6.13
MAX	1.00	0.	0.	0.
MIN		15.06	-6.63	-6.10
MAX	1.50	0.	0.	0.
MIN		15.06	-6.68	-6.13
MAX	2.00	0.	0.	0.
MIN		15.06	-6.72	-6.17
MAX	2.50	6.60	0.10	0.09
MIN		14.76	-6.78	-6.23
MAX	3.00	6.83	0.28	0.26
MIN		14.53	-6.85	-6.30
MAX	3.50	6.97	0.46	0.42
MIN		14.40	-6.92	-6.36
MAX	4.00	7.06	0.65	0.60
MIN		14.31	-7.00	-6.43
MAX	4.50	7.12	0.84	0.77
MIN		14.25	-7.07	-6.50
MAX	5.00	7.17	1.02	0.94
MIN		14.20	-7.15	-6.57
MAX	5.50	7.20	1.21	1.12
MIN		14.16	-7.22	-6.63
MAX	6.00	7.23	1.40	1.29
MIN		14.13	-7.29	-6.70
MAX	6.50	7.26	1.59	1.46
MIN		14.11	-7.37	-6.77

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE A
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

$$AKXA = 0.9189$$

	ABSCISSE SECTION	LONGUEURS CHARGÉES	AIRES X A(L)	EFFORTS DUS A A (SANS PONDERATION)
MAX	0.	7.26	1.63	1.50
MIN		14.10	-7.38	<u>-6.78</u> Angle supérieur.
MAX	0.50	8.18	1.62	1.49
MIN		13.19	-3.93	-3.61
MAX	1.00	10.17	2.35	2.16
MIN		11.19	-1.61	-1.48
MAX	1.50	13.30	3.81	3.50
MIN		8.07	-0.46	-0.42
MAX	2.00	14.92	5.80	5.33
MIN		6.44	-0.29	-0.27
MAX	2.50	14.97	7.45	6.85
MIN		6.40	-0.16	-0.15
MAX	3.00	15.03	8.68	7.98
MIN		6.33	-0.04	-0.03
MAX	3.50	15.06	9.50	8.73
MIN		0.	0.	0.
MAX	4.00	8.75	9.91	9.11
MIN		0.	0.	0.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BC
SUR LA TRAVERSE INFÉRIEURE

*

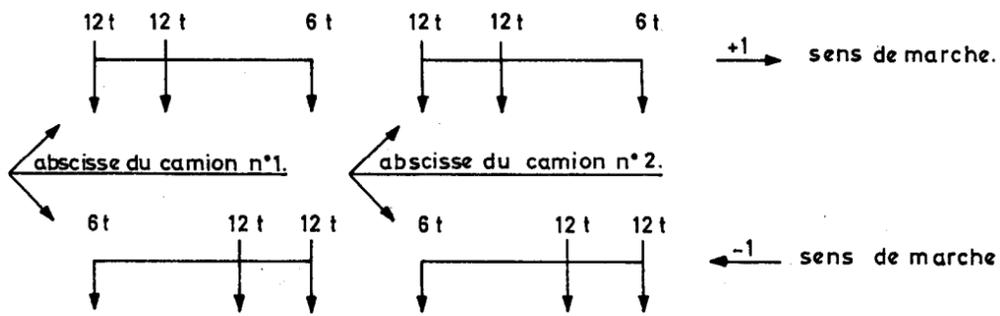
LES ABCISSES SONT COMPTÉES A PARTIR DE L'ANGLE

AKXBC = 0.6647 DELTA BC = 1.240

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE NO 1	ABSCISSE NO 2	SENS DE MARCHE	SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS A BC (SANS PONDERATION)
MAX	0.	0.	0.	1	0.	0.
MIN		0.	0.	1	-1.140	-6.66
MAX	0.50	5.00	0.	1	0.088	0.43
MIN		-4.50	0.	-1	-0.288	-1.83
MAX	1.00	0.	0.	-1	0.458	2.48
MIN		8.75	0.	1	-0.088	-0.55
MAX	1.50	0.	0.	1	0.895	4.95
MIN		8.75	0.	1	-0.022	-0.14
MAX	2.00	0.	0.	1	1.228	6.89
MIN		0.	0.	1	0.	0.
MAX	2.50	0.	0.	1	1.433	8.13
MIN		0.	0.	1	0.	0.
MAX	3.00	0.	0.	1	1.532	8.80
MIN		0.	0.	1	0.	0.
MAX	3.50	0.	0.	1	1.548	8.99
MIN		0.	0.	1	0.	0.
MAX	4.00	0.	0.	-1	1.525	8.94
MIN		0.	0.	1	0.	0.

Convention de signe:
Un moment positif dans la traverse inférieure tend la face supérieure de celle-ci. Cette convention est donc contraire à celle qui est d'usage pour les semelles non solidaires du tablier.

$$\text{Moment (tm/m)} = 6 (\text{t/m}) \times \text{AKXBC} \times \text{DELTA BC} \times \sum \text{ordonnées (m)}$$



MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BC
SUR LE PIEDROIT

*

LES ABCISSES SONT COMPTÉES A PARTIR DE LA BASE

AKXBC = 0.6647 DELTA BC = 1.240

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE NO 1	ABSCISSE NO 2	SENS DE MARCHE	SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS A BC (SANS PONDERATION)
MAX	0.	0.	0.	1	0.	0.
MIN		0.	0.	1	-1.140	-6.66
MAX	0.50	0.	0.	1	0.	0.
MIN		0.	0.	1	-1.126	-6.50
MAX	1.00	0.	0.	1	0.	0.
MIN		0.	0.	1	-1.113	-6.34
MAX	1.50	0.	0.	1	0.	0.
MIN		0.	0.	1	-1.099	-6.18
MAX	2.00	0.	0.	1	0.	0.
MIN		0.	0.	1	-1.085	-6.02
MAX	2.50	8.75	0.	1	0.020	0.13
MIN		0.50	0.	1	-1.085	-5.96
MAX	3.00	8.75	0.	1	0.054	0.34
MIN		1.00	0.	1	-1.098	-5.98
MAX	3.50	8.75	0.	1	0.087	0.55
MIN		1.00	0.	1	-1.122	-6.05
MAX	4.00	8.75	0.	1	0.121	0.76
MIN		1.50	0.	1	-1.149	-6.14
MAX	4.50	8.75	0.	1	0.154	0.97
MIN		1.50	0.	1	-1.186	-6.28
MAX	5.00	8.75	0.	1	0.188	1.18
MIN		1.50	0.	1	-1.223	-6.41
MAX	5.50	8.75	0.	1	0.222	1.39
MIN		-2.00	0.	-1	-1.281	-6.66
MAX	6.00	8.75	0.	1	0.255	1.61
MIN		-2.00	0.	-1	-1.341	-6.91
MAX	6.50	8.75	0.	1	0.289	1.82
MIN		-2.00	0.	-1	-1.401	-7.16

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BC
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

AKXBC = 0.6647 DELTA BC = 1.240

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DES NO 1	DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS A BC (SANS PONDERATION)
MAX	0.	8.75	0.	1	0.295	1.85
MIN		-2.00	0.	-1	-1.412	-7.21
MAX	0.50	9.75	0.	1	0.268	1.69
MIN		3.50	0.	1	-0.831	-4.30
MAX	1.00	-3.50	0.	-1	0.523	2.91
MIN		0.	0.	-1	-0.412	-2.19
MAX	1.50	1.50	0.	1	1.070	5.58
MIN		-6.00	0.	-1	-0.087	-0.55
MAX	2.00	2.00	0.	1	1.545	7.90
MIN		-6.00	0.	-1	-0.060	-0.38
MAX	2.50	2.50	0.	1	1.912	9.68
MIN		-6.00	0.	-1	-0.034	-0.21
MAX	3.00	3.00	0.	1	2.098	10.56
MIN		-6.00	0.	-1	-0.008	-0.05
MAX	3.50	3.50	0.	1	2.269	11.40
MIN		0.	0.	1	0.	0.
MAX	4.00	4.00	0.	1	2.345	11.77
MIN		0.	0.	1	0.	0.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE CM
SUR LA TRAVERSE INFERIEURE

*

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

c'est à dire , extrémité de gauche de sa longueur de répartition sur le feuillet moyen

AKXCM = 0.2376

DELTA CM = 1.227

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DU CHAR	AIRE CORRESPONDANTE	EFFORTS DUS AU CHAR (SANS PONDERATION)
MAX	0.	0.	0.	0.
MIN		0.	-1.918	-5.52
MAX	0.50	3.00	0.098	0.28
MIN		-1.00	-0.359	-1.03
MAX	1.00	1.50	0.924	2.66
MIN		8.00	-0.019	-0.05
MAX	1.50	0.	1.789	5.15
MIN		0.	0.	0.
MAX	2.00	0.	2.424	6.98
MIN		0.	0.	0.
MAX	2.50	0.	2.836	8.17
MIN		0.	0.	0.
MAX	3.00	0.	3.065	8.83
MIN		0.	0.	0.
MAX	3.50	0.	3.148	9.06
MIN		0.	0.	0.
MAX	4.00	1.00	3.136	9.03
MIN		0.	0.	0.

La longueur du char λ_c est forfaitisée à un nombre entier q de pas tel que $q \times \text{pas} \leq \lambda_c < (q+1) \text{ pas}$, et l'aire correspond à cette longueur. le "pas" est égal à $\frac{0,50 \text{ m}}{Lu}$

$$\text{Moment (} \frac{\text{tm}}{\text{m}} \text{)} = 50 (\frac{\text{t}}{\text{m}}) \times \text{AKXCM} \times \text{DELTA} \times \frac{\text{Aire correspondante}}{q \times \text{pas}} \text{ (m)}$$

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE CM
SUR LE PIEDROIT

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE

AKXCM = 0.2376

DELTA CM = 1.227

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DU CHAR	AIRE CORRESPONDANTE	EFFORTS DUS AU CHAR (SANS PONDERATION)
MAX	0.	0.	0.	0.
MIN		0.	-1.918	-5.52
MAX	0.50	0.	0.	0.
MIN		0.	-1.998	-5.75
MAX	1.00	0.	0.	0.
MIN		0.	-2.078	-5.99
MAX	1.50	0.	0.	0.
MIN		0.	-2.158	-6.22
MAX	2.00	0.	0.	0.
MIN		0.	-2.238	-6.45
MAX	2.50	8.50	0.001	0.00
MIN		0.	-2.318	-6.68
MAX	3.00	8.00	0.009	0.03
MIN		0.	-2.398	-6.91
MAX	3.50	8.00	0.025	0.07
MIN		0.	-2.478	-7.14
MAX	4.00	8.00	0.040	0.12
MIN		0.50	-2.569	-7.40
MAX	4.50	8.00	0.056	0.16
MIN		0.50	-2.679	-7.72
MAX	5.00	8.00	0.072	0.21
MIN		0.50	-2.789	-8.03
MAX	5.50	8.00	0.088	0.25
MIN		1.00	-2.902	-8.36
MAX	6.00	8.00	0.104	0.30
MIN		1.00	-3.033	-8.73
MAX	6.50	8.00	0.119	0.34
MIN		1.00	-3.163	-9.11

M O M E N T S D U S A L A S U R C H A R G E C M
S U R L A T R A V E R S E S U P E R I E U R E

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

AKXCM = 0.2376

DELTA CM = 1.227

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DU CHAR	AIRE CORRESPONDANTE	EFFORTS DUS AU CHAR (SANS PONDERATION)
MAX	0.	8.00	0.122	0.35
MIN		1.00	-3.187	-9.18
MAX	0.50	7.50	0.129	0.37
MIN		2.00	-1.753	-5.05
MAX	1.00	-2.00	0.541	1.56
MIN		2.50	-0.613	-1.76
MAX	1.50	0.	1.482	4.27
MIN		0.	0.	0.
MAX	2.00	0.50	2.534	7.30
MIN		0.	0.	0.
MAX	2.50	1.00	3.372	9.71
MIN		0.	0.	0.
MAX	3.00	1.00	4.034	11.62
MIN		0.	0.	0.
MAX	3.50	1.50	4.485	12.92
MIN		0.	0.	0.
MAX	4.00	1.50	4.733	13.63
MIN		0.	0.	0.

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES
SUR LA TRAVERSE INFERIEURE

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

	ABSCISSE SECTION	CHARGE PERMAN	EFFET SC	NOM A	PONDERE CHAR	DES TROTTOIR	SURCHARGES REMLAI	MOMENTS PONDERES 1ER GENRE	TOTAUX PONDERES 2EME GENRE / 1,5
MAX	0.	-9.02	0.	0.	0.	0.	0.	-9.02	-6.01
MIN		-12.98	-6.66	-6.23	-5.52	0.	0.	-20.97	-15.31
MAX	0.50	-3.45	0.43	0.20	0.28	0.	0.	-2.93	-1.87
MIN		-7.35	-1.83	-4.91	-1.03	0.	0.	-13.25	-9.81
MAX	1.00	1.09	2.48	2.67	2.66	0.	0.	4.29	3.40
MIN		-2.65	-0.55	-0.42	-0.05	0.	0.	-3.32	-2.32
MAX	1.50	4.72	4.95	5.49	5.15	0.	0.	11.31	8.64
MIN		1.19	-0.14	0.	0.	0.	0.	1.03	0.66
MAX	2.00	7.56	6.89	7.58	6.98	0.	0.	16.66	12.62
MIN		4.26	0.	0.	0.	0.	0.	4.26	2.84
MAX	2.50	9.70	8.13	9.08	8.17	0.	0.	20.59	15.54
MIN		6.63	0.	0.	0.	0.	0.	6.63	4.42
MAX	3.00	11.25	8.80	10.30	8.83	0.	0.	23.61	17.80
MIN		8.37	0.	0.	0.	0.	0.	8.37	5.58
MAX	3.50	12.27	8.99	11.11	9.06	0.	0.	25.60	19.29
MIN		9.54	0.	0.	0.	0.	0.	9.54	6.36
MAX	4.00	12.82	8.94	11.54	9.03	0.	0.	26.67	20.09
MIN		10.17	0.	0.	0.	0.	0.	10.17	6.78

Convention de signe :

Un moment positif dans la traverse inférieure tend la face supérieure de celle-ci. Cette convention est donc contraire à celle qui est d'usage pour les semelles non solidaires du tablier.

L'effet du char ne se pondère pas.

Un moment négatif dans le piédroit est
un moment qui tend la face extérieure
du piédroit.

M O M E N T S F L É C H I S S A N T S E X T R Ê M E S
S U R L E P I É D R O I T

LES ABCISSES SONT COMPTÉES A PARTIR DE LA BASE

	ABSCISSE SECTION	CHARGE PERMAN	EFFET BC	NON A	PONDÈRE CHAR	DES TROTTOIR	SURCHARGES REMBLAI	M O M E N T S PONDÈRES 1ER GENRE	T O T A U X PONDÈRES 2EME GENRE / 1,5
MAX	0.	-9.02	0.	0.	0.	0.	0.	-9.02	-6.01
MIN		-12.99	-6.65	-6.23	-5.52	0.	0.	-20.97	-15.31
MAX	0.50	-5.58	0.	0.	0.	0.	0.	-5.58	-3.72
MIN		-6.19	-6.50	-6.13	-5.75	0.	0.	-13.99	-10.62
MAX	1.00	-0.92	0.	0.	0.	0.	0.	-0.92	-0.61
MIN		-2.90	-6.34	-6.10	-5.99	0.	0.	-10.51	-8.27
MAX	1.50	2.95	0.	0.	0.	0.	0.	2.95	1.97
MIN		-0.92	-6.18	-6.13	-6.22	0.	0.	-8.34	-6.80
MAX	2.00	5.55	0.	0.	0.	0.	0.	5.55	3.70
MIN		0.42	-6.02	-6.17	-6.45	0.	0.	-6.99	-5.89
MAX	2.50	7.00	0.13	0.09	0.00	0.	0.	7.16	4.80
MIN		1.19	-5.96	-6.23	-5.68	0.	0.	-6.29	-5.44
MAX	3.00	7.44	0.34	0.26	0.02	0.	0.	7.84	5.30
MIN		1.45	-5.98	-6.30	-6.91	0.	0.	-6.11	-5.33
MAX	3.50	6.97	0.55	0.42	0.07	0.	0.	7.63	5.19
MIN		1.26	-6.05	-6.36	-7.14	0.	0.	-6.38	-5.53
MAX	4.00	5.73	0.76	0.60	0.12	0.	0.	6.64	4.58
MIN		0.68	-6.14	-6.43	-7.40	0.	0.	-7.04	-5.98
MAX	4.50	3.84	0.97	0.77	0.16	0.	0.	5.01	3.53
MIN		-0.22	-6.28	-6.50	-7.72	0.	0.	-8.02	-6.65
MAX	5.00	1.43	1.18	0.94	0.21	0.	0.	2.85	2.14
MIN		-1.38	-6.41	-6.57	-8.03	0.	0.	-9.41	-7.49
MAX	5.50	-1.36	1.39	1.12	0.25	0.	0.	0.30	0.48
MIN		-2.74	-6.66	-6.63	-8.36	0.	0.	-11.10	-8.49
MAX	6.00	-4.24	1.61	1.29	0.30	0.	0.	-2.31	-1.22
MIN		-4.45	-6.91	-6.70	-8.73	0.	0.	-13.19	-9.88
MAX	6.50	-5.81	1.82	1.46	0.34	0.	0.	-3.63	-2.06
MIN		-7.68	-7.16	-6.77	-9.11	0.	0.	-16.79	-12.28

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

	ABSCISSE SECTION	CHARGE PERMAN	EFFET BC	NON A	PONDERE CHAR	DES TROTTOIR	SURCHARGES REMBLAI	MOMENTS PONDERES 1ER GENRE	TOTAUX PONDERES 2EME GENRE / 1,5
MAX	0.	-6.10	1.85	1.50	0.35	0.	0.	-3.87	-2.21
MIN		-8.27	-7.21	-6.78	-9.18	0.	0.	-17.45	-12.72
MAX	0.50	-3.75	1.69	1.49	0.37	0.	0.	-1.72	-0.81
MIN		-5.92	-4.30	-3.61	-5.05	0.	0.	-11.07	-8.24
MAX	1.00	-1.63	2.91	2.16	1.56	0.	0.	1.81	1.79
MIN		-3.85	-2.19	-1.48	-1.76	0.	0.	-6.49	-4.76
MAX	1.50	0.10	5.58	3.50	4.27	0.	0.	6.80	5.65
MIN		-2.07	-0.55	-0.42	0.	0.	0.	-2.73	-1.93
MAX	2.00	1.59	7.90	5.33	7.30	0.	0.	11.07	8.96
MIN		-0.58	-0.38	-0.27	0.	0.	0.	-1.04	-0.77
MAX	2.50	2.80	9.68	6.85	9.71	0.	0.	14.41	11.54
MIN		0.63	-0.21	-0.15	0.	0.	0.	0.37	0.21
MAX	3.00	3.73	10.56	7.98	11.62	0.	0.	16.41	13.05
MIN		1.56	-0.05	-0.03	0.	0.	0.	1.50	0.99
MAX	3.50	4.37	11.40	8.73	12.92	0.	0.	18.05	14.31
MIN		2.20	0.	0.	0.	0.	0.	2.20	1.46
MAX	4.00	4.72	11.77	9.11	13.63	0.	0.	18.85	14.92
MIN		2.55	0.	0.	0.	0.	0.	2.55	1.70

Les moments transversaux sont calculés à partir de la largeur biaise et de la portée droite.

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL DANS LA TRAVERSE SUPERIEURE

AU POINT DE COORDONNEES 0. 0. COMPTEES A PARTIR DU CENTRE DE LA DALLE

DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES
 LARGEUR = 16.823 M. LONGUEUR = 8.320 M. TETA = 1.011 (TRANSVERSAL)

MOMENTS DUS AU CHAR CHENILLE1

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT	
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4			
1	0.8165	1.0000	367.048	367.048	530.081	530.081	736.832	537.368	4.643
2	0.9428	0.0000	76.653	76.653	189.535	189.535	374.257	201.508	0.000
3	0.2722	0.3333	6.992	6.992	83.969	83.969	249.525	98.732	0.095
4	-0.6285	0.0000	-12.945	-12.945	38.344	38.344	187.144	54.596	-0.000
5	-0.9979	0.2000	-17.454	-17.454	15.587	15.587	149.715	32.435	-0.069

MOMENTS DUS AU CHAR CHENILLE2

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.8165	1.0000	-95.443	52.398	-43.786		-36.365	-0.314
2	0.9428	0.0000	-40.356	-45.525	-49.668		-47.425	-0.000
3	0.2722	0.3333	-11.457	-31.637	-20.751		-21.016	-0.020
4	-0.6285	0.0000	-2.977	-16.709	-7.558		-8.320	0.000
5	-0.9979	0.2000	-0.749	-8.172	-2.631		-3.241	0.000

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.227 5.327

MOMENTS DUS A BC

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.4224	1.0000	-13.276	480.063	736.832	55.662	1259.280	2.960
2	0.7658	0.0000	-50.735	151.699	374.257	-45.038	430.184	0.000
3	0.9658	0.3333	-25.124	55.635	249.525	-31.851	248.186	0.445
4	0.9850	0.0000	-10.488	17.421	187.144	-17.001	177.076	0.000
5	0.3198	0.2000	-4.149	0.412	149.715	-8.391	137.588	0.126

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.240 4.378

MOMENTS DUS A BE

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT	
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4			
1	0.1205	1.0000	147.004	147.004	372.616	372.616	736.832	395.717	1.596
2	0.2393	0.0000	-23.918	-23.918	80.001	80.001	374.257	111.724	0.000
3	0.3546	0.3333	-33.169	-33.169	8.911	8.911	249.525	42.000	0.166
4	0.4647	0.0000	-23.561	-23.561	-11.934	-11.934	187.144	19.308	0.000
5	0.5681	0.2000	-14.630	-14.630	-17.006	-17.006	149.715	11.177	0.043

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.240 2.239

MOMENTS DUS A BR

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.1617	1.0000					736.832	1.483
2	0.3191	0.0000					374.257	0.000
3	0.4681	0.3333					249.525	0.485
4	0.6048	0.0000					187.144	0.000
5	0.7255	0.2000					149.715	0.271

MOMENTS DUS A A VOIE 1

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3		
1	1.0000	1.0000	-128.243	-69.546	-126.766	-117.476	-0.740
2	0.0000	0.0000	-9.804	-46.495	-23.478	-25.035	-0.000
3	-1.0000	0.3333	-0.750	-16.427	-3.830	-5.416	0.011
4	-0.0000	0.0000	-0.058	-5.186	-0.596	-1.271	0.000
5	1.0000	0.2000	-0.004	-1.575	-0.091	-0.324	-0.000

MOMENTS DUS A A VOIE 2

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000					FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE 5		
1	1.0000	1.0000	-69.546	598.783	139.700	665.227	736.832	435.217	2.742
2	0.0000	0.0000	-46.495	245.942	-26.104	305.250	374.257	172.046	0.000
3	-1.0000	0.3333	-16.427	130.099	-33.412	182.996	249.525	100.922	-0.212
4	-0.0000	0.0000	-5.186	75.866	-23.184	122.987	187.144	70.348	-0.000
5	1.0000	0.2000	-1.575	45.911	-14.150	87.828	149.715	53.207	0.067

MOMENTS DUS A A VOIE 3

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3		
1	1.0000	1.0000	598.783	-97.466	66.162	127.661	0.804
2	0.0000	0.0000	245.942	-39.702	-43.335	5.483	0.000
3	-1.0000	0.3333	130.099	-11.037	-32.464	-1.799	0.004
4	-0.0000	0.0000	75.866	-2.814	-17.918	0.230	-0.000
5	1.0000	0.2000	45.911	-0.695	-9.102	1.468	0.002

MOMENTS DUS A A VOIE 4

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3		
1	1.0000	1.0000	-97.466	-125.855	-129.967	-123.865	-0.780
2	0.0000	0.0000	-39.702	-7.665	-18.205	-20.031	-0.000
3	-1.0000	0.3333	-11.037	-0.467	-2.382	-3.505	0.007
4	-0.0000	0.0000	-2.814	-0.029	-0.302	-0.675	0.000
5	1.0000	0.2000	-0.695	-0.002	-0.038	-0.141	-0.000

TOTAL PAR LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE DES VOIES

3.407

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL DE SURCHARGE SANS TENIR COMPTE DU COEFFICIENT DE POISSON ET SANS PONDERATION

5.327

MOMENT COMPLEMENTAIRE PONDERE DE CHARGE PERMANENTE ET DE SURCHARGE DU AU COEFFICIENT DE POISSON ET AU BIAIS

4.551

FONDERE

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL TOTAL COMPTE TENU DU COEFFICIENT DE POISSON

ET DU BIAIS

9.878

s'applique à une bande de 1m de large parallèle aux piédroits.

Moment dû à la charge permanente en milieu de travée : 4,80

.. surcharge char .. : 13,74

$$4,551 = (0,15 + \cos^2 80) (4,80 + 13,74)$$

*

T R A V E R S E I N F E R I E U R E

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

	ABSCISSE	CHARGE PERMAN	E F F E T BC	N O N A	P O N D E R E CHAR	D E S TROTTOIR	S U R C H A R G E S REMBLAI	E F F O R T T O T A L P O N D E R E 1 E R G E N R E
MAX	0.	12.23	11.17	10.85	10.28	0.	0.	25.63
MIN		12.23	-0.00	0.	0.	0.	0.	12.23
MAX	0.50	10.31	8.72	8.59	8.03	0.	-0.	20.77
MIN		10.07	0.	0.	0.	0.	-0.	10.07
MAX	1.00	8.52	6.57	6.65	6.06	0.	-0.	16.50
MIN		8.13	0.	0.	0.	0.	-0.	8.13
MAX	1.50	6.89	4.72	5.21	4.38	0.	-0.	13.14
MIN		6.43	0.	0.	0.	0.	-0.	6.43
MAX	2.00	5.42	3.17	3.97	2.97	0.	-0.	10.18
MIN		4.95	0.	0.	0.	0.	-0.	4.95
MAX	2.50	4.09	2.41	2.92	2.11	0.	-0.	7.59
MIN		3.67	0.	0.	0.	0.	-0.	3.67
MAX	3.00	2.89	2.09	2.13	1.78	0.	-0.	5.44
MIN		2.55	0.	0.	0.	0.	-0.	2.55
MAX	3.50	1.79	1.84	1.73	1.49	0.	-0.	3.99
MIN		1.56	-0.53	-0.42	-0.19	0.	-0.	0.92
MAX	4.00	0.75	1.58	1.42	1.16	0.	-0.	2.65
MIN		0.65	-1.12	-0.87	-0.57	0.	-0.	-0.70

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES

*

TRAVERSE SUPERIEURE

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

	ABSCISSE	CHARGE PERMAN	EFFET BC	NON PONDERE A	PONDERE CHAR	DES SURCHARGES TROTTOIR	REBLAI	EFFORT TOTAL PONDERE IER GENRE
MAX	0.	4.98	11.66	11.13	10.71	0.	0.	18.97
MIN		4.98	-0.33	-0.25	-0.02	0.	0.	4.59
MAX	0.50	4.41	9.56	6.63	9.99	0.	0.	15.89
MIN		4.41	-0.33	-0.25	-0.02	0.	0.	4.02
MAX	1.00	3.84	8.79	5.83	9.07	0.	0.	14.40
MIN		3.84	-0.33	-0.25	-0.02	0.	0.	3.45
MAX	1.50	3.28	8.01	5.11	8.13	0.	0.	12.89
MIN		3.28	-0.38	-0.28	-0.02	0.	0.	2.82
MAX	2.00	2.71	7.23	4.43	7.19	0.	0.	11.38
MIN		2.71	-0.42	-0.36	-0.15	0.	0.	2.20
MAX	2.50	2.14	6.50	3.79	6.24	0.	0.	9.93
MIN		2.14	-1.01	-0.49	-0.37	0.	0.	0.92
MAX	3.00	1.57	5.84	3.20	5.29	0.	0.	8.58
MIN		1.57	-1.62	-0.67	-0.69	0.	0.	-0.38
MAX	3.50	1.00	5.18	2.67	4.35	0.	0.	7.21
MIN		1.00	-2.25	-0.91	-1.10	0.	0.	-1.70
MAX	4.00	0.43	4.52	2.18	3.42	0.	0.	5.85
MIN		0.43	-2.89	-1.21	-1.60	0.	0.	-3.04

R E P A R T I T I O N D E L A P R E S S I O N S U R L E S O L

* * *

ABSCISSE		CHARGE PERMAN	S U R C H A R	A	R G E S	P R E S S I O N T O T A L E			
			A	BC	TROTTOIR	REMLAI			
MILIEU	4.37	MAX	6.17	1.36	0.82	0.74	0.	0.	7.52
TRAVERSE		MIN	5.89	0.	0.	0.	0.	0.	5.89
QUART	2.19	MAX	6.85	2.47	2.07	1.91	0.	0.	9.31
TRAVERSE		MIN	6.77	-0.16	-0.15	-0.04	0.	0.	6.61
ANGLE	0.	MAX	8.70	5.49	4.65	4.30	0.	0.	14.19
INFERIEUR		MIN	8.12	-1.21	-1.28	-0.52	0.	0.	6.85

FERRAILLAGE DANS LES SECTIONS LES PLUS SOLLICITEES

* * *

FERRAILLAGE EXTERIEUR

TRAVERSE SUPERIEURE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E3 = 0.34 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI1 = 0.020 M.	ESPACEMENT = 0.097 M.	SECTION = 0.003253 M2
CARACTERISTIQUES MECANIKES	Y = 0.126 M.	Z = 0.246 M.	(Ω _A)
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 21.3 T.M	BETON = 23.2 T.M	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ADHER = 28.2 T.	BETON = 17.8 T.	SANS TENIR COMPTE DU GOUSSET
CONTRAINTES MAX PONDEREES	ACIER = 21831.T/M2	BETON = 1130.T/M2	

TRAVERSE INFERIEURE

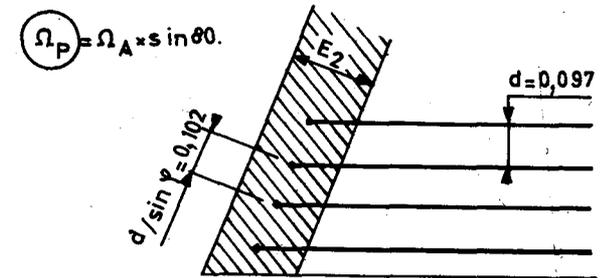
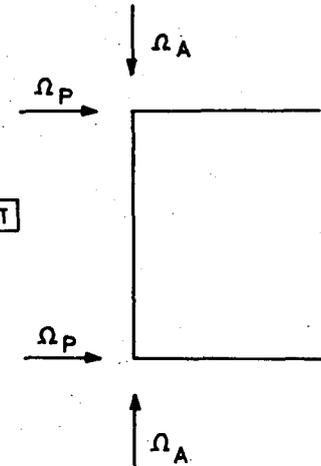
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E1 = 0.38 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI1 = 0.020 M.	ESPACEMENT = 0.097 M.	SECTION = 0.003253 M2
CARACTERISTIQUES MECANIKES	Y = 0.137 M.	Z = 0.282 M.	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 24.5 T.M	BETON = 28.9 T.M	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ADHER = 33.7 T.	BETON = 19.8 T.	
CONTRAINTES MAX PONDEREES	ACIER = 22856.T/M2	BETON = 1089.T/M2	

PIEDROIT - ANGLE SUPERIEUR

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E2 = 0.32 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI1 = 0.020 M.	ESPACEMENT = 0.102 M.	SECTION = 0.003093 M2 = 0,003253 * sin 80.
CARACTERISTIQUES MECANIKES	Y = 0.119 M.	Z = 0.231 M.	(Ω _P) = Ω _A * sin 80.
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 21.0 T.M	BETON = 22.7 T.M	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ADHER = 28.9 T.	BETON = 17.0 T.	
CONTRAINTES MAX PONDEREES	ACIER = 22119.T/M2	BETON = 1154.T/M2	

PIEDROIT - ANGLE INFERIEUR

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E2 = 0.32 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI1 = 0.020 M.	ESPACEMENT = 0.102 M.	SECTION = 0.003093 M2
CARACTERISTIQUES MECANIKES	Y = 0.119 M.	Z = 0.231 M.	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 21.0 T.M	BETON = 22.7 T.M	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ADHER = 28.9 T.	BETON = 17.0 T.	
CONTRAINTES MAX PONDEREES	ACIER = 26587.T/M2	BETON = 1387.T/M2	



FERRAILLAGE DANS LES SECTIONS LES PLUS SOLLICITEES

* * *

FERRAILLAGE INTERIEUR

TR A V E R S E S U P E R I E U R E

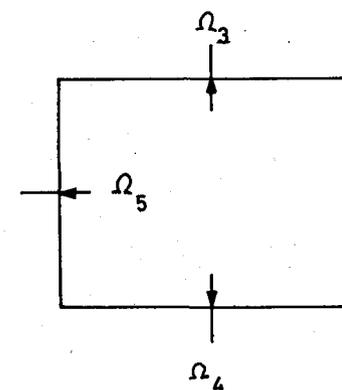
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E3 = 0.34 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI1 = 0.020 M.	ESPACEMENT = 0.110 M.	SECTION = 0.002862 M2 (Ω ₃)
CARACTERISTIQUES MECANIKUES	Y = 0.120 M.	Z = 0.248 M.	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 18.9 T.M	BETON = 22.3 T.M	
CONTRAINTE MAX PONDEREES	ACIER = 26609.T/M2	BETON = 1269.T/M2	

TR A V E R S E I N F E R I E U R E

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E1 = 0.38 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI1 = 0.020 M.	ESPACEMENT = 0.087 M.	SECTION = 0.003604 M2 (Ω ₄)
CARACTERISTIQUES MECANIKUES	Y = 0.142 M.	Z = 0.280 M.	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 26.9 T.M	BETON = 29.8 T.M	
CONTRAINTE MAX PONDEREES	ACIER = 26632.T/M2	BETON = 1354.T/M2	

P I E D R O I T

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E2 = 0.32 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI2 = 0.014 M.	ESPACEMENT = $\frac{d}{\sin \varphi} = 0.102 \text{ M.}$	SECTION = 0.001516 M2 (Ω ₅) = 0,003253 * sin 80 ($\frac{\text{PHI 2}}{\text{PHI 1}}$) ²
CARACTERISTIQUES MECANIKUES	Y = 0.091 M.	Z = 0.243 M.	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 11.4 T.M	BETON = 18.4 T.M	
CONTRAINTE MAX PONDEREES	ACIER = 19238.T/M2	BETON = 640.T/M2	



FERRAILLAGE DANS LES SECTIONS LES PLUS SOLLICITEES

IBM 7094

26

* * *
FERRAILLAGE TRANSVERSAL

TRAVERSE SUPERIEURE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	E3 = 0.34 M.		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI2 = 0.014 M.	ESPACEMENT = 0.122 M.	SECTION = 0.001260 M2
CARACTERISTIQUES MECANIKES	Y = 0.091 M.	Z = 0.281 M.	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 9.9 T.M	BETON = 19.2 T.M	
CONTRAINTES MAX PONDEREES	ACIER = 27912.T/M2	BETON = 771.T/M2	

Pour 1 ml de portée droite.

E P U R E D A R R E T D E S B A R R E S

* * *

A R M A T U R E S I N T E R I E U R E S

LES ABCISSES SUR LE PIEDROIT SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE INFERIEUR

T R A V E R S E S U P E R I E U R E

	ABSCISSES DES EXTREMITES		LONGUEUR DES BARRES
MOITIE 1	A1S= 0.50	E1S= 7.25	A1S1= 6.75
MOITIE 2	A2S= 1.50	E2S= 8.25	A2S1= 6.75

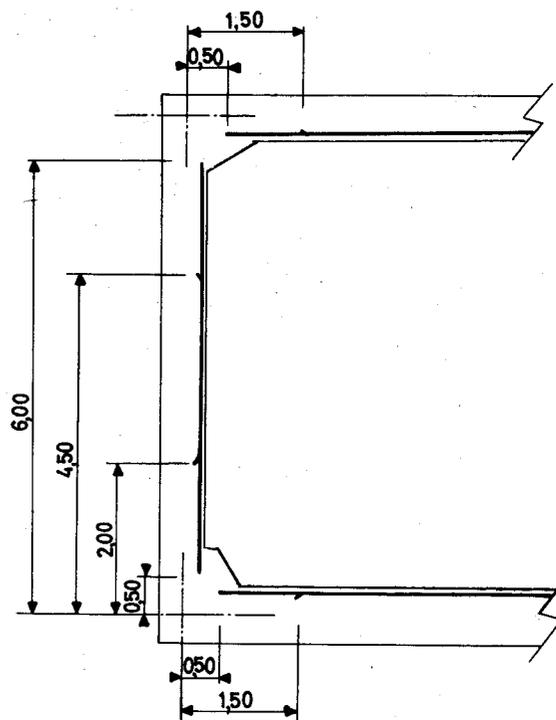
T R A V E R S E I N F E R I E U R E

MOITIE 1	A1I= 0.50	E1I= 7.25	A1I1= 6.75
MOITIE 2	A2I= 1.50	E2I= 8.25	A2I1= 6.75

P I E D R O I T S

MOITIE 1	A1P= 0.50	E1P= 4.50	A1P1= 4.00
MOITIE 2	A2P= 2.00	E2P= 6.00	A2P1= 4.00

à disposer tête-bêche



EPURE D'ARRET DES BARRES

* * *

ARMATURES EXTERIEURES

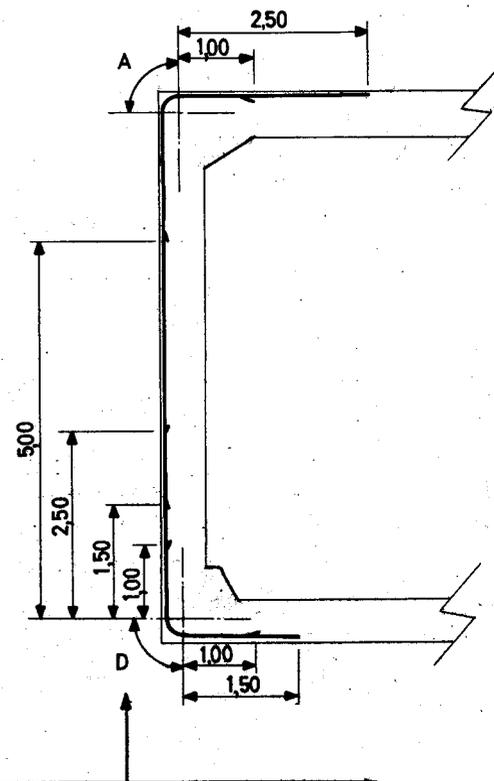
LES ABSCISSES SUR LE PIEDROIT SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE INFERIEUR

ANGLE SUPERIEUR

	ABSCISSE SUR LE PIEDROIT	ABSCISSE SUR LA TRAVERSE	LONGUEUR DES BARRES
MOITIE 1	1.50	B1S= 1.00	B1S1= 6.42
MOITIE 2	B2P= 5.00	B2S= 2.50	B1S2= 4.42

ANGLE INFERIEUR

MOITIE 1	2.50	B1I= 1.00	B1I1= 3.85
MOITIE 2	B1P= 1.00	B2I= 1.50	B1I2= 2.85



Abcisses imposées à adapter

- dans le cas d'un ouvrage courant, pour que le recouvrement de 1 m soit conservé tout au long du piedroit.
- dans le cas d'ouvrage de faible hauteur, pour que ces barres ne sortent pas du cadre.

Angles	la valeur A est comptée égale à $(E_2 + E_3)/2$.
" D "	" $(E_1 + E_2)/2$.

NOMENCLATURE DES ACIERS AUXILIAIRES

(DIAMETRE PHI 2)

*

TR A V E R S E I N F E R I E U R E

ACIERS LONGITUDINAUX

PROLONGEMENT DES ACIERS DU FERRAILLAGE EXTERIEUR ESPACEMENT 0.19 M - LONGUEUR 6.95 M

ACIERS TRANSVERSAUX

FACE INFERIEURE ESPACEMENT 0.24 M - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TETE-BECHE)

FACE SUPERIEURE ESPACEMENT 0.24 M - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TETE-BECHE)

T R A V E R S E S U P E R I E U R E

ACIERS LONGITUDINAUX

PROLONGEMENT DES ACIERS DU FERRAILLAGE EXTERIEUR ESPACEMENT 0.19 M - LONGUEUR 4.95 M

ACIERS TRANSVERSAUX

FACE SUPERIEURE ESPACEMENT 0.24 M - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TETE-BECHE)

P I E D R O I T S

ACIERS TRANSVERSAUX

SUR CHACUNE DES 2 FACES

(ESPACEMENT 0.20 M SUR 2 M A PARTIR DE LA BASE

(ESPACEMENT 0.40 M SUR LE RESTE DE LA HAUTEUR

(LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TETE-BECHE)

G O U S S E T S

ACIERS LONGITUDINAUX

ESPACEMENT 0.20 M - LONGUEUR 1.60 M

ACIERS TRANSVERSAUX

8 FERS FILANTS - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TETE-BECHE)

Pour un gousset

AVANT - METRE RECAPITULATIF

IBM 7094

30

* * * (pour un 1/2 ouvrage d' autoroute.)

B E T O N S

BETON POUR BA = 190. M3
 COFFRAGES = 612. M2

A C I E R S

ACIER PHI1 PPHI1 = 12.65 T
 ACIER PHI2 PPHI2 = 8.16 T
 TOTAL PAC = 20.80 T
 POIDS D ACIER PAR M3 DE BETON = 0.109 T/M3

Non compris

masques
 corbeaux
 corniche
 murette porte-caillebotis
 murs de tête
 dalles de transition.

* * *

Nota : Les etriers et les chaises de montage ne sont pas inclus dans la nomenclature des aciers auxiliaires. On peut les évaluer a priori à 1 kg/m² de surface développée.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

CALCUL AUTOMATIQUE

Méthode de calcul

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

2.5

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél : 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

On trouvera ci-après les bases du calcul nécessaire pour justifier un projet de pont-cadre fermé adapté aux profils en travers normalisés d'autoroutes définis par la circulaire 17 du 1er Mars 1962.

A - REGLEMENTS

1°) Cahier des prescriptions communes : fascicule 61 - Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

Titre II (Circulaire n° 65 du 19 Août 1960) : Programme des surcharges et épreuves des ponts - routes interprété par la décision ministérielle du 8 Décembre 1962, complété par les deux remarques et le tableau annexé en date du 10 Décembre 1962.

Titre VI (Circulaire n°70 du 14 Novembre 1964) : Conception et calcul des ouvrages en béton armé.

2°) Circulaire Série A n° 27 du 11 février 1946 modifiée par la Circulaire Ministérielle n° 65 du 19 Août 1960.*

Instructions relatives aux conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art.

(Le convoi militaire de 4ème Classe sera désigné par "char")

3°) Limites de contraintes

Le calcul des sections de béton armé est conduit en prenant pour coefficient d'équivalence acier-béton la valeur $n = 15$ et en négligeant les armatures comprimées.

Le programme calcule les limites de contraintes pour l'acier et le béton, à partir des données introduites au bordereau (carte 7), conformément au fascicule 61 - titre VI du C.P.C.

B-BASES DU CALCUL

1 - CAS DU PONT DROIT

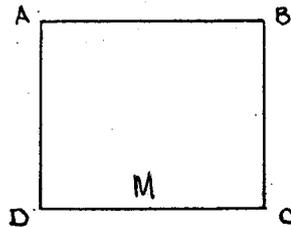
1-1 - Définition de la structure

Le pont-cadre diffère des ponts ordinairement calculés puisqu'on ne peut traiter séparément dans la structure porteuse tablier, appuis et fondations. Pour un pont "classique" tel le PS-BP ou le PS-DA, on calcule le tablier comme un élément distinct, totalement indépendant du sol. Le seul lien logique avec le sol est que ce tablier doit être capable de supporter les tassements différentiels de la fondation qu'il charge. Dans le cas d'un sol médiocre on pourra être conduit à changer de type de tablier et par exemple, le choisir isostatique.

*En attendant la mise à jour de cette circulaire en fonction de la circulaire n° 70 du 14 novembre 1964, il a été fait application des règles de pondération proposés conjointement le 21.12.65 par le S.C.E.T et le S.S.A.R en vue de cette mise à jour.

Dans le cas du pont-cadre, en revanche, la nature et les caractéristiques du sol de fondation interviennent dans l'intensité et la répartition des efforts puisqu'on est conduit à considérer sa traverse inférieure comme une dalle sur appui élastique.

1.2 - Méthode de résolution



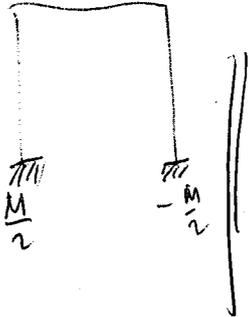
Les efforts appliqués sur la traverse supérieure et sur les piliers se transmettent au sol de fondation par l'intermédiaire de la traverse inférieure. Sous un système de charges données, celle-ci est sollicitée par ses extrémités qui subissent des efforts verticaux p_c et p_d et des moments C et D. Le système global sera résolu par la méthode dite des rotations.

Etant donné P_c , P_d , C et D on calcule les rotations des angles C et D, ω_c et ω_d , de la traverse inférieure :

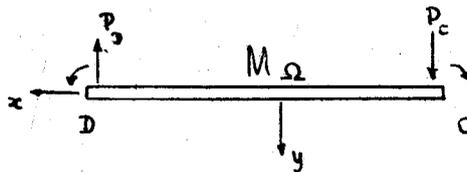
$$\omega_c = f(P_c, P_d, C, D) \quad (1)$$

$$\omega_d = g(P_c, P_d, C, D) \quad (2)$$

On se trouve alors ramené à un portique ouvert DABC, partiellement encastré à sa base, suivant une loi définie par les équations (1) et (2). Il ne reste alors pour que le système soit totalement résolu qu'à déterminer une inconnue hyperstatique.



1.2.1 - Loi d'encastrement partiel des piliers sur la traverse inférieure



Nous considérons la traverse inférieure comme une plaque reposant sur un sol élastique. Cette méthode de calcul qui conduit à une solution plus voisine de la réalité que celle fournie par l'hypothèse d'une répartition linéaire des pressions sur le sol de fondation, nécessite des calculs beaucoup

moins simples. Lorsque le calcul devait être fait sur une machine de bureau le choix d'une hypothèse simplificatrice était nécessaire mais l'emploi du

calcul électronique permet naturellement d'éviter cette simplification.

1.2.1.1. Définition du "module de réaction du sol"

Si r est la réaction du sol en t/m^2 sous un enfoncement v (en m), on définit k , module de réaction, comme le coefficient de proportionnalité entre r et v soit :

$$r = kv$$

Nous calculons au moyen de la formule donnée par MM. CAQUOT et KERISEL (Traité de Mécanique des Sols, édition 1956, page 145) :

$$v = \frac{4 R'}{ESOL} r$$

où $ESOL$ est le coefficient d'élasticité du sol
 R' est le "rayon hydraulique" de la plaque chargée.

Si $2b$ est la largeur du cadre (demi-ouvrage) et l sa portée :

$$R' = \frac{bl}{2b+l}$$

soit

$$k = ESOL \times \frac{2b+l}{4bl}$$

1.2.1.2 - Equation de la déformation

Si I est l'inertie de la traverse inférieure par mètre de largeur, l'équation différentielle de sa déformation, donnée par M. le Professeur COURBON (Cours de Résistance des Matériaux à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, page 343 et suivantes), est :

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + kv = 0$$

et en posant

$$\gamma = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

E = module d'élasticité du

béton

I = inertie de la plaque/m

l'expression générale de la solution s'écrit en fonction de 4 constantes arbitraires (l'abscisse est comptée positivement de C vers D, l'origine est au centre) :

$$v = A_1 e^{\gamma x} \cos \gamma x + A_2 e^{\gamma x} \sin \gamma x + A_3 e^{-\gamma x} \cos \gamma x + A_4 e^{-\gamma x} \sin \gamma x$$

les constantes sont déterminées par la connaissance pour $x = \pm \frac{l}{2}$, des moments et des efforts tranchants, c'est-à-dire, à une constante multipliative près $\frac{d^2 v}{dx^2}$ et $\frac{d^3 v}{dx^3}$.

1.2.1.3 Loi d'encastrement partiel

$$\text{En posant : } J = \frac{3}{\gamma l} \frac{\text{ch } \gamma l + \cos \gamma l}{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l}$$

$$L = \frac{3}{\gamma l} \frac{\text{ch } \gamma l - \cos \gamma l}{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l}$$

$$R = \frac{3}{2\gamma^2 l^2} \frac{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l}{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l}$$

$$S = \frac{3}{2\gamma^2 l^2} \frac{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l}{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l}$$

Les lois d'encastrement partiel sont les suivantes :

$$\omega_c = \frac{l}{6EI} \left[J(D-C) - L(D+C) + Rl(P_D - P_C) - Sl(P_D + P_C) \right]$$

$$\omega_D = \frac{l}{6EI} \left[J(D-C) + L(D+C) + Rl(P_D - P_C) + Sl(P_D + P_C) \right]$$

1.2.1.4 Répartition des moments

La valeur du moment en un point d'abscisse x comprise entre $-\frac{l}{2}$ et $\frac{l}{2}$ s'écrit :

$$\begin{aligned} M = & (C+D) \left[\frac{\text{sh } \gamma \frac{l}{2} \cos \gamma \frac{l}{2} + \sin \gamma \frac{l}{2} \text{ch } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l} \cos \gamma x \text{ch } \gamma x + \frac{\sin \gamma \frac{l}{2} \text{ch } \gamma \frac{l}{2} - \cos \gamma \frac{l}{2} \text{sh } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l} \sin \gamma x \text{sh } \gamma x \right] \\ & + (D-C) \left[\frac{\text{sh } \gamma \frac{l}{2} \sin \gamma \frac{l}{2} + \cos \gamma \frac{l}{2} \text{ch } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l} \text{sh } \gamma x \cos \gamma x + \frac{\text{sh } \gamma \frac{l}{2} \sin \gamma \frac{l}{2} - \cos \gamma \frac{l}{2} \text{ch } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l} \text{ch } \gamma x \sin \gamma x \right] \\ & + \frac{P_D + P_C}{\gamma} \left[\frac{\sin \gamma \frac{l}{2} \text{sh } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l} \cos \gamma x \text{ch } \gamma x - \frac{\cos \gamma \frac{l}{2} \text{ch } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l + \sin \gamma l} \sin \gamma x \text{sh } \gamma x \right] \\ & + \frac{P_D - P_C}{\gamma} \left[\frac{\sin \gamma \frac{l}{2} \text{ch } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l} \text{sh } \gamma x \cos \gamma x - \frac{\cos \gamma \frac{l}{2} \text{sh } \gamma \frac{l}{2}}{\text{sh } \gamma l - \sin \gamma l} \sin \gamma x \text{ch } \gamma x \right] \end{aligned}$$

1.2.1.5 Validité du calcul

Il est clair que la méthode de calcul qui vient d'être exposée ne présente d'intérêt que si l'on peut déterminer avec une précision suffisante le seul paramètre physique qui intervient : le module d'élasticité ESOL du sol de fondation. Or ESOL varie avec la nature du sol et l'enfoncement de la

semelle de fondation dans des proportions notables.

Cependant on doit noter que ESOL n'intervient que par le paramètre γ , où il se trouve à la puissance 0,25. De plus, nous avons remarqué que dans les cas courants, c'est le moment positif en milieu de travée qui est prépondérant et qu'alors le moment maximum varie comme $\sin \gamma \frac{l}{2}$. Or $\gamma \frac{l}{2}$ est assez voisin de $\frac{\pi}{2}$ pour un dimensionnement normal de l'ouvrage, c'est à dire que le moment extrême est peu sensible aux variations de γ . A titre de vérification, le calcul a été effectué pour le PI 1500XII pour une variation de 25 % du module d'élasticité du sol le moment déterminant varie de 4 %. Pour un sol moyen, on pourra donc prendre sans risque une valeur de 7.500 t/m² pour avoir une précision correcte du résultat.*

1.2.2 - Calcul des efforts dans le cadre

La méthode employée est celle exposée par M. l'Ingénieur en Chef MONNERET dans la pièce intitulée : "Passages inférieurs en ponts-cadres ouverts ou fermés - Analyse théorique des structures-types en portiques et cadres" publiée le 2 Mai 1962 par le Service Spécial des Autoroutes.

Comme ici les encastremements partiels aux angles inférieurs sont différents, les deux formules fondamentales diffèrent légèrement :

Appelons A, B, C, D les moments aux angles et posons :

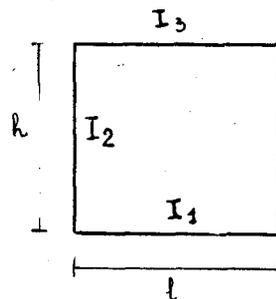
$$A = X + Z$$

$$B = X - Z$$

$$C = Y - Z$$

$$D = Y + Z$$

Avec les paramètres J, L, R, S définis plus haut.



Soient I_1, I_2, I_3 , les inerties. L'on pose :

$$k = \frac{I_3}{I_1}$$

$$k' = \frac{I_3}{I_2} \times \frac{h}{l}$$

$$N_1 = (2k + 3) (2k' + 2Lk') - k^2$$

$$N_2 = 6k + 2k'J + 1$$

* On trouvera pièce 1.1.1 § 2.1.2 plus amples précisions concernant la valeur à donner à ESOL.

Pour une charge P à l'abscisse ml comptée sur la traverse supérieure à partir de l'angle

$$Z = Z' = \frac{Pl(1-2m)}{2N_2} [m(1-m) + 2Rk']$$

$$X = - \frac{Pl}{2N_1} [3(2k+Lk')m(1-m) - 2Skk']$$

$$y = \frac{Pl}{2N_1} [3km(1-m) - 2k'(2k+3)S]$$

Pour une charge P à l'ordonnée mh sur le piedroit comptée à partir de l'angle inférieur :

$$X = - \frac{k}{2N_1} Phm(1-m) [-2Lk' + (3k+2Lk')m]$$

$$y = - \frac{3k}{2N_1} Phm(1-m) [(k+2) - (k+1)m]$$

$$Z = \frac{Phm}{2N_2} [(2k+2R)k' + 3mk]$$

$$Z' = \frac{Phm}{2N_2} [(6k - 4Rk' + 1) - 3mk]$$

Ces 2 cas fondamentaux permettent de retrouver tous les autres.

Nous pouvons donc déterminer ainsi les moments et efforts tranchants moyens longitudinaux du pont-cadre ; il s'agit alors de connaître la répartition transversale de ces efforts.

1.3. Répartition transversale des efforts

1.3.1 - Moments longitudinaux

La méthode employée est celle de MM. GUYON et MASSONNET. On définit tout d'abord une portée fictive équivalente qui est celle de la travée indépendante présentant la même flèche que le pont-cadre sous une charge uniformément répartie. Avec les notations précédentes le rapport de la portée fictive α , à la portée réelle est :

$$\frac{\alpha}{l} = \sqrt[4]{1 - 2,4 \frac{2k + 2Lk' - 4kk'S}{N_1}}$$

1.3.2 - Moments transversaux

Les calculs faits par la méthode des réflexions biharmoniques comme les résultats d'essais sur modèle exposés dans la Revue "Béton und Stahlbetonbau" d'Octobre 1962 par le Dr. MEHMEL et M. WEISE ont montré que la notion de portée fictive équivalente n'avait pas de sens pour les moments transversaux et que ceux-ci ne sont pratiquement pas sensibles à un encastrement partiel. Donc pour le calcul des moments transversaux nous prendrons en compte la portée réelle du cadre.

2 - CAS DU PONT BIAIS

La connaissance de la répartition des efforts dans un ouvrage biais n'est accessible que par les essais sur modèle ou par la méthode des réflexions biharmoniques. Or dans le cas du pont-cadre la connaissance des efforts en tout point ne présente pas d'intérêt car il n'est pas nécessaire de nuancer le ferrailage. Il est seulement utile de connaître les efforts extrêmes qui détermineront les épaisseurs et un ferrailage, qui, presque partout, sera surabondant. Pour cela on se ramènera au cas d'un pont droit équivalent.

Les résultats obtenus par la méthode des réflexions biharmoniques ont montré que, au centre d'une plaque plus large que longue les moments principaux sont parallèles ou perpendiculaires aux lignes d'appui, c'est à dire que l'ouvrage se comporte comme s'il était droit, et que, à proximité du bord, le moment tend à se placer parallèlement au bord libre. Comme, en valeur absolue, c'est le moment au bord qui est prépondérant, on évaluera les moments longitudinaux sur un ouvrage droit dont la portée est la portée biaise et la largeur, la largeur droite de l'ouvrage biais considéré.

Pour les moments transversaux, c'est toujours le moment au centre qui est déterminant. Or dans cette zone le moment transversal est parallèle aux lignes d'appuis. On évaluera le moment transversal sur un ouvrage droit dont la portée est la portée droite et dont la largeur est la largeur biaise de l'ouvrage considéré.

En résumé :

- pour les moments longitudinaux on prend en compte portée biaise et largeur droite,
- pour les moments transversaux on prend en compte portée droite et largeur biaise.

3 - LIMITES DE VALIDITE DU CALCUL

3.1 - Limitation de la largeur

Le calcul est fait sur une "tranche" d'ouvrage et l'on étudie la répartition transversale à l'aide des formules de MM. GUYON et MASSONNET. En fait, c'est une structure à 3 dimensions qu'il faudrait étudier. On a constaté un certain nombre d'échecs qui montrent qu'il faut se garder de construire des ouvrages trop larges. Ces derniers, véritables poutres tubulaires trop longues, ont en effet tendance à se fissurer en leur milieu sous l'effet de tassements différentiels du sol de fondation et à réaliser ainsi le joint que l'on aurait dû faire.

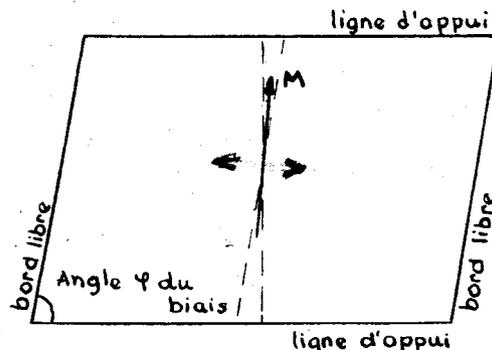
Ainsi, sur les autoroutes la construction de deux ouvrages accolés dont la largeur droite maximale pour une plate-forme de type I est de 16 m présente un double avantage :

- d'une part elle limite les risques de fissuration transversale que nous venons de signaler,
- d'autre part, elle permet de placer sur le terre-plein central un "jour" qui éclaire l'intérieur du cadre.

Dans le cas de construction d'un ouvrage sous une plate-forme autre que les plates-formes-types d'autoroutes, il conviendra de ne pas dépasser une largeur de 25 m, avec le mode de calcul-adopté. Au delà et même en deçà si le sol est médiocre ou irrégulier, il serait nécessaire de renforcer notablement les armatures transversales de la traverse inférieure et des piédroits. C'est une solution onéreuse et au point de vue économique, il est plus avantageux de construire 2 ouvrages accolés.

3.2. Limitation de la portée

Indépendamment des considérations économiques, la portée doit être limitée pour que la méthode de calcul adoptée reste valable. Cette méthode suppose en effet connues les directions des moments principaux aux bords et au centre de la plaque. Si l'on augmente la portée on ne peut plus considérer la traverse supérieure comme une dalle large et le calcul



par la méthode des réflexions biharmoniques a établi que le moment principal au centre d'une plaque plus longue que large n'est plus perpendiculaire à ses lignes d'appuis mais qu'il prend une direction qui est sensiblement

la perpendiculaire aux lignes d'appui (piédroits pour un cadre

L'évaluation des moments extrêmes par la méthode que nous employons devient alors très inexacte, si le biais est prononcé.

C'est pourquoi, il conviendra de limiter la portée droite du pont-cadre aux environs de 12 m pour une demi-plateforme autoroutière. Cette borne supérieure qui est imposée par la limite de validité du mode de calcul rejoint sensiblement celle que donnent les considérations économiques.

3.3 - Limitation du biais

1 - Les ouvrages très biais sont larges et donc deviennent susceptibles de rupture transversale sous l'effet des tassements différentiels du sol de fondation. Pour une plate-forme de type I, la largeur droite de 16 m conduit à une poutre tubulaire sur appuis élastiques longue de 22,60m pour un ouvrage biais à 50 grades.

2 - La répartition transversale des moments accuse des variations considérables. En particulier les angles obtus sont très sollicités. Dans ce cas, le ferrailage uniforme que la rusticité de l'ouvrage impose, serait très largement surabondant presque partout.

3 - La répartition transversale des efforts tranchants est aussi très variable et crée des risques de poinçonnement du sol de fondation et des tassements irréversibles par rupture d'équilibre.

Le pont-cadre permet le franchissement de voies de circulations de faible importance pour lesquelles une rectification de tracé pose en général peu de problèmes. Un biais de 70 grades paraît une valeur extrême à ne pas dépasser.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

BORDEREAU DES PIÈCES III

- 3.1 - Notice
- 3.2 - Élévation et plan
- 3.3 - Coffrage du cadre
- 3.4 - Ferrailage du cadre
- 3.5.1 - Murs en aile : coffrage et ferrailage
- 3.5.2 - Murs en retour : coffrage et ferrailage
- 3.6.1 - Note de calcul (p.m. cf pièce 24)
- 3.6.2 - Compléments à la note de calcul (Bordereau des données et calcul des murs)
- 3.7 - Avant-métré sommaire

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

Notice descriptive

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

3.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C.

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

NOTICE DESCRIPTIVE

L'ouvrage est destiné à assurer le franchissement d'un chemin d'importance secondaire par une autoroute comportant une plate-forme de type 1 (2 chaussées de 10,50).

CHAPITRE 1

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage se compose de deux ponts en béton armé indépendants l'un de l'autre (un sous chaque chaussée de l'autoroute), séparés par un intervalle de 2,00 m.

Chacun d'eux est constitué par un cadre fermé reposant sur sa traverse inférieure qui forme radier et complété en tête par des murs destinés à tenir les terres constituant la plate-forme de l'autoroute.

L'ouverture droite entre nus intérieurs des piédroits est de 8,00 m permettant pour la voie franchie une largeur de chaussée de 6 m.

PLAN ET PROFIL EN LONG

En plan l'axe du chemin forme avec l'axe de l'autoroute un angle de 80 grades.

Le profil en long de l'autoroute est supposé horizontal ; le profil en long du chemin, compte tenu de la hauteur de l'ouvrage et d'une fiche minimale de 1,50 m pour la fondation ainsi que d'un dégagement de gabarit de 4,30 m peut comporter une pente allant jusqu'à environ 2 %.

PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers de chacun des cadres est conforme aux dispositions définies par les dessins annexés à la circulaire n° 17 du 1er Mars 1962 relative aux conditions techniques d'aménagement des autoroutes (cas du petit passage inférieur).

La chaussée, ainsi que la bande dérasée de gauche (dite "BDGAU") et la bande d'arrêt d'urgence de 3m, a 8 cm d'épaisseur totale et repose sur la dalle constituant la traverse supérieure par l'intermédiaire d'une chape de 3 cm (se reporter au dossier STER).

COUPE TRANSVERSALE

La traverse supérieure, de 16,00 m de largeur et d'épaisseur uniforme, est parallèle à la chaussée, donc en pente de 2% vers l'extérieur ; elle comporte sur son bord extérieur une corniche de 0,45 m de largeur et dont la hauteur est égale à la hauteur vue de la traverse supérieure.

La traverse inférieure, formant radier, est horizontale, et repose sur un béton de propreté de 0,10 m d'épaisseur ; il en résulte que la hauteur des piédroits est variable d'un point à l'autre de la coupe transversale, la variation totale étant de 0,32 m.

Les deux demi-ouvrages sont séparés par un intervalle de 2,00 m destiné principalement à en éclairer l'intérieur ; les traverses supérieure et inférieure sont interrompues sur cette largeur : la partie correspondante des piédroits est remplacée par un mur vertical de 0,40 m d'épaisseur s'appuyant sur toute la hauteur des piédroits et reposant sur une semelle de fondation de 1,50 m de largeur vers l'extérieur du cadre, destinée à maintenir le mur contre l'ouvrage avant que ne soient exécutés les remblais.

COUPE LONGITUDINALE

En coupe longitudinale biaise, l'ouvrage est un cadre rectangulaire fermé dont les éléments ont pour épaisseurs respectives :

- 0,34 m pour la traverse supérieure
- 0,38 m pour la traverse inférieure
- 0,30 m x $\frac{1}{\sin 80}$ pour les piédroits

La hauteur libre (entre nus intérieurs des traverses) est 6,23 m

La hauteur moyenne de l'ouvrage (comptée entre les plans moyens des traverses) est 6,59 m

La hauteur des piédroits entre traverses varie de 6,07 m côté extérieur à 6,39 m côté intérieur.

Les angles intérieurs sont renforcés par des goussets dont les dimensions sont :

- 0,30 m x $\frac{1,00}{\sin 80}$ à la partie supérieure
- 0,80 m x $\frac{1,00}{\sin 80}$ à la partie inférieure ; ces derniers présentent à leur partie supérieure un méplat de 0,20 m de largeur destiné à servir éventuellement de support au coffrage de la face intérieure des piédroits.

En coupe droite chaque piédroit comporte à l'extérieur une console de 0,30 m de saillie et 0,60 m de hauteur totale destinée à servir de support à une dalle de transition : le niveau de cette console sera fixé en fonction du type de chaussée adopté pour l'autoroute. Chaque console règne sur une longueur de 13,15 m correspondant à une dalle dont le débord de part et d'autre de la chaussée est de 1 m.

DISPOSITIONS PARTICULIERES

Le vide central entre les 2 traverses supérieures est couvert par un caillebotis de protection autoporteur prenant appui sur les deux traverses supérieures. Les détails concernant cette grille sont donnés au dossier GC 64.

Le garde-corps est du type "tubulaire à lisse unique" (type I₁ du dossier GC-64) La distance de deux montants successifs est 2,20 m environ.

Les glissières de sécurité, dont la disposition de principe est figurée aux dessins (pièce 3.3 : COFFRAGE), sont définies au dossier GC-64 pièce G2 - fixation sur platine.

Des gargouilles sont à prévoir éventuellement pour l'évacuation des eaux de la chaussée : leur emplacement et leurs dispositions de détail seront précisées à l'exécution. (se reporter aux dossiers JADE 64 et STER 66).

MURS EN AILE

Leur forme générale est celle d'un T renversé : la semelle est horizontale et supporte le mur proprement dit, couronné d'un rampant. L'ouvrage étant biais, les quatre murs en aile sont différents en longueur et en hauteur, de par leur implantation.

Le mur étudié et présenté en la pièce 351 est le mur amont, perpendiculaire à l'axe de l'autoroute :

- La partie verticale, de hauteur variable, a une longueur de 7,50m et est complétée par un retour parallèle à l'autoroute, de 2 m de longueur et de hauteur constante. L'épaisseur sous le couronnement est constante et de 0,25 m. L'épaisseur au niveau de la semelle varie de 0,60 m à 0,35 m : le parement avant présente un fruit de 2 % et le parement arrière de 3 % environ. Enfin le rampant de section sensiblement rectangulaire (0,40 x 0,30) fait saillie de 0,15 m sur le parement avant.

- La semelle a une épaisseur et une largeur variables, diminuant au fur et à mesure que décroît la hauteur du mur : la largeur varie de 3,90 m à 1,50 m et l'épaisseur de 0,60 à 0,35 m, la face inférieure étant horizontale.

Le second mur amont est implanté suivant la règle de la médiane (cf. pièce 131) : il fait un angle de 17 grades avec l'axe de la voie franchie. Sa longueur est de 9 m, complété par un retour de 2 m parallèle à l'autoroute. Compte tenu de la pente de la voie franchie, les murs aval sont fondés à une cote inférieure de 0,50 m à celle des murs amont.

Chaque mur est indépendant du cadre : le joint correspondant sera obturé par un dispositif destiné à éviter toute infiltration de terre. Le principe de ces dispositifs est représenté aux dessins de la pièce 132.

MURS EN RETOUR

Un exemple de coffrage et de ferrailage est donné pièce 352. La nervure supérieure ancrée dans le gousset supérieur du cadre a 9 mètres de longueur et une section 0,82 x 0,34 à l'encastrement (0,34 étant l'épaisseur de la traverse supérieure du cadre). Elle sera surmontée d'une corniche identique à celle utilisée sur le cadre. La nervure inférieure, ancrée dans le gousset inférieur du cadre, a une pente 3/2. Sa section est 0,90 x 0,50 à l'encastrement. Le voile, d'épaisseur 0,30, est séparé du piédroit du cadre par un joint en polystyrène de 2 cm.

CHAPITRE 2

DISPOSITIONS PARTICULIERES

BETONS - Le dosage en ciment 325 sera en principe de :

- 300 kg/m³ par m³ en oeuvre pour le béton de propreté.
- 400 kg/m³ par m³ en oeuvre pour les autres bétons

ACIERS - Les aciers pour armatures seront des ronds à haute adhérence (HA) pour les armatures principales du cadre et des murs.

Les limites élastiques minimales exigées pour ces aciers sont :

- 42 kg/mm² pour les barres de diamètre inférieur à 20 mm
- 40 kg/mm² pour les barres de diamètre supérieur ou égal à 20 mm

Il est nécessaire que tous les aciers utilisés dans cet ouvrage soient très bien façonnables. Cette nécessité conduirait à les prévoir exclusivement de la classe FE E 40 A selon le projet du fascicule 4 titre 1 du CPC présentement en instance d'approbation.

Les autres armatures seront constituées par des ronds lisses de la nuance Adx c'est à dire de la classe Fe E 22 selon ce projet de fascicule.

EXECUTION DES BETONS

Les reprises de bétonnage se feront aux emplacements indiqués sur les dessins : on évitera dans la mesure du possible toute reprise dans la partie vue des piédroits.

La corniche ne sera bétonnée qu'après décoffrage de la dalle supérieure. les armatures correspondantes étant laissées en attente, suivant les indications figurées aux dessins.

PAREMENTS VUS

Les parements vus de la corniche, les faces du cadres vues en élévation, le retour sur les parements perpendiculaires contigus (sur une longueur de 0,30 m) et les rampants des murs seront traités avec un soin tout particulier au gré de l'ingénieur (coffrages pour parements fins).

Les autres parements vus (faces intérieures du cadre, murs masques, faces vues des murs) seront traités en coffrage soignés, au sens du projet de fascicule 65 du CPC (en coffrages ordinaires rabotés, au sens de l'article 10⁴ du CPC jusqu'à l'approbation du fascicule 65).

JOINTS

Les joints ayant pour rôle essentiel de permettre le libre jeu des éléments les uns par rapport aux autres (cadre et masque - cadre et murs) devront être traités avec le plus grand soin. Ils devront en outre présenter une étanchéité convenable vis à vis de la terre de façon à éviter notamment la formation de vides dans le remblai.

Un dispositif efficace et économique consiste en un simple empilage de briques ou d'agglos derrière le joint.

D'une façon générale, les joints seront traités de la manière jugée la plus convenable par l'ingénieur.

PROTECTION CONTRE LES EAUX D'INFILTRATION

Les faces extérieures du cadres et des masques ainsi que les faces arrières des murs seront, après ragréage soigné de tout lit de cailloux et cavités éventuelles dans la surface du béton, badigeonnées au goudron désacidifié. En outre un drainage des eaux d'infiltration sera assuré par des barbacanes qui pourront être constituées par des tuyaux \varnothing 10 cm espacés d'environ 4 m et disposés dans les piédroits au niveau des trottoirs, et dans les murs en aile et par des dispositions adéquates du remblai au contact des murs.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

Élévation et plan

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

3.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél : 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C.

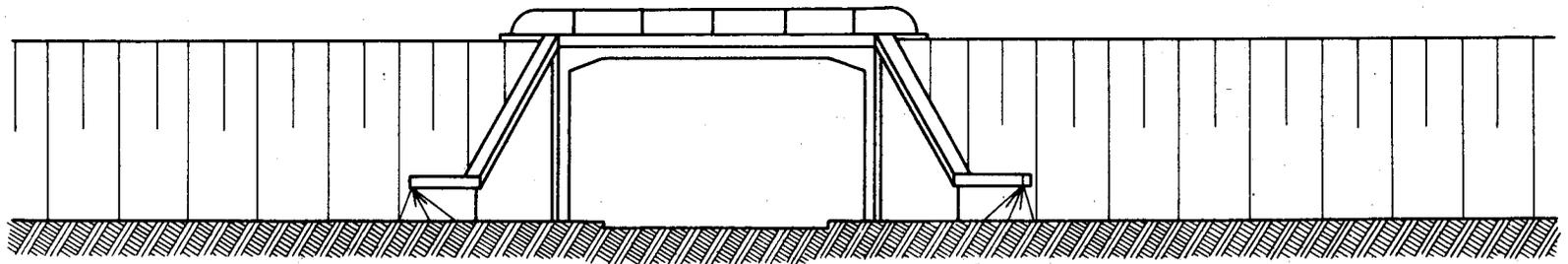
H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966/71

ELEVATION

Solution avec murs en aile



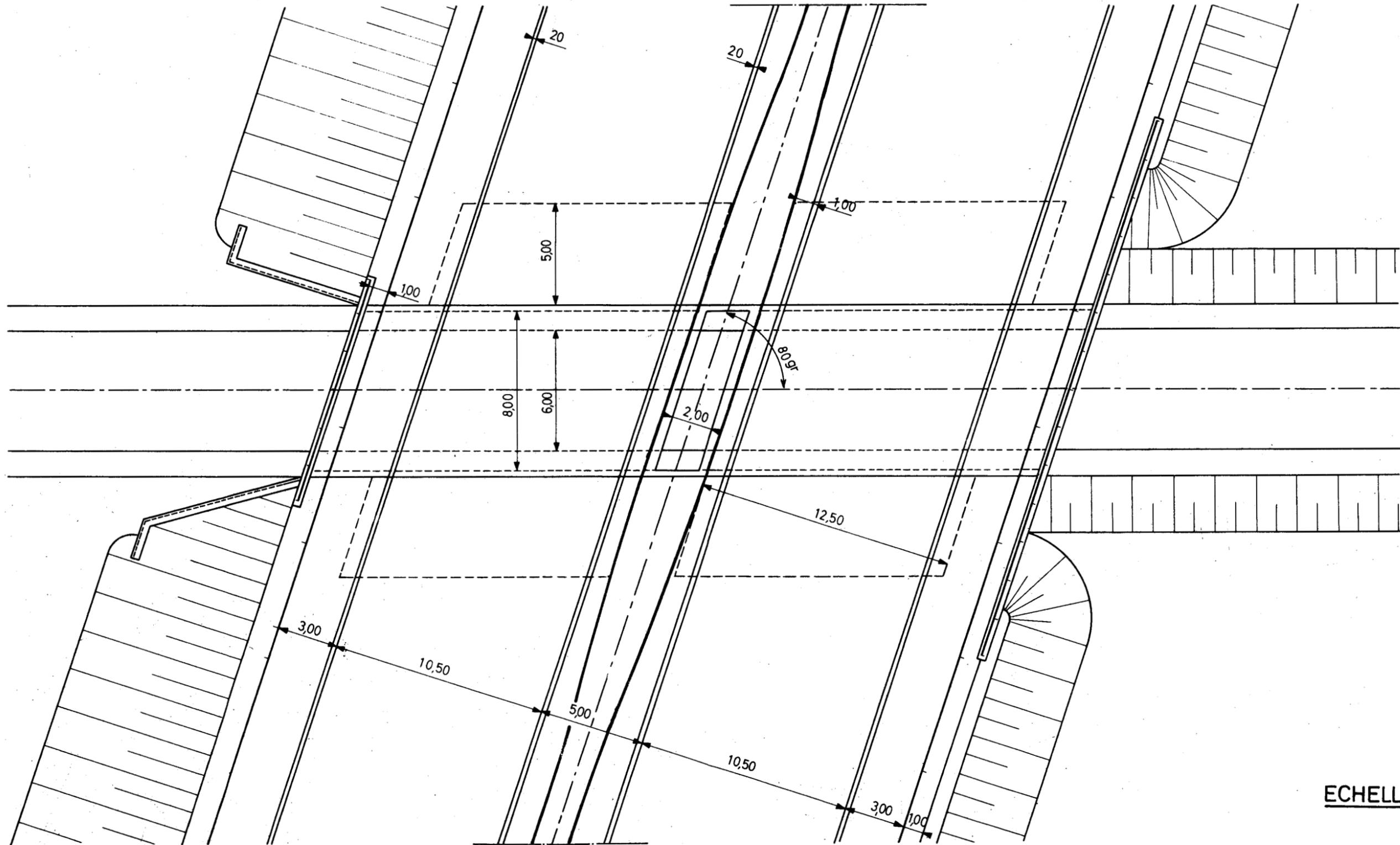
PLAN

AVEC MURS EN AILE

AVEC MURS EN RETOUR

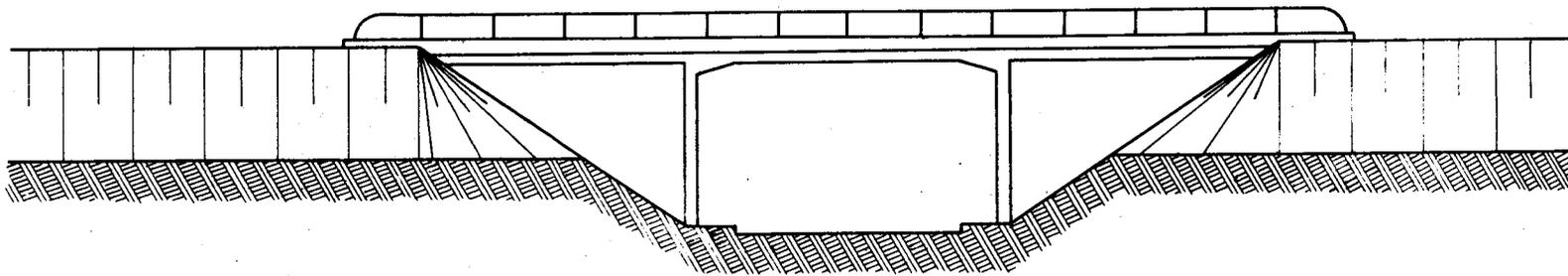
Cas d'un haut remblai

Cas d'un bas remblai



ELEVATION

Solution avec murs en retour suspendus



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

Coffrage du cadre

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit même par-
tiellement sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

3.3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

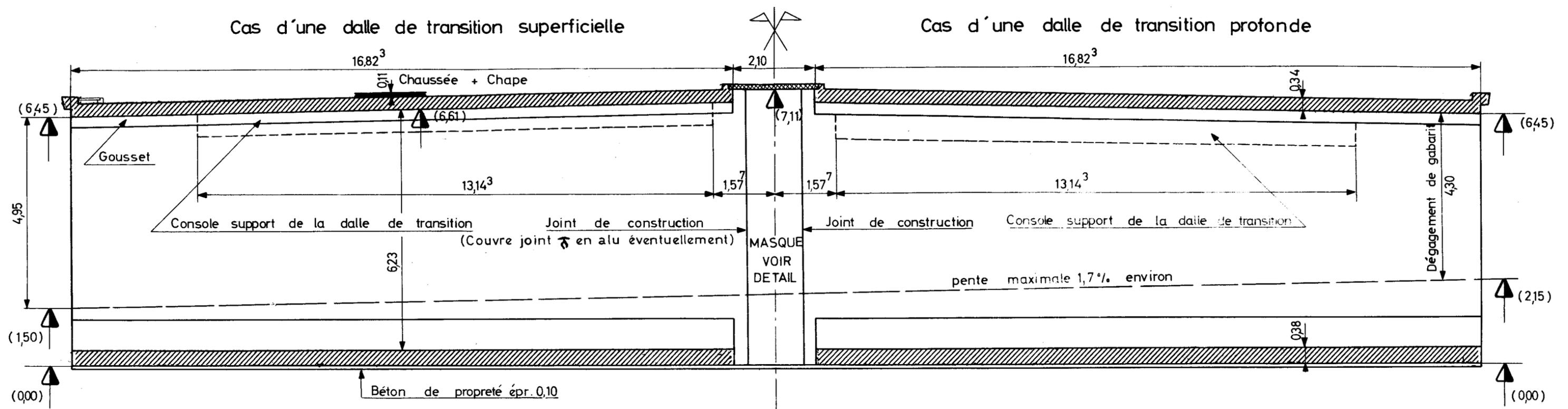
Ingénieur P.C.

H. MATHIEU

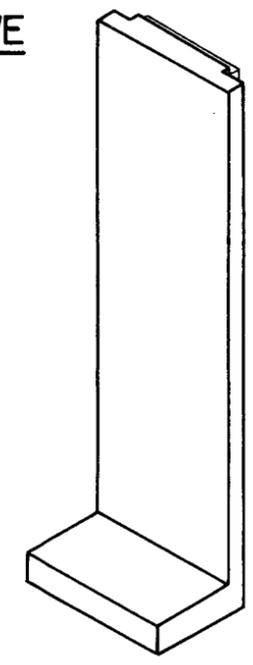
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71.

COUPE SUIVANT L'AXE DU CHEMIN

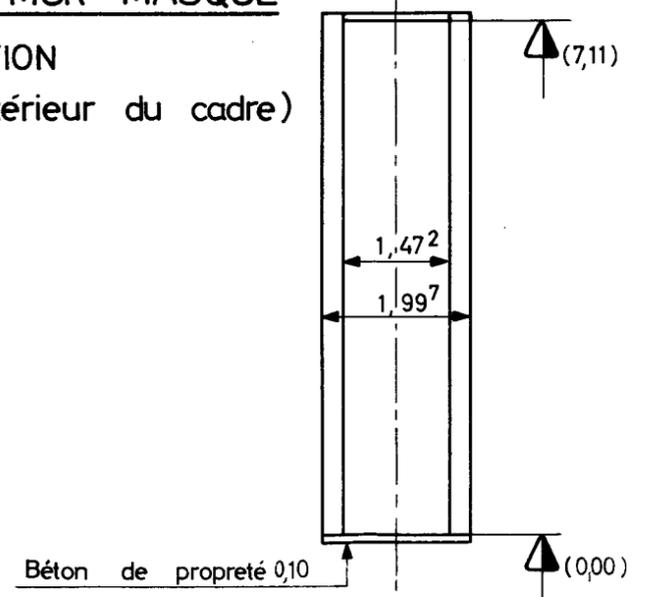


VUE PERSPECTIVE

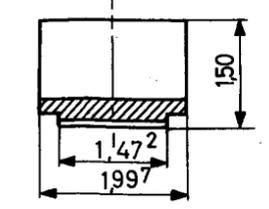


DETAILS DU MUR MASQUE

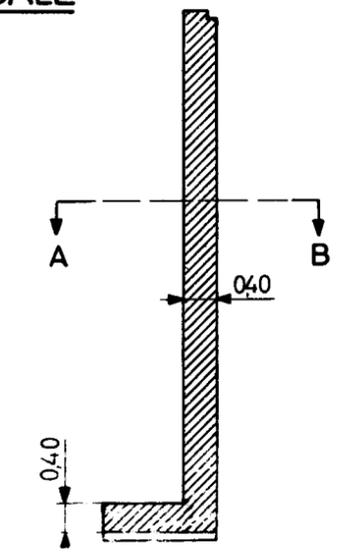
ELEVATION
(vue de l'intérieur du cadre)



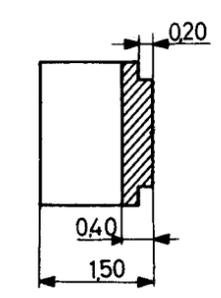
PLAN



COUPE VERTICALE



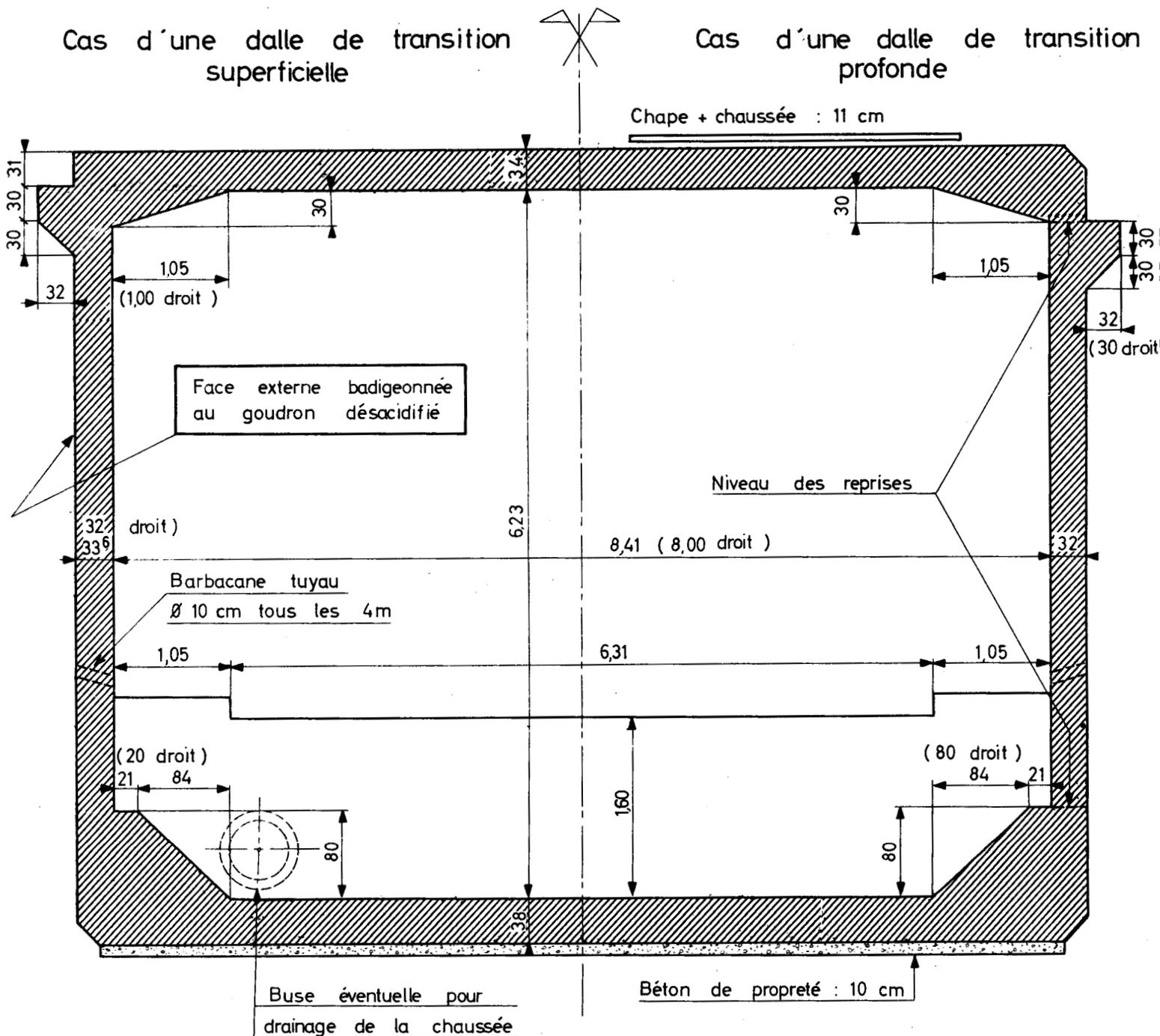
PLAN - COUPE



COUPE LONGITUDINALE BIAISE

Cas d'une dalle de transition superficielle

Cas d'une dalle de transition profonde

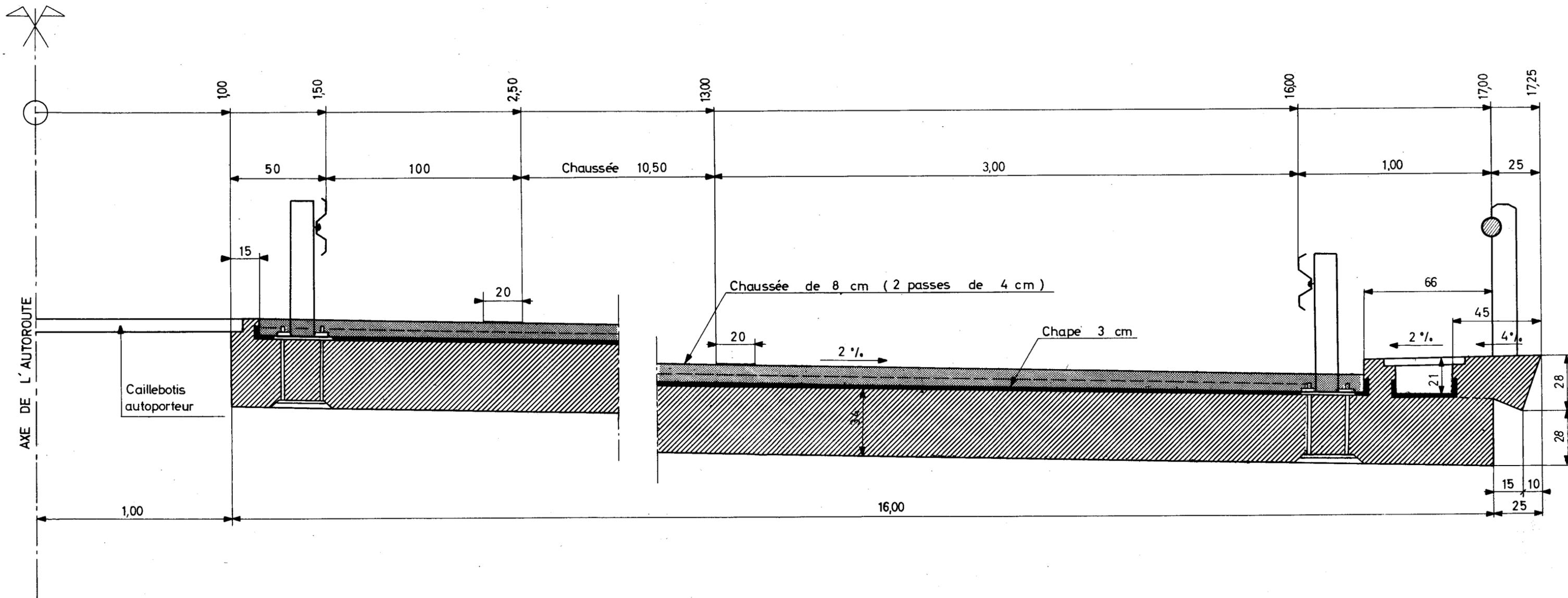


NOTA : Les consoles devant supporter les dalles de transition sont bétonnées en même temps que les parties de cadre auxquelles elles sont rattachées.

ECHELLE : 1/50

COUPE TRANSVERSALE DROITE

(Traverse supérieure)



NOTA: Pour les détails concernant l'équipement du tablier (garde-corps, glissières, corniche, chape, etc...) on se reportera aux dossiers GC et STER du SSAR et à leurs compléments de mise à jour.

ECHELLE : 1/20

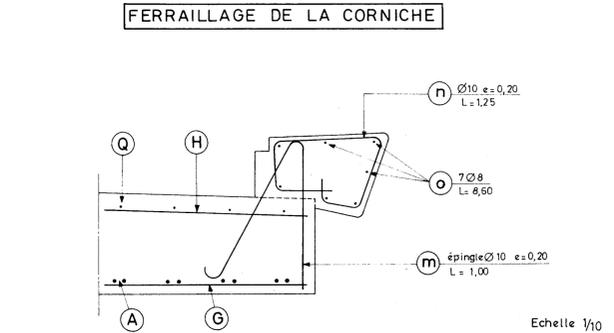
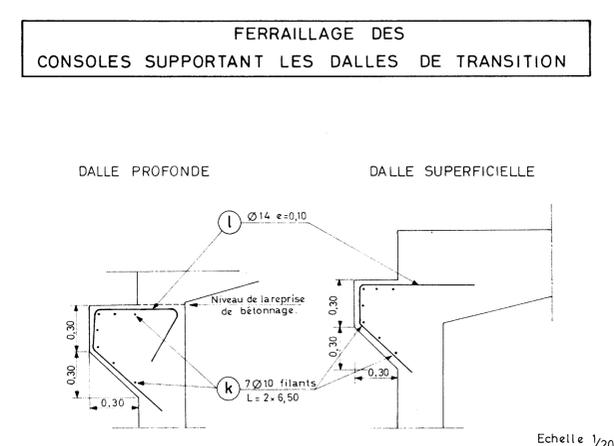
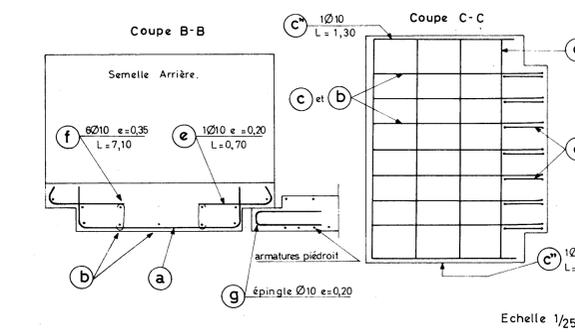
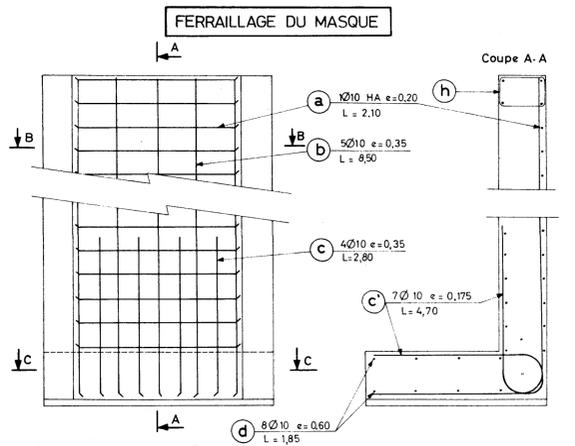
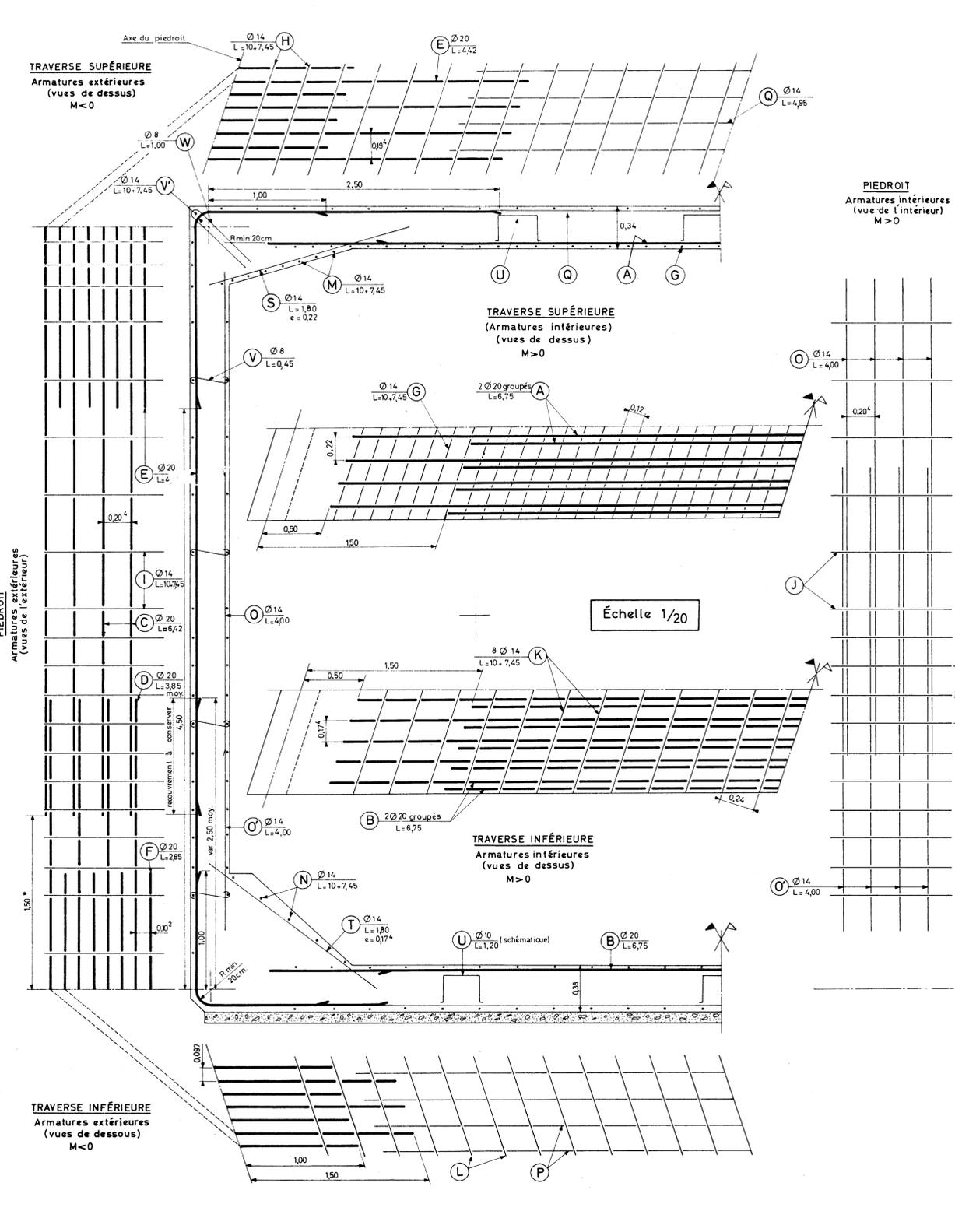
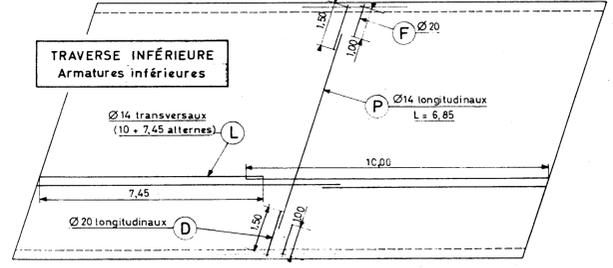
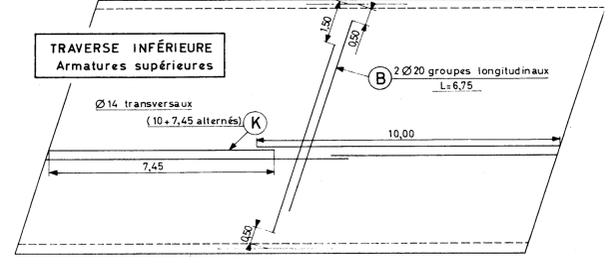
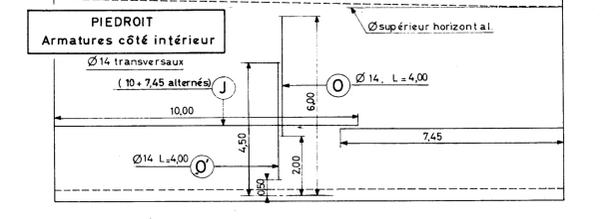
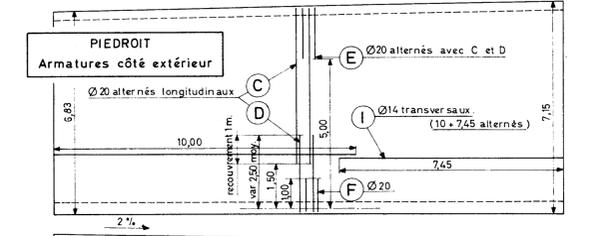
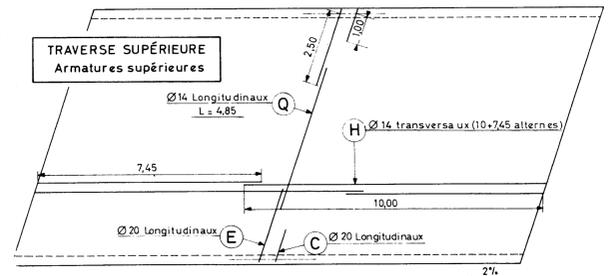
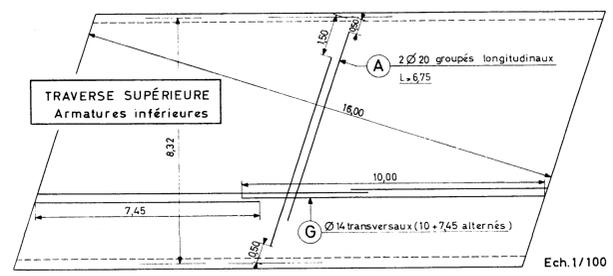
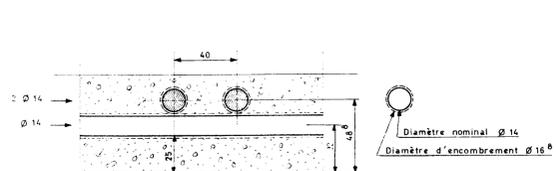
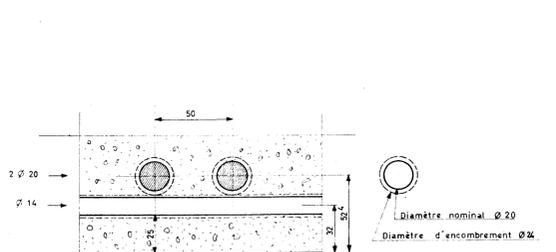
Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, en tout ou en partie, sans l'autorisation écrite du Service Spécial des Autoroutes.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B.P. 235 Orly - Aéroport (Seine) Tél. 587.51.41		CHEF DU SERVICE 38, rue Liancourt PARIS 14 ^e - Tél. 734.3774
A. LENOIR Ingénieur TPE Gestionnaire	G. MONNERET Ingénieur en Chef	A. THIEBAULT Ingénieur en Chef
J.C. ALBOUY Ingénieur P.C.	H. MATHIEU Ingénieur en Chef Adjoint au Chef du Service	15 NOVEMBRE 1966/71

GROUPEMENT DE DEUX DIAMÈTRES-DISTANCES AU PAREMENT.

Les distances entre groupes s'entendent entre axes des groupes.

Echelle 1/2



MÉTRÉ DES ACIERS
(Demi-ouvrage sans les éléments annexes)

DIAMÈTRES	NOMENCLATURE	LONGUEUR D'UNE BARRE	NOMBRE DE BARRES	LONGUEUR TOTALE	POIDS
Ø 20 (2,466 kg) HA	A	6,75	146	985,5	12 830
	B	6,75	184	1242	
	C	6,42	2 x 83	1065,7	
	D	3,85 moy.	2 x 83	639,1	
	E	4,42	2 x 83	733,7	
	F	2,85	2 x 83	473,1	
Ø 14 (1,208 kg) HA	G	17,45	49	855	8160
	H	17,45	28	488,6	
	I	17,45	40	698	
	J	17,45	32	558,4	
	K	17,45	24	418,8	
	L	17,45	24	418,8	
	M	17,45	16	279,2	
	N	17,45	10	174,5	
	O	4	2 x 83	664	
	O'	4	2 x 83	664	
	P	6,85	83	568,5	
	Q	4,85	83	402,5	
	S	1,60	2 x 83	265,6	
	T	1,60	2 x 83	265,6	
V'	17,45	2	34,9		
Ø 10 (0,617 kg) Ø 8 Adx (0,395 kg)	U	1,20	2 x 38	91	55
	V	0,45	2 x 41	58	
	W	1,00	2 x 41	82	
				140	55
POIDS TOTAL				21100	

NOMENCLATURE ET MÉTRÉ DES ACIERS.
ÉLÉMENTS ANNEXES, MASQUE, CONSOLES, CORNICHE.
NOTA: Le nombre et le poids des barres s'appliquent à un demi ouvrage (un seul masque)

(1 chaussée de l'autoroute)

DIAMÈTRES	NOMENCLATURE	LONGUEUR D'UNE BARRE	NOMBRE DE BARRES	LONGUEUR TOTALE	POIDS	OBSERVATIONS
Ø 10 (0,617 kg) Adx	a	2,10	35	73,5	6 50	
	b	8,50	5	44,2,5		
	c	2,80	4	11,2		
	c'	4,70	7	32,9		
	c''	1,30	4	5,2		
	d	1,85	8	14,8		
	e	0,70	2 x 35	49		
	f	7,10	6	42,6		
	g	1,2	2 x 35	84		
	h	1,30	5	6,5		
	k	2 6,50	2 x 7	182		
	l	1,70	2 x 125	425		
	m	1,00	42	42		
	n	1,25	42	52,5		
				10 52	6 50	
				58,1	23	
POIDS TOTAL				6 73		

Dalles de transition et murs de tête non compris.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

Coffrage et ferrailage d'un mur en aile

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou copié, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

3.5.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél : 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

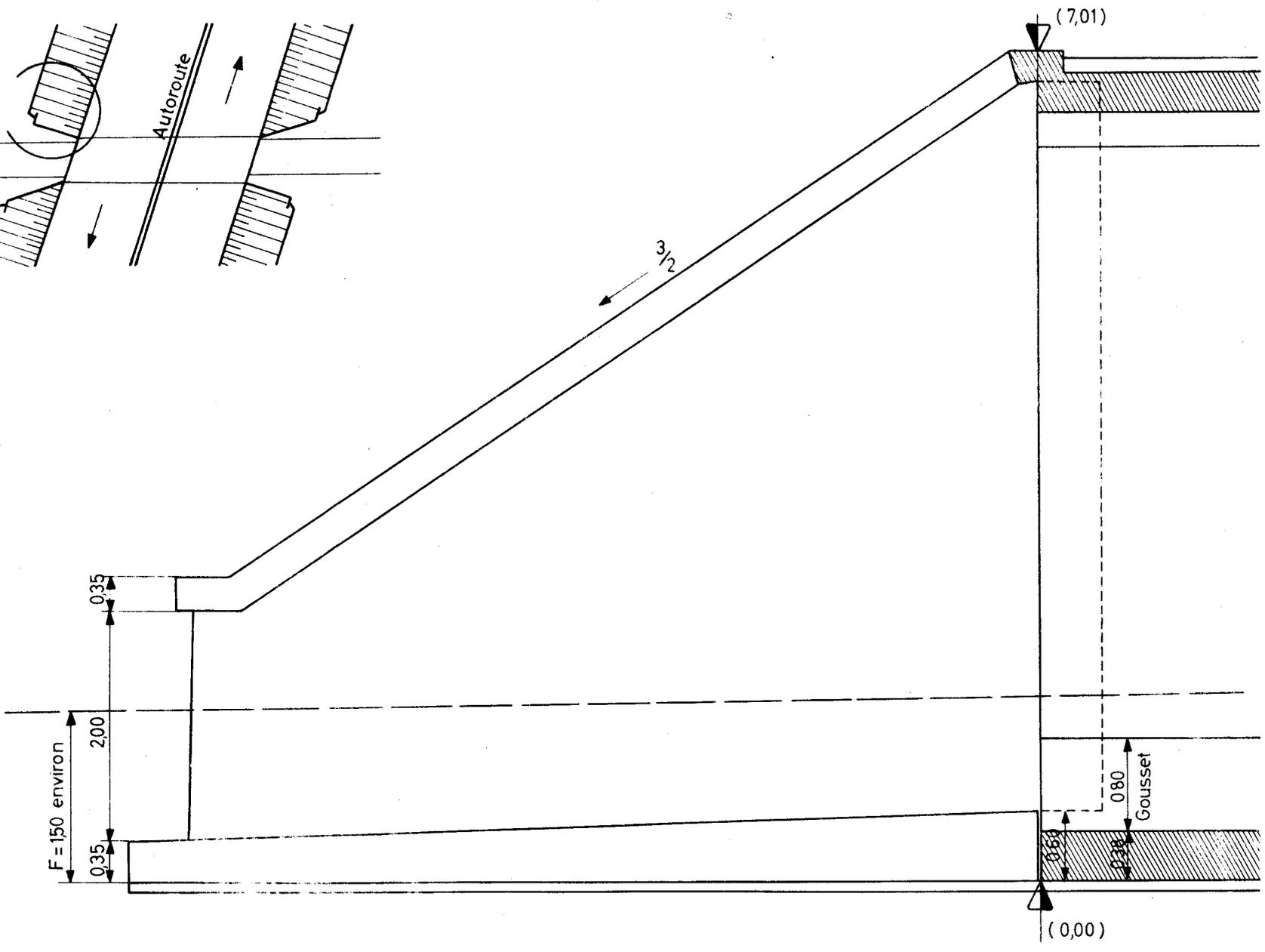
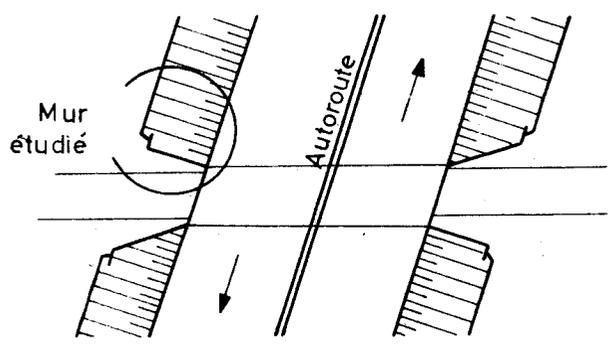
Ingénieur P.C

H. MATHIEU

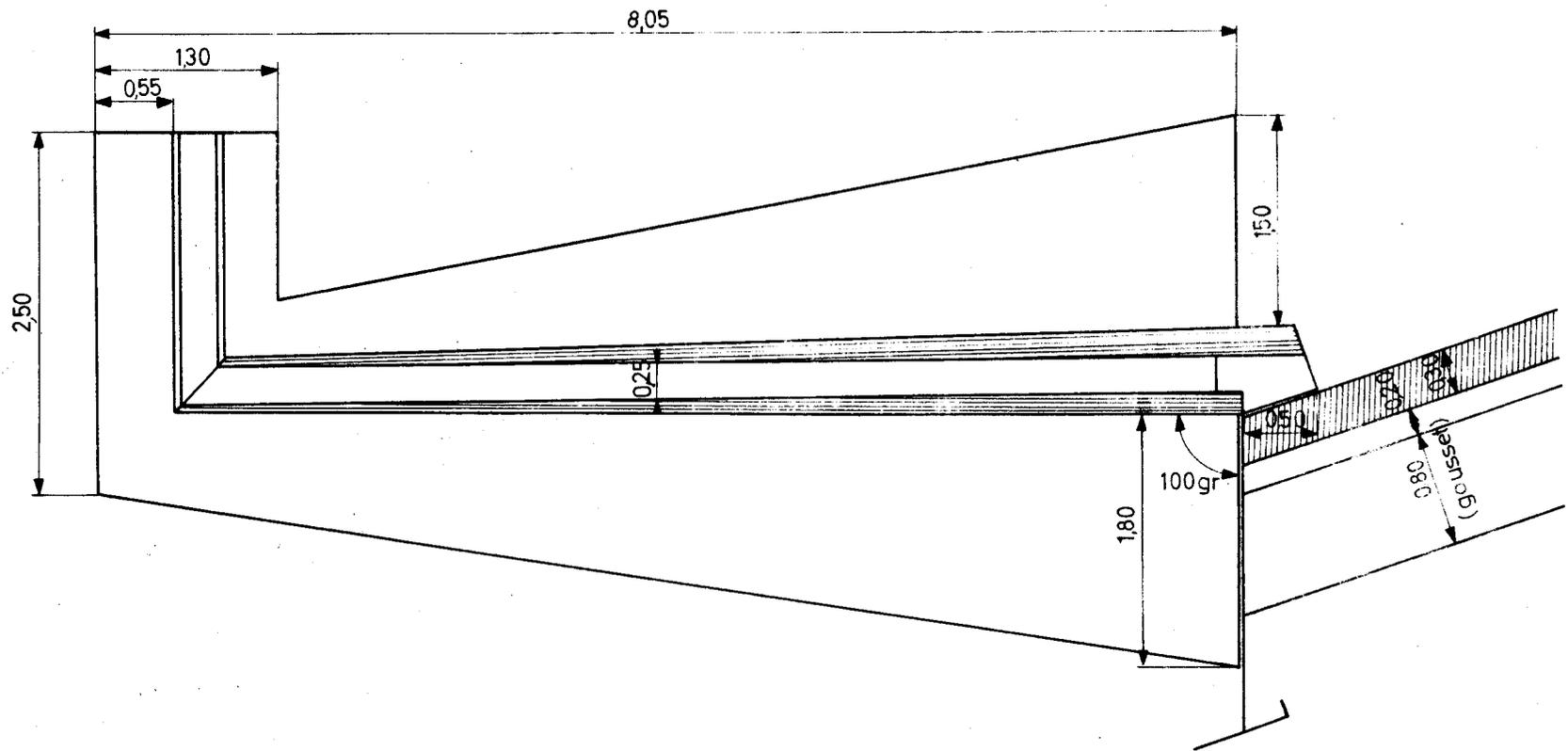
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

ELEVATION LATÉRALE

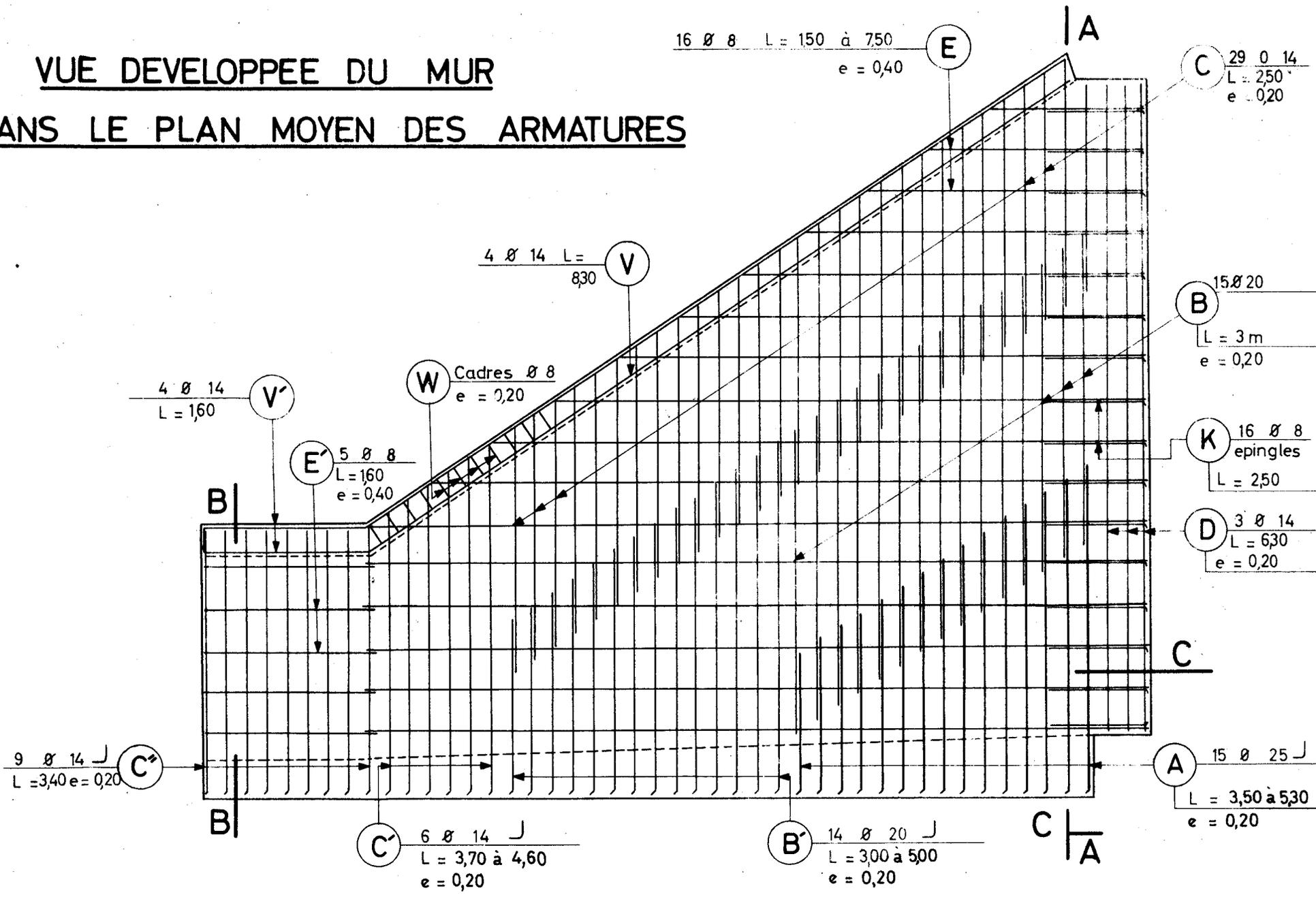


VUE EN PLAN (sans le rampant)



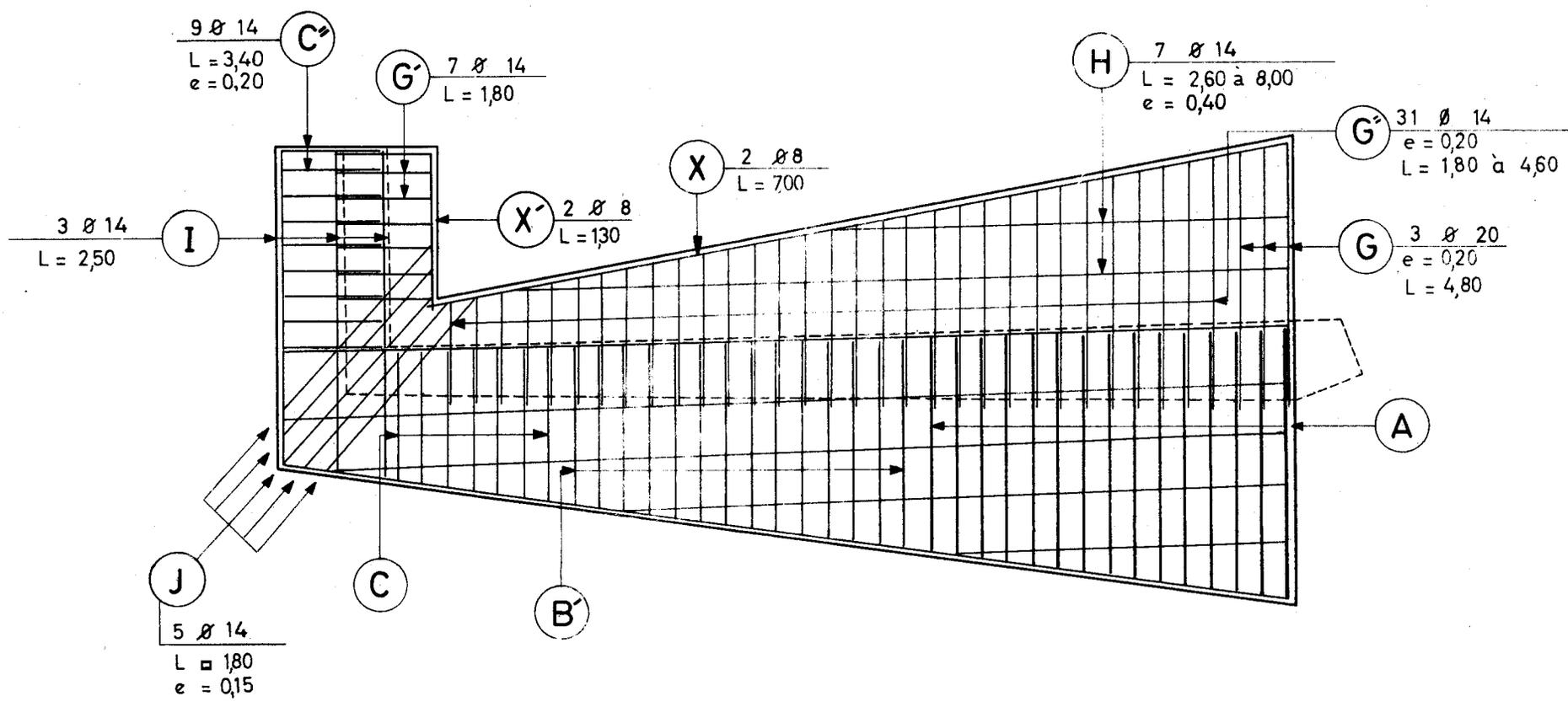
ECHELLE : 1/50

VUE DEVELOPPEE DU MUR DANS LE PLAN MOYEN DES ARMATURES

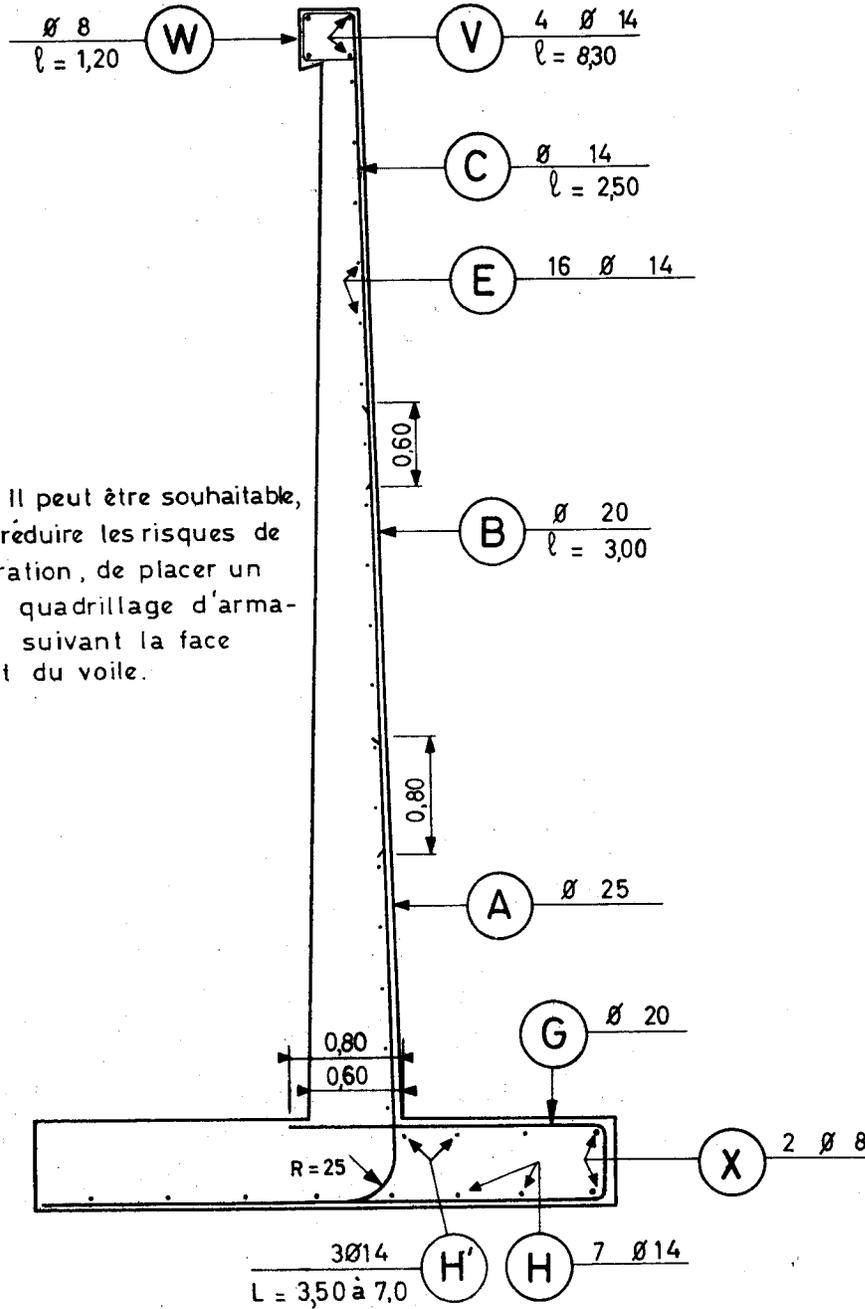


FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

Armatures inférieures

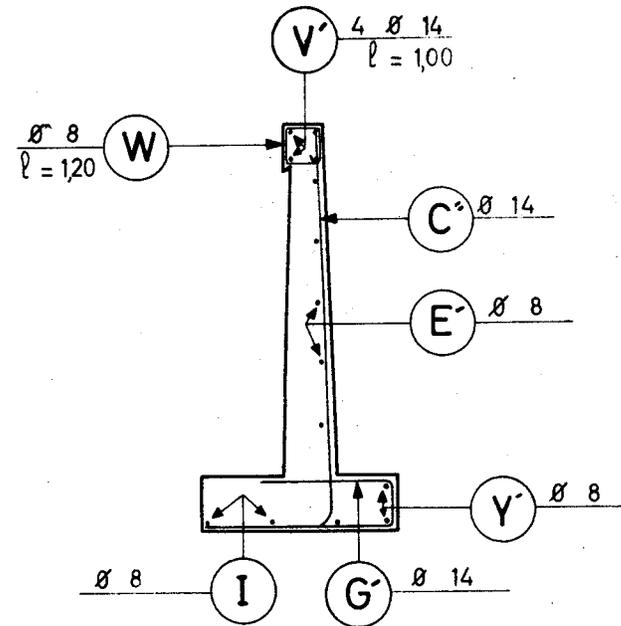


COUPE A A

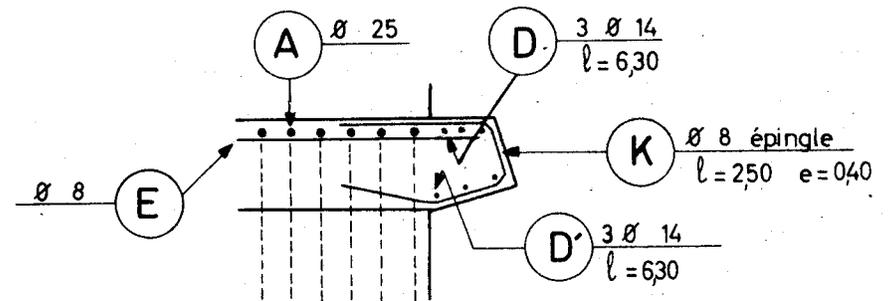


Nota: Il peut être souhaitable, pour réduire les risques de fissuration, de placer un léger quadrillage d'armatures suivant la face avant du voile.

COUPE B B



PLAN COUPE C C



METRE DES ARMATURES

Ø et Kg / m	Nomen- clature	N ^{bre} barres	Longueur moyenne	Longueur totale m	Poids Kg
Ø 25 HA 3,853 Kg	A	15	4,40	66	254
Ø 20 HA 2,466 Kg	B	15	3	45	285
	B'	14	4	56	
	G	3	4,8	14,4	
				115,4	
Ø 14 HA 1,208 kg	C	29	2,5	72,5	467
	C'	6	4,2	25,2	
	C"	9	3,4	30,6	
	D + D'	6	6,3	37,8	
	G'	7	1,8	12,6	
	G"	31	3,2	99,2	
	V	4	8,3	33,2	
	V'	4	1,6	6,4	
	H	7	5,2	36,4	
	H'	3	5,5	16,5	
	I	3	2,5	7,5	
	J	5	1,8	9	
				386,9	
Ø 8 HA 0,394 kg	E	16	4,5	72	77
	E'	5	1,6	8	
	K	16	2,5	40	
	X	2	7	14	
	X'	2	1,3	2,6	
	W	50	1,2	60	
				196,6	
POIDS TOTAL ARRondi					1090
pour un mur de 24,2 m ³ de béton armé.					

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFÉRIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

Coffrage et ferrailage d'un mur en retour suspendu

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

3.52

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 Orly - Aéroport (Seine)
Tél : 587.51.41

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél 734.37.74

A. LENOIR
Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

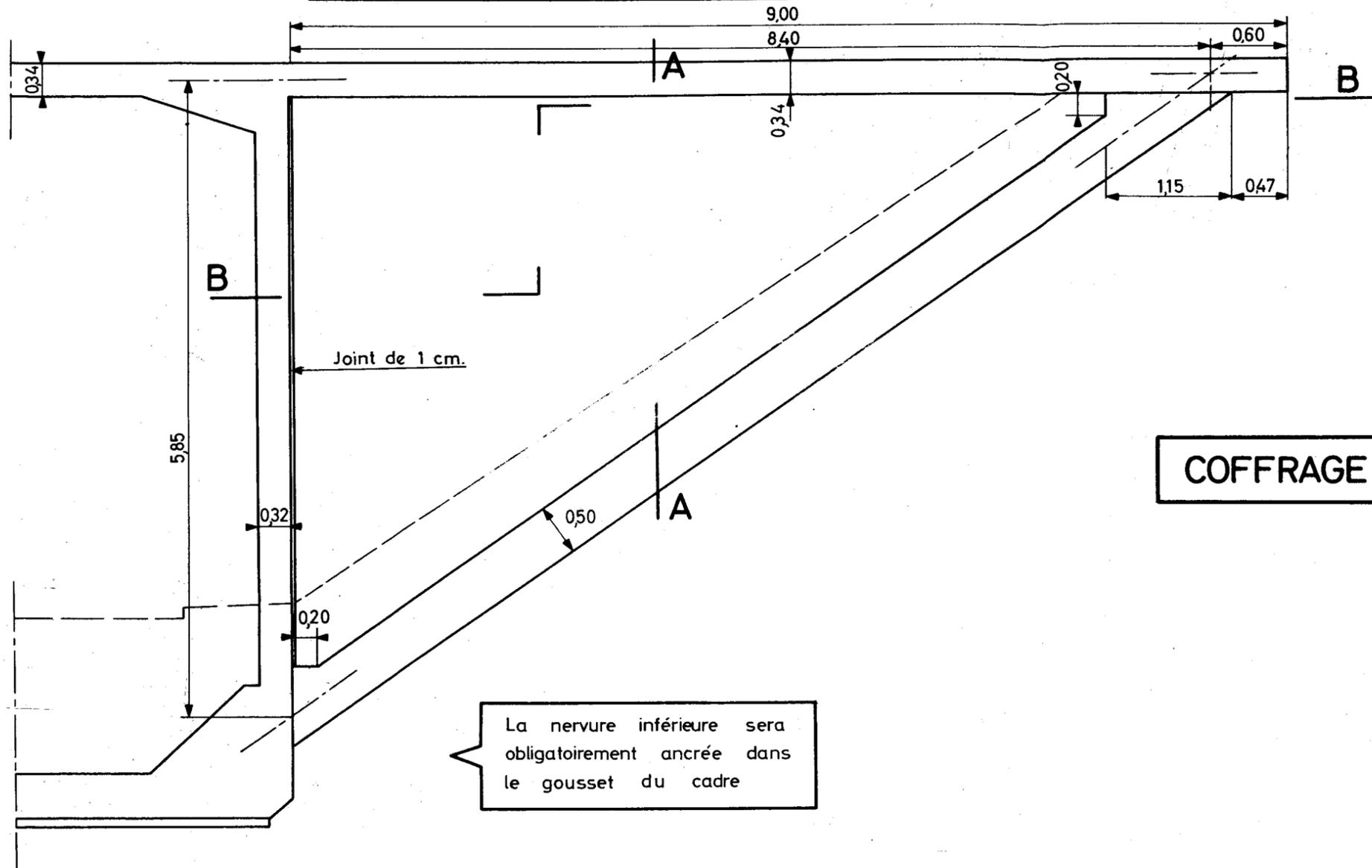
A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur P.C

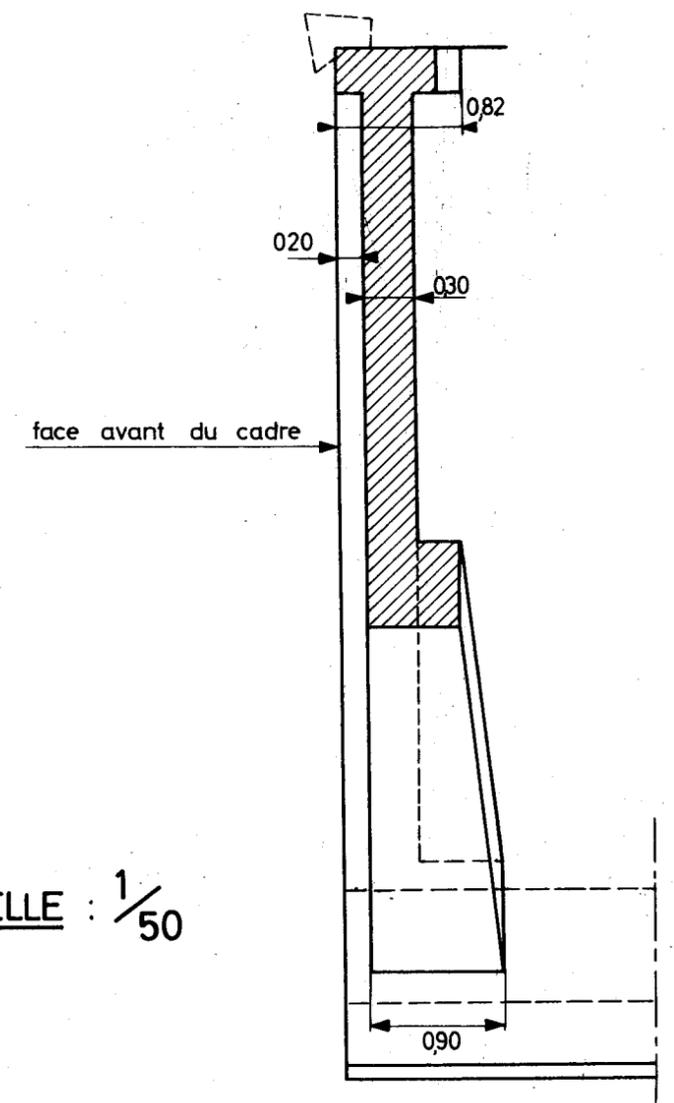
H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

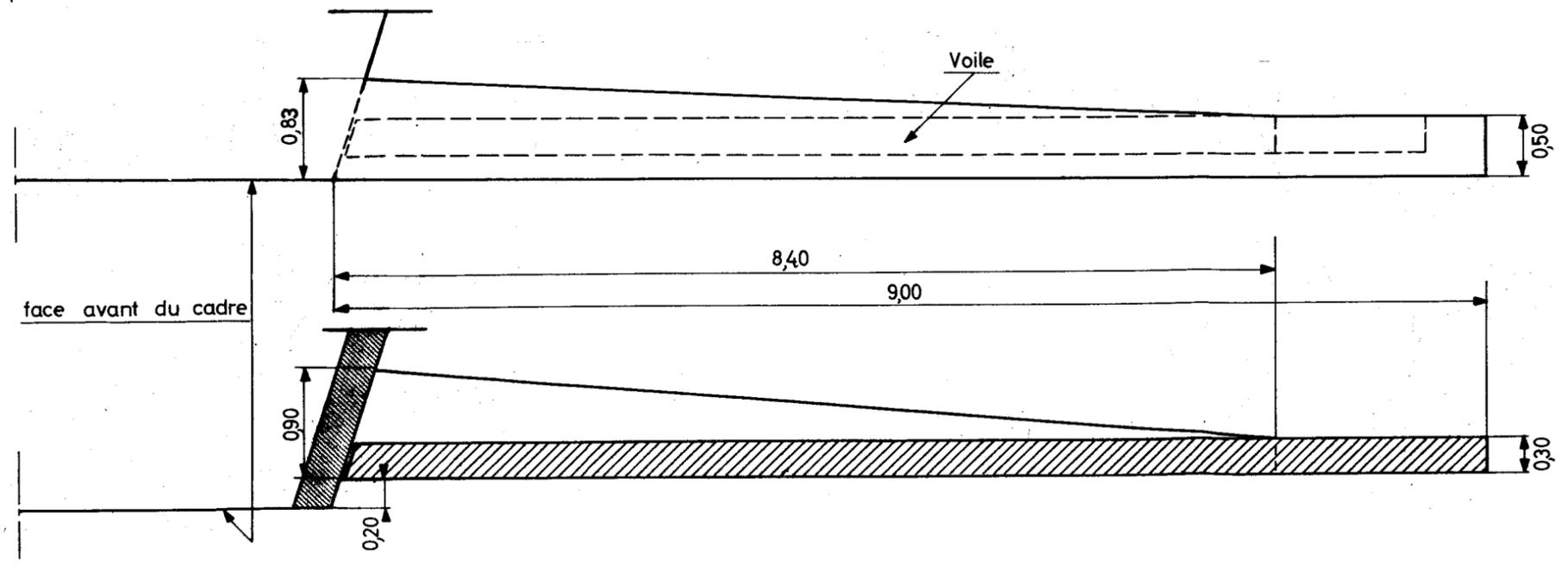
ELEVATION (corniche enlevée)



COUPE AA

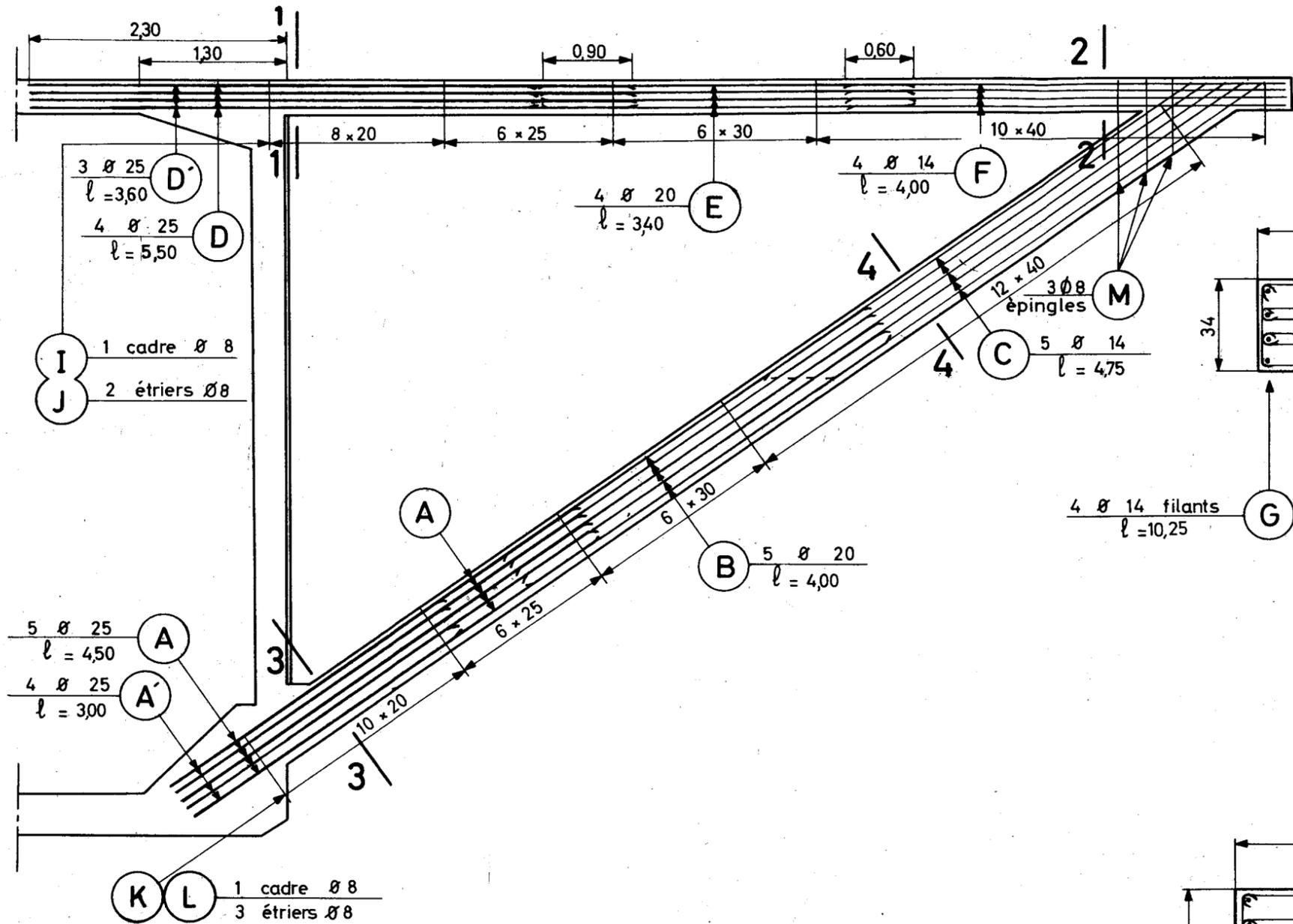


ECHELLE : 1/50

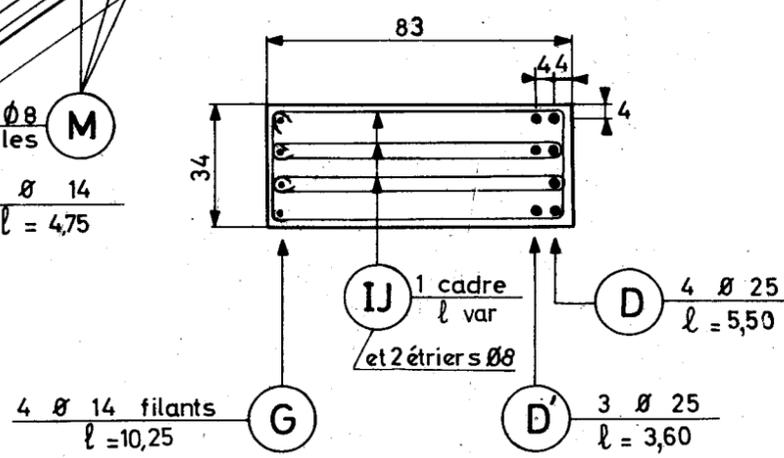


PLAN DE LA NERVURE SUPERIEURE

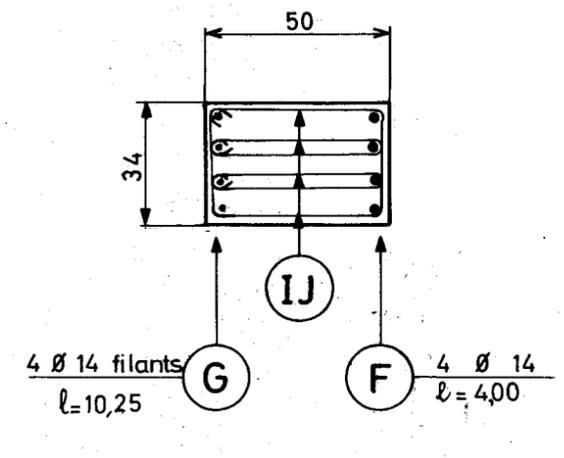
PLAN COUPE BB DE LA NERVURE INFERIEURE



NERVURE SUPERIEURE

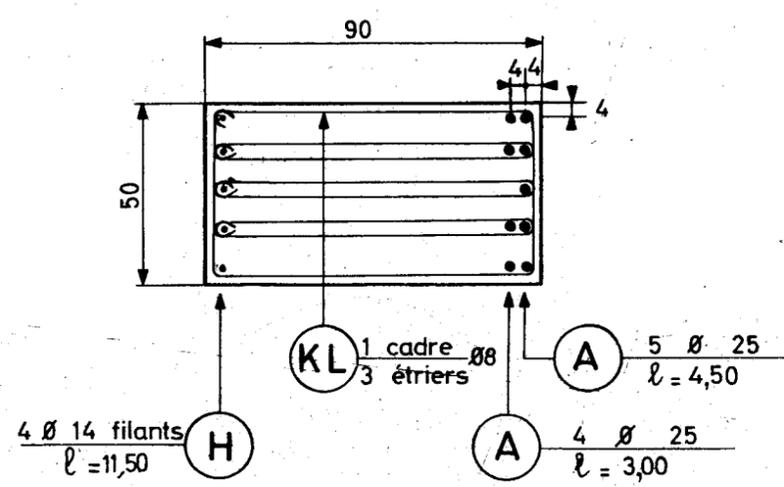


Section 1.1

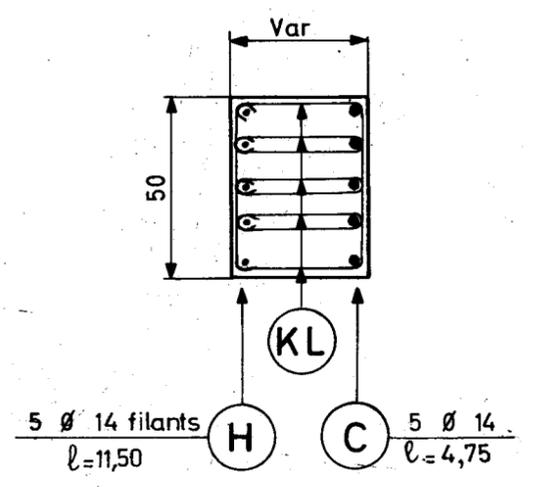


Section 2.2

= SECTIONS TRANSVERSALES =



Section 3.3

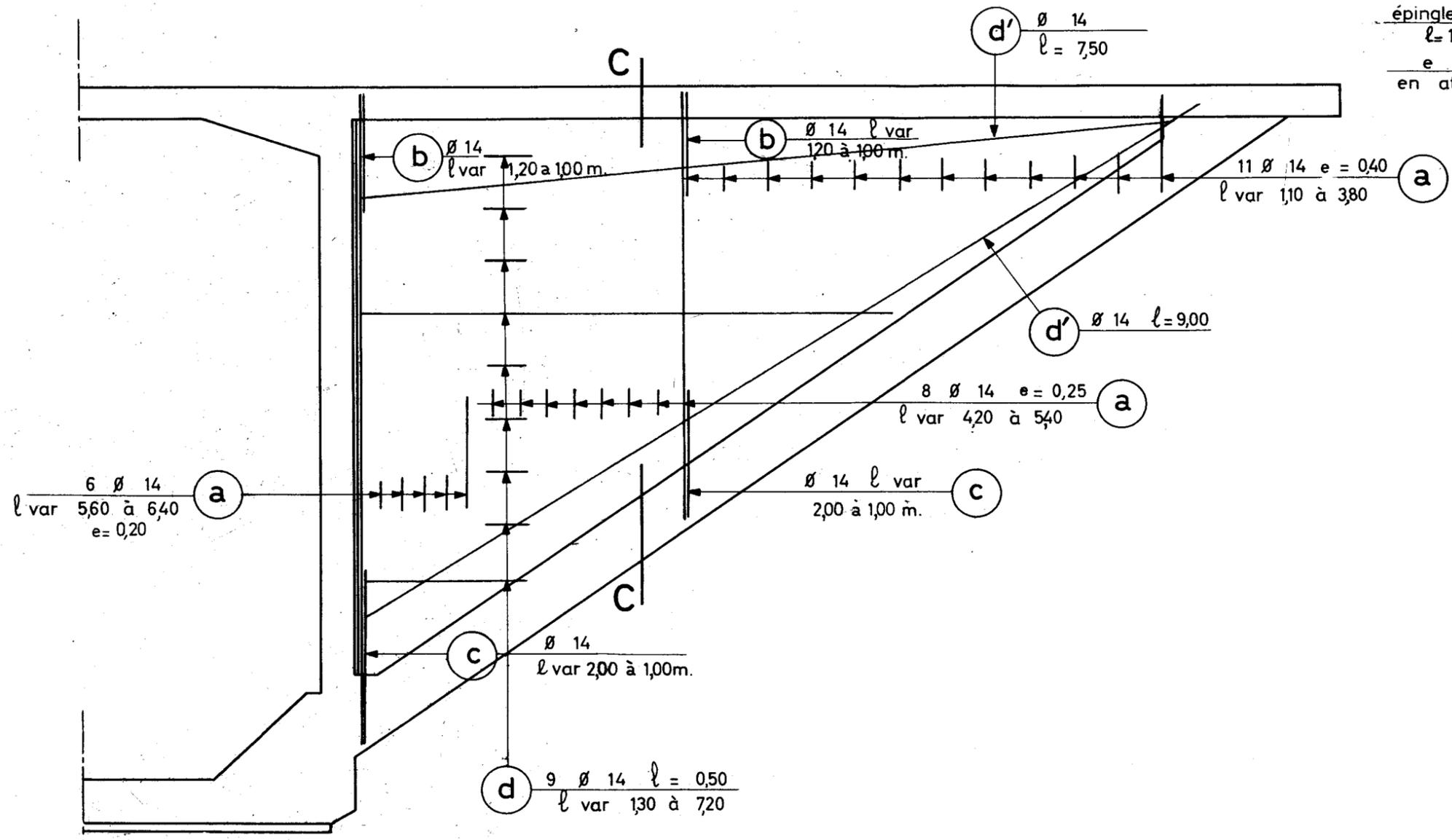


Section 4.4

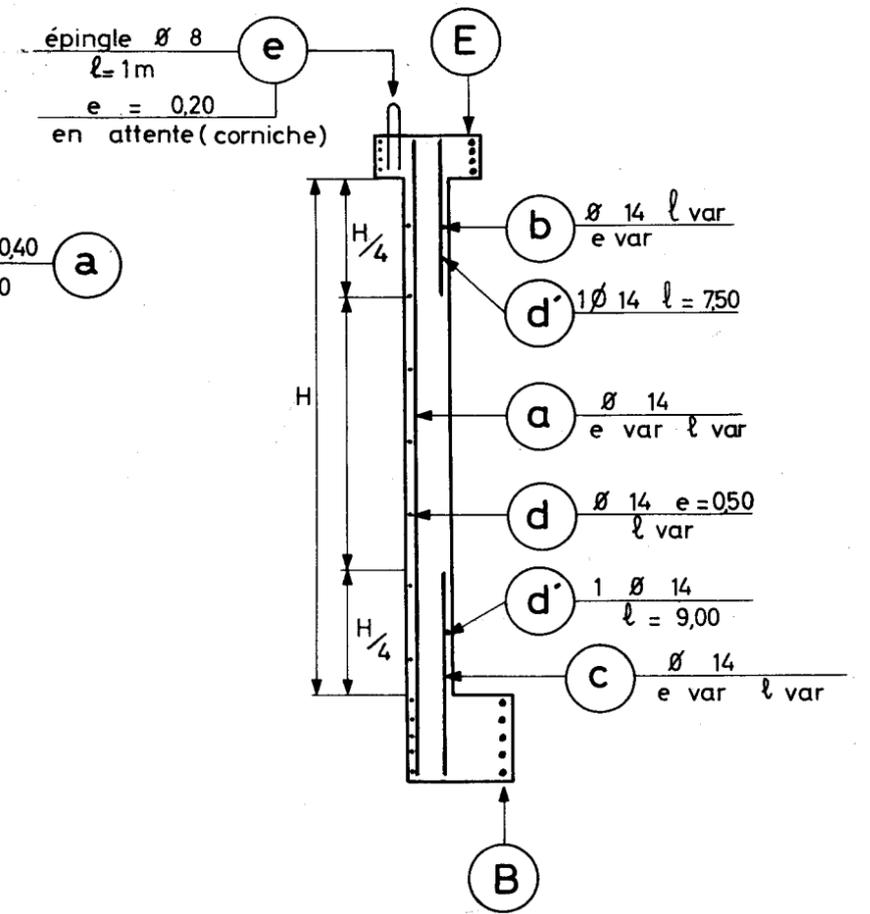
NERVURE INFERIEURE

FERRAILLAGE DES NERVURES

ECHELLE : 1/50



FERRAILLAGE DU VOILE



COUPE C C

ECHELLE : 1/50

METRE DES ARMATURES

Ø et Kg /m	Nomenclature	N ^{bre} barres	Longueur moyenne	Longueur totale m	Poids Kg
Ø 25 HA 3,853 Kg	A	4	3	12	260
	A'	5	4,5	22,5	
	D	4	5,5	22	
	D'	3	3,6	10,8	
Ø 20 HA 2,466 Kg	B	5	4	20	83
	E	4	3,4	13,6	
Ø 14 HA 1,208 Kg	C	5	4,75	23,8	426
	F	4	4	16	
	G	4	10,2	40,8	
	H	5	11,5	57,5	
	a	25	4	100	
	b	23	1,1	25,3	
	c	23	1,5	34,5	
	d	9	4,25	38,2	
	d'	2	8,25	16,5	
Ø 8 HA 0,394 Kg	e	44	1	44	162
	I	30	2,1	63	
	J	60	1,5	90	
	K	34	2,3	78,2	
	L	102	1,3	132,6	
	M	3	0,8	2,4	
				410	
POIDS TOTAL POUR UN MUR DE 11,3 m ³ DE BETON ARME.					931

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\I

Compléments à la note de calcul

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

3.6.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14^e - Tél. 734.37.74.

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

ETUDE DES TASSEMENTS

Si l'exemple de ce sous-dossier 3 devait être construit sur un sol bien déterminé on pourrait procéder à un calcul de tassement selon les critères adoptés dans la pièce 3-2 du dossier FO-CS 64.

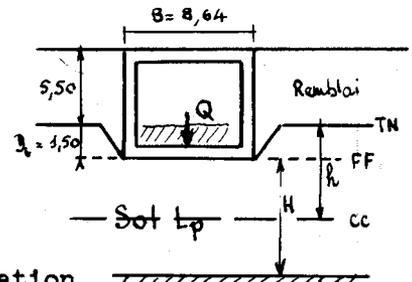
On procéderait de la manière suivante :

1 - Définitions -

Supposons par exemple que le pont cadre soit fondé à $D_f = 1,50$ m de profondeur, sur une couche épaisse de 6 m de limon plastique (sol L_p selon le dossier FO-CS) reposant elle-même sur un substratum non compressible. Admettons les caractéristiques suivantes du sol L_p :

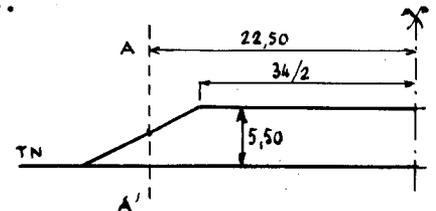
- angle de frottement interne $\varphi = 23^\circ$
- cohésion $C = 5$ t/m²
- pression admissible $\bar{\omega} = 20$ t/m²
- limite de liquidité d'Atterberg $W_L = 40$

- on admet que le poids spécifique non déjaugé γ tant du terrain au-dessus du niveau de la fondation que des remblais encadrant l'ouvrage est égal à 2 t/m³.



On détermine comme suit le plan d'application des charges :

- a) le poids de l'ouvrage et du remblai intérieur par m de radier est $Q = 54$ t/ml. Ces charges prenant la place de 1,50 m de sol en place, le supplément de charge est $Q - \gamma B D_f = 54 - 2 \times 8,64 \times 1,50 = 28$ t/ml, ce qui correspond à une charge par mètre carré de $28/8,64 = 3,2$ t/m².
- b) le poids des remblais extérieurs, épais de 5,50 m. est égal à 11 t/m² en dehors de l'ouvrage. L'ouvrage apparaît donc comme une zone de surcharge négative au milieu de la masse des remblais.
- c) dans le sens transversal, on calculera les tassements au centre de l'ouvrage en supposant les surcharges appliquées sur une largeur de $2 \times 22,50 = 45$ m (largeur entre mi-talus).



d) au total ces suppléments de charge représentent la différence des effets :

- d'une charge de 11 t/m² appliquée sur une bande continue de 45 m de large parallèle à l'autoroute
- d'une charge de $11 - 3,2 = 7,8$ t/m² appliquée sur une bande de 8,64 m de large transversale à l'autoroute

2 - Calcul du tassement de référence au centre de l'ouvrage ; d'après les abaques de la pièce 3.2 du dossier FO-CS :

Bande chargée à 11 t/m²

$$B_1 = 45 \text{ m}$$

$$h = 4,50 \text{ m}$$

$$b_1 = \frac{45}{4,5} = 10$$

$$d_1 = 0$$

$$p_1 = \frac{11 \times 45}{1 \times 4,50^2} = 24,4$$

$$\frac{\Delta H}{H} = 8,8 \% \text{ (Interpolation entre } p = 10 \text{ et } p = 30)$$

Bande chargée à 7,8 t/m²

$$B_2 = 8,64$$

$$h = 4,50$$

$$b_2 = \frac{8,64}{4,5} = 1,92$$

$$d_2 = \frac{1,50}{4,5} = 0,33$$

$$p_2 = \frac{7,8 \times 8,64}{1 \times 4,50^2} = 3,33$$

$$\frac{\Delta H}{H} = 5,8 \%$$

$$\Delta H \text{ résultant} = \frac{3H}{100} = 18 \text{ cm}$$

On vérifie que ce tassement est ¹⁰⁰ sensiblement supérieur au tassement sous le poids du cadre seul.

3 - Calcul des tassements probables

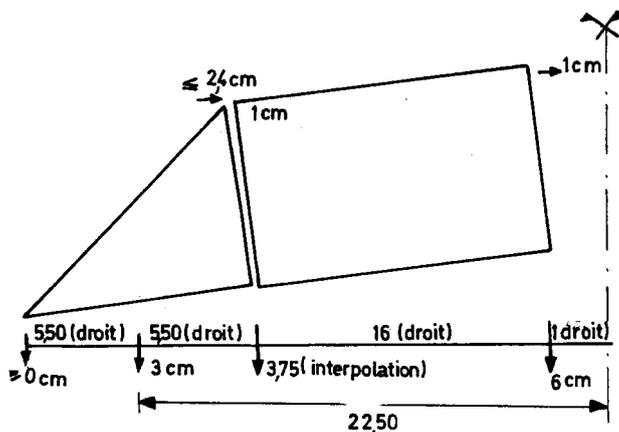
Etant admis qu'il n'y a matière à aucune des corrections définies pages 10 et 11 de la pièce 3.2 du dossier FO-CS, et étant admis que le coefficient réducteur t de régionalisation a pour valeur $\frac{1}{3}$ (cf pièce 3.1 du FO-CS page 6), le tassement probable au centre de l'ouvrage sera égal à $\frac{18}{3} = 6 \text{ cm}$ (compris entre 4,5 et 7,5 cm pour $r = \frac{1}{4}$)

D'autre part, si l'on reprend le calcul du § 2 qui précède, et si l'on admet la proportionnalité du tassement à la charge, on constate en complétant les charges par une symétrie par rapport à AA' qu'à 22,50 m de l'axe le tassement est égal à la demi-différence des tassements (il est en fait au moins égal à cette demi-différence) :

- d'une bande large de 2 x 45 m chargée à 11 t/m² (b = 20, d = 0 et p=48,8)

- d'une bande large de 8,64 m chargée à 7,8 t/m² (b = 1,92, d = 0,33 et p= 3,33)

Pratiquement, le tassement de référence est égal à la moitié du précédent, soit 9 cm, et il en est de même du tassement probable, soit 3 cm.



Le schéma probable des mouvements d'un demi-ouvrage est figuré ci-contre. Le tassement probable du remblai est égal à $\frac{8,8}{100} \times 6 \times \frac{1}{3} = 18$ cm en dehors de l'ouvrage.

4 - Conclusions :

Si les tassements ne sont pas terminés au moment de la construction de la chaussée, l'ouvrage devant tasser beaucoup moins que le remblai d'accès constituera un point dur dans le profil en long.

Il n'y a donc pas lieu de prévoir un reprofilage de chaussée sur l'ouvrage pour rattraper après tassement le niveau des accès. Il n'est de plus, a priori, pas indiqué de construire l'ouvrage avec une surhauteur destinée à compenser les tassements probables, à moins que l'on ne fasse une correction de même nature et de plus grande valeur sur le niveau de construction de la chaussée d'accès (des mesures de tassement après application des remblais permettront d'en décider). D'ailleurs, les mouvements à craindre pour l'ouvrage sont faibles et ne compromettront pas sa pente horizontale.

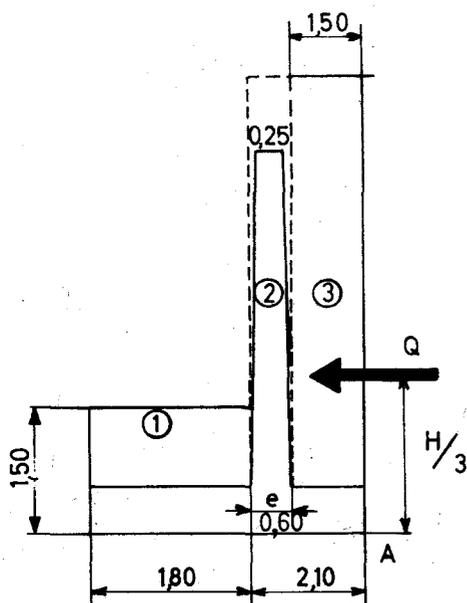
Ce n'est qu'au cas où un gabarit serait à respecter impérativement sous l'ouvrage que l'on réaliserait celui-ci avec une surhauteur de 6 cm dans l'axe, et de 3,75 cm en rive de manière à compenser les tassements probables.

Enfin le jeu probable des joints en tête ne dépassera pas 1,4 cm. Une ouverture de ceux-ci de 5 cm présente une marge suffisante pour garantir qu'il n'y a pas de risque de coincement en tête.

CADRE DE CALCUL DES MURS SUR SEMELLES

Le calcul se fait pour une tranche de 1 m dans sa partie verticale.

1 - Caractéristiques :



- soit h la hauteur réelle du mur en sa partie la plus haute.
- La hauteur H à prendre en compte dans la lecture des abaques est :
 mur en aile $H = h + 0,60 = 7,60 \text{ m}$
 mur en retour $H = h + 1,20 = \checkmark$
- Epaisseur au sommet : $0,25 \text{ m}$
- Fruits 2 et 3 %
- Epaisseur à la base
 $e = 0,238 + 0,048 h \approx 0,60 \text{ m}$ à comparer avec l'épaisseur e_m donnée par l'abaque de la pièce 1.3.3.
- Pression admissible sur le sol de fondation
 $\bar{\omega} = 20 \text{ t/m}^2$
- Largeur de la semelle $S = 3,90 \text{ m}$
 avec $a = 1,80 \text{ m}$
 $b = 2,10 \text{ m}$
- Coefficient de poussée $i = \frac{1}{3}$
- Poids spécifique du sol $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

On pourra en outre dans le calcul des poids et des efforts sur le sol de fondation, ne pas différencier remblai et béton et admettre que l'on a un matériau homogène de densité 2,2. On pourra également admettre que la face avant du mur est verticale :

2 - Vérification de la fondation :

On vérifiera la pression sur le sol de fondation et le coefficient de glissement.

2.1 - Pression :

Elément de calcul	Densité	Forces horizontales	Forces verticales	Bras de levier	Moment par rapport à A
Volume 1	2,2	-	5,94	3,00	17,82
Volume 2 + 3	2,2	-	35,11	1,05	36,87
Poussée	2	19,25	-	2,31 *	44,47
		Q = 19,25	N = 41,05		M _A = 99,16

* $\frac{1}{3}$ de l'écran

d'où les valeurs extrêmes de la pression

$$p = \frac{N}{S} \left(1 \pm 6 \frac{c'}{S} \right) = \left(\frac{t}{m^2} \right) \quad \text{avec} \quad c' = \frac{MA}{N} - \frac{S}{2} = 0,62$$

$$P = \frac{41,05}{3,90} \left(1 \pm 6 \frac{0,62}{3,90} \right) \approx \begin{cases} 20,6 \text{ t/m}^2 \\ 0,5 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

2.2 - Glissement :

En appelant F la fiche du sol, la butée réduite à prendre en compte à l'avant est :

$$B = \frac{\delta F^2}{4i} = \frac{2 \times 15^2}{4/3} = 34t$$

on vérifiera que le glissement $g = \frac{Q-B}{N}$ reste inférieur à $g_0 = \frac{1}{1,3} (C + \bar{\omega} \tan \varphi_0)$

avec

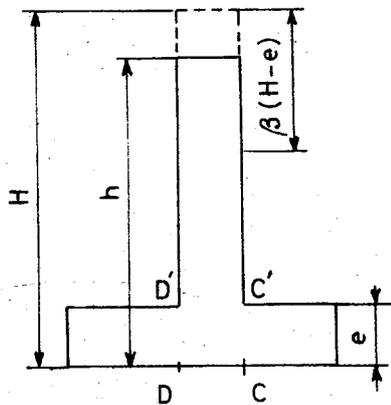
$$\left. \begin{array}{l} (\varphi_0 \text{ angle de frottement interne du sol de fondation} = 23^\circ \\ (C \text{ cohésion du sol} = 5 \text{ t/m}^2 \text{ (sol LP selon dossier FOCS 64)}) \\ (\bar{\omega} \text{ pression maximale exercée sur le sol} = 20 \text{ t/m}^2 \\ (1,3 \text{ coefficient de sécurité}) \end{array} \right\} g_0 = 0,51$$

$$g = \frac{19,25 - 34}{41,05} = 0,39 < g_0$$

Remarque : Généralement on négligera les termes B et C de telle sorte que la résistance au glissement sera surabondante.

3 - Efforts dans le mur :

3.1 - Voile :



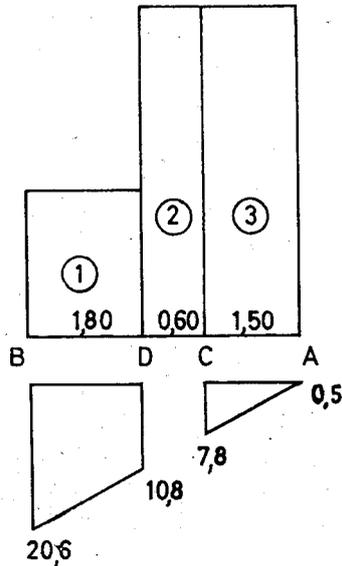
Dans une section à l'abscisse $\beta (H - e)$ comptée à partir du sommet, on a vu en 2.1 que l'expression approchée du moment fléchissant est

$$M\beta = \beta^3 \gamma_i \frac{(H-e)^3}{6}$$

et à la base du mur ($\beta = 1$)

$$M_1 = \gamma_i \frac{(H-e)^3}{6} = 2 \frac{1}{3} \frac{(7,60 - 0,60)^3}{6} = 38,1 \text{ tm}$$

3.2. - Semelles



On calcule les efforts dans la semelle dans les deux sections verticales CC' et DD' en assimilant chaque partie de semelle à une console.

Soit a c d b le diagramme des pressions

sous la semelle, déterminé d'après les valeurs trouvées plus haut en 5.1 (Fondation).

Les forces agissantes sont :

- à l'avant (le poids ① 594 t
- (la réaction du sol égale à l'aire
- (B D d b 28,26 t
- (le poids ③ 25,08 t
- l'arrière (la réaction du sol égale à l'aire
- (A C c a 5,85 t

Les moments aux encastremets CC' et DD' sont la résultante des moments des forces définies ci-dessus.

3.3 - Justification des sections :

Dans les cas courants et sous conditions d'un ferrailage assez divisé (espacement des fers de l'ordre de 10 à 15 cm si possible, 25 au maximum), on ne calculera pas les efforts tranchants vis-à-vis desquels les sections sont généralement surabondantes.

Le tableau ci-dessous résume les calculs et donne les caractéristiques des sections les plus sollicitées (aux encastremets).

Convention de signe - les moments dans la semelle sont comptés positivement s'ils tendent la face inférieure

		EXPRESSION DU MOMENT		UNITES	VOILE	SEMELLE	
						AVANT	ARRIERE
CALCUL DES EFFORTS	<u>Poussée des terres</u>	$M_{C'} = 2 \times \frac{1}{3} \times \frac{(760 - 060)^3}{6}$			38,10		
	<u>Poids des terres et poids propre</u>						
	Avant ①	$M_D = 5,94 \times 090$		tm		- 5,35	
	Arrière ③	$M_C = 25,08 \times 075$					18,81
	<u>Réaction du sol</u>						
	Avant	$M_D = 28,26 \times 080$				22,61	
Arrière	$M_C = 5,85 \times 050$					- 2,93	
TOTAL				tm	38,10	17,26	15,88
SECTIONS	<u>Caractéristiques des Sections</u>	ACIER	ω'	cm ²	28,56	28,56	14,04
			$d' = 4 \text{ cm}$	cm	soit 6 Ø 25 p.m (= 29,45 cm ²)	6 Ø 25 p.m	3 Ø 14 + 3 Ø 20
	BETON	h_t	cm	60	60	60	
		y	cm	27,1	27,1	17,6	
		z	cm	47	47	50,1	
	<u>Moments Résistants</u>	ACIER	M_a	tm	36,9	36,9	19,7
BETON		M_b	tm	76,4	76,4	52,9	

$$\bar{\sigma}'_{en} = 4000 \text{ bars pour } \phi > 20, \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 120 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{en} = 2200 \text{ bars pour } \phi \leq 20, \bar{\sigma}'_a = 2666 \text{ bars}$$

CADRE DE CALCUL DES MURS SUSPENDUS

Calcul des sections à l'encastrement :

- Caractéristiques des sections

	(ω')	cm ²	(donné en fonction des dimensions des nervures par les abaques 1.3.4)
Acier	(χ)	cm	périmètre de l'acier employé
	(d')	cm	distance de l'axe des aciers au parement = 6 cm
	(b_1)	cm	épaisseur de la nervure : c'est-à-dire 50 nervure inférieure E3 nervure supérieure
	(h_t)	cm	largeur de la nervure : c'est-à-dire b nervure inférieure a nervure supérieure
Béton	(y)	cm	largeur de béton comprimé y est solution de l'équation
			$\frac{b_1 y^2}{2} - m \omega' (h_t - d' - y) = 0$
	(Z)	cm	bras de levier $Z = h_t - d' - \frac{y}{3}$

- Moments résistants

Acier $M_a = \overline{\sigma}_a' \omega' Z$ avec $\overline{\sigma}_a' = 21 \text{ kg/mm}^2$ nervure supérieure (1)
 $\overline{\sigma}_a' = 26 \text{ kg/mm}^2$ nervure inférieure (3)

Béton $M_b = \frac{1}{2} \overline{\sigma}_b y b_1 Z$ avec $\overline{\sigma}_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ ($\overline{\sigma}_b = 5,7 \text{ kg/cm}^2$)

- Efforts tranchants résistants

Acier : adhérence = $\tau \chi Z$ avec $\tau = 17 \text{ kg/cm}^2$ ($3 \overline{\sigma}_b'$)

Béton : cisaillement = $t b_1 Z$ avec $t = 10 \text{ kg/cm}^2$ nervure supérieure (2)
 $t = 13 \text{ kg/cm}^2$ nervure inférieure (4)
 ($2,3 \overline{\sigma}_b'$)

Abscisse comptée horizontalement à partir de A'				Nervure supérieure		Nervure inférieure	
				T _t	M _{tm}	T _t	M _{tm}
Efforts	8,40 (encastrement)			17,5	41	27,5	76
Caractéristiques des sections	Acier	ω'	cm ²	3436 (7Ø25) 6 (2 nappes d'armatures)		4418 (9Ø25) 6 (2 nappes d'armatures)	
	Béton	b ₁	cm	34		50	
		h _t	cm	83		90	
		y	cm	35,5		35,7	
	z	cm	65,2		72,1		
Moments résistants	Acier	M _a	tm	X		X	
	Béton	M _b	tm				
Efforts tranchants résistants	Acier	Adhérence	t	60,9	X		86,6
	Béton	cisail t	t	22,2 (2)			46,8 (4)

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES INFERIEURS

EN CADRE FERME DE BETON ARME

PI.CF.67

MODELE D'APPLICATION PI 1680\1

Avant métré

Ce document est propriété de
l'Administration et ne peut être
utilisé ou reproduit, même par-
tiellement, sans l'autorisation du
Service Spécial des Autoroutes.

3.7

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B P 235

Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14^e - Tél. 734.37.74

A. LENOIR

Ingénieur T.P.E.
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY

Ingénieur P.C

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

15 NOVEMBRE 1966 / 71

AVANT-METRE
(2 demi-ouvrages autoroutiers)

	ELEMENT D'OUVRAGE	U	QUANTITES		
			CADRES + ELE- MENTS ANNEXES	4 MURS EN AILE	4 MURS EN RETOUR
1	Terrassements	}			
2	Chaussée				
3	Chape	m2	275	-	-
4	Béton de propreté	m3	29	8	-
5	Béton pour béton armé	m3			
	Cadres		380	-	-
	Masques sur semelle		15	-	-
	Murs		-	105	45
6	Coffrages	m2			
	Cadres		1 230	-	-
	Masques		60	-	-
	Murs		-	350	280
7	Parements vus	m2			
	Coffrages ordinaires rabotés*		650	140	110
	Parements fins		30	40	30
8	Aciers pour béton armé	t			
	H.A				
) Ø 25		-)	1)	1,1)
) Ø 20		25,6)	1,1)	0,4)
) Ø 14		16,4)	1,5)	1,6)
	Adx				
) Ø 10		1,2)))
) Ø 8		0,1)	0,4)	0,7)
				4,0)	3,8)
9	Garde-corps	t	0,45	-	1
10	Glissières de sareté	m	60	-	40
11	Grille centrale	m2	17	-	-
12	JointS verticaux	m			
	- entre cadres et masques		29	-	-
	- entre cadres et murs		-	28	20
13	Surfaces traitées au goudron	m2	385	135	135
14	Gargouilles	u	2	-	-
15	Barbacanes	u	16	-	-

* cf. pièce 31 page 5.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART - B

7^{ème} Arrondissement

MISE A JOUR N° 1 DU DOSSIER-PILOTE PICF 67

Cette mise à jour concerne le dimensionnement des ouvrages. Nous avons pu établir, à partir des nombreuses notes de calcul électronique PICF réalisées depuis la mise en service du programme, des abaques qui doivent remplacer et par conséquent annuler le paragraphe 1.2 de la pièce 1.2 "IMPLANTATION ET DIMENSIONNEMENT DU CADRE".

Ce paragraphe a été entièrement réécrit, et se trouve ici en pages 2, 3 et 4.

Les abaques proprement dits sont à l'intérieur de la présente chemise ; on trouvera également, sur feuille séparée, des papillons de mise à jour à découper et coller sur la couverture de la pièce 1.2 d'une part, au droit du paragraphe concerné de cette pièce (§ 1.2) d'autre part, ainsi que sur la couverture générale du dossier-pilote.

Nous avons également placé sur cette même feuille une nouvelle liste des pièces contenues dans le dossier-pilote, rédigée de façon à permettre un rappel facile des mises à jour présente et futures.

Cette chemise, avec les abaques qu'elle contient, est à classer en tête des pièces du dossier-pilote.

1.2 - Épaisseurs des traverses et des piédroits.

On trouvera par ailleurs l'exposé de la méthode suivie par le programme pour optimiser ces valeurs, à partir de valeurs initiales introduites comme données. Grâce à cette optimisation, on peut partir de valeurs quelconques pour E1, E2 et E3.

Toutefois, le temps et le coût du calcul sont fonctions croissantes de l'écart existant entre ces valeurs initiales et les valeurs finales (sauf dans le cas où la valeur donnée est supérieure à la valeur optimisée, c'est-à-dire strictement nécessaire, cas auquel cette valeur donnée est conservée); il faut donc rechercher des valeurs de départ proches de valeurs optimales, soit légèrement inférieures (il y aura optimisation), soit légèrement supérieures (le dimensionnement sera légèrement surabondant au point de vue du béton, il reste économique sur le plan du coût total).

Les très nombreuses exploitations du programme PIGF (plus de 800 à fin 1970) nous ont fourni un important matériel statistique quant aux épaisseurs optimisées, à partir duquel des abaques ont été établis.

Ils permettent un prédimensionnement :

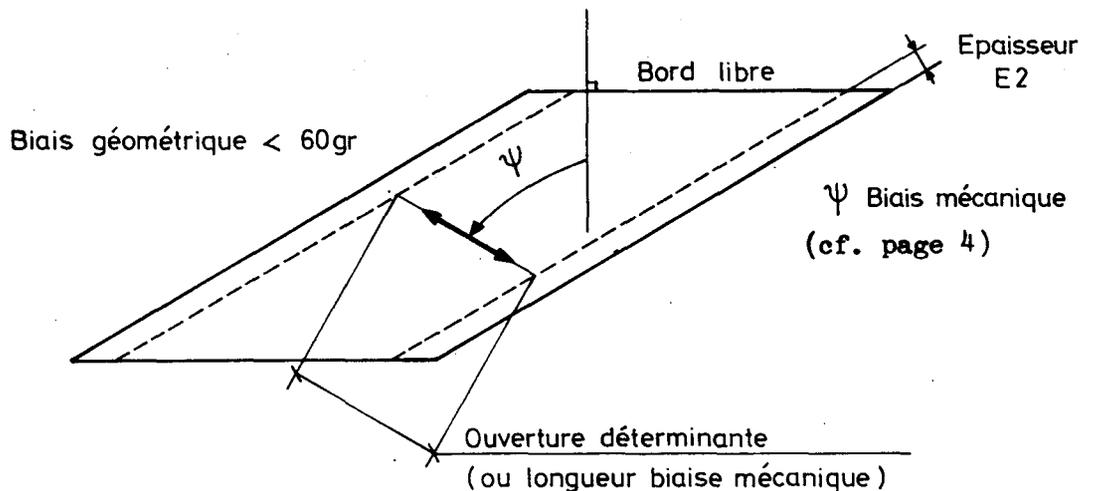
- de l'épaisseur de la traverse inférieure (E1) en fonction de l'ouverture biaise et du paramètre ESOL
- de l'épaisseur du piédroit (E2) en fonction des mêmes paramètres
- de l'épaisseur de la traverse supérieure (E3) en fonction de l'ouverture et de l'épaisseur des piédroits, c'est-à-dire en définitive en fonction de l'ouverture et de ESOL.

Ces abaques sont valables pour les dispositions les plus courantes relatives aux autres paramètres, c'est-à-dire essentiellement pour des ouvrages droits ou peu biais, ne portant que peu ou pas de remblai sur la traverse supérieure, dont l'ouverture est supérieure à la hauteur, et pour une contrainte maximale pondérée du béton en flexion voisine de 135 bars.

Dans les autres cas, on pourra néanmoins utiliser les abaques, au prix des corrections suivantes :

Cas d'un remblai important : on estime d'abord les valeurs qui seraient suffisantes si le remblai n'existait pas (au moyen des abaques), soit E_{10} (E_{10} , E_{20} , et E_{30}); on ajoute ensuite à chacune d'entre elles une épaisseur supplémentaire $\Delta E_1 = E_{10} \left[\sqrt{1 + \frac{Hl^2}{2000 E_{10}^2}} - 1 \right]$, formule approximative dans laquelle H désigne l'épaisseur de remblai et l l'ouverture de l'ouvrage (en mètres), et dans laquelle E_{10} est exprimé également en mètres.

Cas d'ouvrages de biais prononcé : en principe, ce cas n'est pas du ressort du dossier-pilote et du programme PICF actuel, qui ne traitent pas les ouvrages de biais prononcé. Cependant, on pourra se référer utilement au sous-dossier 5 du dossier-pilote PIPO, qui traite des portiques de biais prononcé, et s'inspirer de son contenu. La méthode préconisée pour le calcul de semblables ouvrages est basée sur l'utilisation du programme M.R.B. appliqué à une dalle biaise dont, par le choix des appuis, le comportement sous charge est approximativement le même que celui de la traverse supérieure (ou inférieure) de l'ouvrage réel. Pour le dimensionnement de ce dernier, qui reste à faire avant d'appliquer le programme M.R.B., on peut se servir des abaques que nous présentons ici: au lieu d'introduire en abscisse la longueur biaise réelle de l'ouvrage, il suffit de prendre l'ouverture déterminante, dont la définition est rappelée à la figure ci-dessous, et de majorer les épaisseurs trouvées de 5 centimètres environ (les ferrailages de ces ouvrages sont généralement plus compliqués que ceux du pont-cadre droit ou peu biais, et l'on a intérêt à épaissir légèrement les éléments pour en diminuer le taux de ferrailage).



Pont-cadre biais vu par dessus

Cas d'ouvrages de hauteur supérieure à l'ouverture : dans ce cas peu fréquent et médiocre sur le plan esthétique, on ne pourra pas utiliser les abaques donnant le dimensionnement de l'épaisseur du piedroit et de la traverse supérieure. Il est possible d'utiliser l'abaque donnant le dimensionnement de la traverse inférieure. L'utilisateur pourra entrer en relation avec le gestionnaire du programme afin de déterminer un prédimensionnement.

Cas d'ouvrages pour lesquels on prévoit de faire travailler le béton à une contrainte maximale supérieure à la valeur habituellement choisie (135 bar environ) : ce sont des ouvrages pour lesquels une contrainte plus sévère de gabarit oblige à rechercher une épaisseur minimale de la traverse supérieure. On peut en effet écrire approximativement :

$$\frac{E_3 - d}{E_{30} - d} = \lambda \times \frac{1 + 1,4 \lambda}{2,4} \quad \text{où } \lambda = \frac{135}{\sigma_{bf}} \quad \text{est le rapport}$$

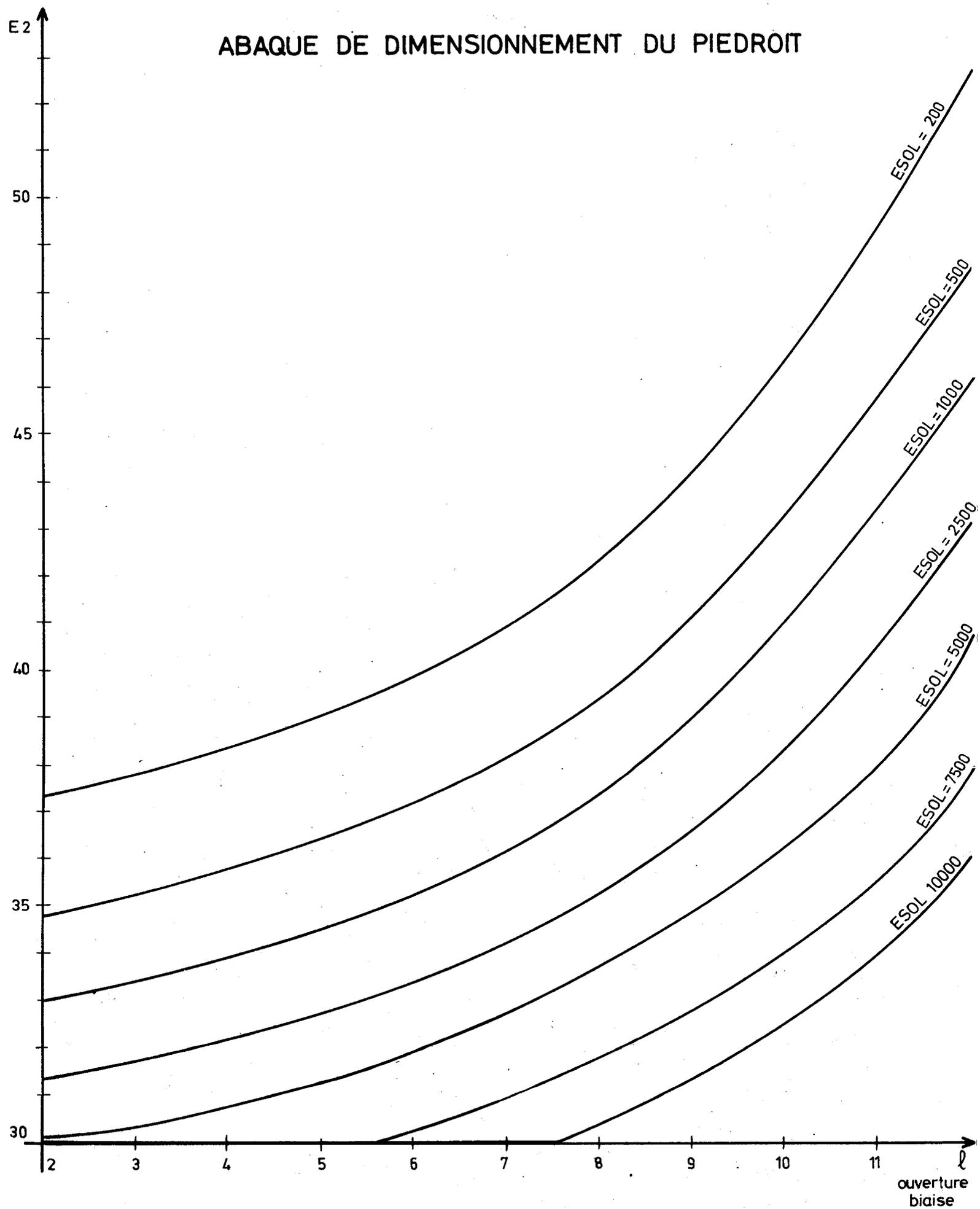
de la contrainte maximale standard (135 bar) de compression du béton en flexion à la contrainte maximale choisie pour cet ouvrage ($\sigma_{bf} > 135$); E - d désignant la hauteur utile de la section. Cette formule permet de corriger la valeur de E3 trouvée dans l'abaque, pour tenir compte d'un taux de travail différent de celui habituellement employé.

- Définition du biais mécanique.

Les formules empiriques suivantes donnent le biais mécanique ψ en fonction du rapport η de l'ouverture droite à la largeur droite et du biais géométrique φ (ces formules sont tirées des dossiers-pilotes PSI-DA 68 pièce 2.1 § 2.2.1 et PSI-DP 69 pièce 2.1 § 2.2.2) :

si $\eta \leq 0,5$	$\psi = \varphi$
si $0,5 < \eta < 2,7$	$\psi = \varphi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \varphi)$
si $\eta \geq 2,7$	$\psi = 100 \text{ grades}$

ABAUUE DE DIMENSIONNEMENT DU PIEDROIT



cm
E1

ABaque DE DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE INFERIEURE

Conditions d'utilisation

- pas de remblai sur la traverse supérieure.
- biais > 70 gr
- hauteur libre $<$ ouverture biaise.

50

45

40

35

30

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

m

ouverture
biaise

ESOL = 200

ESOL = 500

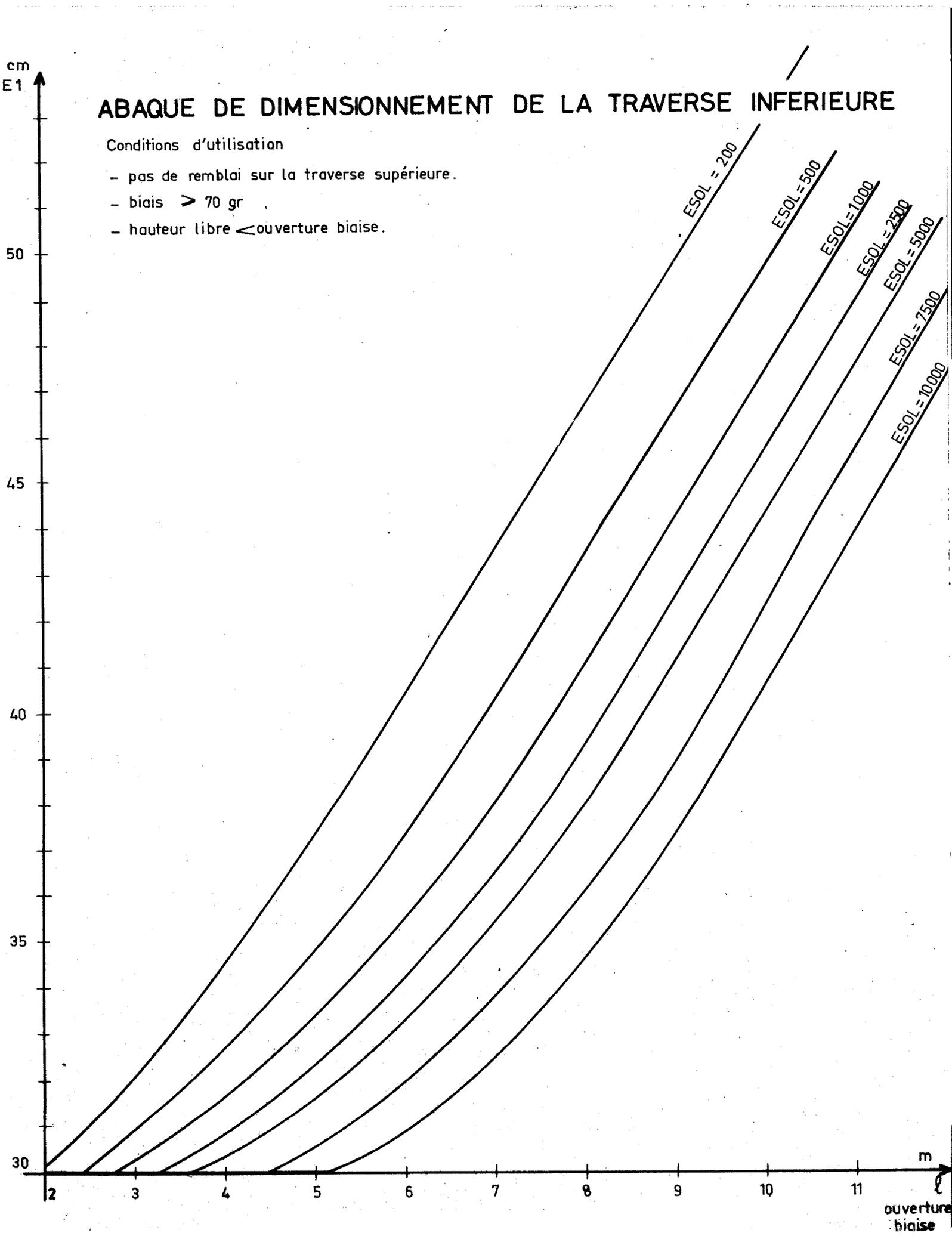
ESOL = 1000

ESOL = 2500

ESOL = 5000

ESOL = 7500

ESOL = 10000



MISE A JOUR N° 1 DU DOSSIER-PILOTE PICF 67

(Octobre 1971)

à découper et à coller au droit du paragraphe 1.2 (épaisseurs des traverses et piédroits) de la pièce 1.2	→	PARAGRAPHE PÉRIMÉ se reporter à la mise à jour n° 1 (Oct. 71)
à découper et à coller sur la couverture de la pièce 1.2	→	AVEC MISE A JOUR n° 1 (Oct. 71)
à découper et coller sur la couverture générale du dossier-pilote	→	MISE A JOUR EN OCT. 1971 (abaques de dimensionnement)

à découper et à coller à la place du bordereau actuel, au verso de la couverture du dossier

<u>BORDEREAU DES PIECES</u>	Mise à jour n° 1 Oct. 1971	Mise à jour N°2	Mise à jour N°3	Mise à jour N°4
I - <u>PIECES PILOTES</u>				
1.1.1 - Notice				
1.1.2 - Morphologie d'ensemble - Applications particulières				
1.2 - Implantation et dimensionnement du cadre	x			
1.3.1 - Choix et implantation des murs de têtes				
1.3.2 - Dispositions des têtes				
1.3.3 - Calcul des têtes et cadre de calcul				
1.3.4 - Abaques : murs en retour suspendus				
1.3.5 - Abaques : murs en aile sur semelle				
1.4 - Calcul d'une section rectangulaire en béton armé				
II - <u>CALCUL AUTOMATIQUE</u>				
2.1 - Présentation du calcul				
2.2 - Détermination de QSUP et QDT				
2.3 - Bordereau des données				
2.4 - Note de calcul commentée				
2.5 - Méthode de calcul				
* 2.6 - Dessin automatique				
III - <u>Modèle d'application 1 680\I</u>				
3.1 - Notice				
3.2 - Elévation et plan				
3.3 - Coffrage du cadre				
3.4 - Ferrailage du cadre				
3.5.1 - Murs en aile : coffrage et ferrailage				
3.5.2 - Murs en retour : coffrage et ferrailage				
3.6.1 - Note de calcul (p.m. cf pièce 24)				
3.6.2 - Compléments à la note de calcul (Bordereau des données et calcul des murs)				
3.7 - Avant-métré				

* sera fourni ultérieurement.