

**automatisation
des ponts-dalles
d'inertie variable
en béton
précontraint
programme M.C.P**

MCP 70

MANUEL D'UTILISATION

service
d'études
techniques des
routes et
autoroutes

**setra
doa b**

92 bagneux

PROGRAMME DE CALCUL AUTOMATIQUE M.C.P.

MANUEL D'UTILISATION

M.C.P. 70

En attendant la mise au point d'un dossier-pilote concernant le programme M.C.P., automatisation des ponts dalles d'inertie variable par la Méthode du câble Concordant construit par Points, le présent manuel d'utilisation a pour but d'exposer le domaine d'emploi et les possibilités du programme de calcul automatique, de guider tout utilisateur éventuel qui en ferait la demande dans l'établissement des paramètres à introduire au bordereau des données, et de fournir toutes précisions utiles sur la consistance des résultats imprimés dans la note de calcul et sur la manière de les exploiter.

Le programme de calcul automatique M.C.P. est l'aboutissement de plusieurs années de recherches, d'études et de tests auxquels ont collaboré notamment Messieurs GERBAULT et MOLLARD, Ingénieurs des Ponts et Chaussées, puis Monsieur TOURNERIE, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Le manuel d'utilisation M.C.P. 70 a été essentiellement établi, sous l'autorité de Messieurs M. HUET, Directeur du S.E.T.R.A., H. MATHIEU, Chef de la D.O.A.-B et G. MONNERET, I.C.P.C., par Messieurs TOURNERIE, I.P.C. et A. DENIS, I.T.P.E., qui en assure en outre la gestion.

Tous renseignements complémentaires concernant le présent fascicule et le programme M.C.P., peuvent être obtenus à l'adresse suivante :

S.E.T.R.A. - DOA/B, 6ème Arrondissement - B.P. 100

92 - B A G N E U X -

Téléphone : 655 - 42 - 42 (Monsieur DENIS)

**automatisation
des ponts-dalles
d'inertie variable
en béton
précontraint
programme M.C.P**

MCP 70

MANUEL D'UTILISATION

service
d'études
techniques des
routes et
autoroutes

**setra
doa b**

92 bagneux

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

AUTOMATISATION DES PONTS - DALLES
D'INERTIE VARIABLE EN BÉTON PRÉCONTRAIT

MCP 70

MANUEL D'UTILISATION

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant autorisé.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46, Avenue Aristide BRIAND, 46
B.P. 100 92 - BAGNEUX Tél: 655.42.42

A. DENIS

Ingénieur T.P.E. Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

G. TOURNERIE

Ingénieur des P. et Ch.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingénieur Général

AVRIL 1971

TABLE DES MATIERES

TEXTE

	Pages
PREAMBULE.....	2 (couverture)
CHAPITRE 1 - OBJET, CONSISTANCE ET USAGE DU PROGRAMME.....	3
CHAPITRE 2 - PRESENTATION DE LA METHODE M.C.P.....	11
CHAPITRE 3 - PRESENTATION DES DONNEES AVEC COMMENTAIRES.....	43
CHAPITRE 4 - ANALYSE DES RESULTATS - (Suite 1) - CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX.....	73
CHAPITRE 5 - ANALYSE DES RESULTATS - (Suite 2) - DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTES	97
CHAPITRE 6 - ANALYSE DES RESULTATS - (Suite 3) - VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTES.....	111
CHAPITRE 7 - ANALYSE DES RESULTATS - (Suite 4) - MOMENTS TRANSVERSAUX, MOMENTS PRINCIPAUX - DEFORMATIONS	135
CHAPITRE 8 - EXPLOITATION DES RESULTATS	163

ANNEXES

Les chapitres 4, 5, 6 et 7 ont été illustrés de la reproduction d'extraits d'une note de calcul M.C.P. accompagnés de commentaires appropriés.

- l'ANNEXE 1 : définit les caractéristiques de l'exemple d'application ainsi traité et illustre les résultats du calcul (tracé du câble moyen).
- ANNEXE 2 : Bordereau des données de l'exemple, rempli.
- ANNEXE 3 : Note de calcul commentée (extraits)
- ANNEXE 4 : Cadre de la lettre de commande et calque du bordereau des données.

CHAPITRE 1 - OBJET, CONSISTANCE ET USAGE DU PROGRAMME

Le programme de calcul automatique M.C.P. s'applique normalement aux ponts-dalles continus de béton précontraint de biais mécanique modéré (100 à 60 grades). La structure est d'épaisseur constante ou variable, pleine ou élégiée, et elle comporte éventuellement de larges encorbellements en coupe transversale.

1.1 - Documents du S.E.T.R.A. en rapport avec M.C.P.

=====

M.C.P. réalise, dans le domaine d'application résumé ci-dessus, la synthèse d'un certain nombre d'études faites par le S.E.T.R.A. sur les ponts-dalles. Il est donc souhaitable que l'utilisateur dispose, à l'appui du manuel d'utilisation, des documents ci-après, qui ont déjà été largement diffusés par la D.O.A. de l'ex-SSA, puis par la D.O.A.-B du S.E.T.R.A. :

- le dossier pilote C.E.D. 66, } En outre, dans l'attente d'une réédition
 - le dossier pilote PSI-DE 67, } prochaine, des tirages héliographiques
 - le dossier pilote PSI-DP 69. } du document type "calcul des ponts dalles
- à larges encorbellements" peuvent être
adressés sur simple demande.

1.2 - Structure du programme

=====

Le programme M.C.P. comporte quatre suites dont la description illustre la nature et l'étendue des calculs effectués :

suite 1 - Calcul des efforts longitudinaux

Cette première partie du programme reprend, adapte et complète les méthodes de calcul développées dans le dossier pilote et le programme de calcul automatique C.E.D. 66 .

suite 2 - Dimensionnement de la précontrainte

Cette seconde suite est l'automatisation de la méthode dite du "câble concordant construit par points" développée dans le dossier pilote PSI-DE 67; elle aboutit au tracé du câble moyen filant qui répond aux conditions mécaniques imposées et respecte les couvertures minimales.

suite 3 - Vérification de la précontrainte

Cette troisième suite est systématiquement effectuée lorsqu'un dimensionnement de la précontrainte a été demandé, mais sa particularité réside dans le fait qu'elle peut être utilisée directement, après le calcul des efforts longitudinaux, en vue de la vérification d'un câblage introduit par points.

Afin de tirer le parti maximum de cette disposition, nous avons conféré au programme vérificateur une généralité plus grande que celle du programme de dimensionnement qui fait l'objet de la suite 2, en lui permettant aussi la vérification d'une précontrainte réalisée par câbles non filants. Le nombre de "câbles moyens" ainsi introduits ne doit pas excéder 7.

suite 4 - Calcul des moments transversaux et des moments principaux

Au cours de cette dernière suite, le programme réalise le calcul des moments transversaux, et, en fonction des valeurs du coefficient de POISSON indiquées en données, détermine les valeurs des moments principaux dans toutes les configurations transversales des structures qui sont du domaine d'emploi du programme M.C.P.

D'autre part, le programme étudie également les déformations de la structure entre les phases de construction de l'ouvrage, les lignes d'influence de la flèche au milieu de chaque travée, et les effets de dénivellations des appuis.

1.3 - Règlements appliqués

=====

- fascicule 61 titre II - Programmes de surcharges et épreuves des ponts-routes (édition 1960) ;

- Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint (circulaire n° 44 du 12 Août 1965).

1.4 - Conditions normales d'utilisation du programme M.C.P.

=====

Le programme de calcul automatique M.C.P. s'applique normalement aux ponts-dalles continus de béton précontraint, de biais mécanique modéré. La structure est d'épaisseur constante ou variable, pleine ou élégiée, et elle comporte éventuellement de larges encorbellements en coupe transversale.

1.4.1 - Portée de l'ouvrage et nombre de travées

Le programme M.C.P. peut être appliqué à des ouvrages continus, comportant 6 travées au plus et dont la longueur totale biaise est inférieure à 415 mètres (abouts non compris), sous réserve du § 1.5.3. pour les grandes longueurs.

1.4.2 - Biais

En principe, comme il a déjà été dit, le programme M.C.P. convient aussi aux ouvrages de biais modéré, à condition que les lignes d'appuis soient parallèles. Si l'ouvrage devait présenter un biais mécanique* de moins de 60 grades, l'utilisateur devrait prendre contact avec l'ingénieur gestionnaire avec qui serait étudiée l'opportunité de l'usage du programme MRB-BP 70 dont le dossier pilote vient d'être édité.

* pour définition du biais mécanique voir § 2.3.1.1.

1.4.3 - Encorbellements

En principe, le programme peut analyser l'incidence d'encorbellements dont la portée droite est inférieure ou au plus égale à $2,50 \text{ m} + \text{ETROT}$, ETROT étant la largeur droite du trottoir supporté par l'encorbellement.

D'un point de vue pratique, il convient néanmoins de s'assurer que les dispositions retenues satisfont aux deux conditions ci-après :

- la largeur de la nervure (dalle centrale) est supérieure ou égale à la moitié de largeur utile du tablier;
- la largeur droite de chaque encorbellement n'excède pas le 1/10ème de la portée déterminante biaise (une limite plus élevée pouvant toutefois être admise pour les ponts dalles, sans toutefois dépasser le 1/5 ème).

Compte tenu de la première condition, ce n'est que pour des ouvrages de plus de 14 mètres de largeur utile que l'on pourrait rencontrer des encorbellements symétriques d'une largeur droite supérieure à 3,50 m. L'expérience montre que, lorsqu'on maintient le choix d'une structure élancée, il est en général préférable d'adopter une dalle multi-nervurée ou une dalle élégie, si toutefois son épaisseur s'y prête, ainsi que le biais de l'ouvrage.

1.4.4 - Elégissements (cf. dossier-pilote PSI-DE 67)

Il convient tout d'abord de rappeler que le programme M.C.P. est l'automatisation, dans les suites 2 et 3, des calculs développés dans le dossier pilote PSI-DE 67 (pièce 1.6 essentiellement).

Ceci a pour conséquence immédiate d'appliquer au programme M.C.P., pour le cas d'espèce, le domaine et les conditions d'emploi de la structure type PSI-DE.

Toutefois, et compte tenu de l'expérience acquise, le taux limite d'élégissements, lorsque la dalle comporte de larges encorbellements, peut être porté à 30% de l'aire de la dalle rectangulaire équivalente - ce taux, cf définitions des pages 76 et 77, étant calculé en tenant compte à la fois des vides intérieurs et extérieurs situés sur l'emprise de la dalle équivalente. Il conviendra toutefois de s'assurer que le câblage est techniquement réalisable, c'est-à-dire que les câbles, groupés en paquets, respectent les conditions de la note n° 66-1 du S.E.T.R.A. - DOA/A (ex. S.C.E.T.) qu'on trouve aussi au C.P.S. type (§ 3.05,42)

1.4.5 - Largeur du tablier

A l'exception des encorbellements, le programme n'impose aucune autre limitation précise des caractéristiques transversales du tablier; on notera toutefois que si la largeur utile du tablier dépasse 14 mètres, il y a lieu de prêter une attention particulière au nombre et à la disposition des surcharges du type Bc lors de la recherche des moments transversaux maxima (voir remarque au § 7.4.4.).

1.4.6 - Elancement

Dans sa deuxième suite, le programme M.C.P. est un programme d'optimisation partielle (réalisant une détermination automatique du tracé des armatures de précontrainte, la géométrie de la dalle étant donnée) ou totale (recherche d'une épaisseur minimale). Quelle que soit l'option envisagée, on s'efforcera de respecter *les règles d'élacement courantes* (sauf précédent dûment constaté) même si on a en vue un dimensionnement en hauteur minimale; on évitera ainsi de trop nombreuses itérations allongeant inutilement la durée d'occupation de l'ordinateur.

1.5 - Conditions exceptionnelles d'utilisation du programme

=====

Tout programme de calcul automatique peut s'accomoder de données qui ne relèvent pas des conditions normales d'utilisation; les possibilités d'extension de son domaine d'emploi qui en résultent peuvent être mises à profit, en collaboration avec l'Ingénieur gestionnaire, pour le dégrossissage ou le contrôle de projets d'ouvrages d'art *spéciaux*; on peut plus particulièrement envisager trois possibilités.

1.5.1 - Travée indépendante

Il n'a pas pas été prévu, en l'état actuel du programme, d'automatisation du tracé du câble moyen sur des ouvrages isostatiques. Outre le calcul des efforts, le programme indiquera l'effort de précontrainte à envisager en fonction d'une tension moyenne des câbles indiquée au bordereau et il donnera les limites supérieure et inférieure du fuseau résultant dans chaque section; sur la base de ces premiers résultats, il sera alors possible de définir le tracé du câble moyen qu'un nouveau passage par accès direct dans la suite 3 "vérification de la précontrainte" permettra de justifier.

Bien souvent d'ailleurs, pour de tels ouvrages, la justification en phase provisoire (mise en tension des armatures) constitue à elle seule un critère de dimensionnement de la hauteur à donner à la structure, à moins que l'on ne prévoie des câbles arrêtés en travée dont la suite 3 permet de justifier les caractéristiques.

1.5.2 - Ouvrages spéciaux, bordereau des données

Par le jeu des coefficients correctifs de répartition transversale qu'il est possible d'imposer au calcul, ainsi que le choix possible des paramètres d'anisotropie, on peut obtenir par M.C.P. un dimensionnement de la précontrainte, d'un degré de précision acceptable, pour un ouvrage non type qui ne soit pas obligatoirement un pont-dalle. Les possibilités ainsi offertes sont multiples :

- calcul des ponts à poutres sous chaussée (poutres à talon également);
- calcul des ponts-dalles à plusieurs nervures

- calcul des caissons, mono ou multi-cellulaires.

Bien entendu, pour de tels ouvrages, le calcul correct des moments transversaux ne peut être effectué par M.C.P.

1.5.3 - Franchissements importants

Pour des franchissements importants, la précontrainte par câbles filants est à exclure soit en raison des longueurs de câbles prévues ($l > 120$ m) soit en raison de considérations économiques ou mécaniques, les armatures de précontrainte n'étant pas alors utilisées au mieux de leurs possibilités.

Dans de tels cas il s'impose d'introduire des "arrêts de câbles". Pour cela, les suites 2 et 3 du programme seront effectuées tout d'abord comme à l'ordinaire. Or il a été introduit dans la suite 2 du programme une "tension plancher" égale à la moitié de la contrainte de rupture garantie des armatures de précontrainte, en dessous de laquelle on admet qu'il y a lieu de prévoir des câbles "arrêtés".

Si dans certaines sections, les tensions dans les armatures se trouvent être inférieures à la "tension plancher", l'ordinateur ne cherchera pas à assurer la force de précontrainte en augmentant le nombre de câbles, mais conservera le nombre de câbles initial (celui obtenu avec la "tension moyenne" introduite en données). Le tableau des contraintes normales dans le béton, édité pendant le déroulement de la suite 3, laissera alors apparaître dans plusieurs sections des dépassements par rapports aux limites admissibles. Il suffira alors au projeteur de prévoir une nouvelle disposition de précontrainte, avec des câbles non filants, palliant les défauts de la précédente, qu'il lui sera facile d'évaluer à l'aide des résultats déjà édités et qu'il aura la possibilité de contrôler moyennant une seconde exploitation du programme sur l'ordinateur.

1.6 - Procédure de commande de calcul par M.C.P.

=====

1.6.1 - Etablissement des données

Les dessins des coupes transversales types des structures calculables, insérés entre les pages 42 et 43, le chapitre 3 du présent manuel (Bordereau des

données avec commentaires) définissent les principes et les symboles qu'il importe de connaître au stade de l'établissement du bordereau des données.

1.6.2 - Présentation des données

L'utilisateur fait effectuer trois tirages héliographiques du bordereau rempli sur un contre calque tiré à partir de l'annexe 4 ; il s'assure que les trois exemplaires ainsi constitués comprennent :

- l'ensemble des cartes A
- l'ensemble des cartes A bis si un dimensionnement de la précontrainte est demandé
- l'ensemble des cartes B si l'ouvrage est de hauteur variable
- l'ensemble des cartes C s'il s'agit de la vérification d'un câblage introduit par points (autant d'ensembles de cartes C qu'il y a de tracés différents sur un même ouvrage, ce nombre n'excédant pas 7).

L'utilisateur conserve une copie de ce bordereau qui lui permettra de s'assurer ultérieurement de la conformité des données éditées en tête de la note de calcul avec celles qui ont été fournies à l'appui de sa commande.

1.6.3 - Commande de calcul

L'utilisateur du programme M.C.P. remplit un tirage héliographique de l'annexe 4 du présent manuel qui constitue sa lettre de commande. Précisons ici que les travaux de préparation et le temps passé par les Ingénieurs du S.E.T.R.A. sont sensiblement les mêmes pour le calcul d'un ouvrage ou le calcul de plusieurs ouvrages; on cherchera donc à grouper les commandes de manière à bénéficier de conditions optimales d'utilisation, mais sans aller jusqu'à commander des calculs sur des bases incertaines.

A l'appui de sa commande, l'utilisateur joint deux exemplaires du bordereau des données (annexe 4) ainsi qu'une coupe longitudinale et une coupe transversale schématiques de l'ouvrage concerné par le calcul.

L'ensemble du pli sera adressé à :

Monsieur l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Directeur du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

à l'attention de

Monsieur l'Ingénieur des Ponts et Chaussées
Chargé du 6ème Arrondissement de la D.O.A.-B.

B.P. 100

92 - B A G N E U X -

1.6.4 - Contrôle des données

Au reçu des bordereaux, l'ingénieur gestionnaire vérifie la conformité des données aux prescriptions des commentaires (cf. chapitre 3 du présent manuel) et s'efforce d'écarter toute anomalie apparente dans les caractéristiques géométriques de l'ouvrage. Il suggère, si nécessaire, des modifications à l'utilisateur et fait procéder au calcul sur l'ordinateur I.B.M. 360/50 de l'Administration Centrale, installé dans les locaux du S.E.T.R.A.

1.6.5 - Envoi de la note de calcul

L'utilisateur recevra la note de calcul en deux exemplaires, un troisième étant conservé au S.E.T.R.A. - Il incombe à l'utilisateur de vérifier que les données imprimées en tête de la note de calcul et prises en compte par l'ordinateur sont identiques à celles du bordereau des données.

1.6.6 - Règlement des frais

Le coût de l'intervention des ingénieurs et de l'établissement de la note de calcul est indiqué dans le tarif du centre de calcul de l'Administration Centrale au S.E.T.R.A. - Les modalités de règlement seront s'il y a lieu portées à la connaissance des utilisateurs du programme par les soins des agents du S.E.T.R.A. .

NOTES

(porter ici la référence des différentes mises à jour du programme)

CHAPITRE 2

PRESENTATION DE LA METHODE M.C.P.

La lecture du chapitre 1 a déjà apporté à l'utilisateur éventuel du programme M.C.P. des indications utiles sur son domaine d'emploi, sur la consistance des opérations automatisées et sur les conditions pratiques de son utilisation.

Le chapitre 2, dont le contenu est présenté dans l'introduction ci-après, a pour but de montrer à l'utilisateur comment un calcul M.C.P. et, en particulier, les hypothèses sur lesquelles il repose, s'insèrent dans l'élaboration d'un projet.

Le chapitre 3, consacré aux commentaires du bordereau des données, devra être toujours lu avec la plus grande attention; il résume les éléments du projet qui doivent être déterminés au stade de la commande de calcul.

Les chapitres 4,5,6 et 7 exposent à l'utilisateur la marche à suivre pour vérifier pas à pas les résultats respectivement apportés par les quatre suites du programme. Les extraits d'une note de calcul seront présentés au cours de ces quatre chapitres.

*() Enfin, le chapitre 8 définit la consistance des calculs manuels
() complémentaires qui, partant des résultats du calcul automatique, permettront
() la justification finale de l'ouvrage; il définit également l'interprétation
() et la suite à donner pour certains résultats particuliers.*

2.1 - Introduction

=====

Le chapitre 2 expose tout d'abord un schéma décrivant l'enchaînement des divers tronçons du programme ainsi que la liste des résultats apportés. Le premier exposé constitue un résumé des chapitres 4,5,6 et 7 auxquels l'utilisateur du programme M.C.P. est convié à se reporter afin de suivre le détail des opérations effectuées.

On trouvera ensuite une présentation rapide des bases de la méthode de calcul M.C.P. et des adaptations moyennant lesquelles le programme traite les divers cas dont il est fait mention dans le chapitre 1.

Il a été procédé en premier lieu à des extensions de la méthode de MM. GUYON et MASSONNET concernant tout d'abord les dalles à coupe transversale rectangulaire et ensuite les dalles à larges encorbellements. Les résultats de l'étude des effets d'une précontrainte dans un pont dalle continu ont conduit ensuite à la mise au point, par la recherche du câble concordant construit par points, d'une méthode originale de dimensionnement de la précontrainte en intensité et en tracé.

Le chapitre 2 rappelle enfin les dispositions réglementaires en matière de contraintes admissibles.

2.2 - Organigramme et résultats apportés

=====

Les quatre suites qui constituent le programme M.C.P. s'organisent suivant l'organigramme logique reproduit ci-après pages 14 et 15. Quelques commentaires qu'appelle l'examen de cet organigramme concernent directement la consistance des calculs et conduisent tout naturellement à décrire les résultats ainsi apportés à l'utilisateur.

2.2.1 - 1ère suite - calcul des efforts longitudinaux

Après la lecture des données suivie de l'impression du titre et des caractéristiques de la structure à étudier, l'ordinateur aborde le calcul des caractéristiques géométriques des sections brutes (sans déduction des trous de gaines). Les résultats de ce premier calcul permettent, d'une part, d'évaluer la densité de charge permanente résistante dans chaque section de l'ouvrage et, d'autre part, de calculer les lignes d'influence des efforts longitudinaux.

Puis l'ordinateur examine la répartition transversale des surcharges et détermine le coefficient de répartition transversale de chaque type de surcharge d'après la méthode de MM. GUYON et MASSONNET, d'où résultent notamment les valeurs des moments fléchissants longitudinaux extrêmes dont la connaissance permet d'aborder la deuxième suite du programme.

C'est en outre au cours de cette première suite que sont calculés les efforts tranchants et les réactions d'appuis sous les effets de la charge permanente et des surcharges.

Liste des résultats de la 1 ère suite (pour consistance exacte voir chap. 4) :

- Impressions des données;
- Caractéristiques géométriques des sections brutes ;
- Evaluation du biais mécanique (sauf si celui-ci a été introduit au bordereau)
- Evaluation des charges permanentes;
- Coefficients de majoration dynamique;
- Coefficients de majoration pour excentrement des surcharges;
- Lignes d'influence : moments sur appuis, réactions d'appuis, efforts tranchants sur appuis;
- Aires de ces lignes d'influence par travée;
- Valeurs extrêmes des efforts tranchants et réactions d'appuis;
- Courbes enveloppes des moments fléchissants maxima et minima à intervalles de 1,50 m et position des surcharges prépondérantes;
- Interpolation parabolique des moments fléchissants dans les différentes sections de calcul compte tenu de leur écrêtement sur appuis intermédiaires.

2.2.2 - 2 ème suite - dimensionnement de la précontrainte

Compte tenu des moments longitudinaux extrêmes appliqués à la structure, l'ordinateur calcule la hauteur minimale de la section critique (HMIMC) et la force de précontrainte (FMIMC) qui lui correspond. Cette condition "mécanique" est liée à l'existence même d'un fuseau limite dans chaque section de l'ouvrage.

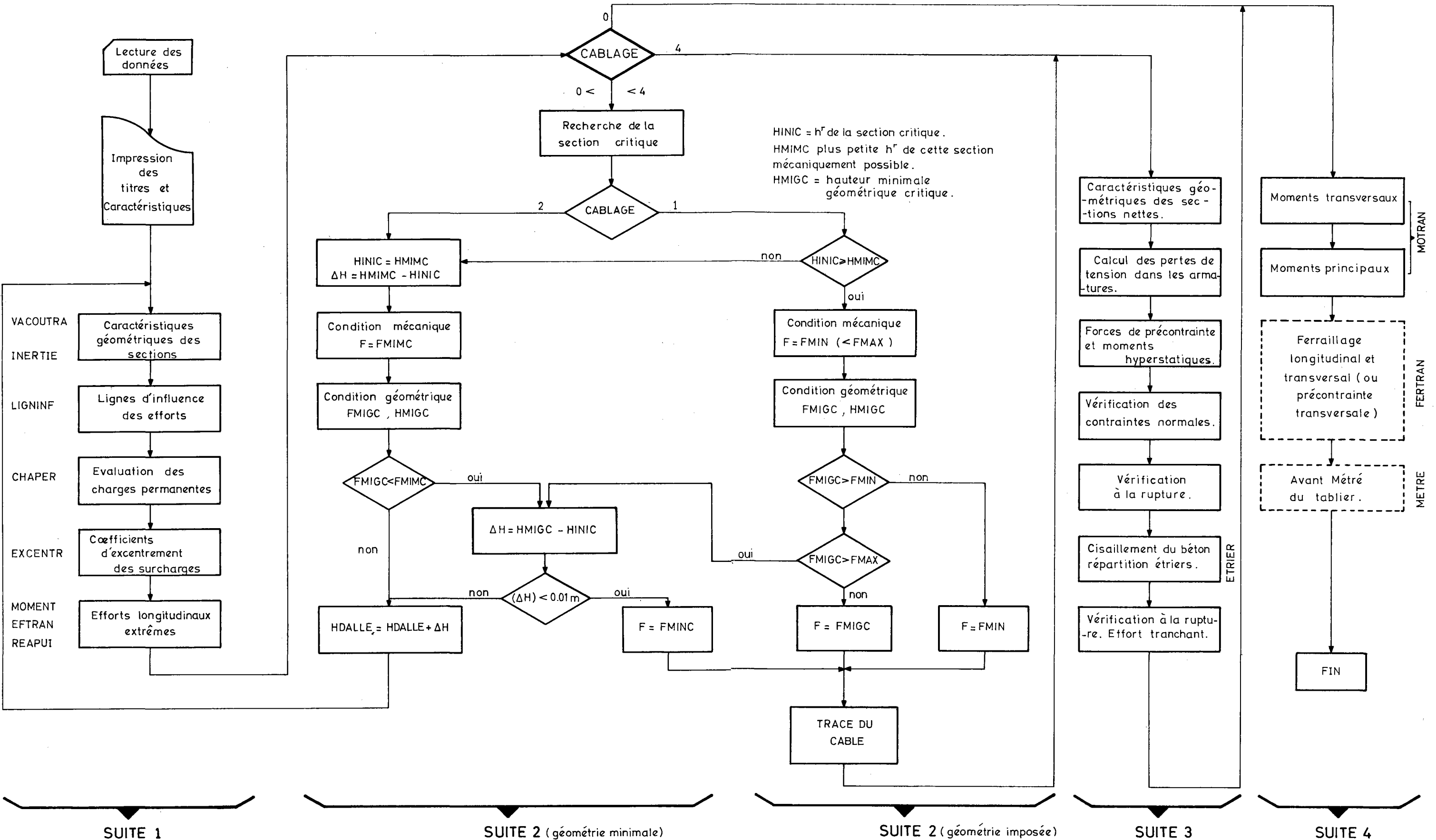
Selon l'option prise dans le bordereau, le calcul est ensuite orienté vers un dimensionnement de la précontrainte en géométrie minimale ou en géométrie imposée.

En géométrie minimale, l'ordinateur pratique une translation de l'intrados de l'ouvrage de manière que sa hauteur dans la section critique soit précisément HMIMC précédemment calculée. Ce changement de hauteur éventuel entraînera un retour à l'origine du programme (nouvelle exécution de la 1 ère suite) si toutefois, après examen de la condition géométrique (voir ci-dessous), la variation d'épaisseur à faire subir à l'ouvrage se trouve supérieure à 1 cm.

En géométrie imposée, l'ordinateur vérifie tout d'abord que la hauteur imposée est bien supérieure à la hauteur minimale mécanique critique (HMIMC); si tel n'est pas le cas, un message d'avertissement le signale à l'utilisateur et le calcul se poursuit en géométrie minimale.

PROGRAMME M.C.P.

ORGANIGRAMME



Si la hauteur de l'ouvrage est suffisante la condition mécanique se traduit donc par un couple (FMIM, FMAX) de deux forces extrêmes entre lesquelles doit se situer la force de précontrainte.

L'ordinateur aborde ensuite l'examen de la *condition géométrique* qui impose à la flèche du câble moyen équivalent de s'inscrire dans la structure, compte tenu des couvertures minimales exigées. Si cette condition n'est pas satisfaite, l'ordinateur garde en mémoire la valeur F de la force de précontrainte minimale satisfaisant à la condition géométrique et la valeur h de la hauteur précédemment retenue. Si la force F est supérieure à FMAX il y a lieu d'augmenter h en conséquence et c'est alors que le programme reprend le calcul à partir de la suite 1 comme il a été indiqué à propos de la recherche en géométrie minimale, mais, lors de la nouvelle exécution de la suite 2 le dimensionnement de la précontrainte sera toujours abordé en géométrie imposée.

De l'examen des deux conditions, mécanique et géométrique, résulte en définitive la valeur de la force de précontrainte minimale qui permet de déterminer un premier tracé approché du câble moyen pour lequel une première évaluation des pertes de tension est possible.

L'ordinateur recherche enfin le tracé du câble concordant suivant la théorie exposée dans le dossier pilote PSI-DE 67. Le tracé définitif du câble est déduit de celui du câble concordant par des transformations linéaires n'affectant pas la position des ancrages du câble aux abouts de l'ouvrage.

Liste des résultats de la 2^{ème} suite (pour consistance exacte voir chapitre 5) :

- Caractéristiques de la section critique (abscisse, hauteur minimale mécaniquement critique, force de précontrainte minimale et maximale compte tenu de la condition mécanique);
- Force de précontrainte minimale géométrique critique dans chaque travée;
- Disposition des câbles en paquets;
- Tracé du câble moyen, limites supérieure et inférieure du fuseau résultant (câble concordant - câble définitif transformé).

2.2.3 - 3^{ème} suite - vérification finale de l'ouvrage

La troisième "suite" du programme M.C.P. peut être exécutée de deux manières différentes selon la valeur de la donnée CABLAGE définie dans la carte A3 du bordereau des données :

Si CABLAGE = 4 : il s'agit de la vérification d'un câblage introduit par points, et comportant éventuellement des arrêts de câbles en travée le dimensionnement de la précontrainte n'ayant pas été demandé;

Si CABLAGE = 1, 2 ou 3 : il s'agit de la vérification du câblage précédemment dimensionné dans la suite 2.

En raison de l'étendue des calculs effectués au cours de cette 3^{ème} suite trois séquences principales y ont été distinguées :

- Détermination des caractéristiques géométriques des sections nettes ;
- Vérification des contraintes normales dans les différentes sections de l'ouvrage, compte tenu de l'effet de la précontrainte longitudinale;
- Vérification des contraintes de cisaillement et dimensionnement des armatures de cisaillement.

Les deux dernières séquences comportent une vérification complémentaire des sections à la rupture sous l'effet d'une majoration de 80 % des efforts dûs aux surcharges civiles.

Liste des résultats de la 3^{ème} suite (pour consistance exacte voir chapitre 6) :

- Caractéristiques géométriques des sections nettes;
- Pertes de tension dans les armatures, lois des tensions, forces de précontrainte et moments hyperstatiques de précontrainte aux différentes phases de la vie de l'ouvrage;
- Vérification des contraintes normales aux différentes époques;
- Vérification à la rupture aux moments fléchissants (effet des surcharges majoré de 80 %);
- Courbe enveloppe des efforts tranchants (compte tenu des effets de précontrainte);
- Contraintes de cisaillement du béton, répartition des étriers;
- Vérification à la rupture aux efforts tranchants, correction éventuelle des sections d'étriers.

2.2.4 - 4^{ème} suite - calcul des moments transversaux

Lorsque la structure calculée comporte de larges encorbellements en coupe transversale, les calculs effectués s'inspirent de la théorie exposée dans le document type "calcul des ponts dalles à larges encorbellements" cité dans l'introduction du présent manuel.

Cette quatrième suite du programme M.C.P. aboutit au calcul des moments principaux longitudinaux et transversaux qui, après un perfectionnement ultérieur, permettront au programme M.C.P. de déterminer les sections théoriques d'armatures de béton armé.

Liste des résultats de la quatrième suite (pour consistance exacte voir chapitre,7)

- Moments transversaux aux sections d'amorces d'encorbellements;
- Moments transversaux pour un coefficient de POISSON nul;
- Moments principaux longitudinaux et transversaux.
- Déformations de l'ouvrage.

2.3 - Bases de la méthode M.C.P.

2.3.1 - Adaptation de la théorie de MM. GUYON et MASSONNET

Cette théorie a tout d'abord traité le cas des plaques minces, homogènes et isotropes, de coefficient de Poisson nul, présentant deux bords parallèles libres et reposant simplement et sans biais sur des appuis continus le long des autres côtés.

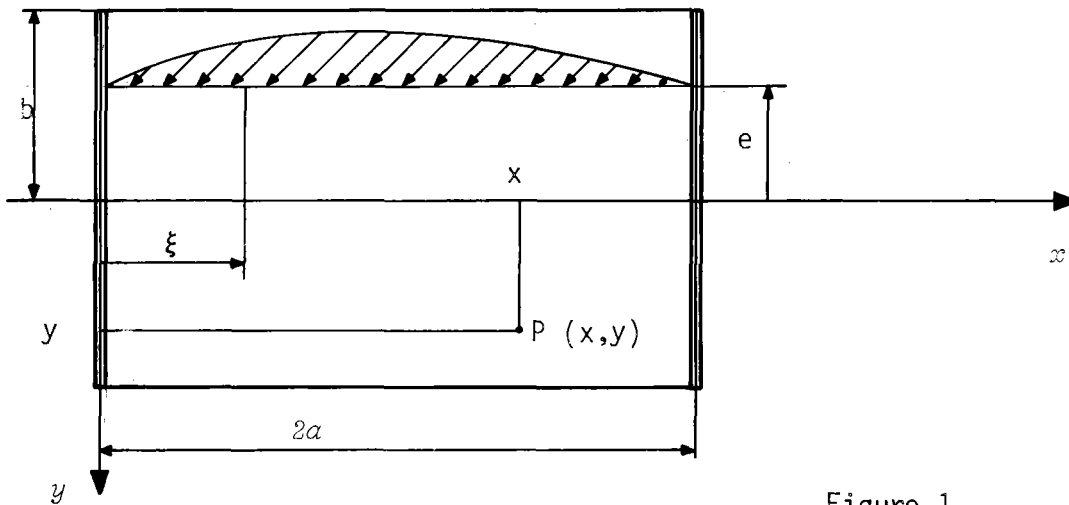


Figure 1

On considère alors (voir la figure 1 ci-dessus), une charge quelconque de densité linéaire $p(\xi)$ répartie sur une fibre d'excentrement e constant, parallèlement à l'axe longitudinal de la travée. On suppose la densité $p(\xi)$ développée en série de Fourier :

$$p(\xi) = \sum_n p_n(\xi)$$

et l'on a posé :

$$p_n(\xi) = A_n \sin \frac{n \pi \xi}{2a}$$

Dans le cas d'une charge concentrée on procède à son étalement sur le plan moyen de la plaque (cf. chapitres 4 et 7) et on obtient les $p_n(\xi)$ correspondants suivant la méthode indiquée dans le dossier pilote C.E.D. 66 pièce 1.5 page 21.

Soient $M(x)$ et $M_n(x)$ les moments de flexion longitudinale qui, dans une poutre rectiligne d'inertie constante et de même portée $2a$ sont créés à l'abscisse x par, respectivement, les charges $p(\xi)$ et $p_n(\xi)$. La densité linéaire du moment de flexion longitudinale au voisinage du point $p(x, y)$ dans la plaque est donnée par :

$$\begin{aligned} m_x(x, y) &= \sum_n \frac{1}{2b} K_n\left(\frac{b}{2a}, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}\right) M_n(x) \\ &= \frac{1}{2b} K\left(\frac{b}{2a}, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}, \dots, A_n, \dots\right) M(x) \end{aligned}$$

où la valeur de la fonction K est appelée *coefficient de répartition transversale*. Les fonctions K_n et K sont telles que :

$$\int_{-b}^{+b} K_n dy = \int_{-b}^{+b} K dy = 2 b$$

La densité linéaire du moment de flexion transversale est, au voisinage du même point $P(x, y)$, donnée par :

$$m_y(x, y) = \sum_n b \mu_n \left(\frac{b}{2a}, \frac{y}{b}, \frac{e}{b} \right) p_n(x)$$

où la valeur de chaque fonction μ_n est appelée *coefficient de flexion transversale* relatif à l'harmonique de rang n .

Les expressions ci-dessus sont le plus souvent données en fonction du paramètre d'entretoisement θ ; ainsi:

$$K \left(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}, \dots \right) \text{ avec } \theta = \frac{b}{2a}$$

Des formules permettant de calculer les coefficients K_n et μ_n sont exprimées dans la pièce 1.3 du dossier pilote CED 66; des formules plus simples donnant K et $\mu_n \left(\frac{b}{2a}, \dots \right) = \mu \left(n \frac{b}{2a}, \dots \right)$ sont fournies par le dossier pilote PSI-DP 69 (pièce 2.5, pages 13 et 40). Ces dernières, toutefois, ne prennent pas en compte les paramètres d'anisotropie α et β ; plus généralement, moyennant certaines adaptations ou approximations, le domaine d'emploi des résultats qui viennent d'être exposés a pu être étendu aux ouvrages biais, aux travées continues, aux structures anisotropes, aux matériaux dont on ne peut pas négliger la valeur du coefficient de Poisson, aux structures d'inertie variable.

Ces premières extensions qui vont être évoquées ci-après pour les dalles à coupe transversale rectangulaire, éventuellement élégies, concernent également les dalles à larges encorbellements dont l'étude est effectuée selon les principes présentés à l'alinéa 2.3.2 ci-dessous.

On peut toutefois noter dès à présent deux approximations admises en pratique mais n'apparaissant pas dans la suite du chapitre 2 - On admet, d'une part, pour l'étude du coefficient K , que les K_n dépendent peu de leur rang n , et l'on pose par conséquent, $M(x)$ étant le moment fléchissant régnant au point x sous l'action de $p(\xi)$:

$$K = K_1 \text{ et } m_x(x, y) = \sum_n \frac{1}{2b} K_1 \left(\frac{b}{2a}, \frac{y}{b}, \frac{e}{b} \right) M(x)$$

Pour ce qui concerne d'autre part l'étude des moments de flexion transversale, les développements en série de Fourier sont limités au rang N ($N \leq 8$ dans le programme M.C.P.) ce qui revient à admettre que :

$$p(x) \approx \sum_{n=1}^N p_n(x) \text{ et } m_y(x, y) \approx \sum_{n=1}^N b \mu_n p_n$$

2.3.1.1 - Prise en compte du biais

Il peut être tenu compte d'un biais géométrique ψ modéré - se tenant dans les limites déjà précisées - de la manière suivante :

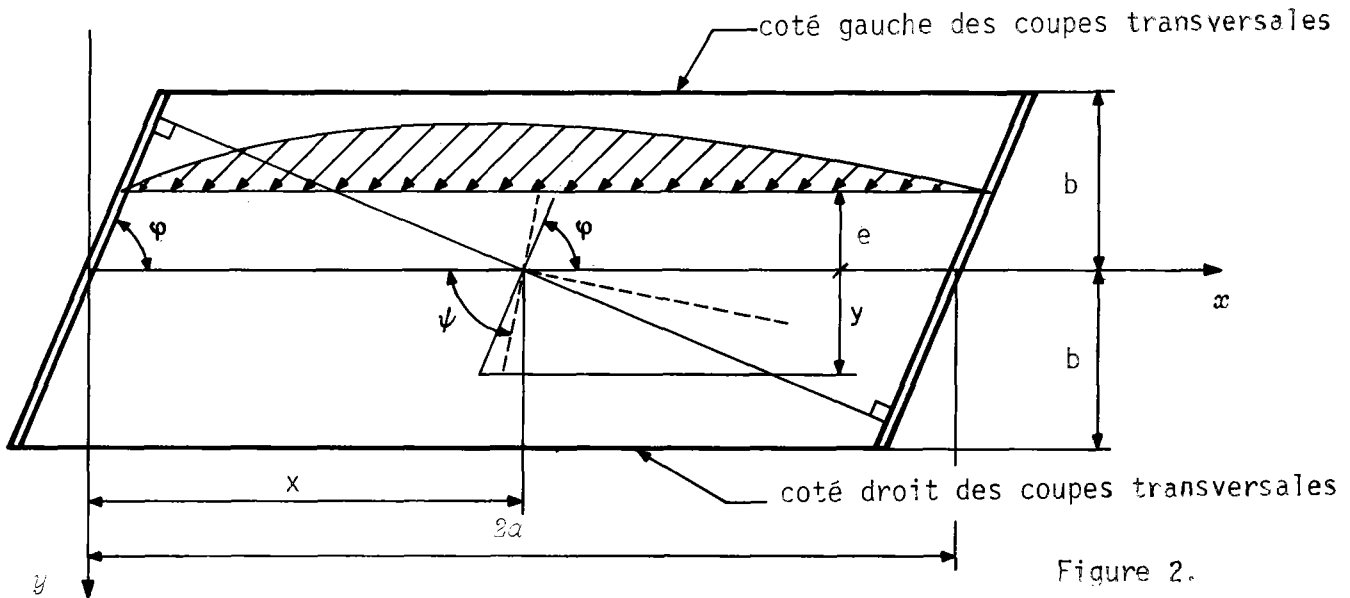


Figure 2.

L'abscisse x d'un point P où l'on étudie les efforts dans la dalle est repérée sur l'axe longitudinal après une projection effectuée parallèlement aux lignes d'appui.

On définit de la même manière, quels que soient les excentrements e et y , les abscisses ξ et x où l'on calcule $p_n(\xi)$ et $M_n(x)$; la poutre rectiligne équivalente a pour portée dans la travée considérée la portée biaise $2a$, mesurée suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage (et donc suivant le biais géométrique).

D'une façon générale les excentrements e et y , comme la demi-largeur droite b , sont mesurés suivant une perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

La valeur du paramètre d'entretoisement dans les expressions des K_n et de K demeure, compte tenu des définitions de b et de a qui viennent d'être précisées (voir figure ci-dessus) :

$$\theta = \frac{b}{2a}$$

et l'on admet pour la densité de moment de flexion longitudinale l'expression :

$$m_x(x,y) = \frac{1}{2b} K(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}, \dots) M(x) \approx m_x(x,y)$$

qui est considérée comme une bonne approximation de la densité $m_x(x,y)$ de moment principal longitudinal au voisinage des bords libres (pour lesquels $y = \pm b$) où, d'ailleurs, les parallèles à l'axe longitudinal se trouvent être dans une direction principale. Les valeurs de K demeurent généralement voisines de l'unité, et comme la précontrainte est analysée suivant la direction constante parallèle aux bords libres c'est l'expression ci-dessus qui conduira au dimensionnement de la précontrainte longitudinale.

2.3.1.2 - *Prise en compte de la continuité*

Soit i l'indice de la travée chargée. On considère la poutre rectiligne équivalente, qui est continue, qui repose sur des appuis droits et qui a pour portées les portées biaises $2a_i$ de l'ouvrage déjà définies. Le calcul de $M(x)$, compte tenu des définitions données pour les abscisses des points d'une plaque biaise, tient compte de la continuité.

En vue du calcul des coefficients K_n et K , et μ_n on définit une valeur corrigée a'_i de la demi-portée de la travée i de la façon suivante :

On considère une charge verticale répartie avec une densité p constante sur toute la travée (i) et les moments fléchissants $M(i;0)$ et $M(i;2a_i)$ qui en résultent au droit des appuis (i) et ($i+1$) limitant la travée (i); on suppose les inerties constantes dans la travée (i) et on calcule la demi-portée a'_i de la travée indépendante de même inertie qui présente la même flèche en son milieu sous l'action de la même charge de densité p , soit :

$$2 a'_i = 2 a_i \cdot \sqrt[4]{1 + 4,8 (m_i + m_{i+1})}$$

avec

$$m_i = \frac{1}{p} \frac{M(i;0)}{4a_i^2} < 0 \quad \text{et} \quad m_{i+1} = \frac{1}{p} \frac{M(i;2a_i)}{4a_i^2} < 0$$

Le calcul de cette correction est maintenu, avec le même coefficient 4,8, pour des ouvrages d'inertie variable. Cette correction n'affecte que le paramètre θ d'entretoisement.

Pour le calcul des moments de flexion longitudinale dans la travée (j) on considère les coefficients K_n dans la travée (i) chargée, où l'on porte la valeur corrigée de θ_i , compte tenu du biais.

$$\theta_i = \frac{b}{2a'_i}$$

On obtient finalement, l'abscisse x étant mesurée dans la travée (j) et $M_n(j,x)$ étant le moment fléchissant dans la poutre équivalente sous l'action de la densité $p_n(i;\xi)$ appliquée dans la travée (i) :

$$m_x(j;x,y) = \frac{1}{2b} \sum_n K_n \left(\frac{b}{2a'_i}, \frac{y}{b}, \frac{e}{b} \right) M_n(j;x)$$

Pour ce qui concerne les moments principaux transversaux il y a lieu de remarquer que, à moins de prendre en compte une valeur non nulle du coefficient de Poisson (voir § 2.3.1.4 ci-dessous), les coefficients μ_n ne sont utilisés que dans la travée chargée. Pour tenir compte du biais on portera dans μ_n la valeur θ'_i du paramètre d'entretoisement:

$$\theta'_i = \frac{b}{2a'_i \sin 2\psi_i}$$

ce qui revient à prendre le paramètre d'entretoisement de la plaque rectangulaire de même surface (compte tenu de la correction de continuité) dont les côtés sont parallèles aux directions principales qui définissent le biais mécanique au milieu de la travée (i); on obtient ainsi :

$$m_y(i; x, y) = \sum_n b \mu_n (\theta'_i, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}, \dots) p_n(i; x)$$

2.3.1.3 - Prise en compte de l'anisotropie

Le dossier pilote C.E.D. 66, dans sa pièce 1.3, fournit les expressions données par M. MASSONNET et explicitées par M. ROWE des coefficients K_n et μ_n en fonction des paramètres d'anisotropie de torsion α et de flexion β .

Ces paramètres sont égaux l'un et l'autre à l'unité si la dalle est isotrope - Si la dalle est élégiée, leurs valeurs sont calculées (par le programme) suivant les formules de MM. COSTE et THENOZ qui sont reproduites dans le chapitre 4. Dans des cas plus généraux on se reportera aux définitions ci-après :

On appelle EI_x le rapport de la rigidité à la flexion longitudinale à la largeur droite $2b$ de la dalle, et de même, EI_y le rapport de la rigidité à la flexion transversale à la portée biaise $2a$ de la travée considérée.

On appelle GI_x le rapport de la rigidité à la torsion autour de l'axe longitudinal à la largeur droite $2b$ de la dalle, et, de même, GI_y le rapport de la rigidité à la torsion autour de l'axe transversal Oy à la portée biaise $2a$ de la travée considérée.

Les paramètres α et β sont alors définis en moyenne sur la dalle par:

$$\alpha = \frac{GI_x + GI_y}{2 \sqrt{EI_x EI_y}} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{EI_x}{EI_y}$$

La valeur du paramètre d'entretoisement, θ_j ou θ'_j , ayant été multipliée par $\sqrt[4]{\beta}$, les expressions de K_n et de μ_n dépendent de α (voir dossier pilote C.E.D. 66, pièce 1.3).

Compte tenu de la relation $E = 2G(1 + \nu)$, où ν est le coefficient de Poisson, il vient, pour $\nu = 0$, $E = 2G$, et par conséquent :

$$\alpha = \frac{GI_x + GI_y}{4 \sqrt{I_x I_y}}$$

2.3.1.4 - Prise en compte du coefficient de Poisson

Il résulte des études effectuées par M. ROWE que la valeur, non nulle dans la pratique, du coefficient de Poisson ν n'a qu'une influence très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale. Il n'en est pas de même pour ce qui concerne les moments de flexion transversale.

Les moments principaux transversaux les plus importants se produisant près de l'axe longitudinal de la dalle, on recherche les valeurs prises aux mêmes points par les moments principaux longitudinaux pour lesquels, l'angle ψ mesurant le biais mécanique au centre de la dalle, on admet (cf. C.E.D. 66, pièce 1.6, page 27) la valeur :

$$m_x(x,0) = m_x(x,b) \sin \psi \approx m_x(x,b) \sin \psi$$

et l'on convient de majorer l'expression, déjà donnée, de $m_y(x,y)$, du terme

$$k \nu m_x(x,0)$$

où le facteur k prend les valeurs :

$$k = 1 \text{ si } \frac{b}{a} \geq 1$$

$$k = \frac{b}{a} \text{ si } \frac{b}{a} < 1$$

Finalement, si on appelle (i) la travée chargée et (j) la travée où l'on étudie les moments transversaux, on prendra les valeurs (cf. § 2.3.1.2 ci-dessus) :

$$m_y(j;x,y) = k_j \nu m_x(j;x,0), \text{ si } j \neq i$$

$$\text{ou, si } j = i : m_y(i;x,y) = k_i \nu m_x(i;x,0) + \sum_n b \mu_n(\theta'_i, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}, \dots) p_n(i;x)$$

2.3.1.5 - Prise en compte des variations d'inertie

L'effet des variations d'inertie le long de l'ouvrage s'exprime surtout par les moments fléchissants $M_n(x)$ régnant dans la poutre équivalente.

Il importe toutefois de préciser que les inerties de flexion longitudinale ne doivent pas, dans une travée donnée, varier dans une proportion de plus de 1 (en milieu de travée) à 4 au voisinage des appuis pour qu'il soit acceptable d'appliquer le modèle proposé à la structure étudiée.

La correction pour prise en compte de la continuité (cf § 2.3.1.2) est établie sans qu'il soit considéré d'autre effet des variations d'inertie que ceux qui s'expriment dans les moments fléchissants $M_n(x)$.

Enfin, les paramètres d'anisotropie α et β sont calculés dans les sections de plus faible inertie.

2.3.2 - Principes d'étude des dalles à larges encorbellements

2.3.2.1 - Hypothèses de calcul

Pour des structures présentant de larges encorbellements en coupe transversale, on convient tout d'abord de distinguer les *encorbellements* et la nervure plutôt appelée ici *dalle centrale*.

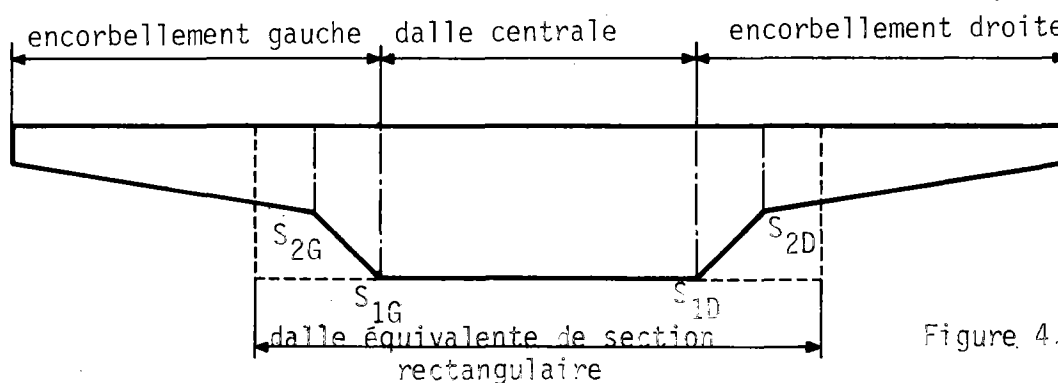


Figure 4.

Il est postulé, par ailleurs, que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité de l'intrados en coupe transversale rencontrée à partir de l'axe de la dalle (sections S_1 sur le croquis ci-dessus).

Il est alors admis que :

- les encorbellements travaillent comme des consoles encastrées dans la dalle centrale; ce mode de calcul conduit, en fait, à négliger l'effet de dalle des encorbellements dans la répartition longitudinale des surcharges, lors du calcul des moments fléchissants et lors du calcul des efforts tranchants produits dans les sections d'encastrement, par les charges et surcharges placées sur les encorbellements (voir ci-après § 2.3.2.3 page 26).

- on doit toutefois tenir compte de la participation des encorbellements à la flexion longitudinale, qui a pour effet de réduire la torsion dans la dalle.

On substitue donc à la dalle avec encorbellements, une "dalle équivalente" de section rectangulaire de même épaisseur que la dalle centrale et présentant la même inertie de flexion longitudinale que la structure étudiée, compte tenu de ses encorbellements.

Soit $2b$ la largeur droite de la dalle rectangulaire équivalente; cette valeur $2b$ est intermédiaire entre la largeur droite du tablier (dalle centrale + encorbellements) et la largeur droite de la dalle centrale.

Dans la suite du présent § 2.3.2, les excentrement e et y , en vue de l'application de la théorie de MM. GUYON et MASSONNET, sont mesurés à partir de l'axe de la dalle équivalente qui constitue l'*axe mécanique* de la structure, et perpendiculairement à cet axe.

2.3.2.2 - Chargements appliqués sur la dalle centrale

On applique la théorie de MM. GUYON et MASSONNET à la dalle équivalente, et les chargements appliqués à la dalle centrale sont purement et simplement reportés sur cette dalle équivalente.

On obtient ainsi les lignes d'influence des coefficients K_n de répartition transversale et les lignes d'influence des coefficients μ_n de flexion transversale définis au § 2.3.1, et on en déduit ensuite les efforts dans la structure correspondant à ces chargements.

2.3.2.3 - Chargements appliqués aux encorbellements.

Efforts exercés dans les sections d'encastrement S_1 par les surcharges disposées sur les encorbellements

Appelant e_0 l'excentrement de la section S_1G , on considère une charge linéaire répartie $p(x)$ sur une fibre parallèle à l'axe du pont, placée sur l'encorbellement et excentrée de e (voir figure ci-dessous).

Cette charge est reportée dans la section S_1G où elle se traduit par les densités suivantes d'effort transversaux, compte tenu des signes de e et de e_0 , et du fait que l'intensité $p(x)$ de la charge est essentiellement positive

$$\begin{aligned} m_0(x, e_0) &= (e - e_0) p(x) = \sum_n (e - e_0) p_n(x) && \text{pour} \\ t_0(x, e_0) &= -p(x) = -\sum_n p_n(x) && e < e_0 < 0 \end{aligned}$$

Appelant e'_0 l'excentrement de la section S_1D , on obtient de même les densités de moment m'_0 et d'effort tranchant t'_0 :

$$\begin{aligned} m'_0(x, e'_0) &= - (e' - e'_0) p(x) && \text{pour} \\ t'_0(x, e'_0) &= + p(x) && 0 < e'_0 < e' \end{aligned}$$

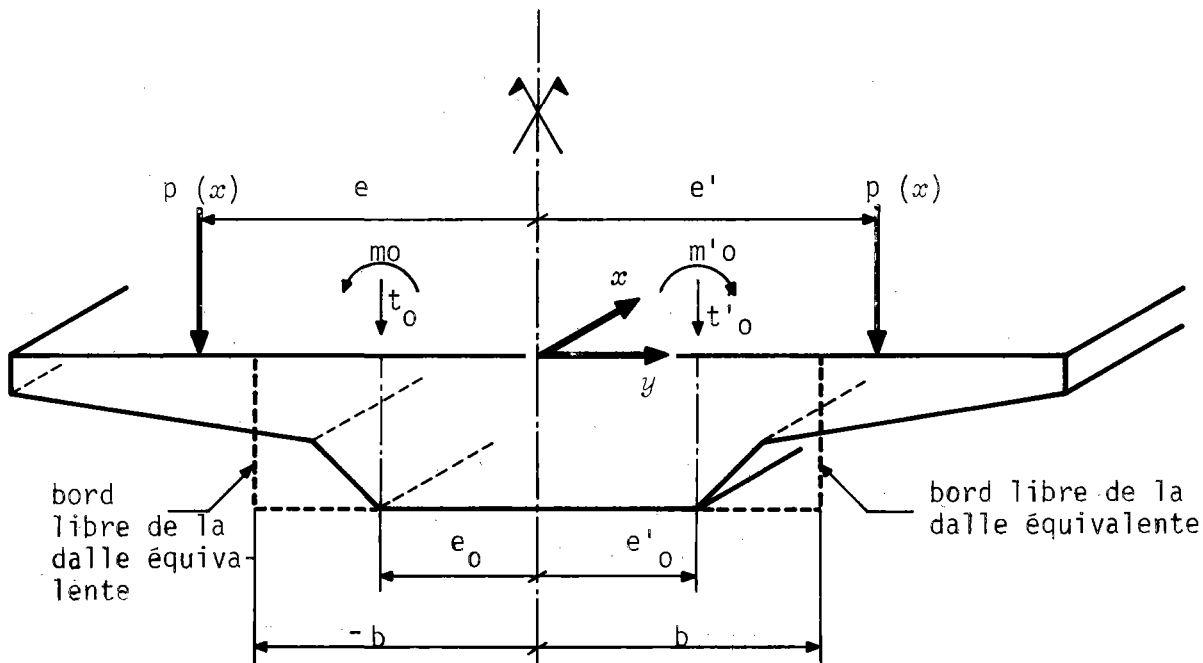


Figure 5.

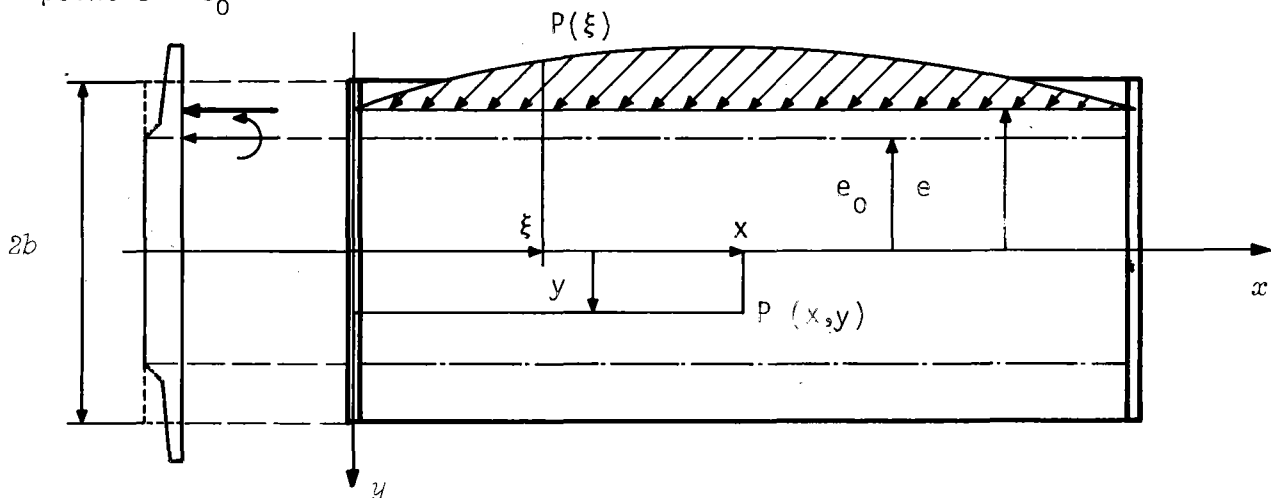
Coefficient de répartition transversale pour les chargements appliqués aux encorbellements.

On considère les coefficients $K_n(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e-e_0}{b}, \dots)$ relatifs au point d'étude $P(x, y)$; soit $p(\xi)$ la densité de la charge appliquée sur la fibre d'excentrement e au point d'abscisse ξ (voir figure ci-dessous, pour $e < 0$).

Les hypothèses de calcul exposées plus haut conduisent à l'expression suivante de la densité linéaire du moment de flexion longitudinale :

$$m_x(x, y) = \sum_n \frac{1}{2b} \left[K_n(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e-e_0}{b}, \dots) + (e-e_0) \frac{\partial K_n}{\partial \varepsilon}(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e-e_0}{b}, \dots) \right] M_n(x)$$

où apparaît la dérivée partielle par rapport à ε , de la fonction $K_n(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e}{b})$ définie au début du § 2.3.1 ci-dessus, cette dérivée partielle étant calculée au point $\varepsilon = e_0$.



Coefficient de flexion transversale pour les chargements appliqués aux encorbellements.

De la même façon que pour les moments de flexion longitudinale on obtient la densité de moment de flexion transversale au point $P(x, y)$ par :

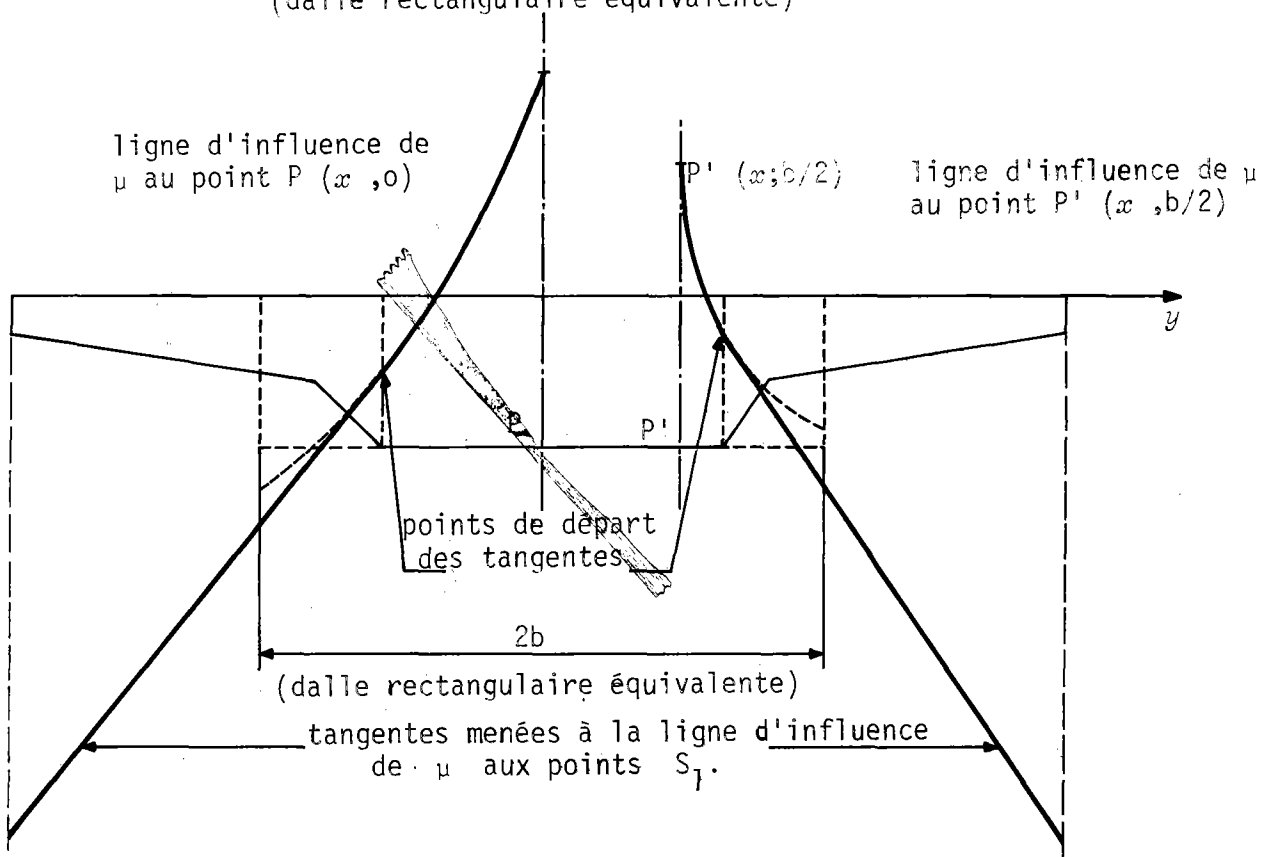
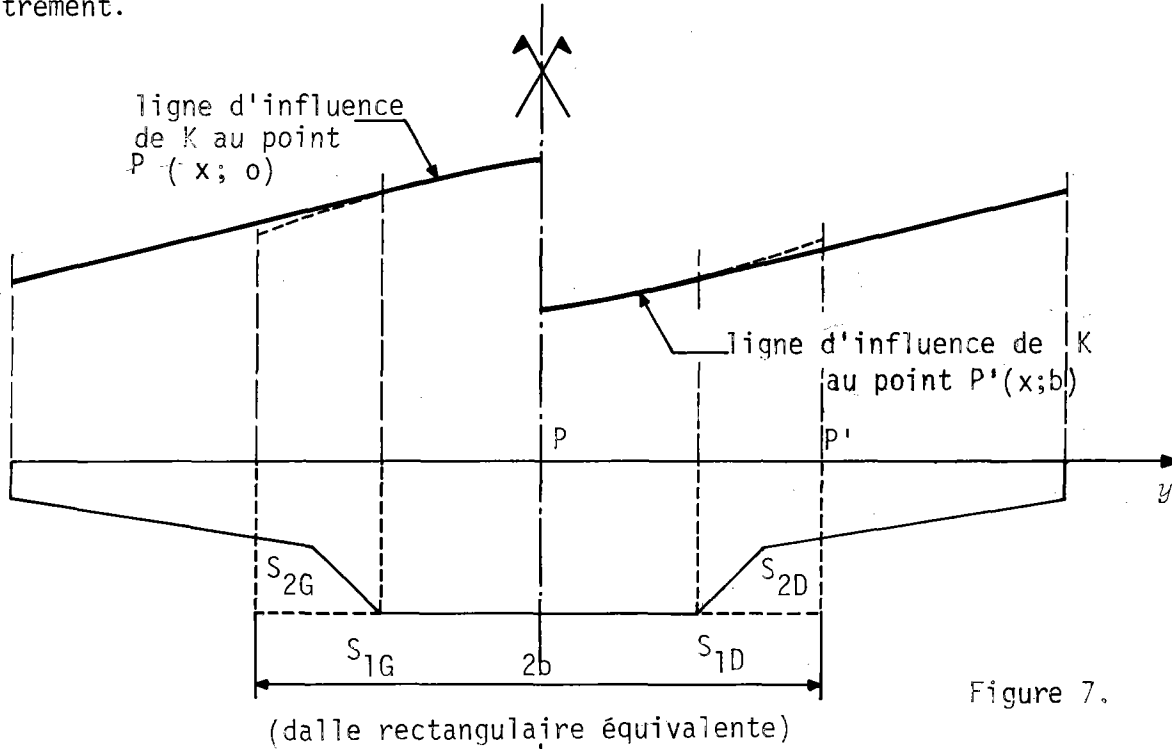
$$m_y(x, y) = \sum_n b \left[\mu_n(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e-e_0}{b}, \dots) + (e-e_0) \frac{\partial \mu_n}{\partial \varepsilon}(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e-e_0}{b}, \dots) \right] p_n(x)$$

où on considère également la dérivée partielle de $\mu_n(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e}{b}, \dots)$ par rapport à ε pour $\varepsilon = e_0$.

Remarque : les expressions ci-dessus de $m_x(x, y)$ et $m_y(x, y)$ valent pour $e < e_0 < 0$; on obtient les mêmes densités de moments pour $0 < e' < e_0$ en remplaçant dans ces expressions e_0 par e'_0 et $(e-e_0)$ par $-(e'_0-e')$.

2.3.2.4 - Méthode de résolution

Pour une charge répartie, c'est à dire développable en série de FOURIER, les termes qui figurent entre crochets dans les expressions ci-dessus de K_n et de μ_n ne sont autres que les ordonnées des tangentes aux lignes d'influence de K_n et μ_n construites à gauche et à droite des sections S_{1G} et S_{1D} d'encastrement.



Pour une surcharge concentrée, la méthode de l'alinéa précédent est appliquée après étalement sur le plan moyen de l'encorbellement (cf. § 2.3.1, début) et étalement longitudinal sur la fibre d'encastrement (voir figure ci-après).

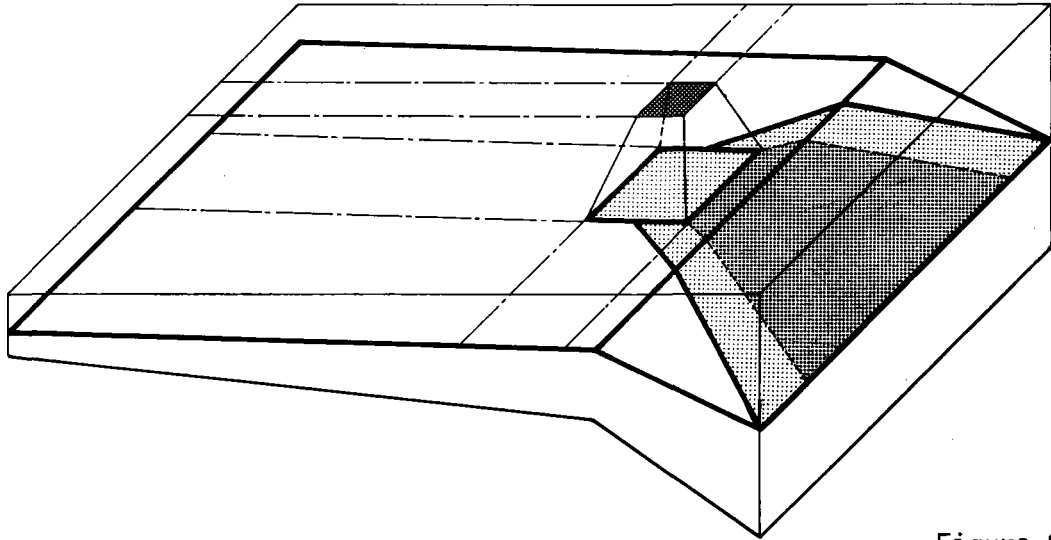


Figure 9.

On trouvera aux chapitres 4 et 7 les différentes méthodes utilisées par le programme pour le calcul des étalements de surcharges concentrées.

La prise en compte du biais, de la continuité des travées, de l'anisotropie, des effets du coefficient ν de POISSON, des variations d'inertie est assurée par l'intermédiaire de la dalle équivalente, et suivant les indications données aux § 2.3.1.1 à 2.3.1.5.

Remarque : Les surcharges appliquées sur les encorbellements sont reportées sur les fibres S_{1G} et S_{1D} de la dalle équivalente suivant le biais géométrique, c'est à dire parallèlement aux lignes d'appui (cf. figure ci-dessous). La densité linéaire m_0 du moment de flexion transversale est cependant évaluée avec le bras de levier $(e - e_0)$; par conséquent, si le ferrailage des encorbellements est disposé parallèlement aux lignes d'appuis, les sections calculées avec m_0 seront multipliées par $1/\sin^2 \varphi$ (cf. Dossier Pilote PSI-DP 69, Pièce 1.5, page 27).

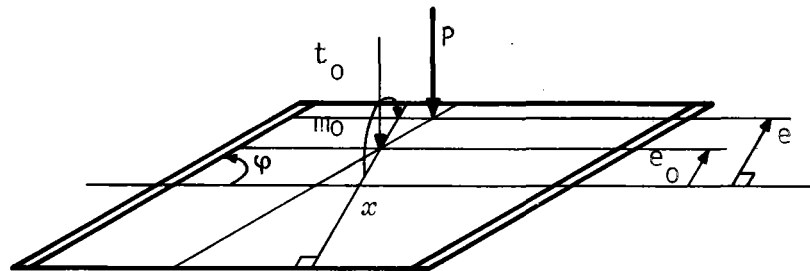


Figure 10.

2.3.3 - Recherche du câble concordant construit par Points

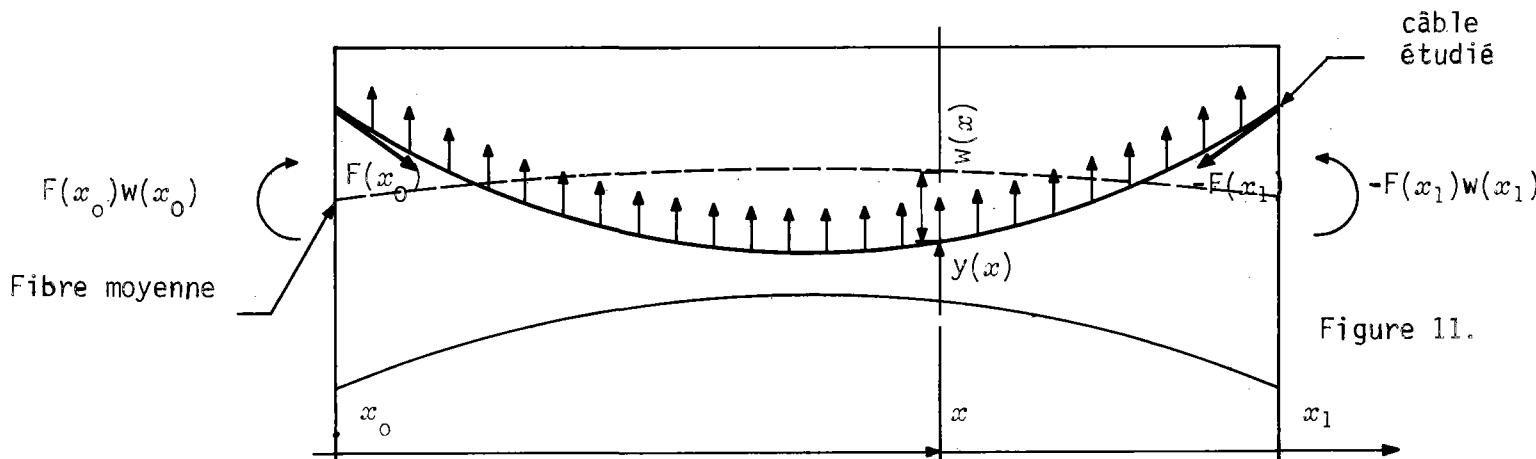
2.3.3.1 - Action d'un câble de précontrainte dans un pont dalle d'inertie variable.

On considère un câble de précontrainte et on le suppose inscrit dans un plan vertical d'excentrement e constant entre les sections d'abscisses x_0 et x_1 . On appelle $F(x)$ la force de tension de ce câble dans la section d'abscisse x , la coupe transversale correspondant à l'abscisse x étant effectuée suivant le biais géométrique (cf § 2.3.1.1 ci-dessus). On désigne par $w(x)$ la cote du câble, mesurée par rapport au plan moyen de la dalle considérée au point x ,* et par $w'(x)$ et $w''(x)$ les dérivées première et seconde de $w(x)$.

L'action de chaque câble ainsi défini, considérée comme une charge extérieure directement appliquée à la dalle, comprend les forces et couples suivants :

- aux ancrages, qu'ils soient aux abouts de l'ouvrage ou en travée, s'exercent les forces concentrées, d'intensités $F(x_0)$ et $-F(x_1)$, suivant la tangente au câble et dirigée vers celui-ci, ainsi que, agissant en flexion longitudinale, les couples concentrés $F(x_0)w(x_0)$ et $-F(x_1)w(x_1)$ résultant de ces forces.
- le long du câble, les forces dues à la courbure du câble, qui, compte tenu de l'élanement de la structure et des faibles pentes du câble, constituent une charge verticale répartie de densité $F(x)/r(x)$, $r(x)$ étant le rayon de courbure du câble, ainsi que, parallèlement au câble, les forces réparties de variation de tension, dont la densité est $F'(x)$.

L'effet de la précontrainte exercée par le câble considéré est toujours supposé compatible avec les liaisons (conditions d'appui de la dalle) pour ce qui concerne les forces horizontales et les couples verticaux (flexion latérale). Pour ce qui concerne au contraire les forces verticales et les couples horizontaux (flexion longitudinale, et, pour une dalle, flexion transversale), il y a lieu d'étudier les effets des réactions hyperstatiques.



* si la dalle présente une courbure verticale dans le sens longitudinal, $w(x)$ est la distance verticale de l'axe du câble à la fibre moyenne à l'abscisse x .

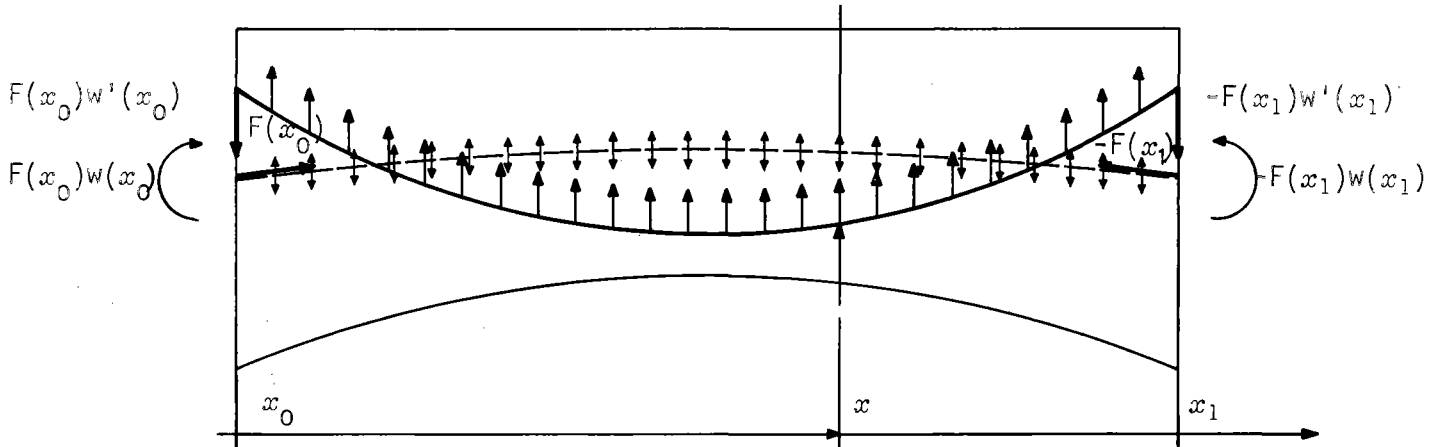


Figure 12.

Plus précisément, on considère tout d'abord l'action des composantes, prises suivant la fibre moyenne, des forces $F(x_0)$ et $-F(x_1)$, supposées appliquées aux centres de gravité des sections d'ancrage, c'est à dire compte non tenu de leurs excentrement $w(x_0)$ et $w(x_1)$. Ces composantes sont prises égales à $F(x_0)$ et à $-F(x_1)$ et leur action est à rapprocher de celle d'un câble fictif présentant les mêmes tensions que le câble étudié et suivant le tracé de la fibre moyenne.

L'action de ce câble fictif est une compression simple : celle qui diffuse la précontrainte dans la structure. Il suffit d'annuler l'effet des forces réparties dues à la courbure du câble fictif pour retrouver l'effet des composantes des forces $F(x_0)$ et $-F(x_1)$ aux ancrages suivant la fibre moyenne. On prend donc en compte la charge verticale répartie de densité $F(x)/\rho(x)$, $\rho(x)$ étant le rayon de courbure de la fibre moyenne, supposée sans point anguleux, du point x , et toute l'action extérieure du câble se trouve finalement ainsi décomposée en :

- une compression simple, exercée par le câble fictif, qui fait régner l'effort $F(x)$ parallèlement à la fibre moyenne en toute section x , et il n'est pas autrement tenu compte en pratique de la densité de forces $F'(x)$ qui crée des moments négligeables;

- des charges quasi-verticales concentrées aux ancrages, dont les intensités, sont $F(x_0)w'(x_0)$ et $-F(x_1)w'(x_1)$, comptées positivement vers le haut;

- des charges quasi-verticales réparties entre les sections (x_0) et (x_1) , dont la densité est en définitive $F(x)w''(x)$, comptées positivement vers le haut; on a en effet :

$$w''(x) \approx \frac{1}{r(x)} - \frac{1}{\rho(x)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{sur les figures 11 et 12 ci-} \\ \text{dessus : } r(x) > 0 \quad \rho(x) < 0 \end{array} \right.$$

- des couples de flexion longitudinale concentrés aux ancrages, dont les intensités sont $F(x_0)w(x_0)$ et $-F(x_1)w(x_1)$, comptées positivement dans le sens des aiguilles d'une montre.

Les deux schémas ci-dessous traduisent la décomposition de ces efforts en forces concentrées ou réparties diffusant la précontrainte, et en forces quasi-verticales et couples de flexion engendrant des réactions hyperstatiques.

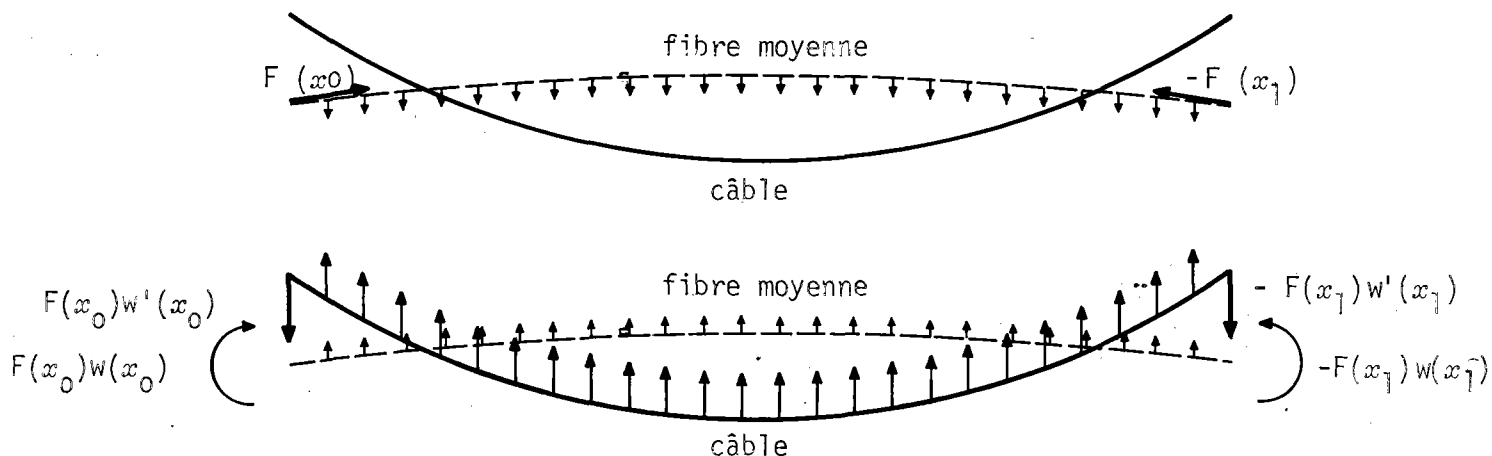


Figure 13 : Charges verticales ayant des effets hyperstatiques
et pouvant être toutes reportées sur la fibre moyenne

2.3.3.2 - Effets hyperstatiques d'une précontrainte dans un pont dalle continu d'inertie variable.

La méthode mise en oeuvre par le programme M.C.P. repose sur les propriétés de la précontrainte qui sont rappelées ci-dessous.

On ne s'intéresse plus à ce stade qu'aux efforts (forces verticales et couples de flexion longitudinale) exercés par la précontrainte et engendrant des réactions hyperstatiques; on considère l'effet $A_D(x)$ de ces efforts sur un effort A mesuré au point x . On raisonne donc sur une poutre chargée dans son plan vertical moyen et on s'intéresse à l'effet, mesuré au point x de la poutre, d'une force verticale dirigée vers le haut, appliquée au point ξ , sur le même effort A , soit $a(x; \xi)$. On remarque tout de suite que l'effet d'un couple unitaire positif (dans le sens des aiguilles d'une montre) sur le même effort A est donné par la dérivée changée de signe, $-a'_\xi(x; \xi)$.

On considère l'élément de poutre limité par des coupes transversales effectuées, perpendiculairement à la fibre moyenne, aux sections d'abscisses $\xi_1 = \xi - (1/2) \delta \xi$ et $\xi_2 = \xi + (1/2) \delta \xi$ qui encadrent le point ξ (voir figure ci-après) et on ne considère pour l'instant qu'un seul câble de précontrainte.

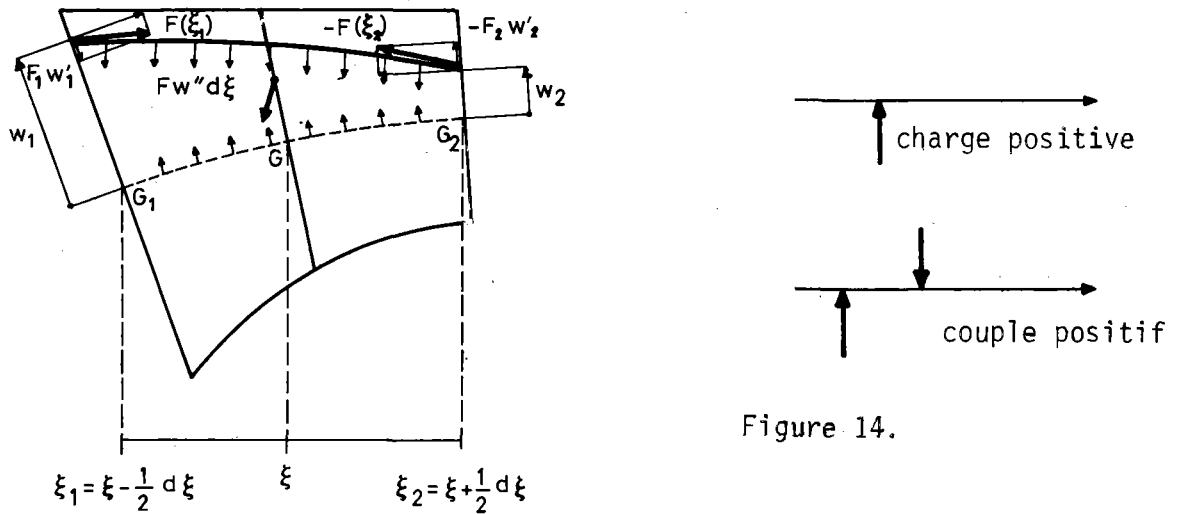


Figure 14.

Sans tenir compte des effets hyperstatiques, on voit que l'élément considéré est soumis à l'action directe du câble (forces réparties) et au report, par l'intermédiaire du béton, des actions exercées directement par le câble sur les parties de la poutre situées de part et d'autre de l'élément considéré. En définitive, tout se passe comme si l'élément considéré était précontraint isolément, le câble étant ancré dans les sections d'abscisses ξ_1 et ξ_2 et il est par conséquent soumis :

- aux forces $F_1 = F(\xi_1)$ et $F_2 = -F(\xi_2)$, chacune décomposée suivant la parallèle à la fibre moyenne et suivant sa perpendiculaire, et chacune prise en compte avec son excentrement vertical, soient, respectivement, w_1 et w_2 . Les composantes $F_1 w'_1$ et $F_2 w'_2$, quasiment verticales, de ces forces, ainsi que leurs moments $F_1 w_1$ et $F_2 w_2$, représentent les efforts qui règneraient aux points ξ_1 et ξ_2 dans la poutre si celle-ci était isostatique.

- aux forces réparties dues à la courbure du câble et à celle de la fibre moyenne, c'est à dire à leur résultante Fw'' qui est quasiment dans le plan de la coupe transversale au point ξ .

On vérifie que l'élément de poutre est en équilibre sous l'action de ces charges qui lui sont extérieures, et que la juxtaposition de tous les éléments consécutifs de la poutre rétablit la charge extérieure exercée par la précontrainte, aux pertes de tension près.

Tenant pour négligeables, sauf dans l'effet de leurs variations, les pentes du câble et de la fibre moyenne, on obtient, à l'ordre supérieur près, l'effet du chargement de l'élément de poutre ($\xi; \delta\xi$) sur l'effort A mesuré au point x , soit, l'abscisse x étant un paramètre et les dérivations étant opérées par rapport à ξ :

$$a_p(x; \xi) \delta\xi = - \left[Fw'a \right]_{\xi_1}^{\xi_2} + \left[Fwa' \right]_{\xi_1}^{\xi_2} + (Fw'' \delta\xi) a.$$

forces verticales d'ancrage	couples de flexion	forces dues aux courbures
-----------------------------------	--------------------------	---------------------------------

ou, en utilisant la notation différentielle, et après simplifications :

$$a_p(x; \xi) d\xi = (Fw'' - F'w'a + F'wa') d\xi$$

et, finalement, en négligeant les termes où apparaît F' :

$$A_p(x) = \int_{x_0}^{x_1} F(\xi) w(\xi) \frac{d^2 a(x; \xi)}{d\xi^2} d\xi$$

Ce résultat montre que l'on peut désormais considérer $F(\xi)$ comme l'intensité totale de la précontrainte au point ξ et $w(\xi)$ comme l'excentrement vertical du barycentre des tensions des câbles dans la section (ξ) .

La relation obtenue, absolument générale dans l'étude des effets d'une précontrainte dans un pont-dalle, doit être appliquée compte tenu des discontinuités éventuelles de a et a' .

Ainsi, considérant le moment fléchissant $M_p(x)$, obtient-on, appelant $\mu(x; \xi)$ le moment créé au point x par l'application au point ξ d'une force unitaire dirigée vers le bas :

$$M_p(x) = F(x)w(x) - \left[\int_{x_0}^x + \int_x^{x_1} F(\xi)w(\xi) \frac{d^2 \mu(x; \xi)}{d\xi^2} d\xi \right]$$

en supposant $x_0 < x < x_1$.

Par ailleurs, l'expression de $A_p(x)$ qui est donnée ci-dessus a été établie pour un câble. La force $F(\xi)$ est alors une fonction continue, ainsi que l'excentrement $w(\xi)$; cependant, les points anguleux de la fibre moyenne (sections de naissance de gousset) font apparaître des forces quasi verticales concentrées, et alors l'effet infinitésimal $Fw''a d\xi$ est remplacé par $F(w'_2 - w'_1)a$. L'expression de $A_p(x)$ n'est pas affectée par ce changement.

Au stade du dimensionnement on ne considère que des câbles filants, et l'expression de $M_p(x)$ est calculée avec la force de précontrainte totale $F(\xi)$ et l'excentrement de $w(\xi)$ du barycentre des tensions des câbles.

Au stade de la vérification, on classe les câbles par familles ayant mêmes points d'ancrages (aux abouts ou en travée) et on effectue le calcul des moments $M(x)$ famille par famille ce qui justifie les instructions données au chapitre 3 (commentaires concernant la carte Co, page 69) aux termes desquelles une section de relevage de câbles doit être une section d'étude.

Une autre propriété de la précontrainte justifie la méthode de dimensionnement du câblage suivie par le programme M.C.P. Au stade du dimensionnement on ne considère que des câbles filants (c'est-à-dire ancrés aux abouts de l'ouvrage). Les effets des câblages réalisés par câbles filants sont déterminés avec une approximation suffisante au stade du dimensionnement par les intensités $F(x)$, les excentrementes verticaux $w(x_0)$ et $w(x_1)$ aux abouts, et par les courbures $w''(x)$.

On considère en effet l'ensemble (C) des câblages définis en intensité par $F(x)$, et en tracé par les excentremets verticaux $w(x_0)$ et $w(x_1)$ aux abouts et par les courbures $w''(x)$, données travée par travée. La définition complète du tracé d'un câblage de la famille suppose données également les pentes du câble à gauche de chaque appui intermédiaire. Ce câblage applique à la poutre les forces verticales concentrées $F(x_0) w'(x_0)$, et $F(x_1) w'(x_1)$ aux abouts, et sur chaque appui d'abscisse ξ :

$$F(\xi) \left[w'(\xi + \varepsilon) - w'(\xi - \varepsilon) \right]$$

L'ensemble de ces forces équilibre, à l'ordre supérieur près, la charge verticale répartie de densité $F(x) w''(x)$ qui ne dépend pas des valeurs de w' aux abouts ou au voisinage des appuis intermédiaires. Il apparaît ainsi que en pratique deux câblages du même ensemble (C) ne diffèrent que par les variations de chacune des forces verticales concentrées sur appui intermédiaire ou au voisinage des appuis extrêmes; chacune de ces variations se reporte intégralement, avec le signe opposé, dans la force de réaction hyperstatique de l'appui au droit duquel elle est appliquée, et la variation des moments hyperstatiques au droit des appuis en résulte immédiatement. Ces effets sont généralement faibles, et au stade du dimensionnement, on admettra que les différents câblages de (C) sont équivalents

Les diverses propriétés qui viennent d'être exposées justifient la méthode suivie par le programme M.C.P. pour dimensionner point par point un câblage en intensité et en tracé.

2.3.3.3 - Recherche d'un câblage dans les ponts-dalles. Détermination de la force de précontrainte.

Le programme M.C.P. a automatisé la méthode de dimensionnement du câblage exposée dans le dossier pilote PSI-DE 67 (pièces 1.4 et 1.6).

La recherche du câblage doit amener les moments fléchissants $M_D(x)$, dus à la précontrainte et mesurés dans la section (x), à satisfaire à certaines inégalités qui constituent la *condition mécanique*. Ainsi, par exemple, pour que la contrainte normale dans la fibre supérieure, d'excentrement v_s , n'excède pas la compression admissible, on doit avoir, compte tenu de la valeur maximale M_2 du moment de flexion longitudinale dû à la charge permanente et aux surcharges :

$$\frac{F}{S} + \frac{1}{I} \left[M_2 + M_p \right] v_s \leq \bar{\sigma}_b$$

où S et I sont respectivement la surface et l'inertie à la flexion longitudinale de la dalle calculée, considérée comme une poutre. (Les valeurs des contraintes admissibles seront rappelées systématiquement dans le § 2.4 ci-dessous).

L'étude de $M_p(x)$, dont une expression est donnée au § 2.3.3.2 ci-dessus, peut être précisée de la manière suivante : on considère la travée (i), on la suppose indépendante et parcourue par le même câblage défini par $F(x)$ et $w(x)$. On peut vérifier que le moment régnant au point x de cette travée indépendante est égal à $F(x) w(x)$.

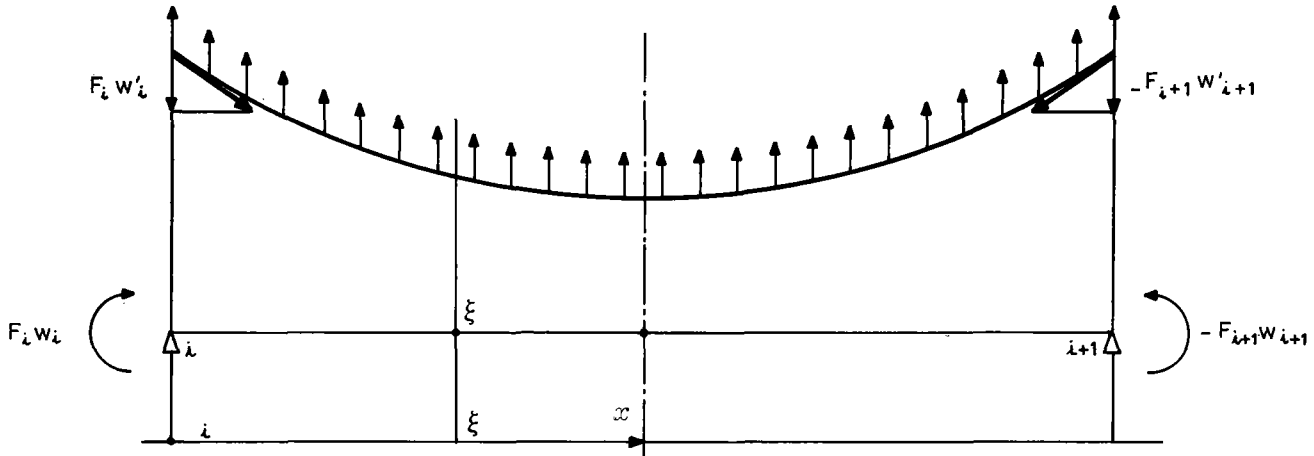


Figure 15.

L'ensemble des forces dues à la précontrainte étant en équilibre les réactions d'appui sont nulles. La travée est soumise, sur l'appui de gauche, à la force verticale $F_i w'_i$, et au couple $F_i w_i$; elle est soumise de plus à la charge verticale répartie avec la densité Fw'' . Or en négligeant $F'(\xi)$ devant $F(\xi)$, on a bien l'égalité au point x

$$F_i w'_i x + F_i w_i + \int_{x_i}^x F(\xi) w''(\xi) (x-\xi) d\xi = F(x) w(x)$$

Considérant à nouveau le point x dans la poutre continue, on a donc

$$M_p(x) = F(x) w(x) + M_H(x)$$

où le moment hyperstatique $M_H(x)$ est donné par la relation générale concernant un point x situé dans la travée (i) :

$$M_H(x) = \left[M_H \right]_i \left(1 - \frac{x}{2a_i} \right) + \left[M_H \right]_{i+1} \frac{x}{2a_i} \quad \text{pour } x_i < x < x_{i+1}$$

et on a également, en appelant L la longueur totale de l'ouvrage :

$$M_H(x) = - \left[\int_0^x + \int_x^L F(\xi) w(\xi) \frac{d^2 \mu(x; \xi)}{d\xi^2} d\xi \right]$$

De manière à faciliter la détermination de la force de précontrainte F , on considère dans un premier temps un *câble concordant*, c'est à dire un câble filant ne créant pas d'efforts hyperstatiques dans la poutre continue. Un tel câble est tel que $M_H(x) = 0$ et il suffit pour cela que l'on ait, en chaque point d'appui x_i

$$\left[M_H \right]_i = M_H(x_i) = - \left[\int_0^{x_i} + \int_{x_i}^L F(\xi) w(\xi) \frac{d^2 u(x; \xi) d\xi}{d\xi^2} \right] = 0$$

et il en résulte qu'en tout point x :

$$M_p(x) = F(x) w(x).$$

et, des inégalités définissant la *condition mécanique*, il découle des conditions sur la force F . (Voir dossier pilote PSI-DE 67 pièce 1.4 page 7). Ces conditions ne peuvent être remplies que si l'épaisseur minimale de la dalle est suffisante (cf. § 2.2.2 ci-dessus).

Une valeur de la force de précontrainte étant choisie, les inégalités de la condition mécanique se traduisent par un fuseau limite qui n'est pas forcément entièrement compris entre l'intrados et l'extrados de la structure. On se prépare alors à chercher le tracé d'un câble concordant fictif s'inscrivant dans ce fuseau limite et passant par des points dont la position relative dans le fuseau est fixée à l'avance (cf. chapitre 3, données K1, K2, K3, carte A18 page 54) au droit des appuis intermédiaires, des points de moments maximaux, et des appuis extrêmes.

Quand on parcourt l'ouvrage ces points de passage obligés apparaissent alternativement comme des points hauts et des points bas, et il est ainsi possible de mesurer a priori dans chaque travée les flèches des câbles concordants fictifs à déterminer pour la valeur choisie de la force de précontrainte. La *condition géométrique*, imposée à la force de précontrainte F , consiste à limiter cette flèche à la hauteur disponible dans l'épaisseur de la dalle, compte tenu des couvertures minimales exigées pour les câbles réels.

La condition géométrique satisfaite (voir par exemple les figures des pages 15 et 17 de la pièce 1.4 du dossier pilote PSI-DE 67), on obtient *les fuseaux limites définitifs en fonction de la force de précontrainte finalement retenue*. On peut alors rechercher un câble concordant suivant la méthode esquissée ci-après.

2.3.3.4 - Recherche d'un câblage dans les ponts dalles. Détermination du tracé (aperçu).

On recherche en premier lieu le tracé d'un câble concordant, dont on repère dans chaque section de calcul l'excentrement e_c par rapport aux excentrement extrêmes e_j et e_s fixant la position du fuseau limite et à l'aide de la fonction k , dont les valeurs sont comprises entre 0 et 1 :

$$e_c = e_j + k (e_s - e_j)$$

La valeur k au point x est fonction de la valeur relative m_j de l'abscisse x dans la travée (j) où se trouve le point considéré :

$$m_j = \frac{x - x_j}{2a_j} \quad \text{avec} \quad x_j < x < x_{j+1}$$

et dépend du paramètre λ_j , dont la valeur à déterminer concerne toute la travée (j) :

$$k = k(j; \lambda_j, m_j) = P_j(m_j) + \lambda_j Q_j(m_j)$$

où $P_j(m)$ et $Q_j(m)$ sont des polynômes tels que les tracés envisagés passent dans la travée (j) par les points fixés à l'avance (cf. données K1, K2, K3 - voir ci-dessus) et aient ou non des tangentes horizontales en l'un ou l'autre de ces points. En définitive, les fonctions $k(j; \lambda, m)$ sont des polynômes de degré inférieur ou égal à 5 dont la forme est fixée en fonction de l'expérience acquise suivant la position et la portée de la travée (j) considérée.

La condition $0 \leq k \leq 1$ qui doit être vérifiée quel que soit m dans chaque travée (j) se traduit par la condition

$$\lambda'_j \leq \lambda_j \leq \lambda''_j$$

à laquelle il suffit que λ_j satisfasse pour que le câble obtenu se tienne à l'intérieur du fuseau limite dans toute la travée.

Les λ_j sont déterminés par un système de $(n-1)$ équations linéaires et une condition supplémentaire, de manière à vérifier la condition de concordance sur chaque appui intermédiaire, l'ouvrage ayant n travées.

$$\left[M_H \right]_{\alpha} = 0 \quad \text{pour } \alpha = 2, \dots, n \text{ (donne les } n-1 \text{ équations).}$$

Plus explicitement, en définissant les fonctions $P(x)$ et $Q(x)$ travée par travée de façon que, par exemple,

$$P(x) = P_j(m_j) \quad \text{si } x_j \leq x \leq x_{j+1},$$

on obtient le système :

$$p_{\alpha} + \sum_{j=1}^n q_{\alpha, j} \lambda_j = 0 \quad \text{pour } \alpha = 2, \dots, n$$

avec les expressions suivantes des coefficients :

$$p_{\alpha} = \sum_{j=1}^n \int_{x_j}^{x_{j+1}} F(x) \left\{ e_i(x) + P(x) \left[e_s(x) - e_i(x) \right] \right\} \frac{d^2 u(x_{\alpha}; x)}{dx^2} dx$$

et

$$q_{\alpha, j} = - \int_{x_j}^{x_{j+1}} F(x) Q(x) \left[e_s(x) - e_i(x) \right] \frac{d^2 \mu(x_{\alpha}; x)}{dx^2} dx$$

où il doit être précisé que les forces $F(x)$ sont déterminées à partir de la force de précontrainte finalement retenue, en fonction des pertes de tension évaluées pour un câble dont le tracé est donné par l'excentrement

$$e_c(x) = e_i(x) + P(x) \left[e_s(x) - e_i(x) \right]$$

La condition supplémentaire consiste à rendre minimale la somme :

$$\sum_{j=1}^n \frac{(\lambda_j - \bar{\lambda}_j)^2}{(\lambda_j'' - \lambda_j')^2} \quad \text{où} \quad \bar{\lambda}_j = \frac{\lambda_j' + \lambda_j''}{2}$$

Les valeurs λ_j sont obtenues à l'aide de multiplicateurs de LAGRANGE et il y a lieu de vérifier les conditions déjà écrites :

$$\lambda_j' \leq \lambda_j \leq \lambda_j''$$

Si l'une de ces conditions n'est pas satisfaite, on reprend la recherche des λ_j avec une valeur de la force de précontrainte supérieure à celle qui résulte de l'application de la condition mécanique et de la condition géométrique (voir chapitre 5).

Enfin, ayant obtenu un tracé $e_c(x)$ de câble concordant contenu dans le fuseau limite, on recherche le tracé définitif $e_d(x)$ dont les effets, compte tenu de la valeur définitive de la force F de précontrainte, sont très voisins de ceux qui ont été évalués pour le câble concordant.

On constate tout d'abord qu'avec les excentremets $e_c(0)$ et $e_c(L)$ le câble est à l'intérieur de la structure aux abouts de l'ouvrage. Les transformations linéaires mentionnées au § 2.2.2 ci-dessus, qui sont effectuées automatiquement par le programme M.C.P., consistent à déplacer (par translation et/ou rotation), travée par travée, les arcs du câble concordant sans les déformer, de façon à obtenir un câble définitif $e_d(x)$ qui s'inscrive au mieux dans la structure, et vérifie les conditions, aux abouts de l'ouvrage :

$$e_d(0) = e_c(0) \quad \text{et} \quad e_d(L) = e_c(L)$$

Ce câblage définitif appartient au même ensemble (C) (cf. la fin du § 2.3.3.2) que le câble concordant puisque par ailleurs on vérifie en tout point (sauf aux points d'appuis x_α) que :

$$e_d''(x) = e_c''(x)$$

et l'on retrouve par conséquent pour le moment fléchissant $M_p(x)$ au point x dû au câblage définitif, la valeur approximative :

$$M_p(x) \approx F(x) e_c(x) = F(x) e_d(x) + F(x) [e_c(x) - e_d(x)]$$

déjà utilisée dans le dimensionnement.

Ce câblage est toutefois automatiquement vérifié au cours de la suite 3 du programme (cf. § 2.2.3 ci-dessus); on applique alors très précisément la relation :

$$M_p(x) = F(x) e_d(x) - \int_0^x - \int_x^L F(\xi) e_d(\xi) \frac{d^2 \mu(x; \xi)}{d\xi^2} d\xi$$

Le calcul des moments principaux longitudinaux et transversaux régnant dans le pont-dalle équivalent peut être ensuite effectué en fonction des résultats du dimensionnement obtenu en intensité et en tracé.

2.4 - Unités et contraintes admissibles

Les *unités* utilisées par le programme M.C.P. sont le mètre, la tonne et leurs unités dérivées : par exemple, les contraintes sont exprimées en tonnes par mètre carré (t/m²) :

$$10 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ kg/cm}^2 = 0,98 \text{ bar}$$

En ce qui concerne les contraintes admissibles, il est à remarquer que le bordereau des données (cf. chapitre 3) permet une grande souplesse d'adaptation quant au choix de la majeure partie de ces limites .

En particulier, les commentaires de la carte A 13 fournissent les valeurs réglementaires à porter au bordereau.

Lorsqu'elles ne sont pas imposées au bordereau, les contraintes admissibles sont imposées au programme, elles observent alors les textes réglementaires ci-après :

- *Circulaire n° 44 du 12 Août 1965 portant approbation d'une instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendant du ministère des travaux publics et des transports.*

- Instructions relatives aux conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art. Circulaire série A n° 27 du 11 Février 1946 et ses modifications précisées par la Circulaire ministérielle n° 65 du 19 Août 1960.

moyennant les deux exceptions ci-après :

- Le programme ne prend en compte que l'effet d'un seul char sur l'ouvrage; l'utilisateur de la note de calcul devra donc vérifier manuellement que l'effet de 2 chars n'est pas prépondérant (cf. CPS type Article 3 05 § 31 et dossier pilote PSI-DP 69 pièce 2.1 page 27; poser alors $KPSI(i) = 1$, selon notation du dit dossier).

- Le programme applique le projet de nouvelle rédaction du paragraphe 4 de la Circulaire n° 65 du 19 Août 1960 dont le texte est inséré au CPS type article 3 05 § 31 .

NOTES

CHAPITRE 3

BORDEREAU DES DONNEES AVEC COMMENTAIRES

A LIRE ATTENTIVEMENT3.1 - Introduction
=====3.1.1 - Composition du bordereau

Le bordereau des données du programme M.C.P. comporte quatre séries de données faisant l'objet des tableaux A, A bis, B et C.

Le tableau des cartes A concerne les caractéristiques générales de l'ouvrage et des matériaux, il doit être systématiquement rempli.

Le tableau des cartes A bis concerne les données du dimensionnement automatique de la précontrainte; si le calcul envisagé a pour objet de vérifier un câblage introduit par points, il est inutile de remplir ce tableau.

Le tableau des cartes B n'est à remplir que si la structure est de hauteur variable.

Le tableau des cartes C ne sera joint aux précédents que s'il s'agit de vérifier un câblage introduit par points.

3.1.2 - Instructions préliminaires

Les données suivies d'un ()* dans les commentaires et grisées dans le bordereau ont été prévues pour un perfectionnement ultérieur du programme; elles ne sont pas opérationnelles à la date d'édition du présent document; il n'y a donc pas lieu, jusqu'à nouvel avis, de remplir les cases correspondantes.

Lorsqu'une donnée est inutile pour un cas d'espèce traité, on s'abstiendra de rayer la case correspondante et à plus forte raison s'il s'agit d'une carte entière; il convient de laisser en blanc la case correspondante, ou, éventuellement, toutes les cases de la carte, si elle s'avère inutile.

Pour une meilleure compréhension du texte qui va suivre un exemplaire du bordereau figure en dépliant entre les pages 72 et 73; il pourra de ce fait être consulté à tout instant d'une manière pratique.

REMARQUE IMPORTANTE

La description longitudinale de l'ouvrage s'effectue conventionnellement de la gauche vers la droite; s'il ne doit être utilisé que par un seul

... dans de circulation, sa description longitudinale doit être effectuée, de l'appui 1 à l'appui (NP + 1), dans le sens de la circulation.

Unités adoptées,.....

Longueur : le mètre

Surface : le mètre carré

(sauf pour la donnée SECAB, carte A 16, exprimée en mm²)

Contraintes : la tonne par mètre carré

Forces : la tonne.

Position de la virgule , ...

La manière d'indiquer la position de la virgule est donnée par l'exemple ci-contre QSUPT = + 2,36 tonnes

QSUPT					
0	0	2	3	6	0

... qu'il ne faut pas confondre avec les intervalles de trois chiffres définis dans l'exemple ci-contre
 Ea = + 21 000 000 t/m²

Ea								
2	1	0	0	0	0	0	0	0

Indication du signe , ...

A l'exception des cartes A1 et A2 du bordereau A (titre), toutes les données sont numériques, elles sont éventuellement affectées d'un signe (-) qui sera porté dans la colonne de gauche de la case correspondante, et l'on s'abstiendra donc d'y faire figurer tout autre caractère.

Par exemple les valeurs de σ_b MIN (cf. carte A 13) peuvent être choisies égales à :

σ_b MIN					
-	0	2	0	0	0

soit - 200 tonnes par mètre carré (traction)

σ_b MIN					
	0	1	0	0	0

soit 100 tonnes par mètre carré (compression)

Application du fascicule 61 II du C.P.C. de 1971 : se reporter à la publication complémentaire, actuellement en préparation, relative à l'application générale de ce fascicule (surcharges 71).

3.2 - Commentaires du bordereau

=====

3.2.1 - Tableau des cartes A - Données générales

Les cartes A définissent les données générales du calcul, c'est-à-dire celles qui sont invariantes quelle que soit la section étudiée de l'ouvrage. Elles définissent également l'orientation et la précision des calculs.

CARTE A1
et
CARTE A2

TEXTE DU TITRE

Le titre doit comprendre au plus 120 caractères y compris les blancs qui séparent les mots. Y seront mentionnés la désignation administrative de la voie intéressée, les noms du département et de la commune, de l'obstacle franchi et le numéro de l'ouvrage.

Pour une bonne présentation, on placera le milieu du titre vers la 60^{ème} colonne de la carte 1.

Les cases 49 à 60 de la carte 2 ne sont pas remplies par l'utilisateur, mais, au moment de l'exécution du calcul, par l'ingénieur gestionnaire du programme qui y porte la date et le numéro du passage reproduits ensuite automatiquement sur la page de garde de la note de calcul.

CARTE A3
et
CARTE A4

ORIENTATION DES CALCULS ET IMPRESSION DES RESULTATS

A chaque symbole indiqué sur la carte A3 correspond un tronçon du programme ou un choix dans le déroulement de celui-ci.

L'exécution de chaque tronçon du programme s'accompagne de l'édition systématique de ses principaux résultats (cf. organigramme et résultats apportés chapitre 2 page 12 et suivantes) et ces derniers sont suffisants pour comprendre, vérifier, et exploiter la note de calcul.

Toutefois, en portant 1 dans la case correspondante de la carte A4, l'utilisateur du programme peut obtenir l'édition de certains autres résultats qui développent les précédents et sont susceptibles de présenter quelque utilité s'il s'agit d'ouvrages spéciaux, de travaux de recherche, ou de toute autre cas exposé à l'appui de la lettre de commande.

D'une façon générale et sauf instructions particulières plus variées et plus détaillées :

- CARTE A3

porter 1, si le tronçon considéré doit être exécuté dans le calcul demandé; c'est le cas normal, sauf indications contraires données plus loin.
porter 0, dans le cas contraire.

- CARTE A4

porter normalement 0

CARTE A3
et
CARTE A4
(suite)

1-VACOUTRA

Ce sous programme détermine automatiquement, si elles varient, les caractéristiques des coupes transversales en fonction des données éventuellement portées dans le tableau B.

porter 0 : si l'ouvrage est de hauteur constante ou si, de hauteur variable, sa structure est rectangulaire, ou bien, plus généralement, présente une nervure dont la largeur, mesurée à l'intrados, demeure constante (voir figure 1 ci-dessous).

porter 1 : si l'ouvrage est de hauteur variable et présente une nervure dont la largeur, mesurée à l'intrados, varie d'une section à l'autre et présente donc des encorbellements de portée variable.

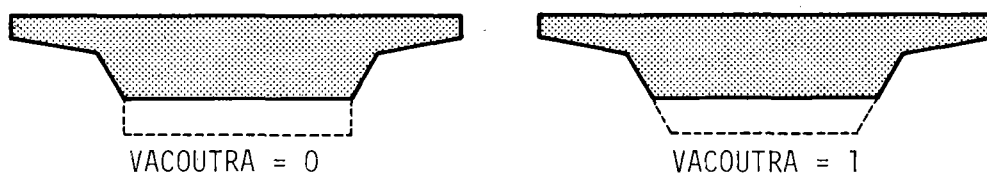


figure 1

2 - INERTIE

Calcul des aires et inerties des sections transversales, rendement géométrique et calcul de la largeur de la dalle équivalente de section rectangulaire.

3 - LIGNINF

Détermination des lignes d'influence des efforts (moments fléchissants, réactions d'appuis, efforts tranchants, moments hyperstatiques dûs à un courbeur unité).

4 - CHAPER

Détermination des charges permanentes et du coefficient de majoration dynamique.

5 - MOMENT

Calcul des courbes enveloppes des moments longitudinaux

6 - EFTRAN

Calcul des efforts tranchants extrêmes, travée par travée, de part et d'autre de chaque appui.

7 - REAPPUI

Calcul des réactions d'appui globales extrêmes par appui

8 - EXCENTR

Calcul des coefficients correctifs de répartition transversale selon la méthode de M. GUYON.

Si l'on porte 0, l'ordinateur utilise les coefficients correctifs de répartition transversale K_A , K_{Bc} , K_{Be} , K_{Br} qu'il y aura lieu de porter sur la carte A9 (page 55 ci-après).

9 - INTERPO

Interpolation parabolique des moments fléchissants dans les sections de calcul définies ci-après par NDIV (ces calculs constituent un préliminaire au dimensionnement automatique de la précontrainte).

CARTE A3 et CARTE A4 (suite)	10-DEFORM	Calcul de la déformée sous charge permanente, aux phases de mise en tension des armatures, des lignes d'influence de la déformation au milieu de chaque travée et de l'effet d'une dénivellation de 0,01 m de chaque appui successivement.
	11-MOTRAN	Calcul des moments de flexion transversale et des moments transversaux principaux dans les divers cas de charges réglementaires.
	12-FUSOLIM	Détermination des fuseaux limites et de leur nature dans toutes les sections de l'ouvrage.
	13-SECTCRI	Détermination de la section critique (voir définition page 100).
	14-FORCES	Détermination de la force de précontrainte à prendre en compte pour la recherche du tracé du câble moyen.
	15-CABLAGE	Ce paramètre indique la consistance globale des calculs demandés en ce qui concerne la précontrainte (voir § 2.2.2 page 13). <i>Porter 0</i> , si l'on ne désire pas de recherche de la précontrainte ni de vérification de ses effets, le programme M.C.P. ne produisant alors qu'un simple calcul d'efforts. <i>Porter 1</i> , si le dimensionnement de la précontrainte doit être conduit en épaisseur de dalle imposée. <i>Porter 2</i> , si le dimensionnement de la précontrainte s'accompagne d'une recherche de la hauteur minimale de la structure. <i>Porter 3 (*)</i> , si le dimensionnement de la précontrainte s'accompagne d'une recherche de la hauteur optimale sur le plan économique (coût minimum du franchissement). <i>Porter 4</i> , s'il s'agit de la vérification d'un câblage décrit point par point et dont les caractéristiques sont alors reportées dans un ou plusieurs tableaux C (voir ci-dessous page 69).
	16-ARCABL	<i>Porter 1</i> , dans le cas où CABLAGE = 4, si la précontrainte est assurée par des câbles non filants (s'il y a des arrêts de câbles). Les caractéristiques de ces câbles sont alors décrites ou rappelées dans des tableaux C, à raison de un tableau par famille de câbles à vérifier. <i>Porter 0</i> , dans tous les autres cas.
	17-FERTRAN (*)	Détermination du ferrailage transversal ou de la précontrainte transversale.

CARTE A3
et
CARTE A4
(suite).

18-ETRIER

Calcul des efforts tranchants dans toutes les sections de calcul définies par la donnée NDIV ci-après, vérification de l'ouvrage au cisaillement, calcul des sections d'étriers.

19-METRE

(*)

Etablissement de l'avant métré de l'ouvrage

CARTE A5

CARACTERISTIQUES GENERALES DE L'OUVRAGE

Si la chaussée portée par l'ouvrage est unidirectionnelle, les numéros des appuis et des travées vont croissant dans le sens de la circulation (cf remarque pages 43 et 44).

NT

Nombre de travées continues; ce nombre doit être inférieur ou égal à 6.

NDIV

Nombre d'intervalles diviçant une travée. Le nombre, égal pour toutes les travées, ne doit pas excéder 20. On observera que si $NDIV = 20$ il y aura 21 sections de calcul par travée, les sections sur appuis gauche et droite de la travée étant respectivement numérotées 1 et 21. Nous conseillons de prendre la valeur $NDIV = 20$, plus particulièrement lorsque le calcul des moments transversaux est demandé ($MOTRAN = 1$ carte A3).

NU

Ce facteur, qui détermine le pas de déplacement des surcharges lors du calcul des courbes enveloppes des efforts longitudinaux (voir chapitre 4 page 91), dépend de la somme des portées des travées continues, abouts non compris.

Porter 3, si cette somme des portées est inférieure ou égale à 115 mètres.

Porter 2, si cette somme des portées est supérieure à 115 mètres tout en étant inférieure ou égale à 189,75 mètres.

Porter 3, si cette somme des portées est supérieure à 189,75 mètres tout en étant inférieure à 415 mètres (cf. § 1.4.1, page 4).

SYMLON

Porter 1, si le pont est symétrique en coupe longitudinale.

Porter 0, dans le cas contraire

ARTE A5 (suite)	SYMTAB	<p><i>Porter 1</i>, si le pont (structure porteuse <u>et</u> voie portée) est symétrique en coupe transversale.</p> <p><i>Porter 0</i>, sinon, et en particulier si, la structure porteuse étant symétrique, la voie portée ne présente pas de symétrie (par exemple : bande dérasée à gauche, bande d'arrêt d'urgence à droite).</p>
	CM	<p>Classe du convoi militaire à prendre en compte</p> <p><i>Porter 0</i>, s'il n'est pas prévu de surcharge militaire.</p> <p><i>Porter 3</i>, s'il est prévu un convoi militaire de 3^{ème} classe (char de 70 T).</p> <p><i>Porter 4</i>, s'il est prévu un convoi militaire de 4^{ème} classe (char de 100 T).</p>
	CP	<p>Coefficient de majoration de la charge permanente tenant compte des surcharges permanentes additionnelles pouvant intervenir par la suite sur l'ouvrage. Dans les cas courants, ce coefficient sera compris entre 1,020 et 1,050 (cf. Article 5 - titre II de la circulaire du 12 Août 1965), il doit couvrir en particulier les surépaisseurs de chaussée et les canalisations empruntant l'ouvrage</p> <p><i>NOTA :</i> Ce coefficient ne sera pris en compte dans la recherche des courbes enveloppes que s'il est défavorable pour l'effet étudié.</p>
	TR	<p>Mode d'application des surcharges de trottoir (cf. titre II articles 7 et 8, alinéa 1 du fascicule 61 du C.P.C.).</p> <p><i>Porter 0</i>, si les trottoirs ne sont pas chargés.</p> <p><i>Porter 1</i>, si le trottoir de droite est seul chargé.</p> <p><i>Porter 2</i>, si le trottoir de gauche est seul chargé.</p> <p><i>Porter 3</i>, si les deux trottoirs sont chargés.</p>
	COEFA COEFB COEFCM	<p>Les surcharges A et B d'une part, et les surcharges CM d'autre part peuvent être majorées chacune par le facteur COEF. qui lui correspond. Pour le calcul des efforts transversaux dus aux surcharges A et B dans une dalle armée transversalement, le programme applique le facteur de majoration $1,2 \times \text{COEF}$. où apparaît la pondération dite du premier genre.</p> <p><i>Porter 1</i>, en général.</p>

CARTE A5
(suite)

PONT

Anisotropie de la dalle :

Porter 1, s'il s'agit d'un pont dalle plein isotrope.*Porter 2*, s'il s'agit d'un pont dalle élégi par cylindres ou par prismes dont la base, polygonale, comporte cinq côtés ou plus.*Porter 3*, s'il s'agit d'un pont dalle élégi par parallélépipèdes.*Porter 4*, dans le cas général d'une dalle anisotrope dont il convient de définir les paramètres α et β dans la carte A11 ci-dessous page 57 .

IAP

Porter en général le nombre d'appuis ponctuels que comporte chaque ligne d'appui intermédiaire (nombre de points d'appuis par pile).*Porter 0*, s'il s'agit d'une travée indépendante.*Porter 99*, si les lignes d'appuis intermédiaires sont chacune continues et uniformes (section rétrécie de béton).

LAP. I

Largeur de l'appareil d'appui sur la pile intermédiaire d'indice I dans la direction perpendiculaire à la ligne d'appui (l'indice I = 2 repère le premier appui intermédiaire : l'appui 2).

Cette dimension sert uniquement pour l'écrêtement des moments sur appuis intermédiaires (cf page 94). Sa valeur très précise n'est pas essentielle, cependant il est préférable de ne pas la surestimer; elle peut être posée nulle le cas échéant.

MAX

Nombre d'harmoniques à prendre en compte lors du développement des charges en série de Fourier (cf. § 2.3.1 page 19). On se limitera à 8 pour les P.S. et 5 pour les P.I.

Porter 5 dans les cas courants (P.S. ou P.I).

POIDS DES SUPERSTRUCTURES

Les superstructures comprennent tous les éléments du tablier ne concourant pas à la résistance du pont, dont les dispositions ne varient pas le long de l'ouvrage.

Si la dalle calculée ne comporte pas d'encorbellements en coupe transversale (c'est-à-dire si, dans la section de plus petite épaisseur, la portée de chaque encorbellement n'excède pas cette épaisseur), il n'y a pas lieu de remplir les huit cases ci-dessous dénommées QSUP.. et DQSUP..

Par contre, la donnée QSUPT doit être fournie dans tous les cas.

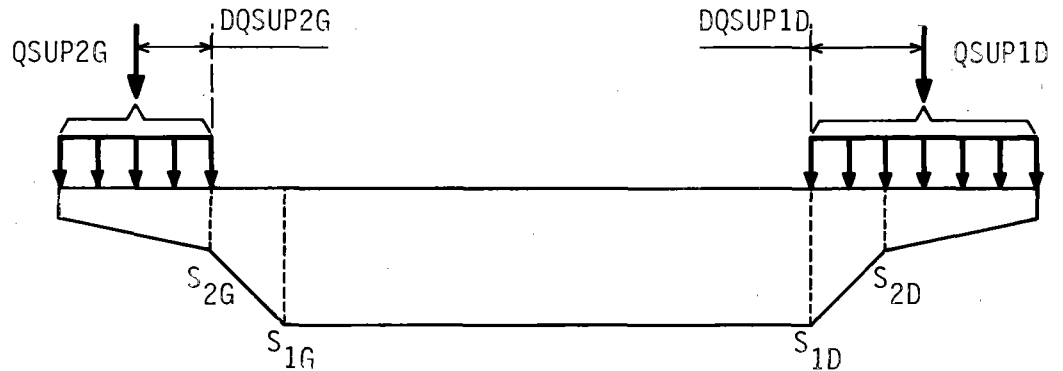


Figure 2

QSUP 1G
 QSUP 1D
 QSUP 2G
 QSUP 2D

Poids des superstructures au mètre de longueur du tablier sur toute la partie du tablier comprise entre l'extrémité gauche (indice G) ou droite (indice D) du tablier en coupe transversale, et la première (indice 1) ou la seconde (indice 2) section d'encastrement de gauche ou de droite respectivement.

REMARQUE :

Pour une nervure de section rectangulaire, ou, plus généralement, s'il n'y a qu'une seule section d'encastrement on a :

$$QSUP\ 1G = QSUP\ 2G \text{ ainsi que } QSUP\ 1D = QSUP\ 2D$$

DQSUP 1G
 DQSUP 1D
 DQSUP 2G
 DQSUP 2D

Distance du point d'application de QSUP 1 ou QSUP 2 à, respectivement, la première ou la deuxième section d'encastrement, à gauche et à droite. Le point d'application de chaque QSUP.. est le barycentre des charges de superstructures qui composent la charge totale QSUP.. considérée.

QSUPT

Poids *total* des superstructures au mètre de longueur du tablier pour *l'ensemble de la section transversale* (nervure et encorbellements).

CARACTERISTIQUES EN PLAN - PORTEE DES TRAVEES

ABOUT

Longueur biaise d'about sur appuis extrêmes, c'est la distance comptée suivant l'axe du pont entre le plan vertical de la ligne d'appui de rive et le plan vertical d'about de la dalle. Se conformer aux indications du dossier-pilote PSI-DP 69 (Pièce 1.4, page 12) concernant la valeur minimale de cette longueur

BIAIS

Mesure, en grades, de l'angle de biais (généralement compris entre 100 et 60 grades) compris entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et une parallèle aux lignes d'appui (appelé couramment "biais géométrique").

BIAIS 1

Mesure, en grades, du biais mécanique, c'est-à-dire de l'angle que fait la perpendiculaire aux bords libres de la dalle avec la direction du moment principal longitudinal, pour un point voisin de cet axe longitudinal.

Porter 0 pour que cet angle soit calculé automatiquement dans chaque travée et sur chaque appui intermédiaire selon les formules exposées au chapitre 4 page 147. (cas normal)

Porter une valeur ($\neq 0$) pour que cette valeur unique soit retenue dans les calculs quels que soient la travée ou l'appui.

D (I)

Portée biaise de la travée d'indice I, c'est-à-dire la distance comptée suivant l'axe du pont entre les plans verticaux des lignes d'appuis.

REMARQUE :

La longueur totale (biaise) de l'ouvrage - abouts non compris - ne doit pas excéder 415 m.

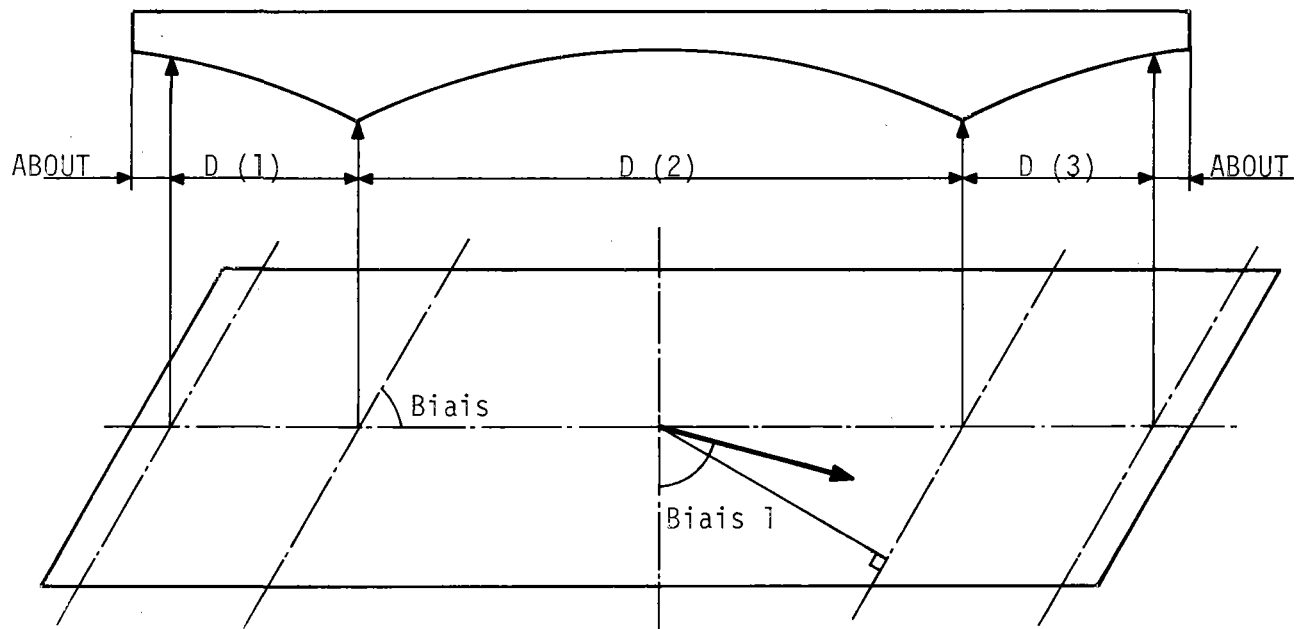


Figure 3.

CARACTERISTIQUES DES GOUSSETS

Les goussets introduisent des points anguleux sur le profil en long de l'ouvrage selon l'intrados; on ne considère pas les points anguleux sur appuis.

Porter 0 dans la première colonne et passer à la carte suivante si :

- l'ouvrage est de hauteur constante
- l'ouvrage est de hauteur variable mais ne présente pas de points anguleux sur l'intrados en dehors des appuis (intrados paraboliques par exemple).

Dans les autres cas remplir cette carte conformément à la définition et au dessin (figure 4) ci-dessous .

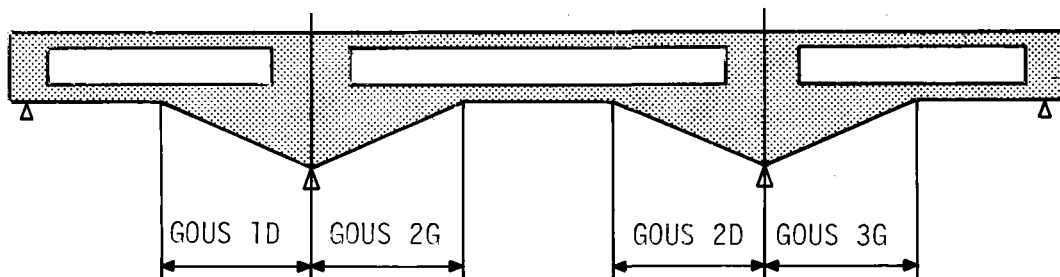


Figure 4

GOUS I G
D

Distance, dans la travée (I), séparant l'amorce du gousset de gauche (G) ou de droite (D) de l'appui limitant, à gauche (G) ou à droite (D) la travée (I); ces distances sont mesurées suivant le biais géométrique.

REMARQUE :

Il n'est pas prévu de gousset sur les appuis extrêmes de l'ouvrage, même s'il s'agit d'une travée indépendante.

CARACTERISTIQUES DE LA VOIE PORTEE *

Les six premiers paramètres à indiquer sur cette carte décrivent l'usage qui sera fait de la largeur de la dalle, encorbellements compris.

Toutes les largeurs ci-dessous sont *droites* c'est-à-dire mesurées selon un axe perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont. La somme de toutes ces largeurs doit, de plus, être égale à la largeur droite de la dalle.

* Les données seront à reconsidérer tout particulièrement pour l'application du fascicule 61 II de 1971.

Lorsque la chaussée est unidirectionnelle la description transversale va de la gauche vers la droite pour un observateur, parcourant l'ouvrage dans le sens de circulation des véhicules (cf. REMARQUE IMPORTANTE § 3.1).

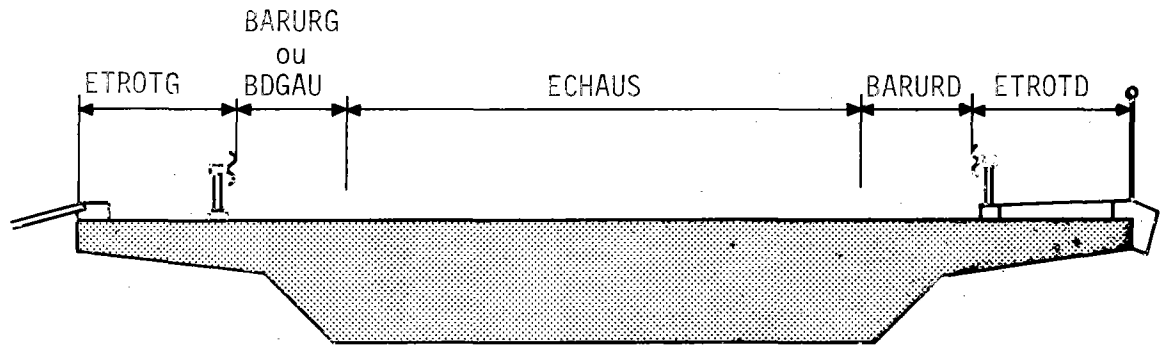


Figure 5

ETROTG

Pour un ouvrage de voirie ordinaire :

Porter la largeur utile droite du trottoir de gauche

Pour un ouvrage autoroutier (P.I. ou P.S. de bretelle) :

Porter la largeur droite de la bande non surchargée, située à gauche de la glissière de sécurité de gauche. En cas d'absence de glissières, on se référera aux limites des zones accessibles aux véhicules.

BDGAU

Pour un ouvrage de voirie ordinaire ou de bretelle bidirectionnelle :

Porter 0.

Pour un ouvrage d'autoroute ou de bretelle unidirectionnelle :

Porter la largeur droite de la bande dérasée de gauche, c'est-à-dire la zone comprise entre le bord gauche de la chaussée et la glissière de sécurité de gauche ou à défaut, la limite droite du trottoir de gauche.

BARURG

Pour un ouvrage portant une chaussée d'autoroute à 2 ou 3 voies ou une bretelle unidirectionnelle :

Porter 0.

Pour un ouvrage de voirie ordinaire ou de bretelle bidirectionnelle :

Porter la largeur droite prévue pour la bande d'arrêt d'urgence de "gauche", comprise entre le bord gauche de la chaussée et la glissière de sécurité de gauche. En cas d'absence de glissière, on se référera aux limites des zones accessibles aux véhicules.

CARTE A9
(suite)

ECHAUS

Porter la largeur droite de la chaussée proprement dite

BARURD

Porter la largeur droite prévue pour la bande d'arrêt d'urgence de droite, comprise entre le bord droit de la chaussée et la glissière de droite. En cas d'absence de glissière, on se réfèrera aux limites des zones accessibles aux véhicules.

ETROTD

Pour un ouvrage de voirie ordinaire :

Porter la largeur utile du trottoir de droite

Pour un ouvrage autoroutier (P.I. ou P.S. de bretelle) :

Porter la largeur droite prévue pour la bande non surchargée, située à droite de la glissière de sécurité de droite. En cas d'absence de glissière, on se réfèrera aux limites des zones accessibles aux véhicules.

Les six autres paramètres de cette carte doivent être indiqués si le calcul des coefficients de majoration pour excentrement n'est pas demandé et si l'on a, en conséquence, porté 0 dans la case EXCENTR de la carte A3.

KA
KBc
KBe
KBr
KCM
KTR

Les six coefficients correctifs de répartition transversale sont relatifs respectivement à la surcharge A, la surcharge Bc, aux surcharges Be et Br, au char militaire et à la surcharge des trottoirs.

On porte 0 si, portant préalablement EXCENTR = 1 dans la carte A3, on demande le calcul automatique de ces coefficients suivant le programme.

Si non on porte les valeurs désirées, qui seront alors retenues chacune pour le type de surcharge auquel elle s'applique, et pour l'ensemble de l'ouvrage; il convient alors de porter préalablement EXCENTR = 0 dans la carte A3.

CARACTERISTIQUES DE LA COUPE TRANSVERSALE DE LA DALLE

Pour la compréhension des indications à porter sur cette carte, on se reportera aux dessins types insérés entre les pages 42 et 43 ci-dessus et on y choisira le schéma qui correspond au cas d'espèce étudié.

Les caractéristiques à reporter sur cette carte sont celles de la section de plus petite hauteur rencontrée sur la dalle.

HCHAUR

Epaisseur réelle de la chaussée, chape comprise; cette valeur n'intervenant que pour répartir les impacts de surcharges concentrées, il convient de la prendre par défaut.

HDALLE 1

Epaisseur de la dalle dans la nervure centrale.

Porter 0 si la dalle est de hauteur variable (cas général pour M.C.P.), les hauteurs de dalle dans chaque section sont alors portées dans le tableau B.

Porter l'épaisseur de la dalle si elle est de hauteur constante; dans le cas où cette dalle serait bombée (renformis intégré à la structure résistante) on porterait l'épaisseur moyenne selon les indications de la pièce 2.2 du dossier PSI-DP 69, page 1.

EDALLE 1

Largeur droite de la nervure à l'intrados; cette largeur est mesurée entre les arêtes inférieures.

HDALLE 2 ^G_D

Epaisseur de la dalle aux extrémités des encorbellements de gauche (G) et de droite (D); dans le cas d'une dalle bombée, il y a lieu d'effectuer la même correction sur HDALLE 2 que sur HDALLE 1 (voir référence ci-dessus).

EDALLE 2 ^G_D

Largeur droite de l'encorbellement de gauche (G) ou de droite (D), mesurée entre la section d'encastrement G ou D la plus proche de l'axe de la nervure et les bords libres de la dalle; EDALLE 2 doit être inférieur à $2,50m + ETROT$. (cf. chap 1 § 1.4.2)

HDALLE 3 ^G_D

Porter, s'il y a lieu, l'épaisseur du premier gousset rencontré à partir de l'extrémité gauche (G) ou droite (D) des encorbellements vers la fibre médiane de la dalle.

Ne rien porter si la coupe transversale de la dalle ne comporte pas de gousset.

EDALLE 3 ^G_D

Largeur droite du premier gousset (correspondant à HDALLE 3 ^G_D) rencontré à partir de l'extrémité gauche ou droite des encorbellements vers la fibre médiane de la dalle.

CARTE A10
(suite)

HDALLE 4 ^G
_D

Porter, s'il y a lieu, l'épaisseur du deuxième gousset rencontré à partir de l'extrémité gauche (G) ou droite (D) des encorbellements vers la fibre médiane de la dalle.

Ne rien porter s'il n'y a pas de deuxième gousset.

VERIFICATION A EFFECTUER :

Si on porte VACOUTRA = 1 dans la carte A3, il y a lieu de vérifier que l'on a bien :

HDALLE 2 G + HDALLE 3 G + HDALLE 4 G = HDALLE

HDALLE 2 D + HDALLE 3 D + HDALLE 4 G = HDALLE

où HDALLE désigne la hauteur de la dalle dans la section où elle est minimale.

CARTE A11

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DE LA STRUCTURE

MATET

Désignation du matériau employé dans le sens transversal :

Porter 1 si la dalle est en béton armé transversalement

Porter 2 si la dalle est précontrainte transversalement.

POISSON

Coefficient de POISSON pour le béton.

Porter généralement : 0,20 pour le béton précontraint

α, β

Porter, si la donnée PONT = 4 (carte A 5 page 50) les valeurs respectives de

α : paramètre de flexion

β : paramètre de torsion

cf. § 2.3.12, page 23

Ne rien porter si PONT = 1,2 ou 3.

CARTE A12

ELEGISSEMENTS

Porter 0 dans les deux premières colonnes et passer à la carte A 13 si l'ouvrage n'est pas élégi.

Si non la donnée PONT (cf. carte A5 page 50) vaut 2 ou 3 et il convient de remplir la carte A 12 suivant les instructions ci-après.

On ne considère, pour un ouvrage donné, que des élégissements de mêmes caractéristiques, et équidistants deux à deux; on suppose de plus que, en coupe transversale, leurs centres de gravité sont alignés sur une horizontale dont la distance à l'extrados de la dalle est, quand on parcourt l'ouvrage, constamment égale à la moitié de la hauteur minimale de la structure.*

Dans le cadre du programme M.C.P. on ne prévoit d'élégissements que de l'un des deux types suivants :

- les élégissements de section rectangulaire pour lesquels PONT = 3

- les élégissements de section circulaire pour lesquels PONT = 2.

Par extension, les élégissements de section polygonale, comportant au moins 5 côtés sont traités comme des élégissements de section circulaire (PONT = 2) de même surface,

NVIDE

Nombre d'élégissements que comporte la section transversale de la dalle (ce nombre est unique pour toutes les travées).

HVIDE

Cette donnée représente la hauteur de tout élégissement.

Porter, si PONT = 2, le diamètre de chaque élégissement ou de l'élégissement cylindrique équivalent, défini ci-dessus.

Porter, si PONT = 3, la hauteur de la section rectangulaire de l'élégissement (côté perpendiculaire à l'extrados).

EVIDE

Porter, si PONT = 3, la largeur droite du côté de la section d'élégissement rectangulaire parallèle à l'extrados.

Ne rien porter, si PONT = 2

ESPACE

Distance, d'axe en axe, entre deux élégissements voisins.

Porter, en général, le quotient $\frac{EDALLE \ 1}{NVIDE}$, le programme supposant les élégissements uniformément répartis sur toute la largeur de la nervure, même pour un ouvrage dissymétrique.

* Pour des dispositions différentes consulter le gestionnaire.

CARTE A12
(suite)

DG (I)
DD (I)

Porter, si la travée est élégiée :

pour DG (I), l'abscisse longitudinale de la section origine des élégissements dans la travée (I) comptée à partir de son appui de gauche (voir figure 6) selon le biais géométrique

pour DD (I), l'abscisse longitudinale de l'extrémité droite des élégissements dans la travée I comptée positivement à partir de son appui de droite (voir figure 6) selon le biais géométrique.

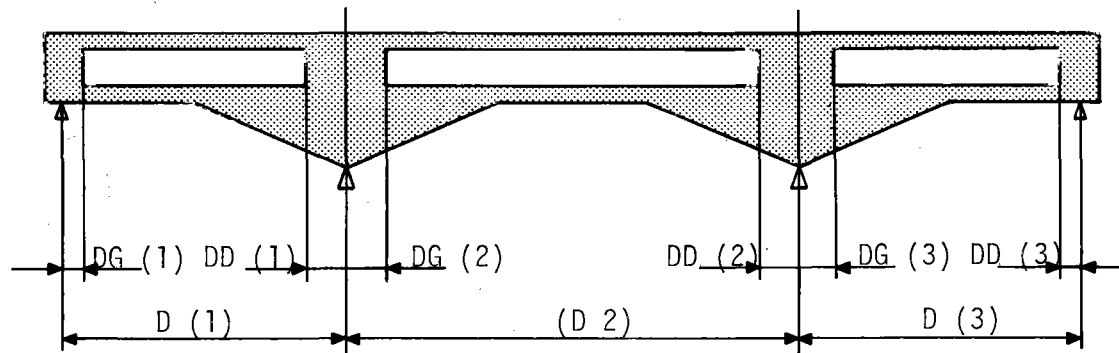


figure 6

Porter s'il n'y a pas d'élégissement dans la travée (I) deux longueurs telles que leur somme soit égale à $D(I)$, portée selon le biais géométrique de la travée (I), au cm près.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DU BETON

Le programme effectue la vérification des contraintes normales à différentes époques; la mise en tension des armatures de précontrainte peut être effectuée en une seule phase ou en deux phases et il est alors prévu :

- une première phase à j jours ($j < 28$)
- une deuxième phase à 28 jours, ou à environ 28 jours .

Les quatre données ci-après définissent la résistance du béton escomptée lors de chacune de ces deux phases .

Si l'on met les armatures en tension dans leur intégralité à 28 jours, il est inutile de porter les valeurs des données ci-après qui sont suivies d'un indice j .

Par contre, les caractéristiques du béton à 28 jours doivent être portées de toute manière en vue de la vérification de l'ouvrage en service.

CARTE A13

CARTE A13
suite

σ_{28}	Résistance "nominale" du béton à la <u>compression</u> à 28 jours.
σ_j	Résistance "nominale" du béton à la compression à j jours.
ρ_{bpn}	Coefficient dont il faut affecter σ_{28} pour obtenir la contrainte de compression admissible en service sous les surcharges civiles. <i>Porter généralement 0,42 (circulaire du 12 Août 1965)</i>
ρ_{bpj}	Coefficient dont il faut affecter σ_j pour obtenir la contrainte admissible à la mise en précontrainte. <i>Porter généralement 0,55 (circulaire du 12 Août 1965)</i>
	Les coefficients ρ_{bpn} et ρ_{bpj} ci-dessus permettent d'obtenir la contrainte de traction admissible du béton, respectivement, sous les surcharges militaires (ρ_{bpn}) et lors de la mise en précontrainte (ρ_{bpj}) voir § 2.4 pages 40 et 41).
ρ_b (*)	Coefficient par lequel il faut multiplier σ_{28} pour avoir la contrainte de compression admissible du béton armé en flexion simple (produit des coefficients $\alpha \beta \gamma \delta \epsilon$ définis à l'article 6 alinéa 4 du titre VI fascicule 61 du C.P.C.). En flexion composée l'ordinateur effectuera le réajustement de ρ_b en donnant au coefficient δ la valeur conforme aux prescriptions de l'alinéa 4 - article 6 titre VI du fascicule 61 du C.P.C.
ρ_b' (*)	Coefficient par lequel il faut multiplier σ_{28}' pour avoir la contrainte de traction de référence σ_b' définie à l'article 6, alinéa 5 du titre VI, fascicule 61 du C.P.C.
σ_{bMIN}	Contrainte <i>minimale</i> du béton précontraint à ne pas dépasser lors de la vérification de l'ouvrage en service; il peut s'agir d'une contrainte de compression (positive) ou de traction (négative). <i>Porter généralement 0 (valeur réglementaire)</i>
ρ_o	Raccourcissement relatif final de retrait du béton (en 10^{-4}) (cf. Article 9 - titre II de la circulaire du 12 Août 1965).
E_i	Module de déformation longitudinale instantanée du béton en t/m ² . <i>Porter la valeur $E_i = 21\ 000 \cdot \sqrt{10 \cdot \sigma_{28}}$ (avec σ_{28} en t/m²) selon les prescriptions du fascicule 61 titre VI du C.P.C.</i>
E_v	Module de déformation longitudinale différée du béton en t/m ² <i>Porter généralement la valeur $E_v = 7\ 000 \cdot \sqrt{10 \cdot \sigma_{28}}$ selon les prescriptions du fascicule 61 titre VI du C.P.C.</i>

CARTE A13
(suite)

Pour la phase provisoire de mise en précontrainte à j jours ($j \leq 28$) les modules de déformation sont automatiquement calculés à l'aide des formules précédentes après substitution de σ_j à σ_{28} . Le module de déformation par fluage est automatiquement calculé suivant la formule $E_{vf} = 10\,500 \sqrt{\frac{10\sigma}{28}}$

MASVOL

Porter 2,5 - valeur règlementaire de la densité du béton

CARTE A14
CARTE A15
CARTE A16

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES CABLES

Dans les définitions qui suivent, chaque symbole est affecté de l'indice N dont les valeurs 1,2 ou 3 caractérisent chacune une catégorie de câbles dont les caractéristiques sont à définir par l'utilisateur du programme.

Seule la donnée E_a (module d'élasticité de l'acier dur) est la même pour toutes les catégories et n'est, par conséquent, pas indicée.

- si CABLAGE = 1, 2 ou 3 (cf. carte A3 page 47), le programme est projeteur, et il n'est fait appel qu'à la catégorie de câbles repérée par la valeur $N = 1$. L'utilisateur n'a donc rien à porter dans les cases correspondant aux valeurs 2 et 3 de N.

- si CABLAGE = 4, le programme est vérificateur, et l'on peut utiliser soit la première catégorie, soit la seconde, soit les deux concurremment (cf. donnée ARMA dans le tableau C page 69).

La troisième catégorie de câbles est utilisée, en principe, pour la précontrainte transversale (*), elle pourra toutefois être utilisée si CABLAGE = 4 et si la détermination ou vérification de la précontrainte transversale (*) ne sont pas demandées.

Pour l'inscription de ces données, on se référera aux circulaires d'agrément ou au bulletin technique n° 3 du S.E.T.R.A. (D.O.A.-A.) ainsi qu'à ses additifs (le premier date de Septembre 1969).

RG (N)

Contrainte de rupture garantie des aciers de précontrainte (en t/m^2).

TG (N)

Si CABLAGE = 1,2 ou 3 (programme projeteur)

Porter la plus petite des deux valeurs suivantes :

~ contrainte caractéristique de déformation garantie de l'acier (en t/m^2).

~ contrainte correspondant à la force initiale maximale permise sous ancrage pour l'armature de précontrainte utilisée. (on doit éventuellement porter une valeur plus faible si, pour une raison quelconque, on estime devoir adopter une valeur réduite pour la tension initiale des aciers de précontrainte).

CARTE A14
 CARTE A15
 CARTE A16
 (suite)

TG(N)
 suite

Si CABLAGE = 4 (programme vérificateur)

Porter la contrainte caractéristique de déformation garantie de l'acier (voir donnée TANC tableau C page 71).

Ea

Module d'élasticité de l'acier dur de précontrainte (valeur à la détente, ne servant que pour le calcul des pertes).

Porter en général $Ea = 20\,000\,000 \text{ t/m}^2$, sauf pour les armatures comportant des torons pour lesquelles on se reportera aux circulaires d'agrément des systèmes de précontrainte.

rel₁₂₀ (N)

Relaxation de l'armature, mesurée respectivement à 120 heures et à 1000 heures, exprimée en centièmes de la tension initiale d'essai.

rel₁₀₀₀ (N)

Consulter les circulaires d'agrément des fils et, pour des armatures toronnées les agréments des systèmes de précontrainte; en général la relaxation d'une armature toronnée est égale à 1,20 fois celle de son fil constitutif.

La donnée rel₁₂₀ n'intervient dans M.C.P. que pour le calcul de la relaxation à l'infini.

rel₁₂₀

REMARQUES :

Armatures à faible relaxation ($\text{rel}_{1000} < 5$)

Porter, pour rel₁₂₀, la valeur 3,6 si les deux réserves formulées à l'article 10 de l'instruction provisoire ne sont pas toutes deux satisfaites; la relaxation à l'infini calculée par le programme prend alors la valeur plancher :

$0,4 \left(\frac{\sigma_i}{R_G} - 0,55 \right)$ soit 10% d'une tension initiale σ_i égale à $0,8 R_G$.

Porter, pour rel₁₂₀, la valeur $0,36 \text{ rel}_{1000} + 1,80$ si la première réserve est satisfaite et si la seconde l'est partiellement (cas le plus fréquent); la relaxation à l'infini, calculée par le programme prend la valeur :

$\frac{4}{100} \left(\frac{\sigma_i}{R_G} - 0,55 \right) (\text{rel}_{1000} + 5)$ soit $(5 + \text{rel}_{1000})$ % d'une tension initiale σ_i égale à $0,8 R_G$.

(Disposition conseillée dans le dossier PSI-DP 69 pièce 2.1 page 19)

Indications provisoires jusqu'à la mise en vigueur du futur fasc. 4
 Titre II du C.P.C. et adaptation correspondante des Agréments.

$\varphi(N)$ Coefficient de perte de tension par déviation parasite (en M^{-1})

$f(N)$ Coefficient de frottement intervenant dans les courbes (en $Radians^{-1}$).

RECLAN(N) Perte d'allongement au blocage de chaque tête d'armature (recul d'ancrage se produisant lors du report de l'effort de traction de l'armature sur le béton aux abouts).

SECAB (N) Section d'acier dur d'un câble en MILLIMETRES CARRES (seule donnée qui ne soit pas exprimée en mètre).

DGAIN (N) Diamètre d'encombrement de la gaine

NCAB (N) Nombre de CABLES

Si CABLAGE = 4

Porter 0, cette donnée devant être portée dans le tableau C pour chaque famille de câbles.

Si CABLAGE = 1, 2 ou 3

Porter 0 si l'on désire le calcul automatique du nombre de câbles.

Porter, sinon, le nombre de câbles de précontrainte que l'on désire utiliser. Si ce nombre s'avère insuffisant, il sera remplacé par le nombre minimal de câbles déterminé suivant le programme; dans le cas contraire le nombre de câbles imposé par l'utilisateur sera conservé dans toute la suite des calculs.

RAYMIN (N) Rayon de courbure minimal des gaines (cf arrêtés d'agrément).

DECALAGE(N) Ecart existant dans les parties les plus courbes du câble entre le centre de gravité des aciers durs et l'axe de la gaine.

Porter généralement : 0,11 DGAIN s'il n'y a pas d'espacateurs d'acier dur, ou une valeur plus faible si des espacateurs sont prévus (voir circulaires d'agrément).

REMARQUE :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire ou nervurée il peut être envisagé, comme pour les dalles élégies, de regrouper les câbles en paquets (de deux câbles superposés verticalement si DGAIN est supérieur à 5 cm). En ce cas :

Porter le même écart majoré du décalage fictif (cf. dossier PSI-DP 69, pièce 2.1, page 9 et le présent document page 120).

ENROB (N) Distance de la génératrice la plus excentrée des gaines au parement horizontal (extrados ou intrados) le plus proche (définie à l'article 19 de la circulaire du 12 Août 1965).

Porter généralement un diamètre de gaine; cette quantité pourrait d'ailleurs être majorée afin qu'il soit éventuellement tenu compte des ondulations des gaines.

CARTE A14
CARTE A15
CARTE A16
(suite)

CARTE A17

 $\sigma'_{en 1}$
(*)

CARACTERISTIQUES DES ACIERS POUR BETON ARME

Limite élastique nominale en traction des aciers pour béton armé du ferrailage longitudinal de l'ouvrage (t/m^2).

 $\sigma'_{en 2}$
(*)

Limite élastique nominale en traction des aciers pour béton armé utilisés pour le ferrailage transversal (t/m^2).

 $\sigma'_{en 3}$

Limite élastique nominale en traction des aciers pour béton armé utilisés pour les étriers (t/m^2).

 σ'_{arg}

Contrainte de rupture garantie des aciers utilisés pour la confection des étriers (t/m^2).

Porter 1,20 $\sigma'_{en 3}$ si cette contrainte n'est pas définie sur les fiches d'agrément de l'acier considéré.

3.2.2 - Tableau des cartes A bis - Programme projeteur

Ces trois cartes ne doivent pas être remplies si le programme M.C.P. n'est utilisé que pour la vérification d'une précontrainte (cf. donnée CABLAGE, carte A3, page 47) - Par conséquent :

Porter 0, si CABLAGE = 4, dans la première colonne des cartes A18, A19 et A20, et passer au tableau suivant.

Se conformer aux instructions ci-après si CABLAGE \neq 4.

CARTE A18

DIMENSIONNEMENT AUTOMATIQUE

On considère tout d'abord le rapport homographique $k = \frac{e_c - e_i}{e_s - e_i}$ obligatoirement compris entre 0 et 1, à l'aide duquel on définit l'excentrement e_c du câble concordant par rapport à l'excentrement des limites supérieure (e_s) et inférieure (e_i) du fuseau résultant (valeurs prises par rapport à la fibre moyenne - sens $>$ 0 vers le haut).

La recherche du câblage est opérée moyennant l'indication des trois valeurs particulières de K suivantes :

K_1 , valeur commune aux appuis intermédiaires.

K_2 , valeur commune aux points de moment maxima en travée.

K_3 , valeur commune aux abouts.

Structures élancées :

Pour les ouvrages concernés c'est la condition géométrique (cf. chapitre 5, page 98) qui est prépondérante, et leur portée dépasse couramment 20 m s'ils sont de hauteur constante ou 25 m s'ils sont de hauteur variable.

Porter alors $K_1 = 0$ et $K_2 = 1$; le câble obtenu sera le câble le plus plat et donnera par conséquent la précontrainte minimale et le meilleur rendement des armatures.

 K_1 K_2

Structures massives

Pour les ouvrages concernés, c'est la condition mécanique (cf. chapitre 5, page 98) qui est prépondérante.

Porter pour K_1 une valeur comprise entre 0 et 0,5 d'autant plus élevée que la structure est plus massive.

Porter pour K_2 une valeur comprise entre 0,5 et 1 d'autant plus faible que la structure est plus massive.

 K_3 Pour toutes les structures

Considérant à nouveau le rapport homographe ci-dessus, le choix de la donnée K_3 dépend de la valeur de e_c , excentrement à choisir du câble moyen aux abouts, e_s et e_j étant ici les excentres des limites du noyau central par rapport à la fibre moyenne.

Cas général

. Dalles à larges encorbellements : faire sortir le câble moyen à mi hauteur de la section d'about; alors $e_c = v_s - \frac{h}{2}$

et la valeur de K_3 s'en déduit immédiatement.

. Dalles rectangulaires ou sans encorbellements notables : faire sortir le câble moyen au niveau de la fibre moyenne; alors $e_c = 0$ d'où la valeur de K_3 (égale ou voisine de 0,5).

Cas particuliers

Porter $K_3 = 0$:

- si l'on craint des soulèvements aux abouts, c'est-à-dire pour un rapport de portées inférieur à 0,4 en inertie variable et 0,5 en inertie constante

- pour un ouvrage à deux travées.

Dans les deux cas, la distribution hyperstatique des moments d'attaché des câbles crée des réactions positives aux abouts (1er cas) ou soulage l'appui intermédiaire (2ème cas).

Vérification à effectuer

Vérifier que les corps d'ancrage, de barycentre e_c , respectent les distances minimales entre eux et au contour de la section d'about, plus particulièrement en cas d'épanouissement des câbles visant à assurer une meilleure diffusion de la précontrainte (cf. PSI-DP 69 pièce 1.4 page 13).

Réajuster e_c le cas échéant compte tenu de cette condition si elle devient déterminante; K_3 s'en déduit immédiatement.

CARTE A18
(suite)

TENMOY (1)

Tension minimale escomptée des armatures toutes pertes déduites, au temps infini. La valeur choisie n'influe pas sur les résultats, mais a pour effet d'éviter des itérations et donc de raccourcir le temps de calcul.

PCENT

Si l'ouvrage est mis en précontrainte en deux phases (première phase à j jours, seconde phase à 28 jours). Porter le pourcentage d'armatures mises en tension à j jours; 66 est un pourcentage suffisant pour permettre le décintrement de l'ouvrage, la valeur 50 peut toutefois convenir pour des ouvrages dont la longueur totale n'excède pas 70 mètres.

Si l'ouvrage est mis en précontrainte en une seule phase :

Porter 0 si les armatures ne se trouvent être mises en tension qu'à 28 jours ou a une date ultérieure

Porter 100 si les armatures sont mises en tension ensemble à j jours ($j < 28$).

MODE

Nature des ancrages.

Porter 1 si la mise en tension est assurée par un ancrage actif à l'extrémité gauche de l'ouvrage et si l'autre extrémité comporte un ancrage mort pour tous les câbles.

Porter 2 si la mise en tension est assurée par un ancrage actif à l'extrémité droite de l'ouvrage et si l'autre extrémité comporte un ancrage mort pour tous les câbles.

Porter 3 si tous les câbles sont munis d'un ancrage actif à leurs deux extrémités.

Porter 4 si les ancrages actifs des câbles, tirés d'un seul côté, sont alternativement prévus à l'une et à l'autre extrémité de l'ouvrage.

A19

CARACTERISTIQUES DES REMBLAIS ET FONDATIONS

Si CABLAGE $\neq 3$ (*) porter 0 en tête colonne et passer au tableau suivant.

LREMB $\frac{G}{D}$ (*)

Longueur du remblai d'accès gauche et droit suivant l'axe de la voie portée par l'ouvrage.

HREMB $\frac{G}{D}$ (*)

Hauteur en mètres du remblai gauche et droit par rapport au terrain naturel au droit de la pile culée.

tg β (*)

Pente des talus des rampes d'accès.

PREMAX 1(*)

Pression admissible du sol de fondation au droit des appuis intermédiaires.

PREMAX 2(*)

Pression admissible du sol de fondation au droit des piles culées.

HSEM (*)

Epaisseur des semelles de fondation.

CARTE A20

PRIX SYNTHETIQUES

Les données permettent de rechercher un dimensionnement de la structure permettant un coût minimal du franchissement (CABLAGE = 3).

Si l'utilisateur du programme ne veut pas prendre en compte les coûts afférents à l'un des matériaux (par exemple : prix des remblais d'accès pour un ouvrage dégageant un gabarit surabondant) il indique un prix nul pour le prix unitaire correspondant.

PADUR (*)

Prix de l'acier dur par tonne de précontrainte transmise et par mètre de longueur du tablier.

PBET (*)

Prix du mètre cube de béton pour béton précontraint compte tenu des armatures de béton armé.

PCOF (*)

Prix au mètre carré des coffrages fins pour tablier.

PFOND (*)

Prix au mètre cube de béton armé pour semelles de fondations.

PREMB (*)

Prix du mètre cube de remblai pour rampes d'accès.

PCHAUS(*)

Prix d'un mètre carré de chaussée supplémentaire de la voie portée par l'ouvrage.

3.2.3 - Tableau des cartes B (cartes B1A à B6B)

Les cartes du tableau B définissent les épaisseurs de la dalle dans chacune des sections de calcul considérées suivant la donnée NDIV (cf. carte A5, page 48). Ces données ne doivent être détaillées que si l'ouvrage est de hauteur variable.

Si l'ouvrage est de hauteur constante (même élégi) :

- L'utilisateur n'a pas à remplir le tableau B, mais il doit s'assurer que la donnée HDALLE 1, carte A10 est remplie conformément aux indications de la page

Si CABLAGE $\neq 4$ le bordereau des données s'avère alors complet,

et, si CABLAGE = 4, l'utilisateur remplit le tableau des cartes C (programme vérificateur).

Si l'ouvrage est de hauteur variable :

- Le tableau B est rempli conformément aux indications ci-après :

On porte successivement la hauteur de la dalle dans chacune des NDIV + 1 sections de calcul que comporte chaque travée, où la section (1) est la section située au droit de l'appui de gauche et la section (NDIV + 1) correspond à l'appui de droite.

Comme pour la donnée HDALLE 1 (cf. CARTE A10, page 56), on tiendra compte dans HDALLE de l'épaisseur équivalente du renformis s'il est intégré à la section résistante, cette épaisseur équivalente étant la même que celle qui a été portée pour HDALLE 2 G et HDALLE 2 D.

Porter la valeur de HDALLE 1 dans les sections de la travée (i) jusqu'à la dix huitième, ou jusqu'à la section (NDIV + 1) si NDIV + 1 < 18.

Porter 0 dans la première colonne et passer à la carte suivante si NDIV + 1 \leq 18.

Porter HDALLE jusqu'à la section(NDIV+1) dans le cas contraire

HDALLE

CARTE B(I)A

CARTE B(I)B

3.2.4 - Tableau des cartes C - Programme vérificateur

Ainsi qu'il a été dit précédemment ce tableau n'est à remplir que si CABLAGE = 4 (cf. carte A3, page 47).

Famille de câbles

Le programme M.C.P. a été conçu de manière à permettre la vérification automatique d'une précontrainte mise en oeuvre par des câbles éventuellement non filants, ce qui a conduit à considérer des "familles de câbles" regroupant chacune des câbles de mêmes caractéristiques ayant de plus, aux distances entre corps d'ancrage près, mêmes abscisses d'origine et d'extrémité.

Catégories d'armatures

Dans le cas général de plusieurs familles de câbles, chaque famille peut être constituée de l'une ou de l'autre des trois catégories d'armatures, repérée par l'indice N et dont les caractéristiques géométriques et mécaniques figurent dans les cartes A14, A15 et A16.

Séries

Enfin, chaque famille de câble peut être mise en tension en deux phases : la première série de câbles à j jours ($j < 28$), la seconde à 28 jours.

Le tableau C proposé ne permettant la vérification que d'un seul tracé, l'utilisateur doit prévoir autant de tableaux qu'il y a de familles de câbles, et le nombre de familles ne doit pas excéder 7.

Les familles de câbles doivent être décrites dans l'ordre où elles sont successivement mises en tension : dans les cas où il est prévu de réaliser en deux temps la mise en précontrainte, l'ordre de mise en tension des familles doit être le même lors de chacune des deux phases (cf. carte A13, page 59).

CARACTERISTIQUES D'UNE FAMILLE DE CABLES

NUM

Porter le numéro de la famille considérée.

NFC

Porter le nombre de familles de câbles à vérifier.

ARMA

Porter la valeur de l'indice N correspondant aux caractéristiques mécaniques de la catégorie à laquelle appartient la famille considérée, indiquées dans les cartes A14, A15 et A16.

NCAB

Porter le nombre de câbles que comporte la famille considérée.

Les quatre paramètres suivants définissent les deux sections d'étude de l'ouvrage entre lesquelles sont tendus les câbles de la famille considérée.

Dans chaque travée, il existe invariablement $NDIV + 1$ sections de calcul, la section (1) correspondant à l'appui de gauche et la section ($NDIV + 1$) à l'appui de droite. Les extrémités des câbles de la famille doivent se situer l'une et l'autre dans une section de calcul (cf. chapitre 2, page 34).

IDEB

Porter 1 si le câble moyen est filant sur toute la longueur de l'ouvrage.

Sinon porter le numéro de la travée où le câble moyen trouve son origine.

JDEB

Porter 1 si le câble moyen est filant sur toute la longueur de la travée d'origine.

Sinon porter le numéro de la section de la travée IDEB où se trouve le barycentre des corps d'ancrage des différents câbles qui constituent cette famille.

ISOR

Porter la valeur de NT (nombre de travées) si le câble moyen est filant sur toute la longueur de l'ouvrage.

Sinon porter le numéro de la travée où se trouve l'arrêt des câbles considérés.

JSOR

Porter la valeur de $NDIV + 1$ si le câble moyen est filant sur toute la longueur de la travée d'arrêt.

Sinon porter le numéro de la section de la travée ISOR où se trouve le barycentre des corps d'ancrage à l'arrêt des câbles de la famille considérée.

PCENT

Les câbles de la famille étant mis en tension en deux phases (j jours, 28 jours avec $j < 28$) :

Porter le pourcentage d'armatures de la famille mises en tension à j jours (1ère série).

EN PARTICULIER :

Porter 0 si l'ensemble des armatures de la famille ne se trouve être mis en tension qu'à 28 jours ou à une date ultérieure.

Porter 100 si les armatures de la famille sont mises en tension ensemble à j jours ($j < 28$).

CARTE CO
(suite)

MODE

Nature des ancrages utilisés pour les câbles de la famille considérée.

Porter 1, 2, 3 ou 4 suivant les instructions déjà mentionnées dans la donnée MODÉ, carte A 18 (cf. page 66).

TANC

La valeur de la tension aux ancrages des câbles de la famille considérée peut être différente de celle qui a été portée pour TG (cf. carte A 14, page 62) compte tenu du fait que CABLAGE = 4.

Porter la valeur de la tension aux ancrages si, pour la famille considérée, cette valeur est inférieure à la valeur de TG correspondant à $N = ARMA$ (cf. donnée ARMA ci-dessus).

Porter 0 sinon.

ORDONNÉE DU CÂBLE MOYEN

Le tracé du câble moyen de la famille est décrit par son ordonnée mesurée dans chaque section, à partir de l'intrados de l'ouvrage.

Porter 0 dans la section de la travée I considérée si cette section se situe hors de l'intervalle (IDEB, JDEB), (ISOR, JSOR).

Sinon, porter la valeur de l'ordonnée du câble moyen dans les sections de la travée (I) jusqu'à la dix huitième ou jusqu'à la section (NDIV + 1) si $NDIV + 1 < 18$ ou jusqu'à la section JSOR si $I = ISOR$ et si $JSOR < 18$.

Porter 0 dans la première colonne et passer à la carte suivante si $NDIV + 1 \leq 18$, ou si $I = ISOR$ et si $JSOR \leq 18$.

Sinon, porter l'ordonnée du câble moyen de la famille jusqu'à la section NDIV + 1 ou jusqu'à la section JSOR si $I = ISOR$ et si $18 < JSOR \leq 21$.

NOTA :

L'ordonnée du câble moyen est établie à partir de celles des aciers de précontrainte et non à partir des axes de gaines.

CARTES C1A
à C6B

C (I) A

ORDECO

C (I) B

ORDECO

NOTES

TABLEAU A BIS : programme projeteur

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Caract. mécaniques des câbles	K1	K2	K3	TENMOY 1	PCENT	MODE
CARTE A 18						

Caract. remblais et fondations	L REMB G	L REMB D	H REMB G	H REMB D	IG 0	PREMAX 1	PREMAX 2	H SEM
CARTE A 19								

Prix synthétiques	PADUR	P BET	P COP	P FOND	PREMB	P CHAUS
CARTE A 20						

TABLEAU B : épaisseurs de la dalle

H DALLE	Section Travée	A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		B	19	20	21																
CARTE B1A	1																				
CARTE B1B																					
CARTE B2A	2																				
CARTE B2B																					
CARTE B3A	3																				
CARTE B3B																					
CARTE B4A	4																				
CARTE B4B																					
CARTE B5A	5																				
CARTE B5B																					
CARTE B6A	6																				
CARTE B6B																					
		1	5	9	13	17	21	25	29	33	37	41	45	49	53	57	61	65	69	72	

CHAPITRE 4 - ANALYSE DES RESULTATS

(suite 1)

CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Le calcul des efforts extrêmes longitudinaux, qui fait l'objet de la première suite du programme M.C.P., est une adaptation du programme de calcul électronique C.E.D. On trouvera en particulier, dans le programme M.C.P., l'ensemble des extensions faites par le C.E.D. à la théorie de Monsieur GUYON et qui ont été rappelées au chapitre 2 paragraphe 2.3.1 (biais, continuité, anisotropie, variations d'inertie, influence du coefficient de POISSON).

Les adaptations de la méthode GUYON-MASSONNET qui sont propres à M.C.P. permettent le calcul des ponts-dalles comportant de larges encorbellements en coupe transversale; les extensions développées dans ce but ont été développées au chapitre 2 paragraphe 2.3.2. Il convient ici d'en rappeler d'abord brièvement les principaux résultats.

- Pour de telles structures, il convient de faire une distinction entre les parties en encorbellements et la dalle centrale encore appelée nervure; nous considérons que les *encorbellements* travaillent comme des *consolés encastrés* dans la dalle centrale et que la nervure, supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isotrope pour laquelle la méthode de Messieurs GUYON et MASSONNET est applicable.

- Pour tenir compte de la *participation des encorbellements à la flexion générale*, il est substitué à la dalle avec encorbellements, la notion de *dalle équivalente de section rectangulaire*, présentant même inertie en flexion que la dalle avec encorbellements et dont la hauteur est celle de la dalle centrale.

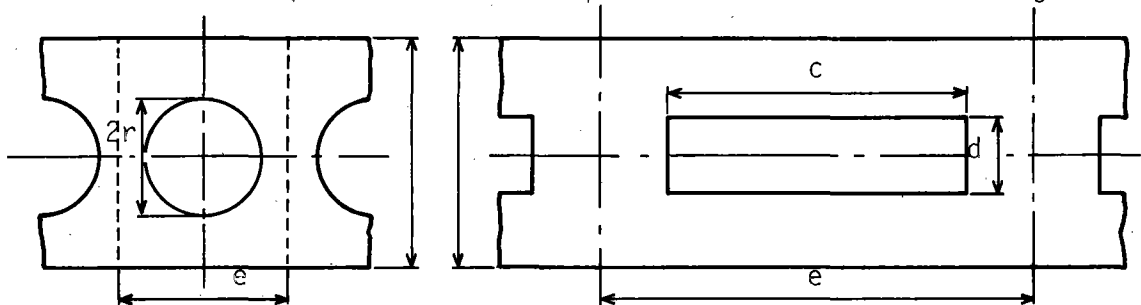
- La ligne d'influence du coefficient de répartition transversale de la dalle avec encorbellements pour une fibre considérée de la dalle centrale, se déduit de la ligne d'influence de ce coefficient calculé sur la dalle équivalente en lui substituant, dans les sections situées sur les encorbellements, la tangente à cette courbe menée à partir de l'origine des encorbellements (section d'encastrement).

4.1 - Impression du titre et des caractéristiques de l'ouvrage

A l'issue de l'impression de la page de garde où figurent notamment le titre de l'ouvrage et le numéro d'ordre du calcul (à rappeler dans toute correspondance), l'ordinateur édite *toutes les données du bordereau* accompagnées d'un commentaire approprié les définissant - *EN PRENDRE CONNAISSANCE AVEC SOINS EST UN PREALABLE NECESSAIRE - Il incombe en effet à l'utilisateur de vérifier que le problème traité dans la suite est bien celui qui avait été défini au bordereau.*

A l'issue de ces impressions dont l'importance méritait d'être soulignée, l'ordinateur définit, par des calculs simples, un certain nombre de constantes du calcul qui interviennent à divers stades de celui-ci. Ce sont :

4.1.1 - Les paramètres d'anisotropie α et β qui sont soit indiqués au bordereau, soit calculés si la dalle est élégiée. Dans ce cas il est fait application des formules dues à COSTE et THENOZ. Ces formules sont basées sur une assimilation de la section transversale de la dalle à une poutre échelle; elles peuvent être considérées comme valables dans la mesure où le rapport entre l'aire des sections d'élégissement et celle de la dalle rectangulaire équivalente supposées pleine n'excède pas 0,30. (Les vides extérieurs situés sur l'emprise de la dalle équivalente sont compris dans la surface des élégissements).



Soient c et d les côtés du rectangle de l'évidement ou du rectangle ayant même section et même inertie que le cercle de rayon r (avec $c = \frac{\pi r}{\sqrt{3}}$ et $d = r\sqrt{3}$); nous obtenons, compte tenu des notations du chapitre 2,

$$I_x = \frac{eh^3 - cd^3}{12e} = \Gamma_y / 2$$

$$I_y = \frac{eh^2(h+d)}{8 \left[\frac{c}{h-d} + \left(1 + 3 \frac{d}{h}\right) (e-c) \right]}$$

$$\Gamma_x = \frac{(hc+cd)^2}{8e \left[\frac{c}{h-d} + \frac{e-c}{h} \right]}$$

Il vient alors
$$\alpha = \frac{Gr_x + Gr_y}{2\sqrt{EI_x EI_y}} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{EI_x}{EI_y}$$

4.1.2 - Le biais mécanique en travée et sur appuis.

Compte tenu des méthodes exposées au chapitre 2 §2.3.1.1, la prise en compte du biais mécanique n'intéresse pas le calcul des efforts extrêmes longitudinaux puisque ces derniers sont calculés selon la direction du biais géométrique. Les formules qui permettent de déterminer ψ ont été reportées dans leur contexte d'application (moments transversaux) c'est à dire au chapitre 7 § 7.2.3

4.2 - Caractéristiques géométriques des sections transversales

=====

Dans chacune des sections définies par la donnée NDIV, l'ordinateur calcule les aires des sections qui serviront notamment à l'évaluation de la charge permanente.

Il calcule également les moments d'inertie de flexion longitudinale par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité et détermine la position de la fibre moyenne en calculant les distances respectives du centre de gravité à l'extrados (v_s) puis à l'intrados (v_i).

Toutes ces valeurs sont calculées en section brute, c'est à dire sans déduction des évidements dus aux passages des gaines de précontrainte, même lorsque le nombre de câbles est imposé au programme. Toutes ces caractéristiques permettent donc de calculer les efforts (cf article 7 de l'instruction provisoire § 2.1) -

{ Bien entendu, les évidements constitués par les élégissements sont
 { pris en compte dans les conditions définies au bordereau; *une section pleine*
 { *est considérée comme élégie si sa distance à l'extrémité de l'élégissement voi-*
 { *sin est inférieure à la moitié du diamètre équivalent de l'élégissement (élé-*
 { *gissements circulaires ou prismatiques comportant 5 côtés ou plus) ou la plus*
 { *grande de ses deux dimensions.*

RESULTATS : (caractéristiques géométriques des sections brutes - Annexe 3 page 6)

"AIRE" : l'ordinateur calcule l'aire S, limitée au contour transversal défini dans les données et diminuée, le cas échéant, de la section des élégissements. Il imprime cette aire sous la rubrique "Aire brute";

" MOMENT STATIQUE" : sous la rubrique "moment statique/extrados" figurent les moments statiques M des aires brutes par rapport à l'horizontale de l'extrados de la dalle (y', y).

" MOMENT D'INERTIE" : l'ordinateur calcule tout d'abord les moments d'inertie des sections par rapport à l'extrados puis, à l'aide de la formule de KOENIG :

$$I_{gx} = I_{y'y} - \frac{M^2}{S}$$

il imprime alors les moments d'inertie I_{gx} par rapport à la fibre moyenne.

M est ici le moment statique précédemment calculé.

" V_s et V_i "

: la machine imprime les "bras de levier" de la fibre supérieure (v_s) et la fibre inférieure (v_i) qui sont les distances des fibres supérieure et inférieure de la dalle au centre de gravité; rappelons que, par convention, v_i est toujours compté négativement.

"ETA"

: l'ordinateur imprime le "rendement géométrique des sections" qui est le rapport

$$\eta = \frac{-I_{gx}}{S v_i v_s},$$

compte tenu de la convention de signe adoptée pour v_i .

4.3 - Détermination de la dalle équivalente

Lorsque, pour une structure donnée, la portée de chaque encorbellement est supérieure à la plus petite hauteur de la dalle centrale rencontrée sur l'ouvrage, l'ordinateur substitue à la structure étudiée une *dalle équivalente de section rectangulaire* pour le calcul de la répartition transversale des surcharges (dans le cas contraire, le calcul est basé sur la largeur totale déduite de la carte A 9).

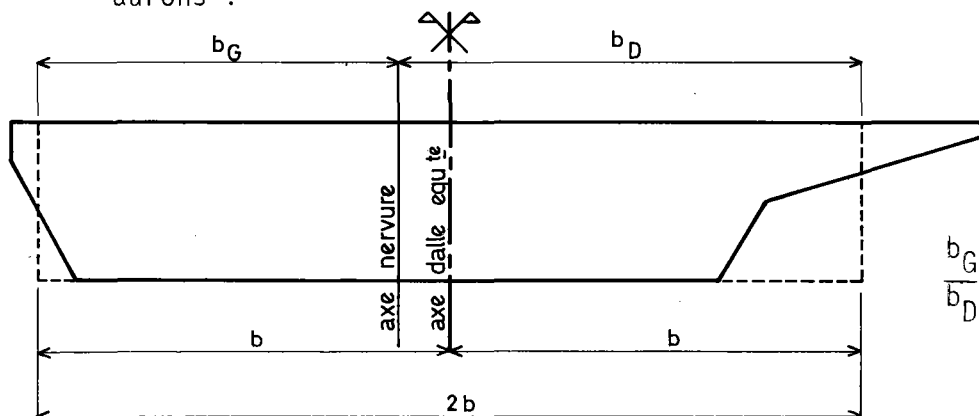
Cette dalle rectangulaire présente même inertie de flexion I_{gx} longitudinale que la structure étudiée, sa hauteur est celle de la dalle centrale h ; sa largeur est donc généralement définie par le rapport :

$$2b = \frac{12 I_{gx}}{h^3}$$

Trois cas particuliers se présentent cependant :

- Lorsque la structure est d'inertie variable, la dalle équivalente de section rectangulaire conserve la même largeur pour toutes les sections de chaque travée considérée - cette largeur est obtenue à l'aide de la formule ci-dessus appliquée à la section médiane de la travée.

- Lorsque la structure porteuse est dissymétrique, la dalle équivalente sera aussi dissymétrique par rapport à l'axe de la dalle centrale et nous aurons :



$$\frac{b_G}{b_D} = \frac{I_G}{I_D} \text{ avec } b_G + b_D = 2b$$

I_G et I_D étant respectivement les moments d'inertie de la partie à gauche et de la partie à droite de l'axe de la dalle centrale par rapport à l'axe horizontal passant par l'extrados de la structure.

- enfin, lorsque la structure est élégiée et comporte de larges encorbellements, la largeur de la dalle équivalente se déduit de celle de la dalle centrale en la multipliant par le rapport de l'inertie de la section complète (élégiée) à l'inertie de la nervure (élégiée) ; le cas de dissymétrie relève également de l'alinéa précédent.

RESULTATS (cf Annexe 3 page ?)

L'ordinateur imprime pour chaque travée, la largeur de la dalle équivalente qui est, pour un pont d'inertie variable (cas général pour M.C.P.) la valeur calculée pour la section médiane.

Il imprime également, compte tenu des conventions de signe utilisées au chapitre 2 (sens positif de la gauche vers la droite), la position de l'axe longitudinal de la dalle centrale par rapport à l'axe longitudinal de la dalle équivalente, définissant l'axe mécanique à partir duquel seront désormais comptés tous les excentrement des fibres et des surcharges (cf chapitre 2 § 2.3.2.1. Cette valeur est positive quand l'axe de la nervure est à droite de l'axe de la dalle équivalente.

4.4 - Calcul des Inconnues hyperstatiques de la poutre continue équivalente

=====

L'objet du calcul est de trouver les valeurs des ordonnées des lignes d'influence des réactions d'appui qui sont ici considérées comme des *inconnues hyperstatiques*. La connaissance de ces inconnues permet d'établir immédiatement, par des raisonnements statiques simples, n'importe quelle ligne d'influence du moment fléchissant ou de l'effort tranchant pour une section considérée. L'ordinateur calcule aussi certaines aires de lignes d'influence et les imprime ; elles seront utiles lors de l'étude de l'effet de la charge permanente de densité constante (QSUP), de la surcharge A et des surcharges de trottoirs.

Nous reprendrons ci-après l'étude détaillée de ces calculs et les impressions fournies après en avoir brièvement rappelé les notations.

NOTATIONS :

On se réfèrera au chapitre relatif aux poutres droites hyperstatiques du cours de résistance des matériaux de Monsieur COURBON moyennant les adaptations suivantes qui ont été rendues nécessaires par suite du découpage des travées en sections de calcul (NDIV + 1 sections par travée); ainsi :

$m = \text{NDIV} = \text{constante}$, commune à toutes les travées.

$n = \text{NT}$ nombre de travées continues.

t désigne, par son rang, une travée quelconque de 1 à NT

l désigne, par son rang, un appui quelconque, de 1 à NT + 1.

k désigne le numéro d'une section dans la travée t .

$$1 \leq k \leq m + 1.$$

EN PARTICULIER :

i désigne le numéro d'une travée chargée, encadrée par les appuis i et $i + 1$ respectivement à sa gauche et à sa droite.

j désigne la section chargée de la travée i .

COMPTE TENU DE CES CONVENTIONS, ON DESIGNNE PAR :

$\alpha (i, j)$ l'abscisse de la charge comptée à partir de l'appui de gauche (i) de la travée i .

$x (t, k)$ l'abscisse de la section étudiée, comptée à partir de l'appui de gauche (t) de la travée t .
Si la charge et la section étudiée se situent dans la même travée $x(t, k)$ devient $x(i, k)$.

$I_{\alpha} (t, k)$ est l'inertie de la section k de la travée t ; compte tenu de ce qui précède on peut également la définir par :

$I_{\alpha} (x)$, si la travée t où se situe la section étudiée, n° k , à l'abscisse x , est définie au préalable;

$I_{\alpha} (\alpha)$, si la travée i où se situe la charge, section n° j d'abscisse α , est définie au préalable.

$R(l; i, j)$ réaction sur l'appui l due à une charge unité disposée dans la section j de la travée i .

$M(l; i, j)$ réaction sur l'appui l due à une charge unité disposée dans la section j de la travée i .

$M''(l; i, j)$ dérivée seconde de $M(l; i, j)$ lorsque la charge unité est disposée dans la section j de la travée i .

4.4.1 - Inerties relatives

Les lignes d'influence sont fonction de la variation relative de l'inertie et sont indépendantes du module d'élasticité E . Tous les calculs sont donc conduits en *inertie relative* définie par le rapport ci-après, *calculé et imprimé* par l'ordinateur :

$$I_r(t, k) = \frac{I_\alpha(t, k)}{I_\alpha(1, 1)}$$

$I_\alpha(1, 1)$ étant l'inertie "absolue" de la première section de la travée 1.

4.4.2 - Constantes mécaniques

L'ordinateur *calcule et imprime* les constantes mécaniques définies, dans chaque travée par les expressions suivantes, où l'effet de l'effort tranchant est négligé :

$$A(i) = \int_0^{D(i)} \left(1 - \frac{x}{D(i)}\right)^2 \frac{dx}{I_r(x)}$$

$$B(i) = \int_0^{D(i)} \left(1 - \frac{x}{D(i)}\right) \frac{x}{D(i)} \frac{dx}{I_r(x)}$$

$$C(i) = \int_0^{D(i)} \left(\frac{x}{D(i)}\right)^2 \frac{dx}{I_r(x)}$$

Ces intégrales, comme les suivantes, sont calculées par la formule des 3 niveaux où x représente l'abscisse d'une section k .

Les expressions $a(i)$, $b(i)$, $c(i)$ habituellement utilisées dans les traités de résistance des matériaux se déduisent des valeurs $A(i)$, $B(i)$, $C(i)$ ci-dessus à l'aide des formules suivantes.

$$a(i) = \frac{A(i)}{EI (1,1)}$$

$$b(i) = \frac{B(i)}{EI (1,1)}$$

$$c(i) = \frac{C(i)}{EI (1,1)}$$

4.4.3 - Position relative des foyers (sortie commandée par la carte A 4 si LIGNINE = 1)

Si $F(i)$ est la distance du foyer de gauche et $F'(i)$ la distance du foyer de droite comptées respectivement à partir de l'appui de gauche et de l'appui de droite de la travée i nous définissons comme suit les valeurs

$\varphi(i)$ et $\varphi'(i)$

$$\varphi(i) = \frac{F(i)}{D(i)-F(i)} \quad \text{et} \quad \varphi'(i) = \frac{F'(i)}{D(i)-F'(i)}$$

Les valeurs $\varphi(1)$, $\varphi(2)$, ..., $\varphi(n)$ et $\varphi'(n)$, $\varphi'(n-1)$, ..., $\varphi'(1)$ sont calculées par les formules de récurrence

$$\varphi(1) = 0$$

$$\frac{b(2)}{\varphi(2)} = a(2) + c(1) - b(1) \varphi(1)$$

$$\frac{b(t+1)}{\varphi(t+1)} = a(t+1) + c(t) - b(t) \varphi(t)$$

$$\frac{b(n)}{\varphi(n)} = a(n) + c(n-1) - b(n-1) \varphi(n-1).$$

et :

$$\varphi'(n) = 0$$

$$\frac{b(n-1)}{\varphi'(n-1)} = c(n-1) + a(n) - b(n) \varphi'(n)$$

$$\frac{b(t)}{\varphi'(t)} = c(t) + a(t+1) - b(t+1) \varphi'(t+1)$$

$$\frac{b(1)}{\varphi'(1)} = c(1) + a(2) - b(2) \varphi'(2).$$

RESULTATS : (cf. Annexe 3 page 9)

L'ordinateur imprime (si *LIGNINF* = 1 carte A 4) :

- D'une part le quotient par la portée, des distances de chaque foyer à l'appui le plus voisin soit

$$\frac{F(t)}{D(t)} \quad (1^{\text{ère}} \text{ ligne})$$

$$\frac{F'(t)}{D'(t)} \quad (2^{\text{ème}} \text{ ligne})$$

- D'autre part le quotient des distances de chaque foyer aux deux appuis

$$\left. \begin{aligned} \varphi(t) &= \frac{F(t)}{D(t)-F(t)} \quad (1^{\text{ère}} \text{ ligne}) \\ \varphi'(t) &= \frac{F'(t)}{D'(t)-F'(t)} \quad (2^{\text{ème}} \text{ ligne}) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{quotients utilisés dans les} \\ \text{traités de résistance des} \\ \text{matériaux.} \end{array}$$

4.4.4 - Rotations relatives sur appuis (sortie commandée par la carte A 4 si *LIGNINF* = 1)

On désigne par $\mu(\alpha, x)$ le moment produit à l'abscisse x de la travée i , supposée sur appuis simples, par une charge unité appliquée dans la section j (d'abscisse α) de la travée i .

Les lignes d'influence des rotations aux extrémités de la travée i supposée indépendante, $\omega'(i, j)$ et $\omega''(i, j)$, ont pour expression, au coefficient

EI (1,1) près :

$$\omega'(i; i, j) = - \int_0^{D(i)} \mu(\alpha, x) \left(1 - \frac{x}{D(i)}\right) \frac{dx}{I_r(x)}$$

$$\omega''(i+1; i, j) = \int_0^{D(i)} \mu(\alpha, x) \frac{x}{D(i)} \frac{dx}{I_r(x)}$$

avec :

$$\mu(\alpha, x) = \frac{\alpha(D(i) - x)}{D(i)} \quad \text{si } \alpha \leq x$$

$$\mu(\alpha, x) = \frac{x(D(i) - \alpha)}{D(i)} \quad \text{si } x \leq \alpha$$

On démontre aisément que $\omega'(i; i, j)$ et $\omega''(i+1, i, j)$ sont respectivement les intégrales secondes de :

$$\frac{1}{I_r(\alpha)} \left(1 - \frac{\alpha}{D(i)}\right) \quad \text{et} \quad - \frac{1}{I_r(\alpha)} \frac{\alpha}{D(i)}$$

nulles pour $\alpha = 0$ et $\alpha = D(i)$

RESULTATS : (commandés par la carte A 4 si LIGNINF = 1, cf Annexe 3 page 10)

L'ordinateur imprime dans chaque travée et pour chaque section l'ordonnée de la ligne d'influence de ω' et ω'' , rotations de la travée, supposée indépendante, au droit des appuis de gauche et de droite respectivement.

Les 2, 3 et 4ème colonnes concernent l'appui de gauche; les 5ème, 6ème et 7ème l'appui de droite.

Les colonnes 2 et 3, 5 et 6 sont respectivement les primitives première et seconde de :

$$\frac{1}{I_r(\alpha)} \left(1 - \frac{\alpha}{D(i)}\right) \quad \text{et} \quad \frac{1}{I_r(\alpha)} \frac{\alpha}{D(i)} \quad \text{sans constante d'intégration}$$

Dans les colonnes 4 et 7 apparaissent les résultats de chaque double intégration compte tenu de la valeur des constantes qui annulent ω' et ω'' pour $\alpha = 0$ et $\alpha = D(i)$

4.4.5 - "Lignes d'influence des moments sur appuis"

L'ordinateur aborde ensuite le calcul des lignes d'influence des moments sur appuis "intermédiaires" lorsque la charge unité est appliquée au droit de chaque section dans toutes les travées.

Les moments $M(i; i, j)$ et $M(i+1; i, j)$ la travée i , pour une charge disposée sur la section j de la travée i , ont pour expression

$$M(i; i, j) = \frac{1}{B(i)} \frac{\frac{1}{\varphi'(i)} \omega'(i; i, j) + \omega''(i+1; i, j)}{\left(\frac{1}{\varphi(i) \varphi'(i)} - 1\right)}$$

$$M(i+1; i, j) = \frac{1}{B(i)} \frac{\omega'(i; i, j) + \frac{1}{\varphi(i)} \omega''(i+1; i, j)}{\left(\frac{1}{\varphi(i) \varphi'(i)} - i\right)}$$

Les moments sur les autres appuis sont alors obtenus par les formules de recurrence :

$$\left. \begin{aligned} M(i-1; i, j) &= -\varphi(i-1) M(i; i, j) \\ M(l; i, j) &= -\varphi(l) M(l+1; i, j) \end{aligned} \right\} \text{à gauche de } i$$

$$\left. \begin{aligned} M(i+2; i, j) &= -\varphi'(i+1) M(i+1; i, j) \\ M(l; i, j) &= -\varphi'(l-1) M(l-1; i, j) \end{aligned} \right\} \text{à droite de } i$$

RESULTATS (Cf annexe 3 page 11)

L'ordinateur imprime pour chaque appui intermédiaire l'ordonnée de la ligne d'influence lorsque la charge unité se déplace travée par travée et d'une section à l'autre.

Puis, par interpolation parabolique, il calcule et imprime (si LIGNINF = 1 carte A 4) ces mêmes ordonnées lorsque la charge se déplace dans chaque travée par bonds successifs de $1,50/NU$ mètres; nous repèrerons, pour la compréhension de ce qui va suivre, les sections ainsi déterminées par l'indice r ; l'ordonnée de la ligne d'influence a pour expression $M(l; i, r)$

NU est, rappelons le, un coefficient définissant le pas de déplacement des surcharges lors du calcul des moments fléchissants ($1,50/NU$ mètres).

De cette manière les impacts des roues du convoi type seront toujours situés au droit d'une section pour laquelle l'ordonnée de la ligne d'influence des moments sur appuis aura été calculée.

4.4.6 - Dérivée seconde de la ligne d'influence des moments sur appuis

L'étude des effets hyperstatiques de la précontrainte (cf chapitre 2 § 2.3.3.2) conduit à rechercher la ligne d'influence d'un courbeur unité sur les moments hyperstatiques; l'ordonnée de cette ligne d'influence est, dans chaque section, égale à la dérivée seconde, par rapport à l'abscisse α , de la ligne d'influence décrite ci-dessus, du moment sur l'appui considéré;

Pour les appuis i et $i+1$ encadrant la section j , d'abscisse α dans la travée i , les expressions de $M''(i; i, j)$ et $M''(i+1, i, j)$ sont les suivantes :

$$M''(i; i, j) = \frac{1}{\Delta(i) EI_{\alpha}(i)} \left[\frac{1 - \frac{\alpha}{D(i)}}{\varphi'(i)} - \frac{\alpha}{D(i)} \right]$$

$$M''(i+1, i, j) = \frac{1}{\Delta(i) EI_{\alpha}(i)} \left[- \left(1 - \frac{\alpha}{D(i)} \right) + \frac{\alpha}{D(i) \varphi'(i)} \right]$$

$$\text{avec } \Delta(i) = b(i) \left(\frac{1}{\varphi(i) \varphi'(i)} - 1 \right)$$

Ces fonctions sont linéaires si les inerties $I_{\alpha}(i, j)$ sont constantes, mais leurs lignes représentatives passent toujours par les foyers : on en déduit donc les valeurs de $M''(l; i, j)$.

RESULTATS (Cf annexe 3 page 18)

L'ordinateur imprime, pour chaque appui intermédiaire la valeur de M'' lorsque la charge unité se déplace travée par travée et d'une section de calcul à l'autre.

4.4.7 - Lignes d'influence des efforts tranchants sur appuis

a) si la charge unité et la section dont on calcule la ligne d'influence sont dans des travées distinctes, respectivement désignées par i et t , le terme de continuité T (ou terme "hyperstatique") correspond exactement à l'effort tranchant dans la section ; ainsi, dans la travée $t \neq i$ les efforts tranchants sur l'appui de gauche (TG) et l'appui de droite (TD) sont égaux à :

$$\text{TG}(t; i, j) = \text{TD}(t; i, j) = \frac{M(t+1; i, j) - M(t; i, j)}{D(t)} = T(t; i, j) \quad \text{pour } t \neq i$$

b) si la charge unité appartient à la même travée que la section considérée, l'ordinateur ajoute au terme précédent le terme "isostatique" correspondant à l'effort tranchant dans la section de la travée i supposée sur appuis simples.

$$\left. \begin{aligned} \text{TG}(i; i, j) &= T(i; i, j) + 1 - \frac{j-1}{m} \\ \text{TD}(i; i, j) &= T(i; i, j) - \frac{j-1}{m} \end{aligned} \right\} t = i$$

c) l'ordinateur imprime alors, tous calculs faits et si LIGNINF = 1 carte A 4, l'ordonnée de la ligne d'influence de l'effort tranchant, au droit de l'appui de gauche (TG) et de droite (TD) de chaque travée, pour une charge unité se déplaçant d'une extrémité à l'autre de l'ouvrage.

4.4.8 - Aires des lignes d'influence par travée (Annexe 3 page 15)

4.4.8.1 - Moments fléchissants sur appuis

A l'aide des lignes d'influence des moments sur appuis (cf § 4.4.5) l'ordinateur calcule l'aire de la ligne d'influence du moment sur l'appui l ; il utilise dans ce but la méthode d'intégration numérique des trois niveaux.

Il imprime alors pour chaque appui l intermédiaire, l'aire $AS(l; i)$ de la ligne d'influence du moment fléchissant dans chaque travée i .

4.4.8.2 - Efforts tranchants sur appuis

L'ordinateur calcule et imprime pour chaque travée i , les aires $ATG(t; i)$ et $ATD(t; i)$ des efforts tranchants sur les appuis, respectivement de gauche et de droite de la travée t .

- Si $t \neq i$ l'aire se réduit à celle du terme de continuité défini au § 4.4.7 a) et, par conséquent, en fonction des aires AS des lignes d'influence des moments sur appuis :

$$ATG(t;i) = ATD(t;i) = \frac{AS(t+1;i) - AS(t;i)}{D(t)} \quad \text{pour } t \neq i$$

- Si $t = i$ l'ordinateur ajoute l'aire du terme isostatique c'est-à-dire l'aire de la ligne d'influence de l'effort tranchant sur appui lorsque la travée est supposée sur appuis simples; par conséquent :

$$ATG(i;i) = \frac{AS(i+1;i) - AS(i;i)}{D(i)} + D(i)/2$$

$$ATD(i;i) = \frac{AS(i+1;i) - AS(i;i)}{D(i)} - D(i)/2$$

4.4.8.3 - Réactions d'appuis

Enfin, l'ordinateur calcule et imprime l'aire, relative à chaque travée i de la ligne d'influence de la réaction sur l'appui l .

$$AR(l;i) = AR_0 + \frac{AS(l+1;i) - AS(l;i)}{D(l)} + \frac{AS(l-1;i) - AS(l;i)}{D(l-1)}$$

AR_0 représente la réaction sur l'appui l lorsque les travées qui encadrent cet appui ont été, au préalable, rendues isostatiques; par conséquent :

Si $l = i$ ou $l = i + 1$.

$$AR_0 = \frac{D(i)}{2}$$

Pour une même travée i considérée, AR_0 est nul pour toutes les autres valeurs de l .

4.4.9 - Lignes d'influence des réactions d'appuis (Annexe 3 page 16)

L'ordinateur calcule et imprime, à partir des lignes d'influence $M(l;i,r)$ des moments sur appuis, définies tous les 1,50/NU mètres (voir § 4.4.5 dernier alinéa), les lignes d'influence des réactions de chaque appui l , avec le même espacement.

$$R(l;i,r) = R_0 + \frac{M(l+1;i,r) - M(l;i,r)}{D(l)} + \frac{M(l-1;i,r) - M(l;i,r)}{D(l-1)}$$

R_0 représente la réaction sur l'appui l lorsque les travées qui encadrent l'appui ont été préalablement rendues indépendantes. Par conséquent :

$$\sim \text{Si } l = i \quad R_0 = 1 - \frac{\alpha}{D(i)}$$

$$\sim \text{Si } l = i + 1 \quad R_0 = \frac{\alpha}{D(i)}$$

Pour une même travée i considérée, R_0 est nul pour toutes les autres valeurs de l .

4.5 - Evaluation des charges permanentes (cf Annexe 3 page 20)

=====

La charge permanente est décomposée en 2 parties distinctes :

- la charge permanente de densité constante : c'est la charge permanente introduite dans la donnée QSUPT (superstructures)
- la charge permanente de densité variable : l'ordinateur évalue le poids de la dalle à partir des aires brutes des sections transversales (cf § 4.2), pour des tranches de tablier de longueur $D(i)/NDIV$. Il effectue ensuite une interpolation pour *éditer* (si CHAPER = 1 carte A 4) le poids contenu dans chaque intervalle de 1,50/NU mètres de longueur, dans le but de combiner la charge permanente et l'effet des surcharges compte tenu des indications des § 4.8 et 4.10 ci-après.

L'ordinateur calcule et imprime ensuite, travée par travée, la "charge permanente sans superstructures" qui est l'intégration numérique dans chaque travée, selon méthode de SIMPSON, du *poids du béton*.

4.6 - Coefficient de Majoration Dynamique

=====

Les effets des surcharges mobiles sont affectés par un coefficient dynamique; son calcul relève invariablement de la formule réglementaire

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2D(i)} + \frac{0,6}{1+4 \frac{G_i}{S_i}}$$

$D(i)$ est la longueur exprimée en m de la travée (i) où se trouve la surcharge mobile.

G_i est le poids en tonnes de cette travée (i), superstructures comprises.

S_i est une charge définie de la façon suivante en fonction des surcharges considérées :

- s'il s'agit d'une surcharge civile (Bc, Be ou Br), S_i est le poids maximum d'essieux Bc qui peuvent être admis sur la travée (i),

- s'il s'agit du char, S_i est le poids du char (70 tonnes ou 100 tonnes selon la donnée CM carte A 5) admis sur la travée (i). Dans l'hypothèse où la largeur de la chaussée est supérieure ou égale à 7 mètres, S_i est majorée d'une surcharge uniforme de $0,4375 D(i)$ tonnes.

4.7 - Coefficients d'excentrement maxima maximorum relatifs aux surcharges

=====

L'étude générale exposée au chapitre 2 § 2.3.1 a indiqué quelles étaient les adaptations de la méthode de M. GUYON faites par le programme CED puis par le programme MCP. L'approximation de MASSONNET, dont il est fait application dans cette séquence du programme, consiste à supposer que la majoration pour excentrement est essentiellement fonction du premier terme du développement en série de la charge.

Par conséquent si $M(x)$ est le moment fléchissant à l'abscisse x de la travée i assimilée à une simple poutre de même inertie de flexion (sans répartition transversale), la densité de moment fléchissant $m_x(x, y)$ régnant au point de coordonnées x, y a pour expression :

$$m_x(x, y) = \frac{1}{2b} K_1 \left(\frac{b}{2a}, \frac{y}{b}, \frac{e}{b} \right) M(x)$$

b étant la largeur droite de la dalle rectangulaire équivalente.

En particulier, soient plusieurs charges P_i repérées par leur excentrement e_i pris par rapport à l'axe mécanique; nous avons une bonne approximation de la densité de moment longitudinal en posant :

$$m_x(x, y) = \frac{1}{2b} \frac{\sum P_i K_1 \left(\frac{b}{2a}, \frac{e_i}{b}, \frac{y}{b} \right)}{\sum P_i} M(x)$$

$$\text{et } M_x(x, y) = \frac{\sum P_i K_1 \left(\frac{b}{2a}, \frac{e_i}{b}, \frac{y}{b} \right)}{\sum P_i} M(x)$$

La plus grande valeur de $M_x(x, y)$ sera obtenue en recherchant successivement le maximum des termes qui constituent le second membre.

RESULTATS (cf Annexe 3 pages 21 et 22) :

a) lignes d'influence du coefficient K_1 de répartition transversale

Si $EXCENT = 1$, carte A 4, l'ordinateur imprime l'ordonnée de la ligne d'influence du coefficient de répartition transversale lorsque la charge unité se déplace d'un bord libre à l'autre de la dalle par bonds successifs de 0,125 m.

Lorsque le pont comporte de larges encorbellements en coupe transversale, l'ordinateur prolonge la ligne d'influence de K_1 par des tangentes menées à partir des sections d'encastrement et repère l'ordonnée correspondante.

Il répète le calcul et l'impression pour des fibres définies ci-après :

- fibres situées aux bords libres de la dalle rectangulaire équivalente $y = -b$ et $y = +b$ ($y = -b$ seulement, si la structure est symétrique transversalement)

- fibre située sur l'axe de la dalle équivalente (ou axe mécanique $y = 0$).

- fibres situées au 1/4 et aux 3/4 de la largeur de la dalle équivalente, c'est-à-dire aux excentremets

$y = -\frac{b}{2}$ et $y = +\frac{b}{2}$ ($y = -\frac{b}{2}$ seulement, si la structure est symétrique transversalement).

b) Intensité de la surcharge extrême, majorée pour excentrement

L'ordinateur déplace transversalement chaque surcharge sur la ligne d'influence précédemment définie, après avoir défini, par surcharge, les limites de la zone surchargeable.

Les surcharges ainsi introduites, dont on calcule l'intensité majorée pour excentrement, sont les suivantes :

- 1 puis 2 etc... (jusqu'à concurrence du nombre de voies si nécessaire) essieux constitués de 2 roues de 6 tonnes distantes de 2 mètres.
- 1 puis 2 etc... (jusqu'à concurrence du nombre de voies si nécessaire) voies surchargées d'une densité de 1 T/m².

- 1 ou 2 trottoirs, ou les deux à la fois, chacun d'eux étant surchargé d'une densité de 0,150 T/m².

- l'essieu Be (20 tonnes sur une largeur de 2,50 m)

- la roue Br (10 tonnes).

Pour chacun de ces chargements, l'ordinateur repère la disposition la plus défavorable. Il imprime l'intensité maximale et minimale de la surcharge, majorée pour excentrement, l'excentrement de son centre de gravité et diverses indications afférentes au type de chargement considéré telles que le nombre de files de camions Bc, le nombre de voies surchargées par A; ou le nombre de trottoirs chargés. Sauf pour les surcharges Bc et Br, considérées comme ponctuelles, ces majorations pour excentrement sont calculées par intégration sur les largeurs d'application.

c) Enfin, pour une travée et un type de surcharge donnés, l'ordinateur retient la plus grande intensité de la surcharge majorée pour excentrement.

L'ensemble des résultats pour les différents types de surcharge est présenté dans le tableau "RECAPITULATION PAR TRAVÉE DES SURCHARGES EXTREMES MAJOREES POUR EXCENTREMENT".

d) Application des résultats relatifs aux surcharges majorées

A partir des lignes d'influence des efforts longitudinaux (moments fléchissants et efforts tranchants) il est possible de retrouver ces efforts à l'aide des résultats relatifs à la répartition transversale :

. Pour la surcharge A, on combinera les aires des lignes d'influence avec la fonction A (l) régnant sur 1 m de largeur du tablier; le résultat sera multiplié par l'intensité de la surcharge A, majorée pour excentrement, définie au tableau précédent, dans la travée chargée.

. Pour Bc (une rangée d'essieux de 12 T) Br ou Be, on obtiendra l'effort longitudinal en multipliant l'ordonnée de la ligne d'influence de cet effort par l'intensité de la surcharge majorée pour excentrement, puis par le coefficient de majoration dynamique (cf § 4.6).

Pour les trottoirs on multipliera la somme des aires d'influence de même signe par l'intensité de la surcharge majorée pour excentrement.

Pour le char, on multipliera l'aire d'influence la plus défavorable correspondant à la longueur du char par le poids du char, majoration pour excentrement comprise, puis par le coefficient de majoration dynamique.

Il n'est pas appliqué dans M.C.P. de majoration pour excentrement sur la charge permanente. Consulter le gestionnaire en cas de superstructures très dissymétriques et très inégalement réparties.

4.8 - Coefficient de somme à valoir

=====

Un coefficient C.P est prévu dans le bordereau des données. Il s'applique à l'ensemble des charges permanentes et permet d'introduire la somme à valoir désirée.

Un effort dû à la charge permanente, qu'il soit effort tranchant, moment fléchissant ou réaction d'appui, sera multiplié par ce coefficient de somme à valoir s'il est défavorable dans la recherche de l'effort extrême obtenu en le combinant à l'effet des surcharges. Le calcul des coefficients de majoration dynamique prend en compte les valeurs de la charge permanente multipliées par le coefficient C.P.

4.9 - Recherche des dispositions longitudinales des surcharges les ===== plus défavorables et calcul des moments longitudinaux extrêmes =====

Les commentaires qui suivent portent sur le tableau : *MOMENTS LONGITUDINAUX EXTREMES* (cf Annexe 3 page 25). Dans chaque section de calcul et à l'exception de la 1ère colonne, les résultats de la première ligne concernent le moment maximal; les résultats de la seconde, le moment minimal dans chaque section. Tous les calculs qui suivent donnent les valeurs pour la largeur totale du tablier .

L'ordinateur établit la ligne d'influence du moment fléchissant de la poutre équivalente à la dalle (c'est-à-dire ayant mêmes portées biaises et mêmes inerties) aux sections dont les abscisses sont multiples de $1,50/NU$; lors de la recherche des effets d'une surcharge, l'intensité de la surcharge est majorée pour excentrement avec le coefficient relatif à la travée où se trouve la surcharge.

L'ordinateur *calcule et imprime* pour chaque section le moment fléchissant dû aux superstructures (1ère ligne), puis à la charge permanente *globale* (ossature et superstructures - 2ème ligne).

Il imprime, si elle est défavorable pour l'effet recherché, la majoration de *l'effort global* précédent due au coefficient de somme à valoir introduit en données.

L'ordinateur recherche les dispositions longitudinales les plus défavorables pour les effets maximum et minimum des deux camions-types qu'il déplace sur toute la longueur de l'ouvrage par sauts de $1,50/NU$,

- en convoi allant de gauche à droite (sens 1)
- séparés l'un de l'autre allant de gauche à droite
- en convoi allant de droite à gauche (sens - 1)
- séparés l'un de l'autre allant de droite à gauche.

Il imprime l'abscisse de la roue la plus à gauche de chaque camion (colonnes 2 et 3), leur sens de marche (colonne 4) et l'intensité des moments longitudinaux extrêmes *compte tenu du coefficient d'excentrement et du coefficient de majoration dynamique* (colonne 6)

L'ordinateur recherche et imprime les longueurs de travées ou portions sur lesquelles la surcharge A doit être appliquée dans les 2 travées les plus influentes (colonnes 7 et 8 intitulées longueurs chargées).

L'ordinateur calcule le moment longitudinal extrême (colonne 9) dû à la surcharge A (voir ci-après § 4.10), *compte tenu de la majoration pour excentrement*.

Puis la machine déplace le char comme elle a déplacé un camion et elle imprime l'abscisse de l'extrémité gauche du char (colonne 10) correspondant au moment fléchissant extrême (colonne 11), avec intégration de la ligne d'influence (tenant compte de l'existence d'une pointe) sur la longueur d'application du char.

L'effet des trottoirs (colonne 12) est enfin étudié en chargeant les trottoirs dans les travées ou portions de travées définies lors du calcul de la surcharge A (colonnes 7 et 8).

4.10 - Pondération des surcharges civiles et militaires

=====

Le programme tient compte de la pondération des surcharges selon les règles définies ci-après :

Désignons par :

(G), l'effort dû à la charge permanente

(Q), l'effort dû aux surcharges civiles

(CM), l'effort dû aux surcharges militaires

(TR), l'effort dû aux surcharges des trottoirs.

L'effort extrême sous surcharges civiles est donné par la plus défavorable des deux expressions :

$$E_1 = (G) \times CP + (Q) \times \text{COEF}_{Bc}^A + (TR) \times \text{COEFA}$$

$$E_2 = (G) + (Q) \times \text{COEF}_{Bc}^A + (TR) \times \text{COEFA}$$

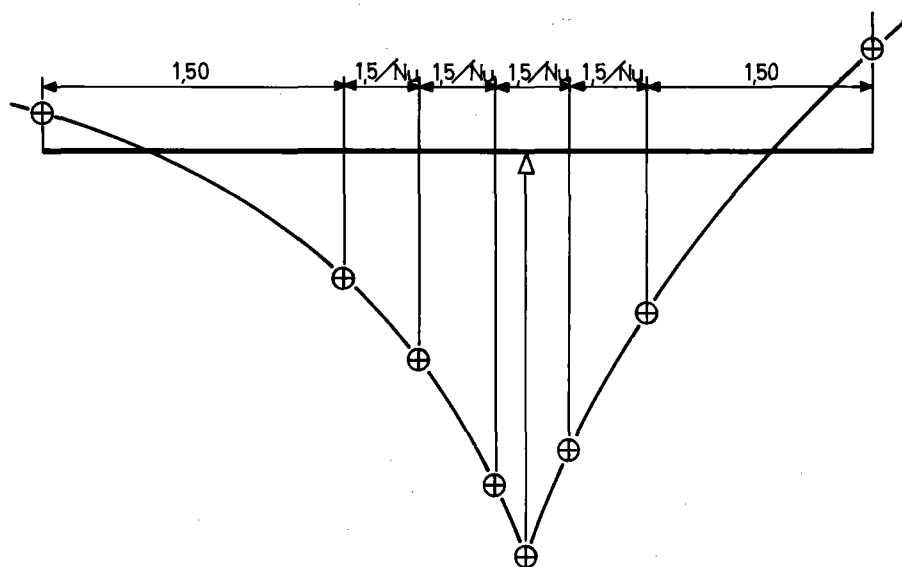
L'effort extrême sous surcharges militaires est donné par la plus défavorable des 2 expressions :

$$E'_1 = (G) \times CP + (TR) \times \text{COEFA} + (CM) \times \text{COEFCM}$$

$$E'_2 = (G) + (TR) \times \text{COEFA} + (CM) \times \text{COEFCM}.$$

4.11 - Moments fléchissants longitudinaux extrêmes au voisinage des piles

Les moments fléchissants longitudinaux extrêmes au voisinage des appuis intermédiaires et au droit de l'appui lui-même sont alors *calculés et imprimés* par l'ordinateur; les sections de calcul au voisinage de l'appui sont équidistantes de $1,50/NU$ mètres. Les moments au droit des appuis eux-mêmes sont déterminés directement à partir des lignes d'influence correspondantes (cf page 83).



4.12 - Courbes enveloppes des moments fléchissants maxima et minima -

Moments sur appuis

En un dernier tableau, l'ordinateur récapitule (*si MOMENT = 1 carte A 4*) les résultats du calcul des moments fléchissants pour des sections équidistantes de 1,50 m, respectivement sous l'effet des surcharges civiles et militaires.

Il s'intéresse également aux sections situées au droit des appuis intermédiaires, dont le rôle est déterminant pour le calcul de l'écrêtement des moments fléchissants sur ces appuis.

4.13 - Ecrêtement des moments sur appuis intermédiaires et interpolation
 =====
 parabolique des moments fléchissants.
 =====

Au voisinage des appuis intermédiaires, les courbes enveloppes des moments fléchissants respectivement sous surcharges civiles et militaires sont écrêtées de part et d'autre de l'appui intermédiaire et sur une distance d correspondant à l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui, à $\frac{d}{4}$, sur la fibre moyenne.

Le but du calcul est de substituer à la courbe enveloppe calculée, de part et d'autre de l'appui, un arc de parabole à tangente horizontale sur appui et passant par le point de la courbe enveloppe situé à une distance de l'appui égale à $\frac{d}{2}$ (voir figure Annexe 3 page 29).

La valeur de l'écrêtement du moment fléchissant est représentée par la différence des ordonnées de la courbe enveloppe et du point de tangente horizontale sur l'appui :

Soit R la réaction d'appui produite par les charges dont la position a défini la courbe enveloppe considérée,

et Soit d l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui au niveau de la fibre moyenne.

La courbe enveloppe des moments fléchissant est alors écrêtée de :

$$\Delta M = R \frac{d}{8}$$

{ Cet écrêtement des moments fléchissants au voisinage des appuis inter-
 { médiaires permettra, lors du dimensionnement de la précontrainte, de donner
 { au câble moyen un tracé plus régulier. Il ne dispense pas, lors de la vérifi-
 { cation finale de l'ouvrage, d'une vérification des sections sur appuis inter-
 { médiaires sous l'effet des moments fléchissants non écrêtés. L'ordinateur
 { conservera donc en mémoire les valeurs des moments extrêmes sur appuis en vue
 { de la phase finale de vérification.

Les moments fléchissants calculés tous les 1,50 m ne correspondent pas aux sections, définies par *NDIV*, pour lesquelles nous avons calculé les inerties. L'ordinateur opère donc une interpolation en assimilant les courbes enveloppes des moments fléchissants à une succession d'arcs de parabole d'axe vertical passant par trois points et limités par les deux points extrêmes.

RESULTATS (cf Annexe 3 page 30) :

Afin de permettre une justification de l'ouvrage au cours du temps, compte tenu des effets de la précontrainte, il est défini dans chaque section de calcul, l'ensemble des moments suivants, regroupés en un même tableau :

Colonne 1 Moment dû au poids propre de l'ouvrage (ossature résistante seule) soit M_{G1} .

Colonne 2 *Moment de charge permanente* (ossature résistante + superstructures) soit M_{G2} .

Colonnes 3 et 4 *Moments extrêmes civils* (ossature résistante + superstructures + surcharges civiles maximales (M_1 : colonne 3) et minimales (M_2 : colonne 4)).

Colonnes 5 et 6 *Moments extrêmes militaires* (ossature résistante + superstructures + surcharges militaires maximale (M'_1 : colonne 5) et minimale (M'_2 : colonne 6)).

4.14 - Efforts tranchants extrêmes

=====

De la même manière qu'il a calculé les moments fléchissants extrêmes, l'ordinateur recherche les efforts tranchants au droit des appuis qui délimitent chaque travée.

Dans chaque travée

le "côté" 1 représente la section immédiatement à droite de son appui de gauche.

le "côté" 2 représente la section immédiatement à gauche de son appui de droite.

Les efforts tranchants extrêmes sont calculés compte tenu de la majoration pour excentrement des surcharges (cf § 4.7) relative à la travée où elles se trouvent, leurs coefficients de majoration dynamique respectifs sont pris en compte pour Bc et CM.

La récapitulation des efforts et des efforts extrêmes est alors éditée en un tableau dont la présentation est la même que pour les moments fléchissants extrêmes.

4.15 - Réactions extrêmes sur appuis

=====

{ L'ordinateur calcule les réactions d'appuis extrêmes de la poutre
 { continue équivalente sans prendre en compte la majoration pour excentrement
 { de l'effet des surcharges.

Les surcharges Bc et CM ne sont pas affectées du coefficient de majoration dynamique (conformément au fascicule 61 titre II du CPC article 3 alinéa 5).

Pour le calcul des réactions d'appuis extrêmes, l'ordinateur prend en compte les valeurs de *COEFA*, *COEFB* et *COEFCM* du bordereau.

Il n'applique par contre aucun coefficient de majoration des effets des surcharges lors du calcul des réactions d'appuis minimales sur les appuis de rive (sécurité au soulèvement). L'utilisateur est convié à se reporter au Catalogue CAT 71 chapitre III pour connaître les modalités d'une justification manuelle simple vis-à-vis des soulèvements d'appuis, commentée au chapitre 8 page 164).

Les *résultats* sont alors donnés, pour toute la largeur du tablier en un tableau dont la présentation est analogue à celle des efforts tranchants et moments fléchissants extrêmes.

CHAPITRE 5 - ANALYSE DES RESULTATS

(Suite 2)

DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINT

La méthode de dimensionnement de la précontrainte qui fait l'objet de la deuxième suite du programme M.C.P. est la Méthode dite du "Câble concordant construit par Points" dont la théorie a été exposée dans le chapitre 2, paragraphe 2.3.3.

Le but de la méthode est de permettre, en fixant a priori la forme de l'intrados d'une structure donnée ainsi que les caractéristiques de sa section transversale, de déterminer l'épaisseur et la force de précontrainte dans une section quelconque.

Nous examinons successivement deux cas qui se posent couramment aux ingénieurs :

1 - dimensionnement en épaisseur minimale (*CABLAGE = 2*); il s'agit de la recherche compte tenu d'un intrados donné, d'une épaisseur minimale de la structure satisfaisant à la fois à la condition mécanique et à la condition géométrique;

2 - dimensionnement en géométrie imposée (*CABLAGE = 1*); il ne s'agit alors que de déterminer la force de précontrainte minimale à adopter.

Il est bien évident que l'accès au dimensionnement de la précontrainte ne peut être envisagé qu'après un premier calcul des efforts et que, par conséquent, il est nécessaire de se donner préalablement un ordre de grandeur de ce dimensionnement. Ce dimensionnement, établi par des règles très simples (élanement, pourcentage d'élégissements, largeur des encorbellements etc...) sera, le cas échéant, corrigé par l'ordinateur en ce qui concerne la hauteur de la dalle.

5.1 - Le câble concordant : rappel des propriétés

=====

Nous avons montré dans le chapitre 2 que, si les abouts d'un câble filant dans une structure donnée ne sont pas déplacés, le moment global de précontrainte (somme dans chaque section, des moments isostatique et hyperstatique de précontrainte), ne dépend que de la courbure de ce câble, donc de sa forme intrinsèque, et non de sa position. En particulier, toute transformation linéaire (translation et/ou rotation), travée par travée, laissera pratiquement invariant le moment global de précontrainte si les abouts du câble ne sont pas déplacés.

Pour le dimensionnement de la précontrainte en intensité et en tracé, il est donc pratique de déterminer un "CABLE CONCORDANT", c'est-à-dire un câble donnant un moment hyperstatique nul de précontrainte sur tout l'ouvrage, ce câble étant défini à l'intérieur du fuseau limite. A partir de son tracé on pourra obtenir une infinité de câbles donnant le même effet de précontrainte, par le jeu de transformations linéaires laissant fixes les abouts de ce câble.

5.2. - Recherche de la force de précontrainte

=====

Pour qu'il soit possible de trouver un câble moyen répondant au problème, il faut satisfaire aux deux conditions principales :

une condition mécanique : le fuseau limite résultant existe et le câble recherché lui est intérieur. Cette condition doit être satisfaite dans chaque section ;

une condition géométrique : la forme intrinsèque du câble moyen, considérée par travée, doit entrer à l'intérieur de la structure, compte tenu des couvertures minimales imposées, et du groupage éventuel des câbles en paquets verticaux.

La réalisation de ces deux conditions conduit à un couple (F,h) suivant une méthode que nous allons définir - le couple (F, h) est différent selon que l'on recherche une épaisseur minimale ou selon que l'on se fixe la géométrie d'une façon intangible.

La recherche du couple (F, h) dépend, comme on vient de le dire, du critère de dimensionnement choisi. Mais on est, de toute manière, conduit à rechercher la section déterminante du point de vue mécanique : on appelle cette section la section critique.

5.2.1 - Fuseaux limites - condition (mécanique) d'existence

Puisque le dimensionnement de la précontrainte doit logiquement aboutir à la définition d'un câble concordant, les valeurs des excentrement des limites du fuseau, pour l'effet considéré, supposent nul le moment hyperstatique développé par la force de précontrainte d'intensité F.

Les excentrement sont pris par rapport à la fibre moyenne.

Dans une section quelconque, la plus petite des deux valeurs suivantes définit la *limite supérieure* du fuseau de "non compression excessive":

$$\text{esc} = \eta v_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F/S} \right) - \frac{M_2}{F} \quad (\text{surcharges civiles})$$

$$\overline{\text{esc}} = \eta v_i \left(1 - \frac{1,1 \bar{\sigma}_b}{F/S} \right) - \frac{M'_2}{F} \quad (\text{surcharges militaires})^*$$

* cf C.P.S.T. § 3.05,31

La plus grande des deux valeurs suivantes définit la *limite inférieure* du fuseau de "non compression excessive":

$$e_{ic} = \eta v_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F/S} \right) \frac{M_1}{F_1} \quad (\text{surcharges civiles})$$

$$\overline{e_{ic}} = \eta v_s \left(1 - \frac{1,1 \bar{\sigma}_b}{F/S} \right) - \frac{M'_1}{F} \quad (\text{surcharges militaires})$$

Dans cette même section, la plus petite des deux valeurs suivantes définit la *limite supérieure* du fuseau limite de "non traction" :

$$e_{st} = \eta v_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F/S} \right) - \frac{M_2}{F} \quad (\text{surcharges civiles})$$

$$\overline{e_{st}} = \eta v_s \left(1 + \frac{1,1 \bar{\sigma}'_b}{F/S} \right) - \frac{M'_2}{F} \quad (\text{surcharges militaires})$$

$\bar{\sigma}_1 = \sigma_{bmin}$ des données

La plus grande des deux valeurs suivantes définit la *limite inférieure* du fuseau limite de "non traction" :

$$e_{it} = \eta v_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F/S} \right) - \frac{M_1}{F} \quad (\text{surcharges civiles})$$

$$\overline{e_{it}} = \eta v_i \left(1 + \frac{1,1 \bar{\sigma}'_b}{F/S} \right) - \frac{M'_1}{F} \quad (\text{surcharges militaires})$$

$\bar{\sigma}_1 = \sigma_{bmin}$ des données

La condition d'existence d'un fuseau limite résultant (condition mécanique) se résume, dans chaque section par les trois conditions suivantes :

- une condition nécessaire d'existence du fuseau de "non compression excessive" du béton;
- une condition nécessaire d'existence du fuseau de "non traction";
- enfin, une condition liée aux deux précédentes par laquelle les deux fuseaux ont bien une plage commune.

Les indications qui en résultent ($e_s > e_j$) fournissent à la limite la plus petite hauteur mécaniquement possible, compte tenu des contraintes admissibles du béton et des efforts extérieurs qui lui sont appliqués et que nous appellerons HMIN dont l'expression est de la forme :

$$HMIN = \sqrt{\frac{(\Delta M) + \Delta M}{ndm (A+B)}}$$

Nous donnons ci-dessous les valeurs de (ΔM) , $\overline{\Delta M}$, A et B selon la nature des limites du fuseau résultant.

1) Fuseau de compression

2) Fuseau de non traction

Limite supérieure Limite inférieure	civile:eic	militaire:esc
civil eic	$\overline{\Delta M} = M_2 - M_1$	$\overline{\Delta M} = M'_2 - M_1$
	$A = \sigma_b$	$A = \frac{\lambda + 1,1}{1 + \lambda} \sigma_b$
militaire eic	$\overline{\Delta M} = M_2 - M'_1$	$\overline{\Delta M} = M'_2 - M'_1$
	$A = \frac{1 + 1,1\lambda}{1 + \lambda} \sigma_b$	$A = 1,1 \sigma_b$

Limite supérieure Limite inférieure	civil:est	militaire:est
civil eit	$(\Delta M) = M_2 - M_1$	$(\Delta M) = M'_2 - M'_1$
	$B = -\sigma_1$	$B = \frac{1,1\lambda\sigma_b - \sigma_1}{1 + \lambda}$
militaire eit	$(\Delta M) = M_2 - M'_1$	$(\Delta M) = M'_2 - M'_1$
	$B = \frac{\lambda\sigma_1 - 1,1\sigma_b}{1 + \lambda}$	$B = 1,1\sigma'_b$

5.2.2 - Section critique

L'étude de la condition mécanique nous montre qu'elle exige, dans chaque section de hauteur η , une force de précontrainte F comprise entre deux valeurs que nous désignerons par F_{MIN} et F_{MAX} .

Pour la plus petite hauteur mécaniquement possible, définie par $HMIMC$, il découle que $F_{MIN} = F_{MAX}$; cette solution qui donne la hauteur minimale vis-à-vis de la condition mécanique exprime qu'en cette section les fuseaux limites de "compression" et de "non traction" sont confondus et tangents au même point.

La section déterminante est alors celle qui, en portant à partir de l'intrados fixé la valeur de la hauteur minimale mécanique, relève le plus l'extrados. Nous l'appellerons la "*section critique*". La hauteur minimale $HMIN$ dans cette section est désignée par $HMIMC$.

La valeur de la force de précontrainte minimale mécanique dans la section critique est alors impérativement fixée, selon que l'on considère un dimensionnement en géométrie minimale ou un dimensionnement en géométrie imposée.

Géométrie minimale : La hauteur de la section critique est alors posée égale à $HMIMC$, la force de précontrainte qui lui correspond est alors $FMIMC$ avec :

$$FMIMC = \frac{(\Delta M)}{\eta HMIMC} + HMIMC \text{ dm } B = - \frac{\overline{\Delta M}}{\eta HMIMC} + HMIMC \text{ dm } A$$

La hauteur de l'ouvrage est alors corrigée dans chaque section de la valeur $HINIC - HMIMC$. $HINIC$ étant la hauteur de la section critique dans le dimensionnement initial.

Géométrie imposée : Si nous appelons HINIC la hauteur de la section critique, on doit avoir $HINIC \geq HMIMC$; si cette condition est satisfaite, il existe alors un couple de valeurs (FMIN, FMAX) entre lesquelles doit se trouver l'effort de précontrainte pour que le problème soit mécaniquement possible.

$$FMIN = \frac{(\Delta M)}{\eta HINIC} + HINIC \text{ dm B}$$

$$FMAX = - \frac{\Delta M}{\eta HINIC} + HINIC \text{ dm A}$$

5.2.3 - Condition géométrique

A ce stade du calcul nous avons donc déterminé l'effort de précontrainte à exercer dans la section critique; dans un premier calcul, nous retiendrons cet effort dans toutes les sections de l'ouvrage.

Compte tenu de la tension minimale escomptée dans les armatures de précontrainte, *toutes pertes déduites*, nous sommes donc en mesure d'avoir une première estimation du nombre de câbles. Cette tension minimale nous est fournie par la donnée *TENMOY 1* du bordereau. Il est à noter que cette donnée sera réajustée et le calcul repris au niveau voulu si elle s'écartait par trop de la réalité .

Le nombre de câbles est alors :

$$NCAB = \frac{F}{TENMOY 1 SECAB 10^{-6}} \text{ avec } \begin{array}{ll} F = FMIMC & \text{si CABLAGE} = 2 \\ F = FMIN & \text{si CABLAGE} = 1 \end{array}$$

NCAB est arrondi à l'unité supérieure.

L'ordinateur calcule alors la distance minimale δ du centre de gravité des armatures de précontrainte au parement horizontal (intrados ou extrados) le plus proche et ce, en groupant éventuellement les câbles en paquets.

Connaissant la force de précontrainte dictée par la condition mécanique et les limites du fuseau résultant, l'ordinateur calcule les cotes du câble aux points de passage particulier à l'aide des coefficients K1, K2 et K3 du bordereau (carte A 18). *Il vérifie alors que la flèche du câble peut s'inscrire dans la structure.* Cette vérification effectuée travée par travée revient à poser :

$$\frac{1}{2} \left\{ \begin{bmatrix} e_c \end{bmatrix}_{A_i} + \begin{bmatrix} e_c \end{bmatrix}_{A_{i+1}} \right\} - \Delta Z - \begin{bmatrix} e_c \end{bmatrix}_{0,5l_i} \leq h_u$$

pour une travée intermédiaire de portée l_i , encadrée des appuis A_i et A_{i+1}

et :

$$0,6 [e_c]_{A_1} + 0,4 [e_c]_{A_2} - \Delta Z - [e_c]_{0,4l_i} \leq h_u$$

$$0,4 [e_c]_{A_{n-1}} + 0,6 [e_c]_{A_n} - \Delta Z - [e_c]_{0,6l_n} \leq h_u$$

respectivement pour les travées de rive gauche et droite avec :

h_u (hauteur utile) épaisseur de la section où l'excentrement algébrique du câble est minimum (point de moment maximum), diminuée de deux fois la couverture minimale δ (travée intermédiaire) ou 1,4 fois cette couverture (travée de rive).

ΔZ représente la variation de la fibre moyenne du tablier par rapport à l'extrados entre les appuis et le milieu de la travée; pour une travée intermédiaire ΔZ s'écrit :

$$\Delta Z = \frac{1}{2} \left\{ [Vs]_{A_i} + [Vs]_{A_{i+1}} \right\} - [Vs]_{0,5 l_i}$$

et pour une travée de rive gauche (1) :

$$\Delta Z = 0,4 Vs (A_2) + 0,6 Vs (A_1) - Vs (0,4l_i)$$

A l'issue de cette vérification deux cas peuvent se présenter :

Dans chaque travée, les conditions énumérées ci-dessus sont remplies; la condition mécanique est donc un critère déterminant, la condition géométrique étant satisfaite a fortiori, rien ne s'oppose à la recherche d'un tracé approché du câble moyen.

Dans une ou plusieurs travées, les conditions ne sont pas satisfaites, la condition géométrique devient un critère déterminant et le problème se pose de calculer un effort de précontrainte FGEOM (supérieur à F de la condition mécanique) tel que la flèche du câble moyen, travée par travée, entre dans la structure. En effet, le recours à une force de précontrainte d'intensité supérieure, aura pour effet d'agrandir la plage du fuseau limite résultant, ce qui donnera plus de latitude pour y placer le câble moyen.

(1) Pour une travée de rive droite il suffit de changer

A_2 en A_n
 A_1 en A_{n-1}
 $0,4$ en $0,6$
 et intervenir K_1 et K_3

Cette force FGEOM se calcule, travée par travée, à partir des inéquations précédentes dans lesquelles F est l'inconnue, figurant dans les expressions de e_s et e_j , limites du fuseau résultant.

À l'issue de ce calcul, on aboutit à l'obtention d'une force de précontrainte FGEOM (i) par travée dont on retiendra la plus élevée FGEOM. L'ordinateur repère également la travée i correspondante qui joue un rôle particulier dans la recherche d'un tracé du câble moyen.

Pour qu'un tel calcul soit valable, il faut que soient satisfaites les deux conditions suivantes :

1) Le nombre de câbles calculé avec FGEOM, par la formule identique à celle du § 5.2.3 soit :

$$NCAB = \frac{FGEOM}{TENMOY \cdot I \cdot SECAB} \cdot 10^{-6}$$

doit être le même que celui calculé pour la condition mécanique ; s'il n'en était pas ainsi, la variation de δ (couverture minimale) impose à l'ordinateur de recycler l'ensemble des calculs compte tenu de ce nouveau nombre de câbles.

2) Les fuseaux limites calculés par FGEOM doivent être du même type que les fuseaux limites de la condition mécanique, c'est-à-dire que les limites supérieure et inférieure du fuseau résultant sur appuis et au point de moment maximum en travée doivent rester de même nature (non compression excessive ou non traction). Dans le cas contraire, l'ordinateur recycle les calculs avec les fuseaux limites calculés avec FGEOM.

C'est en fait un calcul itératif qui aboutit à la définition de FGEOM, d'une itération à l'autre nous devons avoir les deux conditions simultanées :

- nombre de câbles identiques
- fuseaux limites de même type (afin d'être assuré d'avoir retenu les bonnes relations).

5.2.4 - RESULTATS (cf Annexe 3 page 32).

Dans le tableau intitulé "*DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE*" l'ordinateur récapitule les résultats analysés ci-dessus à savoir :

- *Condition mécanique*: position de la section critique (l'origine est l'extrémité gauche de l'ouvrage, puis FMIMC et HMIMC

En géométrie minimale c'est ce couple de valeurs qui est retenu pour l'étude de la condition géométrique.

En géométrie imposée l'ordinateur imprime les valeurs (FMIN, HINIC) couple retenu pour l'étude de la condition géométrique; il imprime également la valeur de FMAX correspondante.

- *Condition géométrique* : l'ordinateur imprime le numéro de travée déterminante, la valeur FGEOM* qui lui correspond. Lorsque FGEOM est supérieur à FMAX dans la section critique, cela signifie que la hauteur de cette section est insuffisante; l'ordinateur imprime alors la valeur HMIGC, hauteur de la section critique pour que l'on ait FGEOM = FMAX.

- *Réalisation de la précontrainte* : l'ordinateur imprime le nombre de câbles nécessaire pour que soit satisfaite la plus défavorable des conditions, géométrique ou mécanique. Il imprime également la *couverture minimale*, c'est-à-dire la distance minimale δ du centre de gravité des câbles au parement horizontal le plus proche, compte tenu d'une éventuelle disposition des câbles en paquets.

La recherche d'un groupage de câbles en paquets correspond à celle d'une couverture minimale, la plus réduite possible, compatible avec les règles d'espacement, ce qui explique que les nombres de câbles de deux paquets quelconques diffèrent au plus d'une unité.

Les dispositions d'armatures en paquets qui figurent dans la note de calcul tiennent compte des prescriptions de la note technique n°66-1** de la D.O.A.-A (S.C.E.T.) en ce qui concerne les distances minimales des armatures entre elles; ces dispositions n'ont pas d'autre but que de justifier la couverture minimale calculée; en particulier, le programme ignore l'éventualité d'autres dispositions constructives techniquement ou économiquement préférables. Dès la préparation des données, il est toutefois possible de tenir compte de ces éventualités par l'artifice du décalage fictif illustré par les deux cas d'espèce ci-dessous :

Cas 1 - *Lorsque l'ouvrage comporte des élégissements*, le programme ne peut disposer qu'un seul paquet de câbles entre chaque élégissement ou entre les élégissements de rive et les flancs de la dalle - lorsque l'intervalle entre deux élégissements voisins est suffisamment grand il est possible de dédoubler ces paquets, donc de diminuer δ et par conséquent de diminuer F si la condition géométrique est déterminante dans le dimensionnement.

Cas 2 - De la même manière, il peut être intéressant pour des raisons constructives de disposer les armatures de précontrainte dans une *dalle non élégiée* en deux lits alors que le programme prend en compte en ce cas une disposition des armatures en un seul lit.

* FGEOM dans la travée déterminante est aussi appelé FMIGC dans le dossier-pilote PSI-DE 67 pièce 1.4.

** Reprises au CPS-type § 3.05,42.

Artifice du décalage fictif : il consiste à porter au bordereau, carte A 16, une valeur de *DECALAGE (1)* égale à :

$$DECALAGE (1) \text{ réel} + x$$

Le calcul de x est défini par les deux exemples ci-dessous qui illustrent les éventualités signalées aux alinéa précédents

Cas 1 :



$$\delta_1 = ENROB + \frac{5,5}{3} \times DGAINE + DECALAGE$$

$$\delta_2 = ENROB + DGAINE + DECALAGE$$

$$x = \delta_2 - \delta_1 = -0,83 \text{ DGAINE}$$

Cas 2 :



$$\delta_1 = ENROB + \frac{DGAINE}{2} + DECALAGE$$

$$\delta_2 = ENROB + DGAINE + DECALAGE$$

$$x = \delta_2 - \delta_1 = \frac{DGAINE}{2}$$

L'ordinateur imprime donc la *disposition de ces câbles* en indiquant le nombre de paquets de K câbles et, le cas échéant, le nombre de paquets de $K - 1$ câbles lorsque celui-ci est différent de zéro - cette disposition ne correspond évidemment pas à la disposition retenue en définitive si l'on a utilisé le décalage fictif.

Si on a utilisé d'avance le décalage fictif en donnée, on peut passer directement au dessin par la transformation définie ci-dessus (cf chapitre 8 page 167) sans avoir à reprendre le calcul.

5.3 - Retours éventuels au calcul des efforts (suite 1)

A l'issue des calculs qui aboutissent à la détermination du couple (F, h) qui permettra un premier tracé approché du câble moyen, l'ordinateur vérifie que la hauteur de la dalle n'a pas été corrigée au cours des calculs c'est-à-dire que l'extrados de l'ouvrage n'a pas varié.

Si un changement de hauteur s'est avéré nécessaire, l'ordinateur reprend les calculs au niveau de la suite 1 (efforts) avec la dernière hauteur ainsi introduite.

Afin de limiter le nombre d'itérations dans le cas d'une dalle mal prédimensionnée, le nombre maximal de *retours* dans la suite 1 est de *deux*; si ce nombre est dépassé, l'ordinateur arrête les calculs pour permettre à l'utilisateur de rectifier manuellement son dimensionnement, compte tenu des résultats acquis, avant de remettre l'ouvrage en machine.

5.4 - Recherche du tracé du câble moyen

5.4.1 - Principes de la recherche

Rappelons tout d'abord les principes du calcul définis au chapitre 2 § 2.3.3.4.

Le câble moyen est tracé par points à l'intérieur du fuseau limite résultant; son excentrement vertical dans chaque section, compté par rapport à la fibre moyenne, a pour expression :

$$e_c = e_i + k (e_s - e_i)$$

La valeur k au point d'abscisse relative m_i dans la travée i a pour expression :

$$k(i, \lambda_i, m_i) = P_i(m_i) + \lambda_i Q_i(m_i)$$

λ_i est le *paramètre de concordance*, constant par travée :

$P_i(m_i)$ et $Q_i(m_i)$ sont les polynomes en m_i définis au § 2.3.3.4

5.4.2 - Description des calculs

A l'origine des calculs qui aboutissent au tracé du câble, nous disposons d'une force de précontrainte F dictée soit par la condition mécanique soit par la condition géométrique.

Cette force de précontrainte est supposée constante en première approximation d'une extrémité à l'autre de l'ouvrage et l'ordinateur connaît les limites supérieure et inférieure du fuseau résultant dans chaque section.

Pour déterminer les valeurs de λ_j avec une précision suffisante, il est nécessaire de connaître dans chaque section, l'effort de précontrainte dont les variations résultent des pertes de tension dans les armatures de précontrainte.

Nous définirons donc dans ce but un tracé *approché* du câble moyen obtenu en posant $\lambda_j = 0$ dans toutes les travées, la variation de k est alors:

$$k(i, 0, m_j) = P_j(m_j)$$

Sur ce tracé approché du câble l'ordinateur calcule les pertes de tension dans les armatures selon l'analyse qui est faite dans ce document (chapitre 6 § 6.2); il en déduit dans chaque section l'effort de précontrainte appliqué et l'excentrement des limites supérieure et inférieure du fuseau résultant. C'est sur la base de ce premier calcul qu'est recherché le câble concordant *définitif*.

5.4.3 - Cas d'impossibilité d'obtenir un câble concordant contenu dans le fuseau limite résultant.

Le câble concordant étant astreint à se situer à l'intérieur du fuseau limite résultant, la condition sur k ci-dessous doit être satisfaite quelles que soient la travée ou la section considérée.

$$0 \leq k(i, \lambda_j, m_j) \leq 1$$

Cette condition implique :

$$\lambda_j' \leq \lambda_j \leq \lambda_j''$$

λ_j' et λ_j'' étant respectivement les limites inférieure et supérieure du paramètre λ_j pour que la condition $0 \leq k \leq 1$ soit vérifiée.

Lorsque les valeurs calculées pour λ_j sortent de leur "domaine d'existence" défini par λ_j' et λ_j'' il est alors impossible de déterminer un câble concordant contenu dans le fuseau limite résultant; un *Message d'Avertissement* est alors produit dans ce sens.

L'ordinateur augmente alors F en augmentant le nombre de câbles d'une unité, il modifie également les valeurs de $K1$ et $K2$ de manière à diminuer λ_j' si $\lambda_j < \lambda_j'$ ou à augmenter λ_j'' si $\lambda_j > \lambda_j''$.

Ce calcul est renouvelé autant de fois que nécessaire.

Lorsqu'en fin de calcul, les valeurs de λ_j sont admissibles, l'ordinateur indique les constantes du calcul (NCAB, $K1$, $K2$), qui sont désormais prises en compte et reprend les calculs au niveau de la condition géométrique afin de s'assurer que le nouveau nombre de câbles satisfait à la condition géométrique compte tenu des nouvelles couvertures minimales exigées.

5.4.4 - Tracé définitif du câble

Au terme des calculs énoncés au § 5.4.2 et 5.4.3 nous avons construit le câble concordant que nous nous sommes proposés de rechercher. Il est entièrement contenu dans le fuseau limite, il respecte donc les conditions mécaniques. La forme intrinsèque peut entrer dans la dalle, couvertures comprises, car nous avons vérifié au préalable le dimensionnement vis-à-vis des conditions géométriques. Il passe par les points de passage imposés à l'intérieur du fuseau sur les appuis et au point milieu des travées intermédiaires où $0,4 l_i$, ou $0,6 l_n$ quand les travées de rive sont prépondérantes. Ces points sont fixés à l'avance par rapport aux limites du fuseau. Le tracé répond donc au problème posé.

Pour obtenir le câble moyen définitif d'excentrement e_d , il ne reste qu'à effectuer des transformations linéaires par travée sur $y(x)$ sans changer les ordonnées aux abouts, afin de centrer le câble moyen dans la structure.

Ces transformations linéaires introduisent des moments hyperstatiques de précontrainte, mais ne changent rien à l'effet global de la précontrainte.

Par conséquent si, sur appui i , nous déplaçons le câble concordant de Δ_i compté algébriquement (sens positif vers le haut) le moment hyperstatique de précontrainte développé sur cet appui est égal à :

$$M_H(i) = - F(i) \Delta_i \text{ (voir page 40)}$$

En toute rigueur, les transformations linéaires qui aboutissent au câble définitif introduisent des points anguleux dans le tracé des câbles sur les appuis. De tels points ne peuvent ni ne doivent exister dans le tracé réel des câbles. Le tracé étant obtenu par points, il sera fait abstraction des points anguleux, et le tracé sera considéré comme régulier. Ceci est une des raisons pour lesquelles on trouvera en général que $M_H(\Delta_i)$ est très peu différent de $- F(i) \Delta_i$ et non juste égal.

5.4.5 - RESULTATS (cf Annexe 3 page 33)

Sous les rubriques "*TRACE APPROCHE DU CABLE*"* et "*TRACE DU CABLE DEFINITIF*" l'ordinateur imprime par travée et par section les résultats des calculs respectivement avec des valeurs de λ_i nulles (tracé approché) et λ_i calculées à partir du tracé approché.

colonne 2 : l'ordinateur imprime l'effort de précontrainte dans la section (constant lors du tracé approché, variable compte tenu des pertes de tension lors du tracé définitif).

colonnes 3 & 4 : l'ordinateur imprime l'excentrement des limites supérieure et inférieure du fuseau résultant par rapport à la fibre moyenne, compte tenu de l'effort de précontrainte défini précédemment.

colonne 4 : l'ordinateur définit dans chaque section la valeur de k .

* Cette sortie n'est produite que si CABLAGE = 1 carte A 4.

colonne 5 & 6 : l'ordinateur imprime respectivement l'excentrement du câble concordant et du câble transformé définitif par rapport à la fibre moyenne dans chaque section.

5.5 - Utilisations particulières de la suite 2 - Dimensionnement

Nombre de câbles imposé

Bien que le fait d'imposer au calcul un nombre de câbles NCAB ne soit pas un mode d'utilisation courant (le programme MCP donnant, de toute manière, un nombre de câbles minimal si NCAB = 0) il a paru intéressant de prendre cette éventualité en compte. Dans ces conditions le calcul se déroule comme suit :

- La force de précontrainte, supposée constante pour la définition d'un tracé approché du câble, est :

$$F = NCAB \times SECAB \times TENMOY \times 10^{-6}$$

SECAB étant, en données exprimé en mm²

- Sur un premier tracé approché du câble, la donnée TENMOY₁ est alors réajustée compte tenu des pertes de tensions réelles et, par conséquent la force de précontrainte correspondante est réévaluée.

- L'ordinateur vérifie alors que cet effort de précontrainte satisfait aux conditions mécanique et géométrique.

Si ces conditions ne sont pas satisfaites en tout ou partie, le nombre de câbles imposé est alors abandonné et l'ordinateur recherche alors le nombre de câbles minimal satisfaisant à ces deux conditions après édition d'un message d'avertissement.

Si les conditions mécanique et géométrique sont satisfaites, l'ordinateur poursuit alors la recherche du câble concordant conformément à la méthode développée dans le § 5.4. Le nombre de câbles imposé ne sera alors retenu que s'il est possible de définir un câble concordant.

Une telle procédure n'offre d'intérêt que dans des cas bien précis :

- Lorsqu'un calcul manuel ou une note de calcul précédente en auront fourni les éléments nécessaires; on limitera ainsi, dans une grande mesure, les calculs qui aboutissent à la recherche de F ;

- Dans le cas défini au paragraphe qui suit (arrêts de câbles).

On retiendra de tout ceci que lorsqu'il est imposé, le nombre de câbles ne peut être diminué à sa valeur strictement nécessaire ; il est seulement augmenté s'il est insuffisant.

Arrêts de câbles

La longueur des câbles de précontrainte est généralement limitée supérieurement et l'on peut considérer qu'au delà d'un certain seuil, variable selon la cambrure du câble (pertes statiques) les armatures ne travaillent pas au mieux de leurs possibilités (fraction trop faible de la tension sous ancrage). Il sera donc techniquement meilleur de prévoir des arrêts de câbles.

Dans le programme M.C.P., lorsque la tension moyenne des câbles (*TENMOY* Iréajustée) est inférieure à la moitié de la contrainte de rupture des fils (1), l'ordinateur ne poursuit pas la recherche d'un câble concordant, il conserve le tracé approché et l'introduit directement en vérification. Cette disposition offre deux avantages :

- Elle permet d'éviter toute correction inutile du nombre de câbles;
- Par appel direct du programme vérificateur, elle permettra à l'utilisateur de constater les sections où les contraintes admissibles sont dépassées et d'évaluer facilement la "précontrainte neuve" à y introduire.

Dans un nouveau calcul M.C.P. commandé avec *CABLAGE* = 4 il sera alors possible de vérifier les dispositions introduites, dans la mesure où le nombre de tracés différents est inférieur à 7.

5.6 - Préparation du programme vérificateur (suite 3)

Lorsqu'un dimensionnement de la précontrainte a été demandé, l'ordinateur procède systématiquement à la vérification du câblage déterminé, il procède au lissage du câble moyen en supprimant les points anguleux sur appuis et aux amorces de goussets et imprime l'ordonnée du câble moyen dans chaque section par rapport à l'intrados de l'ouvrage (*ORDECO*), valeur qui désormais positionnera le câble dans chaque section (2).

(1) Cette tension plancher justifiée par les résultats de la pièce 1.3 du PSI-DP 69 page 11, est une constante intégrée au calcul; il est possible que, dans un avenir proche, elle soit modifiée ou même ajoutée au bordereau des données. Les utilisateurs qui voudront tirer parti de cette disposition voudront bien se mettre en rapport avec le gestionnaire.

(2) Ce changement de ligne de référence s'impose en raison du changement de position de la fibre moyenne lors du passage des sections brutes aux sections nettes.

CHAPITRE 6 - ANALYSE DES RESULTATS
(Suite 3)

VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

L'organigramme du programme M.C.P. (cf page 14) nous montre que l'accès à cette troisième suite est possible de deux manières différentes :

- si *CABLAGE* = 1,2 ou 3, il s'agit de la vérification de la précontrainte préalablement dimensionnée dans la suite 2. Cette vérification est systématique, le câble moyen est *filant* c'est-à-dire qu'il ne comporte pas de discontinuités sur son tracé, produites par d'éventuels arrêts de câbles;

- si *CABLAGE* = 4, il s'agit de la vérification d'un câblage introduit par points dans le bordereau des données, l'analyse des calculs y est plus générale puisque l'utilisateur peut introduire des discontinuités dans le tracé du câble moyen (arrêts de câbles); nous rappellerons donc, à ce propos, la notion de *famille de câbles*, ensemble de câbles présentant les caractéristiques communes définies ci-après :

- câbles dont le tracé moyen ne comporte aucune discontinuité : ils ont alors même abscisse d'origine et même abscisse d'extrémité, à l'encombrement des ancrages près;
- câbles appartenant à la même catégorie c'est-à-dire présentant mêmes caractéristiques mécaniques.

Le nombre de familles (*NFC* du bordereau) pouvant être introduites en données est au maximum de 7.

Dans chaque famille, le câble moyen est repéré par son ordonnée dans chaque section par rapport à l'intrados de l'ouvrage : *ORDECO* (*i,j,m*), *i* étant le numéro de la travée, *j* son numéro de section et *m* étant la famille considérée. Conformément aux options définies ci-dessus *ORDECO* est défini en fin de suite 2 (programme projeteur $m = 1$) ou introduit dans le bordereau des données (programme vérificateur $m \leq 7$) dans la donnée *NFC* de(des) la carte (s) Co.

Les autres données utiles au calcul et qui proviennent des suites précédentes concernant surtout les efforts dits "extérieurs" appliqués à la structure; ce sont :

a) Les moments fléchissants dûs :

- à la charge permanente (ossature seule) : $M_{G1}(i,j)$;
- à la charge permanente (ossature + superstructures) : $M_{G0}(i,j)$;
- aux surcharges M_Q , maxima ou minima, civiles ou militaires

b) Les efforts tranchants TR_{G1} , TR_{G2} , TQ définis de la même manière.

6.1 - Caractéristiques des sections nettes

Conformément à l'article 7 de la circulaire n° 44 du 12 Août 1965, l'ordinateur soustrait des caractéristiques des sections brutes (Aire, Moment Statique, Inertie brute) le terme correspondant aux trous de passage des gaines de précontrainte dans la section ; il recalcule alors la position de la fibre moyenne.

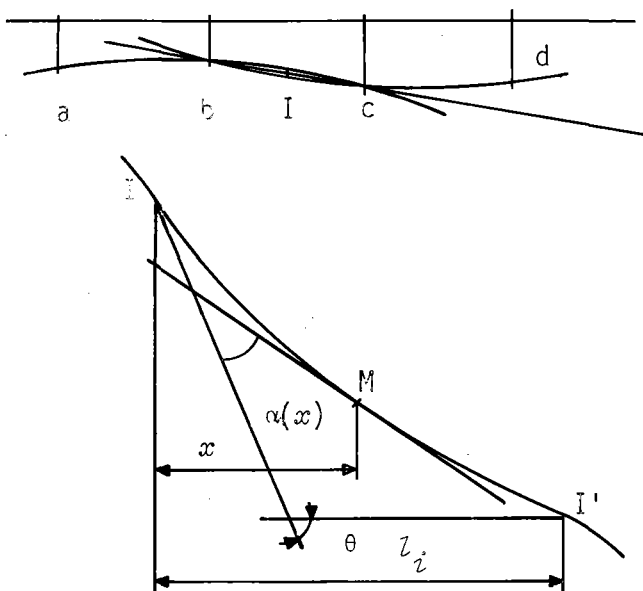
Dans le cas où l'ouvrage comporte des arrêts de câbles en travée, il n'est pas fait déduction des encoches aux ancrages dans les sections correspondantes. Un calcul manuel simple, conforme au paragraphe 2.2. de l'article 7 de la Circulaire du 12 Août 1965, permet d'opérer cette correction dans le cas où les contraintes normales relevées dans cette section s'approcheraient par trop des limites admissibles.

Dans un tableau identique à celui des caractéristiques géométriques calculées en section brute, l'ordinateur édite les résultats de ce premier calcul. Ces résultats seront seuls utilisés pour tous les calculs de contraintes.

6.2 - Calcul des pertes de tension dans les armatures

6.2.1 - Pertes en courbes et par déviation parasite

Nous avons supposé que la tension dans les armatures varie linéairement entre deux points d'inflexion consécutifs sur le tracé du câble. Pour déterminer la position des points d'inflexion et la déviation angulaire du câble en ces points, l'ordinateur assimile le tracé du câble à une succession d'arcs de parabole d'axe vertical, il en détermine la concavité et recherche le point d'inflexion lorsque cette dernière change de signe. Il est alors admis, comme



le montre le schéma ci-contre, que le point d'inflexion se situe au milieu du segment bc, la pente de la tangente au tracé en ce point étant supposé égale à celle du segment bc.

Soient donc deux points d'inflexion, I et I' repérés sur le tracé du câble moyen; appelons T la tension en I ; l'expression générale de la perte de tension entre le point I et un point M situé entre I et I' est :

$$\Delta T(x) = -T(f\alpha(x) + \varphi x)$$

- f (donnée) coefficient de frottement des armatures dans les courbes

- φ (donnée) coefficient de déviation parasite par m de longueur.

- x différence des abscisses de M et I

- l_i différence des abscisses de I' et I.

Nous avons supposé que :

$$\alpha(x) = \theta \frac{x}{l_i} \quad (\text{approximation admise par le programme})^*$$

donc :

$$\Delta T(x) = -T \left(f \frac{\theta}{l_i} + \phi \right) x.$$

$$\text{et : } \Delta T(l_i) = -T(f\theta + \phi l_i).$$

On peut donc, à partir de la tension derrière l'ancrage; et par un cheminement découpant le tracé en une suite de tronçons séparés par des points d'inflexion, déterminer pour chaque famille, la tension en tout point de son câble moyen.

A l'issue du calcul des pertes statiques, l'ordinateur garde en mémoire la loi des tensions dans les armatures de chaque famille, travée par travée et section par section, après une interpolation linéaire opérée entre chaque point d'inflexion du diagramme résultant. Dans la suite des calculs nous désignerons cette tension par : $T_s(i, j, m)$.

6.2.2 - Pertes à l'ancrage

Les pertes entre l'effort mesuré au vérin et l'effort transmis à l'armature n'ont qu'un intérêt pratique puisque l'on a supposé que la tension initiale sous ancrage est T_G . Toutefois, dans certains organes d'ancrage, particulièrement ceux des systèmes à coincement conique, il y a une rentrée de l'ancrage après clavage de l'armature tendue, donc une perte de tension statique.

Cette rentrée d'ancrage provoque une perte de tension $\Delta T(x)$ qui décroît en s'éloignant de l'ancrage, puisque, sous ce mouvement de rétraction de l'armature non injectée, les frottements du câble dans sa gaine sont mobilisés en sens inverse des frottements lors de la mise en traction. Les deux diagrammes de pertes statiques sont donc des polygones antiparallèles par rapport à l'axe des abscisses, sur une longueur $I_0 S$ (voir figure Annexe 3 page 41).

Pour calculer la perte de tension on évalue de deux manières différentes l'énergie de frottement dissipée au cours de la rétraction. Si nous appelons Δc la rentrée d'ancrage, nous aurons, d'après la loi de HOOKE :

$$\int_{I_0}^S \Delta T(x) dx = E_a \Delta c$$

Δc étant exprimé en mètres $\Delta c = \text{RÉCULAN (ARMA (m))}$

(1) ou $TANC(m)$ selon le cas (voir pages 61 et 71).

* Voir chapitre 8 page 167, les valeurs de $\alpha(x)$ ainsi calculées serviront également pour le calcul de la "réduction" d'effort tranchant (voir page 128).

La méthode pratique consiste donc à préciser la position de S par rapport aux points d'inflexion du tracé, puis de mener de S vers l'about une ligne brisée antiparallèle à celle qui définit les variations de $T_s(i, j, m)$.

On remarque qu'après la rentrée d'ancrage, c'est au point S et non plus à l'origine du câble que la tension du câble est maximale.

- *Résultats* - L'ordinateur édite par famille de câbles, l'abscisse des points d'inflexion et la chute de tension depuis le point précédent, le cas échéant en cheminant de la gauche vers la droite (DELTA A, $MODE = 1$), de la droite vers la gauche (DELTA B, $MODE = 2$) ou les deux ensemble ($MODE = 3$ ou 4); pour $MODE = 3$ il édite la position du point de déplacement nul (point de concours des deux diagrammes) et la tension des armatures en ce point après pertes statiques.

S'il y a lieu, l'ordinateur repère la position des points S_G et S_D dits "de recul d'ancrage" et imprime la valeur de la chute de tension en ces points par rapport au point d'inflexion immédiatement avant (pour S_G) ou après (pour S_D)

6.2.3 - Pertes par raccourcissement élastique *

Le procédé de construction des ponts dalles de béton précontraint nous amène à considérer trois pertes de tension distinctes dues au raccourcissement élastique.

En effet, la mise en précontrainte d'un ouvrage se fait par mises en tension successives, si bien que des pertes de tension de raccourcissement élastique dues à la *non simultanéité de mise en tension* apparaissent; nous les appellerons ΔT_1 .

On trouve quelquefois intérêt à opérer la mise en précontrainte en *deux temps*, le programme M.C.P. pouvant prendre en compte cette éventualité; la première phase consiste à mettre en précontrainte une première série de NCAB1 câbles tel que :

$$NCAB\ 1 = \frac{NCAB\ (m) \times PCENT\ (m)}{100} \quad (PCENT\ (m)\ \text{est une donnée})$$

le plus tôt possible afin de pouvoir décentrer l'ouvrage.

La deuxième phase consiste à mettre en tension les câbles de la deuxième série $NCAB2 = NCAB - NCAB1$, lorsque le béton a atteint une résistance suffisante. Ces câbles subissent également une perte de tension due au raccourcissement élastique pour non simultanéité de mise en tension, nous l'appellerons ΔT_2 .

* Le paragraphe 6.2.3 commente le calcul des pertes par raccourcissement élastique dans le cas, le plus général de CABLAGE = 4 où plusieurs familles, appartenant à plusieurs catégories (voir définitions page 69) sont prévues sur l'ouvrage. S'il s'agit de vérifier un câble filant (cas le plus simple et le plus fréquent) il est préférable de se reporter aux définitions du dossier PSI-DE 67 pièce 1.6 p. 13 où les notations sont identiques; on pourra ensuite revenir au présent document au § 6.2.4 ci-après.

Enfin la mise en précontrainte de la deuxième série de câbles provoque un raccourcissement élastique de l'ouvrage ce qui entraîne une perte de tension dans la première série d'armatures que nous appellerons ΔT_3 .

Parallèlement à tout ceci, lorsque l'ouvrage comporte des arrêts de câbles, il faut étudier les répercussions qu'entraîne la mise en tension de la série de câbles d'une famille sur les séries préalablement mises en tension nous désignerons les pertes de tension correspondantes par $\Delta T'_1$, $\Delta T'_2$ et $\Delta T'_3$.

- On remarquera que lorsque l'ouvrage ne comporte qu'une seule famille de câbles, les valeurs $\Delta T'_1$, $\Delta T'_2$ et $\Delta T'_3$ sont nulles.

- Si l'ouvrage ne comporte qu'une seule famille de câbles mis en tension en totalité à j jours, ΔT_2 et ΔT_3 sont nuls; si ces câbles sont mis en tension à 28 jours, ΔT_1 et ΔT_3 sont nuls.

. Calcul de ΔT_1 et $\Delta T'_1$: (cf Annexe 3 page 42).

a) la mise en tension de la première série de câbles d'une famille de rang m produit, dans ces câbles, une perte de tension moyenne pour non simultanéité de mise en tension égale à :

$$\left[\Delta T_1 \right]_m = \frac{1}{2} \frac{Ea}{E\tau} \left[\sigma_b \right]_m^{m_1}$$

- σ_b est la variation de contrainte dans le béton enregistrée au niveau du câble moyen de la famille m au cours de la 1ère mise en tension de m, σ_b tenant compte de la variation de tension dans les armatures (ΔT_1), le calcul s'effectue en deux itérations, la seconde prenant en compte la perte de tension ΔT_1 calculée en 1ère itération.

b) Cette première mise en tension produit également sur la première série des armatures de rang n ($n < m$) une perte de tension moyenne égale à :

$$\left[\Delta T'_1 \right]_n = \frac{Ea}{E\tau} \left[\sigma_b \right]_n^{m_1}$$

σ_b étant ici la variation de contrainte dans le béton prise au niveau du câble moyen de la famille n.

. Calcul de ΔT_2 et $\Delta T'_2$; ΔT_3 et $\Delta T'_3$ (cf Annexe 3 page 42).

a) La mise en tension de la deuxième série de câbles d'une famille de rang m engendre dans ces câbles une perte de tension moyenne due à la non simultanéité de mise en tension égale à :

$$\left[\Delta T_2 \right]_m = \frac{1}{2} \frac{Ea}{E\tau} \left[\sigma_b \right]_m^{m_2}$$

- σ_b est la variation de contrainte dans le béton prise au niveau du câble moyen de la famille m au cours de la 2ème mise en tension de m elle tient compte de la chute de tension ΔT_2 dans les armatures.

b) Cette deuxième mise en tension provoque sur l'ensemble des câbles d'une famille de rang n ($n < m$) une perte de tension moyenne égale à :

$$\left[\Delta T' \right]_n = \frac{Ea}{E\Gamma} \left[\sigma_b \right]_n^{m_2}$$

- σ_b est la variation de contrainte dans le béton prise au niveau du câble moyen de la famille n au cours de la mise en tension de la deuxième série de câbles de la famille m .

c) Cette deuxième mise en tension provoque également sur la première série de câbles de la famille m une perte de tension moyenne égale à :

$$\left[\Delta T_3 \right]_m = \frac{Ea}{E\Gamma} \left[\sigma_b \right]_m^{m_2}$$

- σ_b définissant la variation de contrainte dans le béton au niveau du câble moyen de la famille m au cours de la mise en tension de la deuxième série de câbles de la famille m .

d) Enfin cette mise en tension de la deuxième série de câbles de la famille m produit dans la première série des câbles d'une famille p ($p > m$) une perte de tension moyenne due au raccourcissement élastique égale à :

$$\left[\Delta T' \right]_p = \frac{Ea}{E\Gamma} \left[\sigma_b \right]_p^{m_2}$$

- σ_b définissant la variation de contrainte dans le béton au niveau du câble moyen de la famille p au cours de la mise en tension de la deuxième série de câbles de la famille m .

Calculer les pertes de tension par raccourcissement élastique dans les câbles d'une famille donnée se résume donc simplement à rechercher les variations de la contrainte dans le béton au niveau de son câble moyen lors de la phase considérée. Les calculs qui relèvent de cette méthode sont extrêmement délicats; pour leur compréhension nous isolerons chacun des termes qui définissent la contrainte dans le béton au niveau du câble moyen; ce sont :

- *l'effort de charge permanente* MG_1 (à vide sans superstructures); il est pris en compte lorsque pour une famille m donnée, la travée considérée se désolidarise de ses coffrages.
- *l'effort de compression simple* dû à la précontrainte; il s'exerce dans les sections où existe le câble moyen de la famille m , que la travée soit ou non désolidarisée de ses coffrages.
- *le moment isostatique de précontrainte* qui s'exerce lorsque la travée considérée est librement déformable dans toutes les sections où existe le câble de la famille m .
- *le moment hyperstatique de précontrainte* (qui, avec le précédent, définit le moment global de précontrainte). Il s'exerce dans toutes les travées librement déformables.

Si, à la mise en tension d'une famille n , la travée ne s'est pas désolidarisée de ses coffrages, la variation de contrainte dans le béton au niveau de son câble moyen n'est uniquement due qu'au terme de *compression simple*. Le moment global de précontrainte et l'effort de charge permanente sont alors "mis en réserve", ils seront "libérés" lorsque, pour la mise en tension d'une famille m ($m > n$) la travée se désolidarise de ses coffrages.

REMARQUES 1) A ce stade du calcul, le programme considère qu'une travée est librement déformable (béton et coffrages "désolidarisés") lorsque sous les effets conjugués des efforts précédemment définis *le béton reste comprimé* au niveau du câble moyen de la famille m dans toutes les sections de calcul de cette travée.

2) Compte tenu de ce critère on remarquera qu'une erreur d'ailleurs minime, entoure les calculs d'une section sur appui encadrée par deux travées, l'une librement déformable ($i - 1$ par exemple), l'autre reposant sur ses coffrages (i). Dans ce cas les calculs effectués sur la travée ($i - 1$) section ($NDIV + 1$) relèvent d'une logique différente de la travée i section 1, en sorte que les résultats sont quelque peu différents; ils représentent en fait les limites entre lesquelles figure le ΔT réel.

Validité du calcul

Il est possible de faire mieux, en matière de calcul électronique, que d'avoir recours à des règles forfaitaires ou empiriques pour définir quantitativement un phénomène aussi complexe que celui des pertes de tension par raccourcissement élastique. Pour être valable, le calcul dont l'analyse vient d'être exposée doit satisfaire à un certain nombre d'hypothèses en deçà desquelles le calcul est approximatif; nous les rappellerons ici :

1°) *Les familles de câbles doivent être introduites dans les cartes C dans l'ordre de leur mise en tension qui est le même à j jours et à 28 jours.*

2°) *En cas de mise en précontrainte en deux temps le câble moyen de la première série a même tracé que celui de la deuxième série.*

3°) *Les différentes travées doivent être désolidarisées de leurs coffrages à l'issue de la première mise en tension des câbles. C'est d'ailleurs le but recherché par le recours aux deux temps de mise en tension. Dans le cas contraire, un message avertit l'utilisateur que le calcul est imprécis.*

Ces hypothèses étant respectées, on peut prétendre à un degré de précision élevé de ce calcul; seule la répartition des moments hyperstatiques de précontrainte est imprécise pour le calcul de ΔT_1 et $\Delta T'_1$: les moments hyperstatiques de précontrainte sont en effet calculés à partir de la dérivée seconde des lignes d'influence sur appuis et ne tiennent pas compte du fait de la non déformabilité d'une travée lorsqu'elle repose encore sur ses coffrages. L'erreur n'affecte que les premières familles de câbles, elle est d'ailleurs négligeable. Elle est nulle si l'ouvrage ne comporte pas d'arrêts de câbles.

6.2.4 - Pertes au cours du temps ou par déformations différées (temps infini)

. *Relaxation des aciers*

C'est une perte de tension sous longueur constante. En un point déterminé d'une armature *non toronnée*, l'ordinateur calcule la perte de tension par relaxation des aciers en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes conformément à l'article 10 de l'Instruction du 12 Août 1965 :

$$\Delta T_4 = \frac{11}{100} \left(\frac{\sigma'_i}{R_G} - 0,55 \right) \text{ rel } 120$$

$$\Delta T_4 = \frac{8}{100} \left(\frac{\sigma'_i}{R_G} - 0,55 \right) \text{ rel } 1000$$

Dans ces expressions :

- *rel 120 et rel 1000* sont les expressions en pour cent de la tension initiale d'essai ($0,8 R_G$) des relaxations de l'armature, escomptées respectivement à 120 heures et à 1000 heures; *rel 120 et rel 1000* sont des données. Il est rappelé (cf page 62) que *rel 120* permet de tenir compte, quand il y a lieu de la 3ème formule réglementaire.

- R_G est la contrainte de rupture garantie d'un fil constituant l'armature de précontrainte.

- σ'_i est égal à la tension initiale au point considéré après déduction des pertes dues au frottement et au raccourcissement élastique. Ces formules ne sont applicables que si $\sigma'_i \geq 0,55 R_G$.

Le même calcul est appliqué également pour les *armatures toronnées*, les valeurs de *rel 120 et rel 1000* introduites au bordereau étant, en général, majorées de 20% par rapport à celles du fil constitutif.

Retrait du béton

Le raccourcissement final du béton par retrait ρ_0 introduit au bordereau des données correspond à une détente lente et élastique des armatures qui, compte tenu de leur module d'élasticité E_a des données, est égale à :

$$\Delta T_5 = \rho_0 E_a$$

. *Fluage du béton (Article 9 de l'Instruction Provisoire)*

L'ordinateur calcule le raccourcissement relatif de fluage ϵ_f comme une déformation élastique différée en fonction de la contrainte σ_b du béton, au niveau de l'armature considérée, et de la résistance de celui-ci.

$$\epsilon_f = \frac{\sigma_b}{E_f}$$

Ce qui correspond à une détente des aciers qui, compte tenu du module E_a des données valable pour les fils comme pour les torons, est égale à :

$$\Delta T_6 = \frac{\sigma_b}{E_f} \times E_a$$

σ_b est la contrainte au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée, sous l'action de la charge permanente et des forces de précontrainte après retrait, fluage et relaxation.

E_f est le module de déformation sous fluage du béton, calculé par la formule :

$$E_f = 10\,500 \sqrt{10 \sigma_{28}} \text{ T/m}^2 \quad (\sigma_{28} \text{ en t/m}^2)$$

Comme pour le raccourcissement élastique, le calcul des contraintes dans le béton au niveau du câble moyen de la famille m est itératif, la seconde valeur σ_b trouvée tenant compte de la variation de tension des armatures sous l'effet du fluage (ΔT_6).

6.3. - Tensions dans les armatures au cours du temps (cf Annexe 3 page 44)

=====

Pour la vérification des contraintes au cours de toutes les phases de la construction de l'ouvrage, il est en outre nécessaire de connaître les valeurs des tensions dans les armatures, pour chaque section de calcul et par famille de câbles, en vue de déterminer les forces de précontrainte correspondantes au cours des différentes phases.

C'est pourquoi nous déterminerons maintenant :

a) *les tensions au temps t_1 (TT 1)*, c'est à dire à l'issue de la mise en précontrainte de la première série de câbles à j jours (cf page 59);

b) *les tensions au temps t_2 (TT 2)* c'est à dire à l'issue de la mise en précontrainte de la deuxième série de câbles à 28 jours (cf page 59);

c) *les tensions au moment de la mise en service de l'ouvrage* soit à 90 jours (T 90);

d) *les tensions à l'infini (T INFINI)*, qui se déduisent directement du calcul des pertes de tension exposé au paragraphe précédent.

$$- \text{ Tensions au temps } t_1 \text{ (nulle si } \sum_{m=1}^{NFC} PCENT(m) = 0 \text{)}$$

Si T_s est la tension des armatures après déduction des pertes statiques, la tension dans les armatures au temps t_1 s'exprime par la relation

$$TT 1 = T_s - \Delta T_1 - \Delta T_i$$

- Tensions au temps t_2

Si NCAB 1 est le nombre de câbles mis en tension lors d'une première série, le calcul suppose qu'une fraction de la relaxation s'est opérée sur ces câbles lors de la mise en tension de la deuxième série de câbles

$$T_2 = T_s - \frac{NCAB\ 1}{NCAB} (\Delta T_1 + \Delta T_1' + \Delta T_3 + \Delta T_3') - \frac{NCAB\ 2}{NCAB} \Delta T_2 - \Delta T_2' - \frac{NCAB\ 1}{NCAB} \Delta T_4'$$

avec $NCAB\ 2 = NCAB - NCAB\ 1$

$$\text{et } \Delta T_4' = \frac{3,6 T_1}{100} \left(\frac{T_1}{R_G} - 0,55 \right) \text{ rel } 1000 \quad (\Delta T_4' = 0 \text{ si } \sum_{m=1}^{NFC} PCENT(m) = 0)$$

- Tensions à la mise en service de l'ouvrage

A 90 jours la tension des armatures d'une famille m donnée se déduit de la tension moyenne après pertes par raccourcissement élastique et pertes statiques en lui retirant une fraction des pertes différées par fluage, retrait du béton, relaxation des aciers.

La tension moyenne après pertes statiques et pertes par raccourcissement élastique est :

$$T_m = T_s - \frac{NCAB\ 1}{NCAB} (\Delta T_1 + \Delta T_1' + \Delta T_3 + \Delta T_3') - \frac{NCAB\ 2}{NCAB} \Delta T_2 - \Delta T_2'$$

Avec $NCAB\ 2 = NCAB - NCAB\ 1$

La tension des armatures à 90 jours est alors :

$$T_{90} = T_m - \Delta T_4'' - \Delta T_5' - \Delta T_6'$$

avec :

- $\Delta T_4''$ perte de tension dans les armatures par relaxation; c'est une fraction de la perte de tension globale par relaxation escomptée au temps infini.

Elle est évaluée par la formule suivante :

$$\Delta T_4'' = \frac{4,4}{100} T_m \left(\frac{T_m}{R_G} - 0,55 \right) \text{ rel } 1000.$$

- $\Delta T_5'$ est la fraction de la perte de tension dans les armatures due au retrait du béton, elle est évaluée à $0,45 \Delta T_5$.

- $\Delta T_6'$ est la fraction de la perte de tension dans les armatures due au fluage du béton, elle est évaluée à $0,45 \Delta T_6$.

ΔT_5 et ΔT_6 sont, rappelons le, les pertes de tensions dues au retrait et au fluage du béton au temps t infini.

- Tensions au temps t infini

Elles tiennent compte de l'ensemble des pertes de tensions calculées au paragraphe 6.2; la tension à l'infini dans le câble moyen d'une famille m s'écrit :

$$T \text{ INFINI} = T_m - \Delta T_4 - \Delta T_5 - \Delta T_6$$

RESULTATS : A l'issue de ce calcul, l'ordinateur imprime les tensions TT 1 - TT 2 - T 90 et T INFINI (colonnes 2,4,8 et 9) ainsi que les pertes de tension intermédiaires ΔT_4 , $\Delta T_4''$, ΔT_5 et ΔT_6 explicitées ci-dessus.

{ } Ce tableau est produit famille par famille pour chaque travée et dans chaque section de l'ouvrage où existe le câble moyen de la famille m.

6.4 - Forces de précontrainte et moments hyperstatiques de précontrainte

=====

sous les divers états (cf Annexe 3 page 46).

=====

Connaissant la tension dans les armatures à l'une des 4 époques ainsi que le nombre de câbles mis en tension à cette époque, l'ordinateur calcule et imprime, pour chaque famille, l'effort de précontrainte qui en résulte (F_{t_1} , F_{t_2} , F_{90} et F_{∞}).

Il calcule ensuite pour chaque famille sur chaque appui intermédiaire le moment hyperstatique de précontrainte développé par ces effets en application de la formule générale :

$$M_H(l,m) = - \int_{IDEB, JDEB}^{ISOR, JSOR} F(x,m) e(x,m) M''(l,x) dx$$

intégrale calculée par la méthode de Simpson.

$M_H(l,m)$ est le moment hyperstatique développé sur l'appui l par la précontrainte de la famille m.

$F(x,m)$ est l'effort développé par la précontrainte dans une famille m à l'abscisse x ;

$e(x,m)$ est l'excentrement du câble moyen de la famille m dans la section d'abscisse x il est égal à $v_j + ORDECO(m)$; ($v_2 < 0$).

$M''(l,x)$ est la dérivée seconde du moment sur l'appui l dans la travée d'abscisse x .

Le moment hyperstatique développé par la famille de rang m est alors produit dans chaque section par interpolation linéaire.

6.5. - Tableau des contraintes normales sous les divers états

=====

Le règlement impose de vérifier l'ouvrage :

- aux divers stades de la construction, c'est à dire aux 4 époques précédemment définies;
- sous les divers cas de surcharges les plus défavorables.

Nous aurons donc, en général, 6 séries de vérifications qui correspondent aux phases suivantes :

- 1°) *Phase 1* : Immédiatement après la mise en tension de la première série d'armatures ; outre les effets développés par la mise en tension de ces câbles il faut prendre en compte le moment fléchissant à vide sans les superstructures MG_1 compte tenu de la somme à valoir si elle est défavorable.
- 2°) *Phase 2* : Immédiatement après la mise en tension de la deuxième série d'armatures, le moment de charge permanente est MG_1 (avec somme à valoir le cas échéant).
- 3°) *Phase 3* : Après mise en place des superstructures et à 90 jours le moment de charge permanente est MG_2 ; on obtient ainsi l'état à vide au moment de la mise en service (somme à valoir éventuellement prise en compte).
- 4°) *Phase 4* : Application des surcharges civiles à 90 jours (M_1 et M_2).
- 5°) *Phase 5* : Etat des contraintes au temps t infini à vide (Moment MG_2).
- 6°) *Phase 6* : Application des surcharges civiles et militaires (éventuellement) au temps t infini.

Le calcul des contraintes normales s'effectue alors en application des formules suivantes :

a) fibre supérieure

$$\sigma_s = \frac{M}{I} v_s + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(t,m)}{S} + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(t,m)e(m)}{I} v_s + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{M_H(t,m)}{I} v_s$$

b) fibre inférieure

$$\sigma_i = \frac{M}{I} v_i + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(t,m)}{S} + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(t,m)e(m)}{I} v_i + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{M_H(t,m)}{I} v_i$$

Dans ces formules :

M représente le moment fléchissant appliqué durant la phase correspondante

(MG_1 , MG_2 ou $M_{G2} + M_Q$) : charges extérieures uniquement.

F(t,m) représente l'effort de précontrainte à l'époque considérée dans le câble moyen de la famille m

e(m) représente l'excentrement de ce câble par rapport à la fibre moyenne c'est l'expression $v_i + ORDECO(m)$ ($v_i < 0$)

$M_H(t,m)$ est le moment hyperstatique dû au tracé de la famille m à l'époque t considérée.

A l'exception des moments hyperstatiques de précontrainte qui se répartissent sur tout l'ouvrage, la sommation des effets d'une famille dans chaque section n'est réalisée que lorsque cette famille appartient à la section considérée.

RESULTATS (Cf Annexe 3 page 48) :

L'ordinateur récapitule par travée et par section, les contraintes extrêmes sur les fibres supérieure (1ère ligne par section) et inférieure (2ème ligne) pour les différentes phases énumérées ci-dessus.

Si la fibre vérifiée se trouve en dehors du cône de diffusion de la précontrainte d'une famille de câbles, compte tenu de l'angle de diffusion de la précontrainte défini à l'article 7 alinéa 4 de l'Instruction provisoire, le programme effectue une vérification particulière des contraintes normales en supposant la précontrainte non encore diffusée; le terme de compression uniforme $\frac{F}{S}$ relatif à la famille dont les câbles sont "arrêtés" n'est alors pas pris en compte. De telles sections sont repérées par un x placé immédiatement avant le numéro d'ordre. Toutefois le calcul ainsi défini ne porte pas sur les sections d'abouts car le programme ignore les dispositions particulières prévues pour une meilleure diffusion de la précontrainte (cf Dossier PSI-DP pièce 1.4 page 12).

6.6 - Vérification à la rupture au moment fléchissant

=====

"L'Instruction Provisoire" du 12 Août 1965 relative à l'emploi du béton précontraint impose de vérifier que l'ouvrage ne périclite pas par rupture lorsque l'on multiplie par 1,8 les valeurs des surcharges civiles réglementaires

Conformément à l'article 14 de cette Instruction, nous conserverons les valeurs des coefficients de majoration dynamique prises en compte dans le calcul des efforts développés par les surcharges normales.

(
{
{
{
) Lorsqu'un coefficient de pondération de l'effet des surcharges aura été introduit en données (*COEFA* ou *COEFB* en l'occurrence), le coefficient de majoration pris en compte pour le calcul à la rupture sera le produit de ce coefficient par 1,8.

Nous considérerons donc le type de sollicitation suivant :

$$M_{G2} + 1,8 \times \text{COEF.} \times M_Q$$

M_{G2} est le moment de charge permanente (ossature et superstructures), somme à valoir incluse si elle est défavorable.

M_Q est le moment fléchissant dû aux surcharges civiles

En un premier stade du calcul l'ordinateur majore les contraintes dues aux surcharges de 80% et calcule les contraintes sur les fibres extrêmes dans chaque section par les formules suivantes qui se déduisent de celles énoncées au paragraphe 6.5 appliquées au temps t infini.

$$\sigma_{rs} = \frac{[M_{G2} + 1,8 \cdot \text{COEF.} \cdot M_Q]}{I} v_s + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(m)}{S} + \sum_{m=1}^{NFC} v_s \frac{F(m)e(m)}{I} + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{M_H(m)v_s}{I}$$

$$\sigma_{ri} = \frac{[M_{G2} + 1,8 \cdot \text{COEF.} \cdot M_Q]}{I} v_i + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(m)}{S} + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(m)e(m)}{I} v_i + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{M_H(m)v_i}{I}$$

$F(m)$; $e(m)$; $M_H(m)$ ayant les mêmes significations qu'au paragraphe 6.5; on considère deux états de contraintes suivant la nature de la sollicitation due aux surcharges (maximale et minimale).

A l'exception des moments hyperstatiques de précontrainte qui se répartissent sur tout l'ouvrage, la sommation des effets d'une famille dans chaque section n'est réalisée que lorsque cette famille appartient à la section considérée.

Conformément aux prescriptions l'ordinateur vérifie que ce nouvel état de contraintes est bien intérieur aux bornes d'un *domaine de sécurité* dont les limites sont les suivantes :

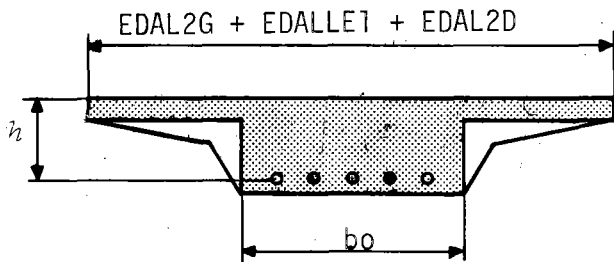
- limite supérieure (compression) : $0,8 \sigma_{28} t/m^2$
- limite inférieure (traction) : $0,8 \sigma'_{28} t/m^2$

avec σ'_{28} (t/m²) = $70 + \frac{6}{100} \sigma_{28}$ (σ_{28} en t/m²)

Si dans certaines sections le nouvel état de contraintes sort du domaine de sécurité du béton, l'ordinateur procède alors à la vérification à la rupture comme indiqué ci-après (cf. Instruction provisoire Article 14)

- Moment M_{RB} de rupture du béton

. *Dalle pleine ou nervurée*, la section est assimilée à une poutre en T schématisée ci-contre, b_0 est la largeur de la sous-dalle - le moment



de rupture du béton est alors la somme des moments de rupture de la nervure M_{RB1} et des encorbellements M_{RB2} avec

$$M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}$$

M_{RB2} est le minimum des deux expressions.

$$0,80 (EDALLE 1+EDAL2G+EDAL2D-b_0) h_0(h-\frac{h_0}{2})\sigma_{28}$$

$$\text{ou } 0,35 (EDALLE 1+EDAL2G+EDAL2D-b_0) h^2\sigma_{28}$$

avec h_0 épaisseur des encorbellements supposée égale à $HDAL2$.

Le moment M_{RB2} n'est, bien entendu ajouté à M_{RB1} que si $M_G + 1,8COEF.xM_Q \geq 0$

. *Dalle élégiée*. Dans le cas de sections élégiées, nous assimilons la nervure à une juxtaposition de poutres en double T. Le moment résistant de rupture M_{RB1} est alors la somme des moments résistants de l'âme et du hourdis comprimé. Le moment M_{RB2} de rupture des encorbellements est ajouté le cas échéant.

- Moment M_{RA} de rupture des armatures de précontrainte

Il est calculé dans le programme par la formule :

$$M_{RA} = \sum_{m=1}^{NFC} 0,9 h(m) \omega_{(m)} R_G(m)$$

$R_G(m)$ étant la contrainte de rupture garantie d'un fil de précontrainte des câbles de la famille m;

$h(m)$ est la distance du câble moyen de la famille m à la face comprimée;

ω est la section des armatures de la famille m dans la section considérée ($SECAB (ARMA (m)) \times (NCAB (m))$)

La sommation porte sur les familles de câbles qui existent dans une section considérée ($ORDECO(m) \neq 0$) et qui sont intéressées à la traction dans le phénomène de rupture.

- Moment de fissuration M_f

M_f est un moment sous l'action duquel la contrainte de traction de la fibre tendue atteindrait la valeur $-2\sigma'$. Pour évaluer ce moment l'ordinateur calcule la contrainte sur la n fibre tendue engendrée par la précontrainte. Supposons, pour fixer les idées, que $M_G + 1,8 \times COEF. \times M_Q$ soit positif; la fibre tendue est alors la fibre inférieure.

La contrainte due à la précontrainte sur cette fibre inférieure est alors :

$$\sigma_p = \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(m)}{S} + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{F(m)ed(m)}{I} v_i + \sum_{m=1}^{NFC} \frac{M_H(m)v_i}{I}$$

Les premières et deuxième sommations ne portant que sur les familles où $ORDECO(m) \neq 0$

Le moment de fissuration est alors :

$$M_f = \frac{(-2\sigma'_{28} - \sigma_p) \times I}{v_i} \quad \text{avec } \sigma'_{28} (\text{t/m}^2) = 70 + \frac{6}{100} \sigma_{28} (\text{en t/m}^2)$$

- Vérification à la rupture

Conformément à l'article 14 de l'Instruction Provisoire, la marge de sécurité à la rupture pourra être jugée convenable si :

$$M_G + 1,8 \text{ COEF. } M_Q \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,9 M_{RA} \text{ si } M_f < M_{RA} \\ \leq 0,8 M_{RA} \text{ si } M_f \geq M_{RA} \\ \leq 0,7 M_{RB} \end{array} \right.$$

- *RESULTATS (cf Annexe 3 page 53).*

Dans chaque travée et pour chaque section, l'ordinateur imprime les résultats relatifs à la vérification au moment maximal (1ère ligne) et au moment minimal (2ème ligne).

Colonnes 2 et 3

L'ordinateur imprime l'état de contraintes (fibre supérieure, fibre inférieure) lorsque les contraintes dues aux surcharges sont majorées de 80 %.

Si les contraintes ainsi calculées sont à l'intérieur du domaine de sécurité à la rupture, la sécurité est assurée et le calcul s'arrête à ce stade;

Colonnes 4 à 7

Lorsque les contraintes sortent du domaine de sécurité, l'ordinateur imprime les valeurs de M_{RB} , M_{RA} et M_f calculées.

Colonne 8

(éventuellement)

Lorsque l'une des inégalités énoncées ci-dessus n'est pas satisfaite, la sécurité à la rupture n'est pas satisfaite dans la section et l'ordinateur imprime la lettre "R" dans cette colonne; consulter alors le chapitre 8 page 169).

6.7 - Courbe enveloppe des efforts tranchants

=====

Dans la suite 1, l'ordinateur a calculé les efforts tranchants extrêmes définis par TMAX (efforts maxima) et TMIN (efforts minima) et ce, de part et d'autre de chaque appui intermédiaire et sur les appuis de rive; à partir de ces valeurs il évalue, par interpolation linéaire, les efforts tranchants extrêmes dans chacune des sections de calcul.

L'ensemble des calculs qui aboutit à la définition de la courbe enveloppe des efforts tranchants a pour objet de modifier la courbe précédemment définie pour tenir compte de l'influence des trois termes suivants :

1°) *Efforts tranchants hyperstatiques de précontrainte;*

2°) *Effet de relevage des câbles;*

3°) *Variations de la fibre moyenne.*

Les calculs correspondants sont effectués pour le seul temps infini.

- *Efforts tranchants hyperstatiques de précontrainte*

Ils sont constants par travée; ils se déduisent des réactions d'appuis hyperstatiques de précontrainte, elles mêmes définies en fonction des moments hyperstatiques de précontrainte développés sur chaque appui.

- Effets de relevage des câbles

L'inclinaison des câbles par rapport à l'extrados introduit un effort vertical V ; si $F(m)$ est l'effort de précontrainte dans la section considérée produit par la famille m et $\alpha(m)$ l'inclinaison de ces câbles sur l'horizontale, comptée positivement dans le sens trigonométrique :

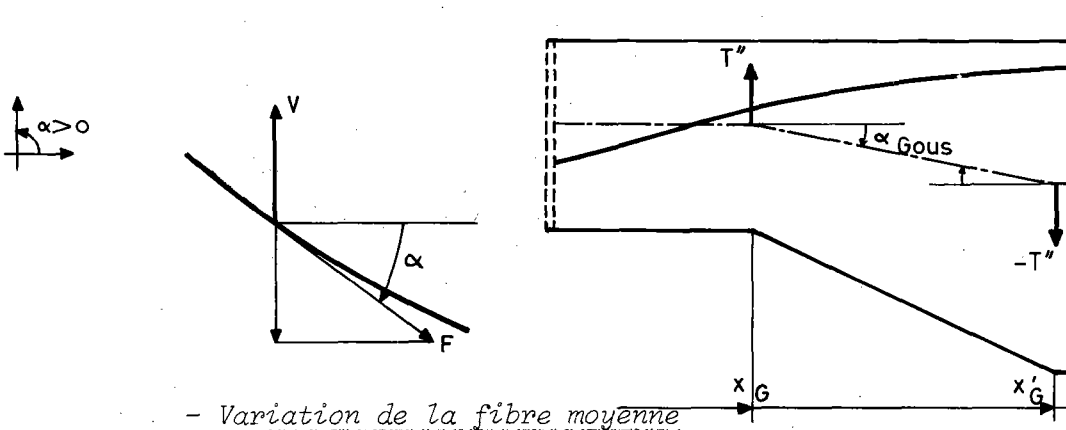
$$V(m) = F(m) \sin \alpha(m)$$

En sorte que, dans une section quelconque, l'effet de relevage des câbles s'exprime par la sommation :

$$V = \sum_{m=1}^{NFC} F(m) \sin \alpha(m) \approx \sum_{m=1}^{NFC} F(m) \alpha(m)$$

avec α en radians ; α a été calculé lors du calcul des pertes de tension statiques où nous avons supposé (cf page 113) que ses variations étaient linéaires entre points d'inflexion (voir chapitre 8 page 167).

V s'ajoute *algébriquement* aux efforts tranchants définis précédemment.



- Variation de la fibre moyenne

Les discontinuités de pentes de la fibre moyenne (amorces de goussets) introduisent des forces concentrées appliquées en ces points; les sections situées sur les goussets sont donc soumises à un effort tranchant, positif si $\alpha < 0$ (voir figure ci-dessus), égal à :

$$T'' = \sum_{m=1}^{NFC} (-FGOUS(m) \sin \alpha_{GOUS})$$

Une famille m n'est prise en compte dans la sommation que si $ORDECO(m)$ est $\neq 0$ dans la section d'amorce de gousset.

$F_{GOUS}(m)$ est l'effort de précontrainte de la famille m dans la section d'amorce de gousset.

α_{GOUS} est l'angle dont dévie la fibre moyenne par rapport à l'extrados dans la section d'amorce de gousset; le sens positif est le sens trigonométrique.

Autrement dit, ce calcul prend en compte l'effet de la déviation de la précontrainte par le changement d'orientation de la fibre moyenne, complétant en cela l'effet de relevage des câbles; mais cela ne prend pas en compte l'effet RESAL.

Dans ce calcul nous supposons *négligeables* les variations de F dans les sections de gousset ; il en résulte que T" est compensé au voisinage de l'appui par la nouvelle discontinuité de la pente de la fibre moyenne égale et opposée à la précédente - ce qui, en toute rigueur, exclut toute possibilité de disposer des arrêts de câbles sur goussets (chapeaux) sans vérification manuelle adaptée.

- *RESULTATS (cf Annexe 3 page 55 et suivantes).*

L'ordinateur imprime tout d'abord les réactions d'appuis hyperstatiques de précontrainte, puis les efforts tranchants hyperstatiques de précontrainte qui s'en déduisent directement.

Puis dans le tableau "*Courbe enveloppe des efforts tranchants*" , l'ordinateur imprime par travée et par section les efforts tranchants extrêmes augmentés des efforts tranchants hyperstatiques de précontrainte respectivement pour les surcharges civiles (colonnes 2 et 3) et pour les surcharges militaires (colonnes 4 et 5). Il imprime ensuite (colonne 6) la correction d'effort tranchant dû au tracé des câbles (compte tenu des forces concentrées aux amorces de goussets le cas échéant), c'est à dire l'expression $V + T''$. Il imprime enfin (colonnes 7 et 8) l'ordonnée des courbes enveloppes des efforts tranchants qui représente le maximum en valeur absolue de :

$$\begin{array}{l} T_{MAX} + T_H + V + (T'') \\ \text{et} \quad T_{MIN} + T_H + V + (T'') \end{array}$$

respectivement pour les surcharges civiles et militaires.

. *Sortie intermédiaire commandée par la carte A4 (ETRIER col 18 = 1)*

On remarquera qu'entre deux sections de calcul voisines figure une ligne de résultats ; ces résultats concernent une section intermédiaire, équidistante des sections qui l'encadrent, qu'il est parfois nécessaire de justifier lorsqu'elles comportent un point d'inflexion dans le tracé d'une famille de câbles.

Aux termes de l'Instruction Provisoire, il est dispensé d'effectuer la vérification de l'intégrité du béton et celle des contraintes des armatures verticales dans les sections situées à une distance inférieure à $2v_i/3$ d'un appui intermédiaire d'une poutre continue, v_i étant la distance du centre de gravité à la fibre inférieure de la section au droit de cet appui, les sections 1 et $NDIV + 1$ dans chaque travée sont donc exceptionnellement décalées de $2v_i/3$ par rapport aux sections sur appuis, respectivement vers la droite et vers la gauche.

6.8 - Contraintes de cisaillement du béton - répartition des étriers

=====

Le calcul est effectué pour le seul temps t infini.

- Cisaillement du béton

Appelons T l'un des deux efforts tranchants extrêmes (civil ou militaire) récapitulés dans le tableau précédent, compte tenu des effets "isostatiques" et hyperstatiques de précontrainte.

Nous vérifions le cisaillement du béton au niveau de son centre de gravité ; la contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T_m}{I_e}$$

m étant le moment statique par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité de la partie de la section située au-dessus, élégissements et trous de gaine déduits;

I étant l'inertie nette de la section;

e la largeur de la dalle prise au niveau de son centre de gravité, élégissements déduits ainsi que les trous de gaine s'ils sont voisins de la fibre moyenne.

L'expression $\frac{m}{I_e}$ est calculée dans chaque section et figure en colonne 2 sous la rubrique "module de cisaillement".*

Si la section considérée est située à une distance inférieure à $1,5 \emptyset$ de l'élégement le plus voisin, elle est, dans le programme, considérée comme élégie ; \emptyset est le diamètre équivalent de l'élégement ou la plus élevée de ses deux dimensions s'il est rectangulaire.

La contrainte de cisaillement du béton τ_b figure en colonne 3 sous la rubrique "TAUB".

- Cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$

Dans chaque section, l'ordinateur vérifie que :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

avec $\bar{\tau}_b$ dicté par la condition de CHALOS et BETEILLE.

$$\bar{\tau}_b = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_g) (\bar{\sigma}'_b + \sigma_g)}$$

avec σ_g compression du béton au niveau du centre de gravité de la section.

$$\bar{\sigma}_b = \rho b p n \sigma_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \rho b p n \sigma'_{28}$$

(cf. "données" carte A13)

$\bar{\tau}_b$ figure en colonne 4 sous la rubrique TAUBS pour chaque section.

* Le module de cisaillement est donc la quantité par laquelle doit être multiplié l'effort tranchant pour obtenir la contrainte de cisaillement.

- {
- . Si $\tau_b > \bar{\tau}_b$ l'ordinateur ne poursuit pas le calcul dans sa recherche des sections d'étriers et imprime en regard de la section un message d'avertissement (nécessité d'étriers actifs).
 - . Si $\tau_b < \bar{\tau}_b$ le calcul se poursuit comme indiqué ci-dessous.
- }

- Contrainte de traction admissible des étriers

Conformément à la circulaire n° 44 du 12 Août 1965, la contrainte admissible des étriers sera prise égale à :

$$\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \sigma'_{en3} \quad (\sigma'_{en3} \text{ est une donnée-carte A.17})$$

{

{

Nous supposons qu'aucune des sections ne comporte de reprise de bétonnage et, lorsque l'effort tranchant maximal en valeur absolue sera produit par des surcharges civiles, nous poserons :

$$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$$

Lorsque cet effort sera produit par des surcharges militaires ρ'_a sera égal à :

$$\rho'_a = 1 - \frac{0,8}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$$

Nous admettons que des fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité ; ces fissures délimitent des "bielles" de béton. Soit γ l'angle que font les bielles avec la fibre moyenne, τ_b la contrainte de cisaillement qui s'exerce au niveau du centre de gravité ; γ est donnée par la relation :

$$t_g \quad 2 \gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_g} \quad \text{avec} \quad \sigma_g = \frac{NFC}{\Sigma_{m=1} \frac{F(m)}{S}}$$

La sommation ci-dessus porte sur toutes les familles qui appartiennent à la section.

Si une fissure se produit, sa hauteur peut être prise égale à z , bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte τ_b :

$$z = \frac{I}{m}$$

I étant l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, m le moment statique de la partie de la dalle située au dessus du centre de gravité par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité.

La fissure se projette horizontalement suivant $\frac{z}{\text{tg}\gamma}$, d'où la section ω d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont.

$$\omega = \frac{I'}{\frac{z}{\text{tg}\gamma} \sigma_a'}$$

En outre, les cours successifs d'étriers sont séparés par une distance t au plus égale à la plus petite des valeurs suivantes

$$t = h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau_b}{\tau_b} \right)$$

$$t = b_{o,\min} \left(5 - 2 \frac{\tau_b}{\tau_b} \right)$$

h_t désignant la hauteur totale de la section considérée,

$b_{o,\min}$ a une double définition selon que la section est élégiée ou non :

- . Si la section n'est pas élégiée $b_{o,\min}$ représente la largeur brute de la dalle au niveau du centre de gravité;
- . Si la section est élégiée, $b_{o,\min}$ représente l'épaisseur brute du béton entre deux buses d'élégissement voisines.

- RESULTATS (cf Annexe 3 page 58)

Lorsque le cisaillement du béton est admissible ($\tau_b < \bar{\tau}_b$) l'ordinateur édite tg γ (colonne 5), puis la valeur de ρ_a' donnant la contrainte admissible de traction des étriers en la multipliant par σ_a' , puis la valeur de z ($z = \frac{I'}{m}$ colonne 7), enfin les sections d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont (colonne 8) ainsi que leur espacement maximal (colonne 9).

6.9. - Vérification à la rupture vis-à-vis de l'effort tranchant

=====

Travée par travée et section par section, l'ordinateur affecte les contraintes de cisaillement dues aux surcharges, du coefficient 1,8 et définit un nouvel état de contraintes défini par τ_{br} et σ_g avec :

$$\tau_{br} = \frac{I_r m}{I_z}$$

(cf Annexe 3 page 30)

- σ_g contrainte de compression (précontrainte) au niveau du centre de gravité (inchangée),
- τ_{br} contrainte de cisaillement sous surcharges majorées due à l'effort tranchant majoré T_r

On admet que les bielles sont parallèles à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité.

L'ordinateur calcule ensuite la borne supérieure $\bar{\tau}_{br}$ du domaine de résistance du béton, qui n'est autre que la condition de CHALOS et BETEILLE déduite de la précédente en remplaçant $\bar{\sigma}_b$ par σ_{28} et $\bar{\sigma}_b$ par σ'_{28} .

Il édite les valeurs de τ_{br} et $\bar{\tau}_{br}$ en colonne 2 et 3 sous les rubriques respectives TAUBP et TAUBSP.

2 cas sont alors susceptibles de se présenter :

- 1°) Le cisaillement du béton sous surcharges majorées sort du domaine de résistance du béton ($\tau_{br} > \bar{\tau}_{br}$); l'inclinaison des bielles est alors :

$$\text{tg } 2 \gamma = \frac{2\bar{\tau}_{br}}{\sigma_g}$$

Il faut alors vérifier dans ce cas que la contrainte de compression des bielles ne dépasse pas la limite admissible qui est $0,5 \sigma_{28}$ conformément à l'article 3.2.3 de l'Instruction Provisoire.

$$\sigma_{\text{bielle}} = \frac{2\tau_{br}}{\sin 2\gamma}$$

(
) Si tel n'est pas le cas, la sécurité à la rupture n'est pas assurée
) et un message en avertit l'utilisateur en regard de la section considérée.

Dans le cas où $\sigma_{\text{bielle}} \leq 0,5 \sigma_{28}$ l'ordinateur imprime en colonne 5 la valeur de $\text{tg } 2 \gamma$ sous la rubrique TG 2. GAMMA puis $\sin 2\gamma$ (SIN 2. GAMMA) et enfin σ_{bielle} (colonne 7).

- 2°) Le cisaillement du béton sous surcharges majorées est à l'intérieur du domaine de résistance du béton ($\tau_{br} < \bar{\tau}_{br}$); l'inclinaison des bielles est alors donnée par :

$$\text{tg } 2 \gamma = \frac{2\tau_{br}}{\sigma_g}$$

il est alors inutile de vérifier les bielles à la compression.

Quel que soit le cas envisagé, l'ordinateur vérifie que la contrainte σ'_a des étriers précédemment calculés (section ω) ne dépasse ni la limite d'élasticité majorée de 20%, ni, lorsqu'elle est fournie, la contrainte de rupture du métal σ'_{arg} .

$$\sigma'_a = \frac{Tr \, tg\gamma}{z\omega} \quad (\text{colonne 8})$$

Si $\sigma'_a > \min(1,20 \sigma'_{en \, 3}, \sigma'_{arg})$, l'ordinateur opère alors une correction des sections d'étriers précédemment calculées, il définit une nouvelle section pour que la sécurité à la rupture vis-à-vis des efforts tranchants soit assurée :

$$\omega = \frac{Tr \, tg\gamma}{z \min(1,20 \sigma'_{en \, 3}, \sigma'_{arg})} \quad (\text{colonne 9})$$

σ'_a en colonne 8 est alors le minimum de $(1,20 \sigma'_{en \, 3}, \sigma'_{arg})$.

On remarquera que ce calcul diffère quelque peu de la pratique courante où le calcul de σ'_a s'opère sur les sections réelles d'étriers et non sur les sections théoriques.

CHAPITRE 7 - ANALYSE DES RESULTATS

(suite 4)

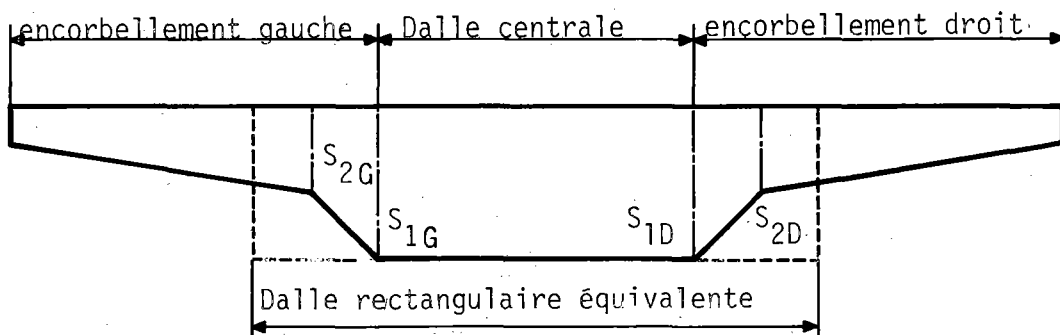
MOMENTS TRANSVERSAUX, MOMENTS PRINCIPAUX, DEFORMATIONS

Le calcul des moments transversaux et des moments principaux dans les ponts-dalles, qui fait l'objet de la quasi intégralité de la suite 4 du programme M.C.P., est une adaptation de la méthode suivie par le programme de calcul automatique C.E.D.

L'analyse de ce programme a été intégralement suivie dans M.C.P. pour ce qui concerne le calcul des moments transversaux et principaux dans les ponts-dalles pleins ou élégis qui ne comportent pas de larges encorbellements en coupe transversale. En particulier, les différentes méthodes de prise en compte du biais, de la continuité, du coefficient de POISSON et de l'anisotropie, sont-elles communes aux deux programmes.

Cette analyse a, par la suite, été développée puis programmée dans M.C.P. pour tenir compte de la présence éventuelle de larges encorbellements. Compte tenu des méthodes exposées au paragraphe 2.3.2 il est substitué à la dalle à larges encorbellements définie en données, une *dalle équivalente de section rectangulaire* de même hauteur et de même inertie de flexion longitudinale que la structure introduite ; la définition de cette dalle est donnée au chapitre 4 § 4.3.

A cette plaque ainsi définie et compte tenu des hypothèses antérieurement admises, la méthode de MM. GUYON et MASSONNET peut être appliquée. Il est alors possible de définir, pour une fibre donnée de la dalle centrale (ou nervure), la ligne d'influence du coefficient μ de flexion transversale.



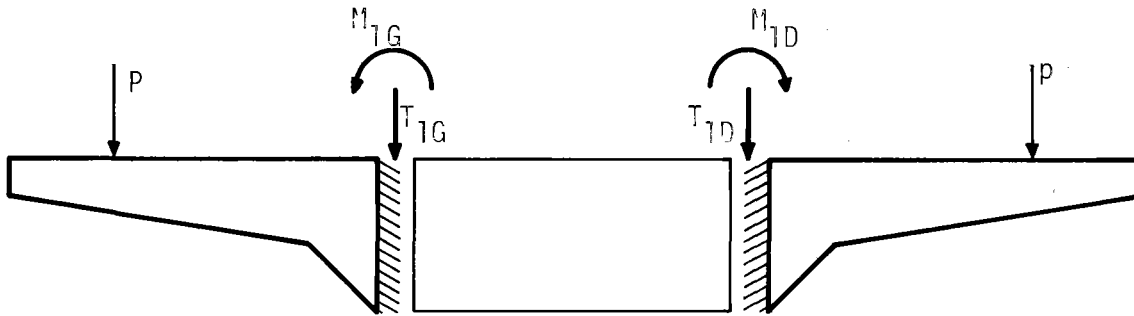
En ce qui concerne les surcharges placées sur les encorbellements, elles se traduisent par l'existence aux sections S_{1G} et S_{1D} , d'un moment fléchissant (M_{1G} et M_{1D}) et d'un effort tranchant (T_{1G} , T_{1D}) dont les effets se répercutent dans la dalle centrale.

Il est donc logique de calculer ces efforts en premier lieu.

Si la dalle étudiée ne comporte pas de larges encorbellements, selon la définition qui en a été donnée au chapitre 3 (portée des encorbellements inférieure à la hauteur de la dalle) l'utilisateur est convié à se reporter directement au § 7.2 ci-après.

7.1 - Calcul des moments et efforts tranchants aux sections d'encastrement

L'ordinateur calcule, pour la charge permanente, ainsi que pour les différentes surcharges réglementaires disposées sur les encorbellements, les efforts tranchants et les moments fléchissants aux amorces d'encorbellements (section S_1). La représentation schématique du système à gauche et à droite des sections respectives S_{1G} et S_{1D} est celle d'une console, d'où l'appellation de "sections d'encastrement" donnée à S_{1G} et S_{1D} .



Il est à noter que, pour évaluer ces efforts, nous ne tenons pas compte de "l'effet de dalle" dû à la participation des encorbellements à la flexion longitudinale de l'ouvrage. Cette hypothèse joue d'ailleurs dans le sens de la sécurité.

Par contre, l'étalement des surcharges est pris en compte, tant longitudinalement que verticalement.

7.1.1 - Etalement des surcharges

Soient u et v les côtés du rectangle d'impact d'une surcharge réglementaire, dite "ponctuelle", c'est-à-dire Bc ou Br , (l'étalement des surcharges Be et CM sera analysé aux § 7.1.2.6 et 7.1.2.7 ci-après) ; pour fixer les idées nous supposerons que v est parallèle aux bords libres de la dalle.

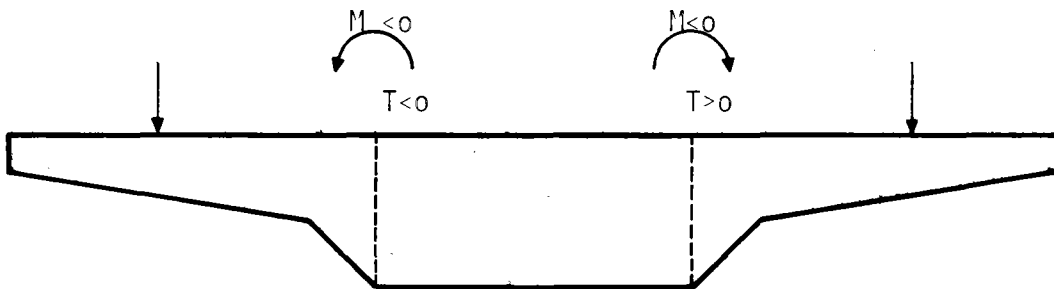
7.1.2 - Efforts tranchants et moments fléchissants produits aux sections S_1 par les charges et surcharges placées sur les encorbellements.

L'ordinateur calcule pour chaque type de surcharge *et sans pondération* l'effort tranchant et le moment fléchissant *par mètre longitudinal de tablier* sur les sections d'amorces des encorbellements. Il s'intéresse aux sections S_{1G} et S_{1D} à partir desquelles seront calculés les moments fléchissants créés dans la nervure centrale par les surcharges placées sur les encorbellements.

Il s'intéresse également, si elles existent, aux sections S_{2G} et S_{2D} dans le but de fournir certains renseignements relatifs au ferrailage transversal. Dans la suite de cette analyse nous nous intéresserons aux sections S_1 , étant entendu qu'un raisonnement analogue serait tout aussi envisageable pour S_2 .

- Convention de signes

Ce sont celles communément admises dans les traités de résistance des matériaux, elles sont schématisées ci-dessous :



7.1.2.1 - Poids propre et superstructures (CP + QSUP)

a) *Poids propre des encorbellements* - l'ordinateur calcule l'aire S_e de la dalle entre la section d'encastrement considérée et le bord S_e libre le plus proche, d'après le contour défini dans les données; il recherche ensuite la distance d_e du centre de gravité de cette surface à la section d'encastrement.

Le moment d'encastrement au mètre longitudinal de tablier dû au poids propre des encorbellements est :

$$M_1 (CP) = - S_e \times d_e \times MASVOL$$

$MASVOL$ est la densité du béton inscrite en données (2,5 t/m³ réglementairement).

Dans tout ce calcul, l'ordinateur considère qu'aucun élégissement n'est intéressé.

7.1.2.3 - Surcharge Bc

Le programme ne s'intéresse qu'aux essieux arrière des camions du type Bc. La surcharge est donc constituée de deux files de deux roues chacune.

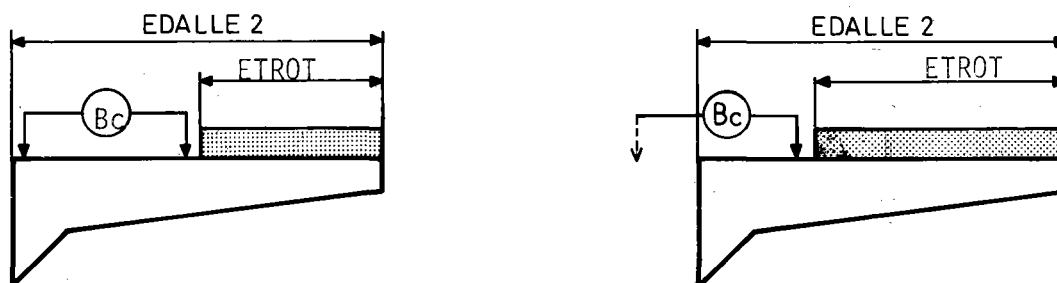
Chacune de ces files est assimilée à une bande de 1,75m de longueur (sens longitudinal) et de 0,25m de largeur (sens transversal).

Ce sont ces dimensions qui sont prises en compte dans le calcul de l'étalement longitudinal (cf. § 7.1.1.1 et 7.1.1.2). Le poids de chaque bande est $p = 12$ tonnes.

L'ordinateur recherche, pour l'encorbellement considéré, s'il est possible, en plaçant la file de roue la plus excentrée à 0,25m du bord intérieur du trottoir, de placer une file de roues sur l'encorbellement ou les deux, sachant que leur espacement transversal est de 2m d'axe en axe. En cas d'impossibilité il passe au type de surcharge suivant

La surcharge Bc afférente à chaque encorbellement a été volontairement limitée à un camion dans le sens transversal (ce qui limite la portée des encorbellements à $2,50m + ETROT$. - voir chapitre 1).

Les deux cas de surcharges abordés par le calcul sont illustrés ci-dessous pour la section S_{1D} :



Pour la position du camion la plus excentrée possible, l'ordinateur calcule l'étalement vertical et l'étalement longitudinal de chaque file de roues située sur l'encorbellement et calcule pour chacune d'elles le moment d'encastrement par mètre longitudinal de tablier, sans pondération mais compte tenu de la majoration pour effets dynamiques.

ainsi :

$$M_1 (Bc_1) = - 12 \left(\frac{EDALLE2 - ETROT - 0,25}{2 c_1} \right) \times DYNABC \left. \begin{array}{l} \text{1ère file (la plus} \\ \text{excentrée)} \end{array} \right\}$$

$$M_1 (Bc_2) = - 12 \left(\frac{EDALLE2 - ETROT - 2,25}{2 c_2} \right) \times DYNABC \left. \begin{array}{l} \text{2ème file} \end{array} \right\}$$

REMARQUE : Ces formules supposent que la limite de EDALLE 2 est voisine de celle de ETROT. Par ailleurs le groupement de deux roues n'est pas justifié si l'encorbellement est très petit; mais on est alors couvert par la prise en compte de Br.

$2c_1$ et $2c_2$ étant respectivement les étalements longitudinaux de chacune des files de roues.

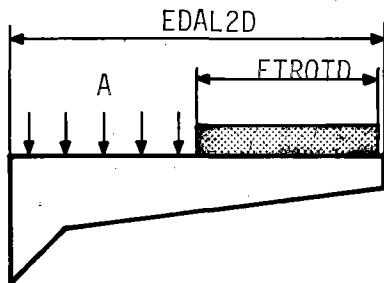
L'ordinateur calcule, de la même manière, les efforts tranchants par mètre longitudinal, dont l'expression est, au signe près :

$$T_1 (Bc^1) = \frac{12}{2 \cdot c_1}$$

$$T_1 (Bc^2) = \frac{12}{2 \cdot c_2}$$

7.1.2.4 - Surcharge A

La surcharge A est une surcharge uniformément répartie dont la densité est fonction de la portée de la travée considérée; pour le calcul de M_1 et T_1 l'ordinateur applique cette surcharge entre le bord intérieur du trottoir et la section d'encastrement considérée.



Pour la section S_1 par exemple (lorsque $EDAL\ 2 > ETROT$), le moment d'encastrement dû à la surcharge A est alors par mètre longitudinal de tablier :

$$M_1 (A) = - \frac{(EDAL\ 2 - ETROT)^2}{2} \times DENSA$$

DENSA étant la densité de la surcharge A par m^2 , dépendant de la portée l de la travée considérée. (fonction A (l)).

De même l'effort tranchant dans cette section par mètre longitudinal de tablier est, au signe près :

$$T_1 (A) = (EDAL\ 2 - ETROT) \quad DENSA$$

La largeur d'une bande chargée par A est égale à :

$$\frac{ECHAUS + BARURD + BARURG}{NVOIE}$$

Avec, rappelons le, $NVOIE = \frac{ECHAUS + BARURD + BARURG}{3}$
(valeur entière prise par défaut).

Lorsque l'ouvrage comporte une bande dérasée de gauche au sens défini par le bordereau des données pour un ouvrage autoroutier, la surcharge A n'est pas appliquée sur cette bande; le raisonnement ci-dessus reste applicable en remplaçant, pour l'encorbellement de gauche, ETROT par ETROT + BDGAU.

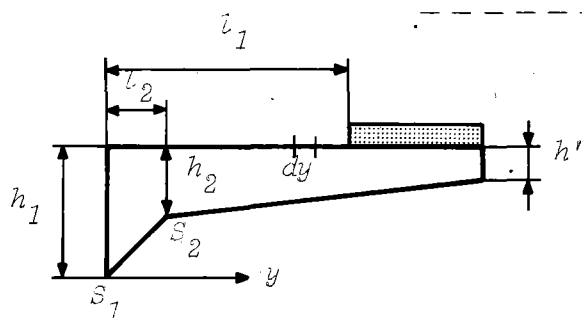
7.1.2.5. - *Surcharge Br (roue de 10 T)*

Pour la position la plus excentrée de la roue Br sur la chaussée, c'est-à-dire à 0,15 m du bord intérieur du trottoir (lorsque EDAL 2 - ETROT - 0,15 > 0), l'ordinateur recherche le moment d'encastrement dû à la surcharge Br compte tenu de la valeur de l'étalement longitudinal $2c$ de cette surcharge au droit de la section d'encastrement :

$$M_1 (\text{Br}) = \frac{-10}{2c} \quad (\text{EDAL 2 - ETROT - 0,15}).$$

L'effort tranchant par mètre longitudinal en S_1 est alors, au signe près :

$$T_1 (\text{Br}) = \frac{10}{2c}$$

7.1.2.6 - *Surcharge Be (rouleau de 20 T)*

Le rouleau de 20 T est d'abord placé dans sa position la plus excentrée c'est-à-dire contre le bord intérieur du trottoir.

La calcul de l'étalement longitudinal de cette surcharge ne peut plus se faire selon les règles énoncées au paragraphe 7.1.1 à cause des variations brusques de l'intrados possibles dans la zone où s'applique la surcharge. - l'ordinateur substitue à la méthode du paragraphe 7.1.1 la méthode suivante qui s'applique également pour le char :

Appelons l_1 l'abscisse du bord intérieur du trottoir et l_2 l'abscisse de la seconde section d'encastrement, prises par rapport à S_1 ; h_1 et h_2 sont respectivement les épaisseurs de l'encorbellement au droit des sections S_1 et S_2 ; h' est l'épaisseur de l'encorbellement en son bord libre.

Appelons dy un élément de surcharge situé à la distance y de la section S_1 , l'étalement longitudinal de cet élément diffère selon que dy se trouve entre les sections S_1 et S_2 , entre les sections S_2 et le bord intérieur du trottoir.

$$\text{Si } y > l_2$$

$$2c \, dy = 0,08 + \frac{6}{4} \text{ HCHAUR} + \frac{h_2 - h'}{\text{EDALLE 2} - l_2} (\text{EDALLE 2} - y) + h' + 2y = A' + B'y + 2y$$

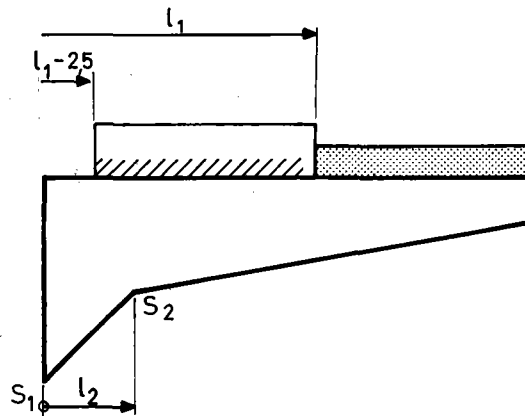
Etalement vertical

longitudinal

Si $y < l_2$

$$2cdy = 0,08 + \underbrace{\frac{6}{4} \text{HCHAUR}}_{\text{étalement vertical}} + \underbrace{\frac{h_1 - h_2}{l_2} (l_2 - y) + h_2 + 2y = A + By + 2y}_{\text{longitudinal}}$$

Pour calculer l'étalement de la surcharge Be l'ordinateur recherche d'abord les positions relatives des limites de la surcharge par rapport à la section S_2 . Prenons, pour fixer les idées le cas le plus général où le bord intérieur se situe entre S_1 et S_2 , le bord extérieur étant situé au-delà de S_2 .



Le moment fléchissant transversal en S_1 par mètre longitudinal de tablier est alors :

$$M_1(\text{Be}) = p \left[\int_{l_1 - 2,5}^{l_2} \frac{y \, dx}{A + By + 2y} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{y \, dx}{A' + By + 2y} \right]$$

p étant la densité de charge c'est-à-dire $\frac{20}{2,5} = 8 \text{ t/ml}$

de même l'effort tranchant en S_1 est donné par :

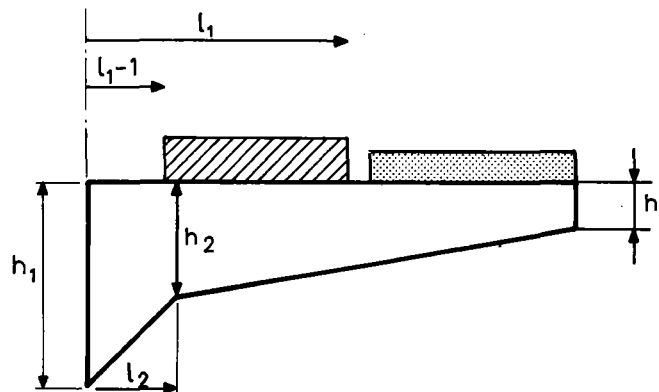
$$T_1(\text{Be}) = p \left[\int_{l_1 - 2,5}^{l_2} \frac{dy}{A + By + 2y} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{dy}{A' + By + 2y} \right]$$

7.1.2.7 - *Surcharge CM*

Lorsqu'un char militaire a été prévu en données, l'ordinateur place le char sur l'encorbellement dans sa position la plus excentrée, c'est-à-dire :

- à 0,45 m du bord intérieur du trottoir pour une surcharge de classe 3 (char de 70 T)
- à 0,35 m du bord intérieur du trottoir pour une surcharge de classe 4 (char de 100 T).

Compte tenu de ce positionnement, l'ordinateur recherche si les deux chenilles sont entièrement placées sur l'encorbellement, ou simplement l'une d'elles. Pour chacune des chenilles placées sur l'encorbellement, il recherche l'étalement longitudinal correspondant selon la méthode développée au paragraphe 7.1.2.6 précédent. Dans le cas général schématisé ci-dessous l'expression du moment d'encastrement est alors :



$$M_1(\text{CM}) = p \left[\int_{l_1-1}^{l_2} \frac{y \, dx}{A+By+2y} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{y \, dx}{A'+B'y+2y} \right]$$

avec $p = \frac{35 \text{ ou } 50}{1}$ densité de surcharge CM

et

$$A+By+2y = \begin{cases} 3,50 \\ \text{ou} \\ 4,50 \end{cases} + \frac{6}{4} \text{ HCHAUR} + \frac{h_1-h_2}{l_2} (l_2-y) + h_2 + 2y \quad \text{étalement } y < l_2$$

$$A'+B'y+2y = \begin{cases} 3,50 \\ \text{ou} \\ 4,50 \end{cases} + \frac{6}{4} \text{ HCHAUR} + \frac{h_2-h'}{\text{EDALLE2}-l_2} (\text{EDALLE2}-y) + h' + 2y \quad \text{étalement } y > l_2$$

De même l'effort tranchant par mètre longitudinal en S_1 est donné par :

$$T_1(\text{CM}) = p \left[\int_{l_1-1}^{l_2} \frac{dy}{A+By+2y} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{dy}{A'+B'y+2y} \right]$$

7.1.2.8 - RESULTATS (cf Annexe 3 page 62)

Dans chaque travée, l'ordinateur imprime pour chaque encorbellement (gauche ou droit) les efforts tranchants et les moments d'encastrement pour les différents cas de charge et de surcharge envisagés. *Les résultats relatifs aux surcharges roulantes sont affectés du coefficient de majoration dynamique de la travée considérée et pour le type de surcharge (B ou CM); par contre, les coefficients COEFA, COEFB, COEFCM ne sont pas pris en compte.*

A ce stade du calcul, aucun coefficient de pondération des surcharges n'est pris en compte. Si la dalle est en béton armé transversalement la pondération du 1er genre s'appliquera lors du calcul des moments principaux.

A l'issue de cette première série de calculs, l'ordinateur conserve en mémoire les positions des surcharges sur les encorbellements car il aura à étudier les effets des éléments de ces surcharges qui empiètent sur la dalle centrale (cf § 7.4.1 alinéa a ci-après).

{ Rappelons que les efforts tranchants T_1 calculés ne sont pas les efforts tranchants maxima aux encastrements dans le cas de charges concentrées (Bc-Br). Ils ne sauraient donc être utilisés pour une vérification du béton au cisaillement. L'effort tranchant à prendre en compte dans ce but sera évalué prudemment en plaçant les surcharges contre les sections d'encastrement, là où leur étalement est minimum.

La suite à donner à ces résultats (ferraillage transversal des encorbellements) figure au chapitre 8 page 169).

7.2 - Etude de la dalle centrale

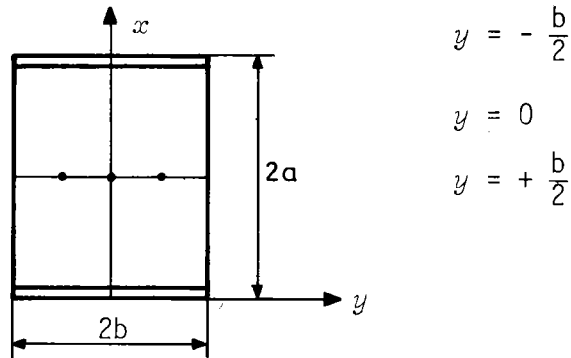
=====

7.2.1 - Choix des sections transversales

Nous nous intéressons aux sections transversales de la dalle respectivement situées au $\frac{1}{4}$, aux $\frac{3}{4}$ et à mi-portée de chaque travée.

7.2.2 - Choix des fibres

Dans chacune des sections transversales ainsi définies l'ordinateur s'intéresse aux fibres de la dalle, d'excentrement définis ci-après par rapport à l'axe de la dalle équivalente:

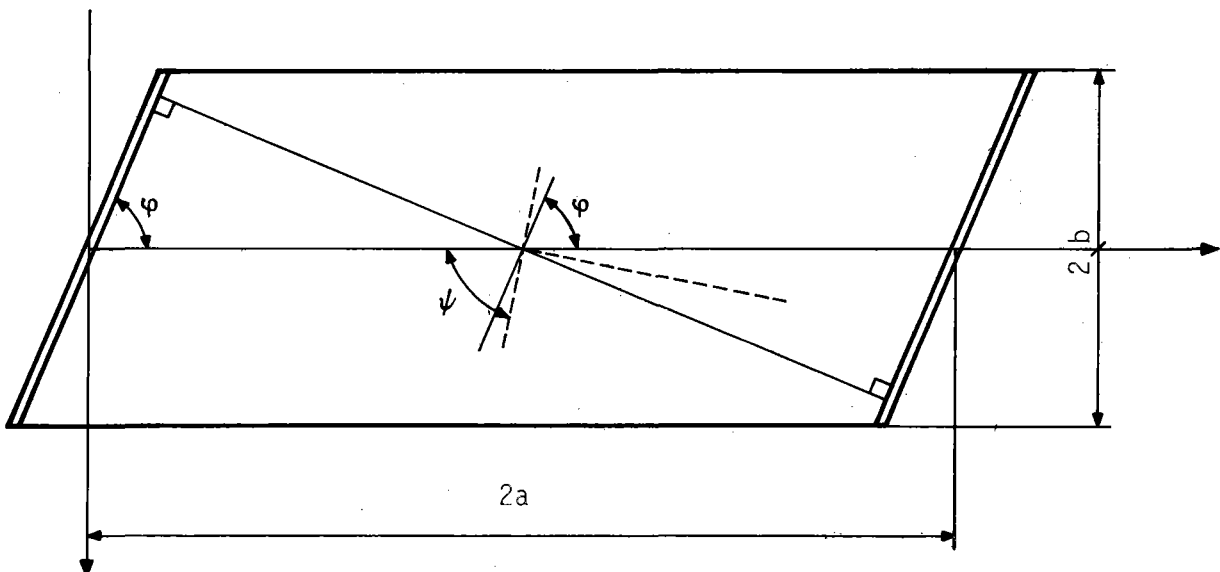


$2b$ est la largeur de la dalle équivalente.

Les abscisses transversales des fibres et des surcharges sont repérées par rapport à l'axe de la dalle équivalente, que le pont soit symétrique ou non. Pour un pont dissymétrique, il existe donc un décalage entre l'axe de la dalle centrale et l'axe de la dalle équivalente - la valeur numérique de ce décalage étant imprimée (cf chapitre 4 page 77).

7.2.3 - Evaluation du biais mécanique et de son incidence

En un point situé au voisinage de l'axe longitudinal d'un pont biais, les directions des moments sont inclinées par rapport aux lignes d'appuis, d'une valeur égale au "biais mécanique".



On peut donner au biais mécanique une valeur uniforme pour tout l'ouvrage, aussi bien sur les appuis qu'en travée ; c'est la donnée *BIAIS 1* du bordereau. Si *BIAIS 1 = 0* en donnée, l'ordinateur calcule pour chaque appui et par travée la valeur du biais mécanique ψ à l'aide des formules ci-dessous qui résultent de l'exploitation des notes de calcul du programme MRB :

- sur appui i , si nous exprimons φ en radians, le biais mécanique ψ , en radians, aura pour expression :

$$\psi = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \frac{4b}{2a'_{i-1} + 2a'_i} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \psi \geq \frac{\pi}{2} & \psi = \frac{\pi}{2} \\ \text{Si } \psi \leq \varphi & \psi = \varphi \end{array} \right.$$

- en travée i , le programme calcule ψ par la formule

$$\psi = \varphi + \frac{\frac{2a'_i}{2b} - 0,5}{2,2} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \psi \geq \frac{\pi}{2} & \psi = \frac{\pi}{2} \\ \text{Si } \psi \leq \varphi & \psi = \varphi \end{array} \right.$$

$2a'_i$ est la portée droite de la travée i ($2a' = 2a \sin \psi$)

Le biais est alors pris en compte pour le calcul des moments transversaux dans les conditions définies au chapitre 2 § 2.3.1.1; en particulier, la dalle calculée est rectangulaire en plan et ses dimensions sont

$$2a' = 2a \sin \psi$$

$$2b' = 2b / \sin \psi$$

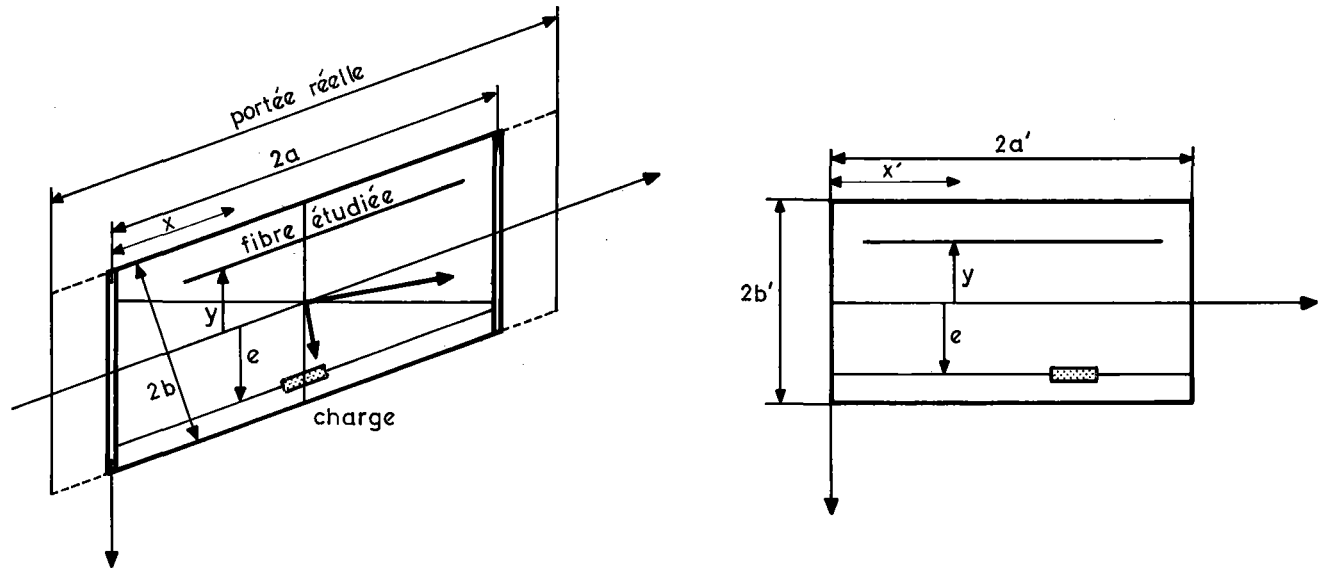
Avec :

$2a$ portée biaise (géométrique) de la travée compte tenu de la correction due à la continuité,

$2b$ largeur (droite) de la dalle équivalente.

L'ordinateur imprime si *MOTRAN* carte A4 = 1 les valeurs $2a'$ et $2b'$ et le paramètre d'entretoisement

$$\theta' = \frac{b'}{2a'} = \frac{b}{2a \sin^2 \psi} \text{ qui en résulte.}$$



Pour que cette équivalence soit complètement cohérente, l'ordinateur substitue aux coordonnées (x, y) d'un point quelconque repéré dans le système d'axes obliques, un point de coordonnées $(x \sin \psi, y)$ repéré dans le système d'axes rectangulaires.

Cet artifice n'affecte que la définition du paramètre d'entretoisement. Dans tous les autres cas, il reste transparent pour l'utilisateur du programme puisque les excentrement sont pris par rapport à l'axe mécanique et que toutes les abscisses sont relatives, seule apparaît la quantité $2c \sin \varphi$ au lieu de $2c$ dans le terme constant $4b/2C \sin \psi$

7.3 - Moments apportés dans la dalle centrale par les surcharges disposées sur les encorbellements

Le présent paragraphe est sans objet lorsque la dalle calculée ne comporte pas de larges encorbellements en coupe transversale; si tel est le cas, l'utilisateur est convié à se reporter au § 7.4.3.2.

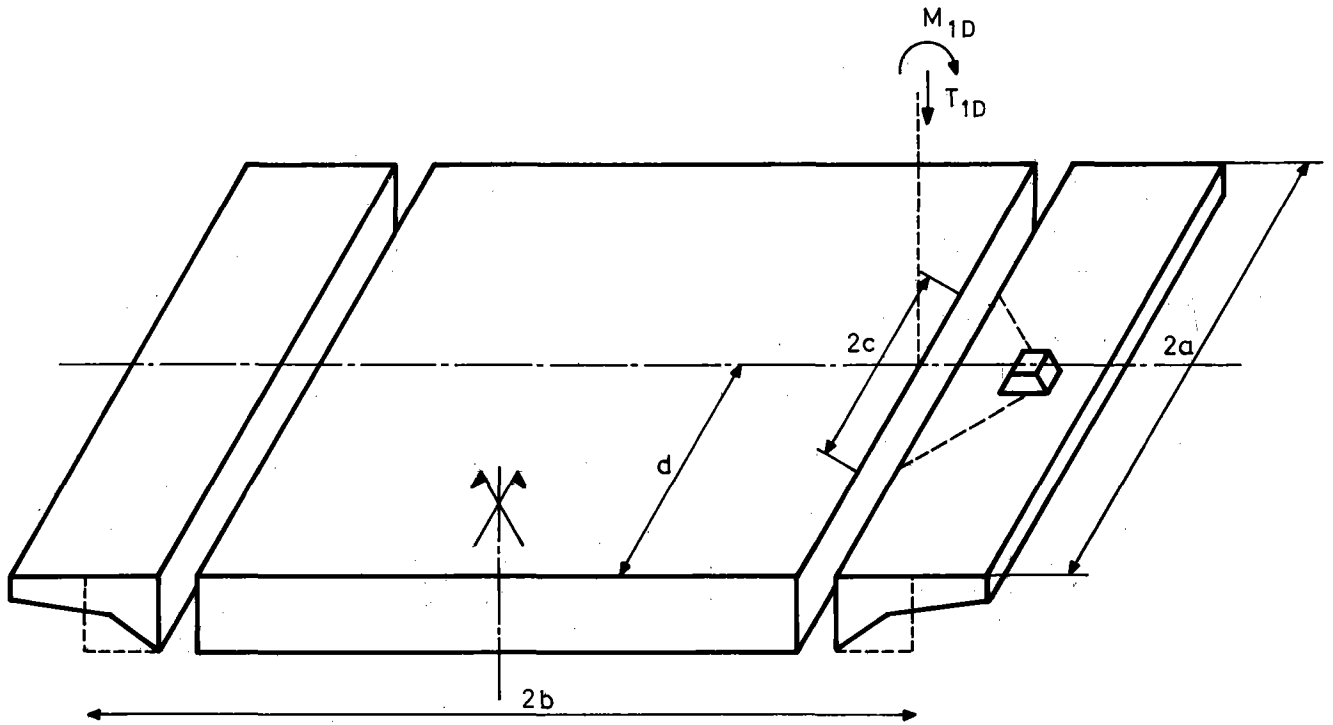
Si M_1 et T_1 sont respectivement les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les sections d'encastrement S_1 pour tel type de surcharge placée sur les encorbellements, l'étude générale du chapitre 2 § 2.3.2 montre que le moment transversal dans une fibre quelconque de la dalle a pour expression, au mètre longitudinal de tablier:

$$\text{MOE}(x,y) = \frac{4b}{\sin \psi} \times \frac{1}{\pi} \left\{ M_{G1} \sum_n \frac{1}{n} \left[\frac{d\mu n}{d} y \right]_{-b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right. \\ \left. + T_{1G} \sum_n \frac{1}{n} \left[\mu n \right]_{-b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right\}$$

pour des surcharges placées sur l'encorbellement de gauche et :

$$\text{MOE}(x,y) = \frac{4b}{\sin \psi} \times \frac{1}{\pi} \left\{ M_{1D} \sum_n \frac{1}{n} \left[\frac{d\mu n}{d} y \right]_{-b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right. \\ \left. + T_{1G} \sum_n \frac{1}{n} \left[\mu n \right]_{-b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right\}$$

pour des surcharges placées sur l'encorbellement de droite.



Dans ces formules :

b est la demi largeur de la dalle équivalente;

ψ est la valeur du biais mécanique en travée;

μ_n est l'ordonnée de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale pour la fibre considérée;

c est le demi-étalement longitudinal de la surcharge considérée;

d est la position longitudinale du centre de gravité de la surcharge dans la travée considérée;

x est l'abscisse de la section transversale étudiée.

7.3.7 - RESULTATS

7.3.7.1 - Si MOTRAN = 1 carte A 4 (cf Annexe 3 page 63)

L'ordinateur imprime les termes qui constituent l'expression de MOE décrite ci-dessus pour chaque type de surcharge disposé sur l'encorbellement.

Il indique notamment :

- l'effort tranchant T_1 et le moment M_1 dans la section d'encastrement et l'étalement $2c$;

- puis pour chaque harmonique considéré (colonne : 2) il indique :

sous la rubrique "facteur 1" la valeur de $\sin \frac{n\pi c}{2a}$ $\sin \frac{n\pi d}{2a}$

sous la rubrique "facteur 2" la valeur de $\frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{2a}$

- l'expression du coefficient de flexion transversale (sous la rubrique fibre 1) et la pente de la tangente à sa courbe représentative au droit de S_1^*

- la valeur de MOE pour chaque harmonique sous la rubrique "moment"

L'ordinateur somme alors les termes de la série, le coefficient de majoration dynamique éventuel ayant été pris en compte lors du calcul de M_1 et T_1 , les coefficients COEFA COEFB et COEFCM ainsi que le coefficient de pondération 1,2 (si MATET = 1) n'étant pas encore pris en compte à ce stade.

* Il est prévu l'édition de la ligne d'influence du coefficient μ de flexion transversale pour le 1er harmonique lors d'une amélioration prochaine du programme.

7.3.7.2 - *Dans tous les cas (cf. Annexe 3 page 65)*

Dans chacune des travées et pour des sections transversales situées au $\frac{1}{4}$, à la moitié et aux $\frac{3}{4}$ de la portée biaise de la travée considérée l'ordinateur *imprime* les moments dans la nervure dus aux moments fléchissants (M_1) et aux efforts tranchants (T_1) dans les sections S_{1G} et S_{1D} issus du tableau précédent.

Dans chaque section transversale l'ordinateur *imprime* l'excentrement des fibres par rapport à l'axe de la dalle équivalente.

Sur chacune des fibres, *il édite* l'intensité du moment transversal pour chaque type de surcharge placé respectivement sur l'encorbellement de gauche (première colonne) ou de droite (deuxième colonne).

{ } Rappelons que, par convention, il est exclu par le programme de
 { } disposer plus d'un camion sur chaque encorbellement.

Il est à noter que pour les surcharges du type Br, Be et CM les effets des encorbellements de gauche et de droite ne sont pas cumulatifs, puisqu'il est exclu de disposer transversalement deux roues Br ou deux essieux Be, voire deux chars militaires. L'ordinateur retient alors la valeur prépondérante prise entre les effets des encorbellements de gauche ou de droite.

7.4 - Effets des surcharges disposées sur la dalle centrale
 =====

7.4.1 - Dispositions des surcharges réglementaires

Les surcharges disposées sur la dalle centrale sont de deux natures :

- a) *les éléments des surcharges disposées sur les encorbellements, qui empiètent sur la dalle centrale ; ils produisent dans une fibre considérée des moments transversaux MN_1 qui se cumulent de toute manière aux moments MOE (négatifs) créés par les surcharges placées sur les encorbellements.*
- b) *les surcharges entièrement disposées sur la dalle centrale et placées selon l'effet recherché :*

dans la recherche d'un moment négatif MN_2^- elles sont placées dans la position la plus excentrée possible compatible avec celle des précédentes, à condition que leurs effets soient défavorables (surcroît de moment négatif)

Bien entendu, lorsque la surcharge considérée est unique (Br, Be ou CM) les moments MN_2^- ne sont pas calculés puisque les effets de ces mêmes surcharges placées sur les encorbellements sont plus défavorables.

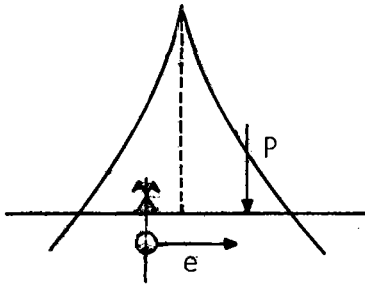
dans la recherche d'un moment positif MN_2^+ elles sont placées dans les sections d'ordonnée positive de μ .

7.4.2 - Méthode générale

Toute surcharge est assimilée à une bande parallèle aux bords libres et uniformément d'une charge totale désignée par P. La largeur de cette bande est la largeur de la surcharge étalée à mi-hauteur de la dalle.

- dans le sens longitudinal, la bande est un segment de longueur $2c$
- d est l'abscisse du centre de gravité de cette bande, elle correspondra toujours à l'abscisse longitudinale de la section transversale étudiée x d'où $x = d$
- dans le sens transversal, la bande est large (Be, A, char, trottoir) ou étroite (Bc, Br).

a) Cas d'une bande étroite



Le moment transversal dans la fibre y dû à une charge P d'excentrement e a pour expression

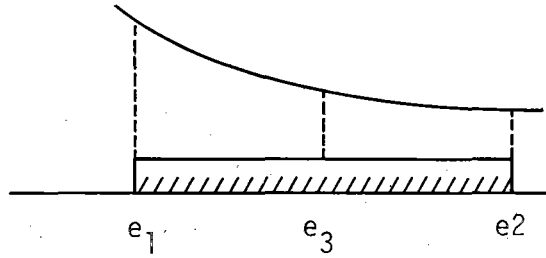
$$MN(y) = \frac{4bxP}{2c\pi \sin \psi} \sum_{n=1}^{\text{MAX}} \mu_n \left(\theta', \alpha, \frac{\pi y}{b}, \frac{\pi e}{b} \right)$$

b) Cas d'une bande large

Dans l'hypothèse où la bande est large, $\mu_n \left(\theta', \alpha, \frac{\pi y}{b}, \frac{\pi e}{b} \right)$ est remplacée par l'une des deux intégrales suivantes :

Si la fibre considérée n'est pas située sur la bande chargée :

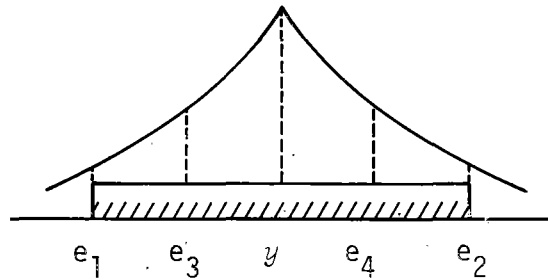
$$y \notin (e_1, e_2)$$



$$\mu(n\theta', \alpha, \frac{\pi y}{b}, \frac{\pi e}{b}) = \frac{1}{6} \mu(e_1) + \frac{1}{6} \mu(e_2) + \frac{2}{3} \mu(e_3)$$

Si la fibre considérée appartient à la bande chargée

$$y \in (e_1, e_2)$$



$$\mu(n\theta', \alpha, -\frac{\pi y}{b}, \frac{\pi e}{b}) = \frac{1}{6} \mu(y) + \frac{1}{12} \mu(e_1) + \frac{1}{12} \mu(e_2) + \frac{1}{3} \mu(e_3) + \frac{1}{3} \mu(e_4)$$

e_3 et e_4 désignant les fibres situées à mi-distance des fibres e_1 et y , y et e_2 .

7.4.3 - Calcul des moments transversaux minima

7.4.3.1 - *Eléments des surcharges placées sur les encorbellements*

Dans le calcul des moments transversaux minima nous recherchons tout d'abord les effets dans les trois fibres $(-b/2, 0, b/2)$ des éléments des

surcharges placées sur les encorbellements qui empiètent sur la dalle centrale (moments MN_1).

L'ordinateur définit tout d'abord la largeur des bandes correspondant aux largeurs des éléments de surcharges qui empiètent sur la dalle centrale compte tenu de leur étalement à mi-hauteur de la dalle (étalement vertical).

7.4.3.2 - *Charges entièrement placées sur la dalle centrale (MN_2^-)*

Ces charges sont placées dans leur position la plus excentrée compte tenu de la présence des surcharges placées sur les encorbellements. *Dans le cas d'une dalle sans encorbellement, on remarquera que le calcul des moments transversaux débute à ce stade* compte tenu des précisions données au § 7.2.3 relatives au biais mécanique et à ses incidences.

Nous avons limité la surcharge B_c à un seul camion par encorbellement; l'ordinateur placera donc le camion B_c de telle manière que sa roue la plus excentrée soit située sur la section d'encastrement si un camion a pu être placé en entier sur l'encorbellement, il vérifie toutefois que la distance entre les roues voisines des 2 camions est au plus égale à 0,50 m sinon ce critère devient déterminant.

Dans le cas d'un pont à larges encorbellements, si les surcharges B_e , B_r et CM ont pu être placées sur les encorbellements le programme ne calcule pas les moments MN_1^- relatifs à ces surcharges car leurs effets seront moins importants.

Ayant ainsi disposé la surcharge type, l'ordinateur recherche tout d'abord si ses effets sont défavorables en appliquant la formule du paragraphe 7.4.2 avec le premier harmonique.

Si la surcharge apporte un surcroît de moment négatif l'ordinateur poursuit l'étude de ses effets pour la fibre considérée.

Si la surcharge produit dans la fibre considérée un moment positif c'est que ses effets sont favorables et l'ordinateur n'en tient pas compte.

Dans le cas d'une dalle à larges encorbellements, la précontrainte s'exerçant sur la fraction de la dalle équivalente correspondant à celle de la nervure, il est tenu compte des moments transversaux introduits par cette précontrainte en répartissant les charges fictives Fw'' dues à la courbure des câbles, sur les lignes d'influence de μ , dans les mêmes conditions que pour la charge permanente, sur une largeur correspondant à la dalle centrale.

7.4.4 - Calcul des moments transversaux maxima

Dans le calcul des moments transversaux maxima la recherche systématique des dispositions les plus défavorables des surcharges se serait révélée onéreuse et inutile. *Le principe retenu est de centrer l'une des bandes de la surcharge considérée sur la fibre; l'autre bande (cas de la surcharge B_c ou du char) étant disposée de manière à obtenir un moment pour l'ensemble le plus élevé. Les autres surcharges du même type sont appliquées successivement vers les bords libres de la dalle, tant que leurs effets sont défavorables.*

Le calcul des effets de la charge permanente, poids de la dalle centrale et des superstructures est étudié ici.

{
{ Nous avons limité à 2 le nombre de camions disposés transversalement
{ dans la recherche du moment transversal positif, ce qui peut s'avérer optimiste
{ dans le cas d'un pont large; un réajustement manuel est alors nécessaire.*

7.4.5 - Résultats (si MOTRAN = 1 carte A 4, cf annexe 3 page 66)

Pour chacune de toutes ces surcharges et pour la recherche des moments MN 1 et MN 2, l'ordinateur *imprime* sur une même ligne les éléments de calcul de chaque terme de la série, à savoir :

a) La position transversale des surcharges s'il s'agit de bandes étroites ou la position des abscisses e_1, e_2, e_3 (e_4 ou e_5) qui permettront (cf. § 7.4.2) de faire une moyenne intégrée pour le calcul de :

$$\mu(n\theta, \alpha, \frac{\pi y}{b}, \frac{\pi e}{b})$$

b) le rang du terme (colonne 1)

c) sous la rubrique "Facteur 1" la valeur de :

$$\sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$$

d) sous la rubrique "Facteur 2" la valeur de :

$$\frac{1}{n} \sin n \frac{\pi x}{2a}$$

* Il sera grandement facilité par l'édition de la ligne d'influence de μ_1 qu'il est prévu d'ajouter aux sorties si MOTRAN = 1, carte A 4.

e) les coefficients de flexion transversale $u(n\theta, \alpha \frac{\pi y}{b}, \frac{\pi e}{b})$, pour chacune des fibres considérées (bande large) figurent sous les rubriques "fibre 1, fibre 2, fibre 3, fibre 4, fibre 5" (colonnes 3 à 7) et leur total est intégré (pour la bande large) sous la rubrique "facteur 3" (avant dernière colonne).

f) la valeur du terme lui-même sous la rubrique "moment" (dernière colonne)

L'ordinateur somme alors les termes de la série et multiplie le tout par le coefficient de majoration dynamique si la surcharge est du type B ou CM.

7.4.6 - Moments transversaux "coefficient de Poisson Nu" tableaux récapitulatifs (cf Annexe 3 page 69).

Dans chaque travée, pour chaque section transversale et pour la fibre étudiée, l'ordinateur édite un tableau récapitulatif des efforts transversaux par type de surcharge, *sans appliquer de coefficient de pondération.*

Ce tableau se scinde en deux parties qui correspondent à la recherche du moment transversal maximal et du moment transversal minimal dans la fibre considérée.

7.4.6.1 - Recherche du moment minimum ($M y_2$)

L'ordinateur récapitule les résultats précédents par type de surcharge c'est-à-dire :

- MOE - Moments produits dans la fibre considérée par les surcharges placées sur les encorbellements;
- MN_1 - Moments produits dans la fibre considérée par les éléments de ces surcharges qui empiètent sur la dalle centrale;
- MN_2^- - Moments produits dans la fibre considérée par les surcharges placées sur la dalle centrale.

Puis il recherche le minimum pour l'ensemble des surcharges civiles de l'expression :

$$MOE + MN_1 + MN_2^-$$

qu'il cumule ensuite aux effets de la charge permanente et des trottoirs si ces derniers sont chargés (donnée TR).

Il recherche ensuite le minimum de cette même expression pour les surcharges militaires qu'il cumule aux efforts développés par la charge permanente et des trottoirs en pondérant ces derniers par le coefficient $\frac{400}{450}$, la densité de surcharge militaire appliquée sur les trottoirs étant de 0,400 t/m².

7.4.6.2 - Recherche du moment maximum (M_{y_1})

Après avoir édité pour chaque type de surcharge civile et militaire la valeur du moment MN_2^+ , l'ordinateur en retient le plus élevé qu'il cumule aux effets de la charge permanente.

On remarquera que, dans ces tableaux récapitulatifs, les effets des surcharges Bc, A et TR sont cumulés à gauche et à droite, mais non pas ceux des surcharges Be Br et CM qui ne peuvent figurer deux fois dans la même section transversale, la machine retenant dans ce cas la valeur G ou D la plus défavorable.

7.5 - Moments principaux longitudinaux (cf Annexe 3 page 70)

Conformément à l'analyse qui en a été faite en première suite, la machine calcule les moments longitudinaux M_x^A qui sont les moments principaux longitudinaux correspondant à des fibres longitudinales voisines des bords libres de la dalle. Elle s'intéresse aux sections transversales s_3 situées sur chaque appui, puis celles situées au $\frac{1}{4}$, à la moitié et aux $\frac{3}{4}$ de la portée de chaque travée.

Elle en déduit comme suit les moments principaux longitudinaux correspondant à des fibres médianes : ces moments principaux sont édités au mètre linéaire de largeur droite pour les cas de charge suivants :

- 1) Charge permanente + superstructures + trottoirs : CP + QSUP + TR
- 2) Charge permanente + superstructures + trottoirs + A : CP + QSUP + TR + A
- 3) Charge permanente + superstructures + trottoirs + Bc : CP + QSUP + TR + Bc
- 4) Charge permanente + superstructures + trottoirs + Be : CP + QSUP + TR + Be
- 5) Charge permanente + superstructures + trottoirs + Br : CP + QSUP + TR + Br
- 6) Charge permanente + superstructures $\frac{400}{450}$ +
trottoirs + CM : CP + QSUP + $\frac{400}{450}$ TR + CM

- *Moments principaux longitudinaux sous surcharges civiles*

Deux cas sont alors envisagés selon que la dalle est précontrainte transversalement ou non :

a) dalle précontrainte transversalement (MATET = 2)

$$M_x = (M_{G2} + \text{COEF.} \times M_Q + M_{pr}) \frac{\sin \psi}{2b}$$

Dans cette formule :

M_{G2} représente le moment longitudinal dû à la charge permanente et aux superstructures

M_Q représente le moment dû aux surcharges (civiles)

M_{pr} est le moment global de précontrainte dans la section

ψ est la valeur du biais mécanique dans la section

$2b$ est la largeur de la dalle équivalente (largeur droite)

b) dalle en béton armé transversalement (MATET = 1)

Nous appliquons alors la pondération du premier genre sous surcharges civiles :

$$M_x = (M_{G2} + 1,2 \times \text{COEF.} \times M_Q + M_{pr}) \frac{\sin \psi}{2b}$$

Dans les deux cas, la machine calcule le moment principal longitudinal maximal M_{x1} ou minimal M_{x2} correspondant au moment fléchissant maximal ou minimal longitudinal dû aux surcharges.

- *Moments fléchissants principaux longitudinaux sous surcharges militaires*

Que la dalle soit précontrainte transversalement ou non, la machine calcule le moment principal longitudinal sous surcharges militaires.

par la formule :

$$M_x = (M_{G2} + \text{COEFCM} \times M_Q + M_{pr}) \frac{\sin \psi}{2b}$$

où la surcharge Q est du type $\frac{400}{450} \cdot \text{TR} + \text{CM}$.

7.6 - Moments transversaux principaux (cf Annexe 3 pages 70 et 71).

=====

Sous les mêmes cas de charge envisagés lors du calcul des moments principaux longitudinaux, l'ordinateur aborde ensuite le calcul des moments transversaux principaux en recherchant l'influence du coefficient de POISSON inscrit dans les données.

- *Moment transversal principal en travée*

Nous évaluerons M_y à partir des courbures principales $\frac{d^2 w}{dx^2}$ et $\frac{d^2 w}{dy^2}$ établies pour $\nu = 0$ et nous poserons :

$$M_y = EI \left(\frac{d^2 w}{dy^2} + k \nu \frac{d^2 w}{dx^2} \right)$$

avec :

$$\left. \begin{array}{l} k=1 \text{ si } 2b \geq 2a \\ k = \frac{2b}{2a} \text{ si } 2b < 2a \end{array} \right\} \begin{array}{l} 2a \text{ désigne la portée biaise de la travée} \\ 2b \text{ la largeur (droite) de la dalle équivalente.} \end{array}$$

ν : coefficient de POISSON (donnée).

a) Dalle en béton armé transversalement (MATET = 1)

- surcharges civiles, nous appliquons la pondération du 1er genre sur les effets transversaux des surcharges civiles :

$$M_{y1} \left[G + 1,2 \text{ COEF. } \times Q \right] + k \nu M_{x1}$$

$$M_{y2} \left[G + 1,2 \text{ COEF. } \times Q \right] + k \nu M_{x2}$$

- surcharges militaires :

$$M_{y1} \left[G + \text{COEFCM} \times Q \right] + k \nu M_{x1}$$

$$M_{y2} \left[G + \text{COEFCM} \times Q \right] + k \nu M_{x2}$$

b) Dalle précontrainte transversalement (MATET = 2)

Quel que soit le type de surcharge, civile ou militaire, envisagé, l'expression du moment transversal principal est :

$$M_{y1} = M_{y1} + k \cdot M_{x1}$$

$$M_{y2} = M_{y2} + k \cdot M_{x2}$$

- *Moment transversal principal sur appuis*

L'ordinateur calcule le moment transversal sur appuis d'après la valeur du moment principal longitudinal sur appuis

$$M_{y1} = \frac{k}{n} M_{x1} \text{ (moment maximal)}$$

$$M_{y2} = \frac{k}{n} M_{x2} \text{ (moment minimal)}$$

dans ces formules

n représente le nombre d'appuis ponctuels par ligne d'appuis intermédiaires.

k est un coefficient de la forme

$$k = \frac{1}{3} \left[8k + 2k^2 - 4k^3 \right]$$

$$\text{ou } \left\{ \begin{array}{l} k = \frac{2b}{2a_i} \text{ pour un appui de rive travée } i \\ k = \frac{4b}{2a_{i-1} + 2a_i} \text{ pour un appui intermédiaire de rang } i \end{array} \right.$$

$2a$: portée biaise

$2b$: largeur (droite) de la dalle équivalente

k est limité supérieurement à 2.

7.7 - Résultats analyses (si MOTRAN = 1 carte A 4, cf Annexe 3 page 72)
 =====

Pour chaque travée et pour chaque section transversale étudiée (ligne d'appuis ou section en travée) l'ordinateur imprime en un premier tableau l'intensité du moment principal longitudinal maximal et minimal pour chacun des cas de charge.

Dans ces mêmes sections il imprime pour chacun de ces mêmes cas de charge et pour chaque fibre considérée (colonne 1) définie par son abscisse comptée à partir de l'axe de la dalle équivalente :

- colonnes 3 et 4 l'intensité du moment transversal maximum M_{y1} et du moment transversal minimum M_{y2} .
- colonnes 5 et 6 la valeur du moment principal longitudinal maximum M_{x1} et minimum M_{x2} .
- colonnes 7 et 8 il édite enfin l'intensité du moment transversal principal maximal M_{y1} et minimal M_{y2} .

Tableaux récapitulatifs (cf Annexe 3 page 73)

Enfin, dans un tableau récapitulatif, l'ordinateur édite, pour chaque travée, chaque section transversale et chaque fibre étudiée, l'intensité des moments principaux longitudinaux et transversaux pour chaque type de surcharge considérée.

7.8 - Etude des déformations de l'ouvrage (cf Annexe 3 page 74)
 =====

- Déformée à vide

Le calcul est conduit selon l'analyse développée dans le dossier pilote CED ; aux effets permanents du poids propre viennent s'ajouter ceux de la précontrainte.

Nous calculons la déformée de l'ouvrage à deux époques :

- *au décintrement* la charge permanente est celle de l'ossature résistante.

. Si le décintrement (première mise en précontrainte) a lieu à j jours l'effort de précontrainte est celui du temps t_1 , le module d'élasticité du béton est $21\ 000 \sqrt{\sigma_j} \times 10$ (σ_j en T/m²); il s'agit donc d'une déformée "instantanée" (PHASE 1).

. Si le décintrement a lieu à 28 jours, l'effort de précontrainte dont il est tenu compte est celui du temps t_2 ; le module d'élasticité du béton est E_j .

- *en service à vide*, le module d'élasticité du béton est E_v .

Pour chacune de ces deux époques la machine calcule et imprime la déformation de l'ouvrage dans des sections distantes de $D(i)/NDIV$ respectivement dans chaque travée.

- *Lignes d'influence de la déformation dans la section médiane de chaque travée.*

Les résultats édités par l'ordinateur seront à comparer aux flèches réelles d'essai. Le module d'élasticité du béton pris en compte est E_j module instantané.

- *Effet d'une dénivellation d'appui.*

Ces résultats permettent d'apprécier le comportement de l'ouvrage s'il est soumis aux tassements différentiels; le module d'élasticité du béton pris en compte est E_v - module différencié.

CHAPITRE 8

EXPLOITATION DES RESULTATS

{ Le présent chapitre a pour objet de recenser et de définir la
{ consistance des opérations manuelles complémentaires qui, partant des
{ résultats de la note de calcul M.C.P., permettront la justification finale
{ du projet; à ce titre, le chapitre 8 proposera de fréquents renvois aux
{ documents types du S.E.T.R.A.

De plus, les particularités de certains résultats n'ont certes pas échappé au lecteur des chapitres 4, 5, 6 et 7; il convient donc, dans ce chapitre, d'indiquer à l'utilisateur du programme, le moyen de rendre "constructives" certaines dispositions.

Enfin, nous signalons que des modifications des règlements de calcul sont en préparation, et que le présent chapitre n'indique pas les mesures qui seront à prendre pour l'utilisation du programme M.C.P. dès leurs publications.

8.1 - Etablissement de l'avant-métré de l'ouvrage

=====

Béton. on trouve, cf page 20 de l'Annexe 3, la "charge permanente sans superstructures" qui représente, travée par travée, le poids du béton, somme à valoir non comprise, qu'il suffit de diviser par sa densité (MASVOL des données) pour en obtenir le volume.

Armatures de précontrainte. on trouve, cf page 35 de l'Annexe 3, les "caractéristiques des familles de câbles introduites pour vérification" où sont regroupés tous les éléments qui permettent le calcul du tonnage d'acier dur pour précontrainte et du nombre d'ancrages, actifs ou passifs.

8.2 - Calcul des appuis

=====

Réactions d'appuis. on trouve, cf page 24 de l'Annexe 3, les réactions d'appui extrêmes du tablier sous l'effet de la charge permanente et des surcharges.

A ces réactions, il convient d'ajouter les réactions hyperstatiques de précontrainte qui apparaissent en suite 3 (page 55 de l'Annexe 3), et c'est, en définitive le résultat de cette opération manuelle qui sera apprécié par le projeteur.

Soulèvements aux abouts. la vérification de la sécurité au soulèvement des abouts consiste à reprendre l'opération précédente, moyennant pondération de l'effet négatif de la surcharge déterminante. Comme M.C.P. calcule les réactions d'appuis sans répartition transversale et pour toute la largeur du tablier, le coefficient de pondération recommandé est 1,4 (cf. CAT 71, chapitre III).

A l'issue de ce calcul, la sécurité au soulèvement des abouts peut ne pas être assurée; il conviendra alors d'apprécier l'opportunité de l'une ou de plusieurs des dispositions suivantes énumérées ci-dessous, dans l'ordre d'importance croissante du risque de soulèvement (cf. PSI-DE pièce 1.6 page 39) :

- excentrement négatif aux abouts (nouveau passage avec la donnée $K_3 = 0$ si les dispositions des ancrages le permettent, ou une valeur un peu plus élevée dans le cas contraire) ;
- lestage des abouts;
- ancrage des abouts.

Il est à noter que des réactions fortement négatives aux abouts peuvent logiquement remettre en cause certaines dispositions projetées telles que l'im-plantation des appuis ou le choix du type de structure lui-même. On peut par exemple soit éléger les travées intermédiaires si elles ne le sont déjà, soit, dans certains cas, étudier l'opportunité d'une solution type PS-BQ avec contre-

Rotations d'appuis. Le programme M.C.P. ne fournit pas les rotations sur appuis des travées continues; les résultats commentés au chapitre 4 page permettent toutefois de rechercher manuellement les lignes d'influence de ces rotations. Il est à noter toutefois, que les rotations des travées, supposées sur appuis simples et les caractéristiques mécaniques qui figurent dans la note M.C.P. sont données en "inertie relative" c'est-à-dire qu'elles sont multipliées par $EI(1,1)$, $I(1,1)$ étant l'inertie de la première section de la travée 1.

On pourra également attendre une précision convenable, valable pour le dimensionnement des appareils d'appuis, par le calcul qui suit :

- calcul des rotations à vide (charge permanente + précontrainte) par intégration des contraintes, ou encore à partir des déformations (cf page 72 de l'Annexe 3)
- calcul des rotations sous surcharges à partir des flèches extrêmes obtenues en travée à partir des lignes d'influence de déformations (cf page 73 de l'Annexe 3).

Variations relatives de longueur de la fibre inférieure. Elles se déduisent des rotations d'appuis sous les différents cas de charge; ne pas oublier de tenir compte, en sus, pour la charge permanente, du raccourcissement dû au retrait (ρ_0) et à l'effort normal de précontrainte figurant page 46 de l'Annexe 3.

Coefficient d'inégalité des réactions d'appuis. Cette notion, appliquée pour les différents appareils d'appuis d'une même ligne d'appuis, est utilisée dans le futur programme PP (Piles et Palées), en cours d'élaboration (cf également dossier PSI-DP, pièce 2.5 page 48). Le calcul n'est pas abordé dans M.C.P. qui, rappelons-le, calcule les réactions d'appuis globales pour la largeur du tablier. Un calcul manuel s'appuyant sur les documents ci-dessus est alors nécessaire.

Tassements différentiels. Leur incidence peut être appréciée à l'aide des résultats du type de ceux qui figurent page 74 de l'Annexe 3 (effet d'une dénivellation de 1 cm sur chaque appui successivement) où le module d'élasticité considéré pour le béton est le module E_v différé.

8.3 - Exploitation des résultats relatifs au tracé du câble moyen

=====

(si CABLAGE \neq 4)

=====

8.3.1 - Rappel de la méthode de câblage automatique (suite 2)

Avant d'examiner les différentes suites à donner au tableau relatif au tracé du câble (cf Annexe 3 page 33), il convient de rappeler les principes qui ont permis d'aboutir à ce tracé :

- le tracé est obtenu par points, à partir des limites réelles du fuseau résultant;

- le câble "définitif" se déduit du câble concordant par des transformations linéaires (translation et par rotations) dans chaque travée, qui conservent néanmoins l'excentrement du câble aux abouts.

8.3.2 - Problèmes soulevés par une méthode de câblage par point...

Le câblage retenu à l'issue de la suite 2 (cf Annexe 3 page 33) n'est pas utilisable tel que; en effet :

- son tracé est plus ou moins régulier, il présente notamment des discontinuités de pente aux amorces de goussets et sur appuis intermédiaires; ces dernières apparaissent lors des transformations linéaires du câble concordant
- le programme ignore si les rayons de courbure minima des gaines sont respectés;
- le programme ignore enfin la loi de variation des pentes du câble moyen d'une section de calcul à l'autre.

8.3.3 - Ce qui est automatiquement corrigé ou signalé par le programme....

1/ Avant d'aborder l'ensemble des calculs justificatifs qui constituent la suite 3 (vérification de la précontrainte), l'ordinateur procède au lissage du câble moyen au voisinage des points anguleux dans le but de les faire disparaître; le tableau donnant les cotes du câble moyen par rapport à l'intrados dans les différentes sections de calcul tient compte des résultats de ce lissage (cf. Annexe 3 page 36).

2/ Après l'édition du tableau relatif aux caractéristiques géométriques des sections nettes, l'ordinateur vérifie que le rayon de courbure du câble moyen en chaque section est bien supérieur au rayon minimal introduit en données (RAYMIN). Il imprime un message d'avertissement si tel n'est pas le cas.

Cette vérification, si elle n'est pas satisfaite, n'est suivie d'aucune modification du tracé du câble moyen; consulter alors le gestionnaire pour suite à donner.

8.3.4 - Ce que le projeteur doit vérifier ou corriger....

1/ La suppression des points anguleux étant automatiquement effectuée par le programme, il peut arriver que des irrégularités subsistent dans le tracé du câble moyen : elles sont liées pour la plupart aux irrégularités de la courbe enveloppe des moments fléchissants et sont en général de faible importance. Si elles devaient être corrigées, le schéma des calculs justificatifs pourrait être le suivant :

Une variation $\Delta e = [e]$ modifiée - $[e]$ M.C.P. de l'excentrement du câble dans une section entraîne :

- une variation des contraintes normales sur les fibres extrêmes de la section en ce point égale à

$$\Delta \sigma = F \Delta e \frac{V_s}{I} \quad \text{pour la fibre supérieure}$$

$$\Delta \sigma = F \Delta e \frac{V_i}{I} \quad \text{pour la fibre inférieure.}$$

- une redistribution des effets hyperstatiques de la précontrainte dont il convient d'étudier les effets dans la section ainsi que dans les sections les plus sollicitées. Il suffit pour cela d'intégrer le terme $-\int F \Delta e M''(z)$ pour obtenir la variation des moments hyperstatiques de précontrainte sur chaque appui z , puis par interpolation linéaire, calculer le moment supplémentaire dans les sections précédentes. Les lignes d'influence de M'' pour chaque appui z figurent page 18 de l'Annexe 3.

2/ De telles éventualités doivent inciter le projeteur à dresser l'épure de câblage à échelle fortement dilatée (1 cm par m en longueur et 10 cm par m en hauteur) en attendant que soit produit un dessin automatique du tracé; l'éventualité de retouches manuelles apparaîtra alors plus clairement. Il est également conseillé de faire figurer sur le même dessin les fuseaux limites résultants de manière à mieux apprécier les limites de variations possibles de l'excentrement du câble moyen.

3/ Le projeteur ne doit pas oublier que le programme M.C.P. fournit les cotes du câble et non celles de la gaine; l'existence d'un décalage entre leurs centres de gravité respectifs nécessite un calcul correctif pour obtenir les cotes de la gaine à partir de celles du câble. Ce décalage est maximal dans les sections où l'excentrement du câble est maximal, mais il peut l'être également sur des contre-courbures intermédiaires (goussets par exemple); là encore, l'épure à échelle dilatée permettra d'apprécier le décalage dans les différentes sections.

Tenir compte de l'incidence, lorsqu'elle est prévue au bordereau, du "décalage fictif" (cf §5.2.4).

4/-Le problème des variations de pente du câble moyen n'a pas été résolu par le programme M.C.P. dans sa version actuelle (1970), où il a été supposé que les pentes du câble moyen variaient linéairement d'un point d'inflexion à un autre; les points d'inflexion sont repérés conformément à l'analyse qui en a été faite page 112

Or, le tracé donné par le programme M.C.P. ne vient pas toujours confirmer cette hypothèse, principalement dans les travées de rive.

L'erreur commise sur le calcul des pertes par frottement est négligeable; elle est beaucoup plus importante lors du calcul de la réduction d'effort tranchant où l'on constate souvent que cette dernière n'est pas calculée nulle au point d'excentrement maximal du câble, où la pente réelle est nulle.

Il est donc conseillé de tracer les courbes enveloppe des efforts tranchants ainsi que la courbe représentative de la réduction d'effort tranchant et d'opérer manuellement la correction de cette courbe comme il a été fait dans l'Annexe 3 page 57; la correction des courbes s'en déduit immédiatement. C'est surtout pour des tabliers comportant des élégissements que cette correction est utile; les tabliers non élégis étant généralement surabondants à l'effort tranchant.

8.4 - Justification des contraintes normales (cf. Annexe 3 page 48)

8.4.1 - Ouvrage en service au temps t infini

La méthode de détermination de la précontrainte en intensité et en tracé, utilisée par le programme M.C.P., vise à assurer le respect des contraintes admissibles (traction et compression), POUR L'OUVRAGE EN SERVICE TOUTES PERTES DEDUITES, (5 dernières colonnes du tableau).

Si de légers dépassements apparaissent ils sont dus :

- à la diminution de l'inertie de la section entraînée par la déduction des vides de gânes
- au lissage partiel du câble pour supprimer les points anguleux de son tracé.

La possibilité est alors offerte, si les conditions de l'instruction provisoire, article 7 alinéa 2.2, sont remplies, de réajuster ces contraintes en recalculant les contraintes dues aux surcharges en sections homogène (coefficient d'équivalence conseillé : $n = 6$).

Si, après ce calcul subsistent des dépassements, prévenir le gestionnaire.

Rappelons que des dépassements de contraintes par rapport aux limites admissibles apparaissent sur les appuis intermédiaires, lorsque la vérification des contraintes normales est effectuée sous moments non écrêtés.

Dans bien des cas où apparaissent des tractions, il suffira de s'assurer qu'un ferrailage passif suffisant permet de reprendre les tractions sur appuis.

8.4.2 - Phases de construction et mise en service (90 jours)

Le programme M.C.P. par contre, n'assure pas le respect des contraintes admissibles au cours des phases de construction ni à la mise en service (supposée être à 90 jours).

En plus des vérifications précédentes, l'utilisateur aura à s'assurer que les contraintes respectent les limites admissibles ou admises au cours de ces phases.

Cette vérification vise plus particulièrement la justification de la précontrainte dont le dimensionnement a été demandé en géométrie minimale.

Les contraintes admissibles recommandées en phases de construction sont répertoriées au dossier PSI-DP 69 pièce 2.1 page 29.

8.5 - Vérification à la rupture aux moments fléchissants

=====

Le programme M.C.P., au cours de cette vérification, ne tient pas compte de la présence d'armatures longitudinales passives; lorsque la sécurité à la rupture n'est pas assurée (R en fin de ligne au regard de la section), le projeteur doit donc dimensionner ces armatures en conséquence. Cela concerne surtout les parties de structure soumises à des renversements d'efforts (câble proche de la fibre moyenne).

8.6 - Ferrailage passif de béton armé

=====

Nous rappelons ci-après, pour mémoire, les calculs justificatifs à produire :

8.6.1 - Ferrailage vertical

- étriers supports de câbles lorsque les étriers prévus pour la résistance à l'effort tranchant n'ont pas les positions ou espacements nécessaires;
- répartition des armatures de cisaillement au voisinage des points d'appuis concentrés des ponts dalles (voir notice du S.E.T.R.A.);
- étriers d'éclatement près des ancrages (cf dossier PSI-DP pièce 1.4 page 14).

8.6.2 - Ferrailage longitudinal

- reprise des tractions en phase provisoire de construction et en phase de mise en service (90 jours) pièce 1.6 page 63 du PSI-DE 67 exceptionnellement au stade définitif sous l'effet des surcharges militaires ou civiles;
- aciers reprenant les efforts théoriques non pris en compte du fait de l'écrêtement des moments longitudinaux sur les appuis intermédiaires (Dossier PSI-DE pièce 1.6 page 64);
- ferrailage supplémentaire dû aux tassements d'appuis;
- ferrailage supplémentaire dans les sections où la sécurité à la rupture n'est pas assurée avec les seuls câbles de précontrainte (R).

8.6.3 - Ferrailage transversal

1/ Remarque générale : Il importe que le projeteur soit mis en garde contre la tentation d'une modulation poussée des sections de ferrailage le long des travées; d'autre part, on écartera les corrections dues au coefficient de POISSON ($k \vee M_x$) lorsqu'elles seront favorables. Généralement les sections

théoriques calculées en milieu de chaque travée peuvent être appliquées à la travée entière.

2/ Les valeurs des moments transversaux sur appuis déterminés par le programme doivent être utilisées pour déterminer des renforts locaux (cf PSI-DA et DP). Il peut y avoir lieu de procéder à la vérification complémentaire par effet de chevêtre incorporé sous les charges concentrées (aux abouts notamment - cf. PSI-DE 67 - Pièce 1.6 page 71).

3/ Le programme M.C.P. ne prend pas en compte la roue de 3 T, car ses effets sont inférieurs, dans la dalle centrale, à celui que donne la surcharge uniformément répartie de 0,450 T/m². Toutefois, localement, c'est-à-dire aux amorces d'encorbellements, la roue de 3 T peut être déterminante; un calcul simple le montrera alors.

4/ Rappelons que les moments aux amorces d'encorbellement donnés par la note de calcul M.C.P. ne sont affectés d'aucun coefficient de pondération, ils ne sont multipliés que par le coefficient dynamique. Dans le cas d'une dalle non précontrainte transversalement, il convient d'appliquer la pondération du 1er genre, et éventuellement du 2ème genre, au moment extrême retenu. Dans le cas d'un pont de biais géométrique modéré, il convient également de multiplier les sections théoriques d'armatures par $1/\sin^2 \phi$ si le ferrailage des encorbellements est disposé parallèlement aux lignes d'appuis.

5/ Enfin, dans le cas d'ouvrages présentant des encorbellements importants, il faut bien prendre garde à reprendre les efforts horizontaux qui se développent dans les abouts de ces encorbellements en sus des cisaillements horizontaux dus à l'effort tranchant général. En effet, on peut considérer que la précontrainte se diffuse sensiblement selon un angle voisin de $\text{Arc tg } 2/3$. Donc les angles des abouts de l'ossature ne sont pas précontraints. De fait, de nombreuses fissures ont été constatées dans ces parties d'ouvrages. Un ferrailage horizontal disposé perpendiculairement aux génératrices du cône de diffusion ou à 50 grades, évitera ces inconvénients. Il n'est pas nécessaire de le justifier d'une manière précise car un calcul rigoureux entraînerait des sections théoriques importantes, et de telles sections ne sont généralement pas nécessaires à l'équilibre mécanique.

8.7 - Répertoire des messages d'avertissements

1/ CARACTERISTIQUES TRANSVERSALES NON CONFORMES - ABANDON DU CALCUL

Signification : erreur dans la définition transversale de la dalle dans la carte A 10 du bordereau. Consulter le gestionnaire.

2/ LA HAUTEUR DE LA STRUCTURE EST AUGMENTEE DE xx CENTIMETRES -
RETOUR AU CALCUL DES EFFORTS.

signification En géométrie minimale, l'édition de ce message est logique (voir page 13), l'ordinateur pratique alors une translation de l'intrados de manière que la plus déterminante des deux conditions, géométrique et mécanique, soit juste satisfaite, dans le cas d'une translation vers le haut (diminution de l'épaisseur) le programme remplace AUGMENTEE par DIMINUEE.

En géométrie imposée, l'édition de ce message révèle un dimensionnement incorrect de l'ouvrage en ce qui concerne l'épaisseur de la dalle (ou peut être une erreur de donnée), cette épaisseur ayant été choisie trop faible.

Comme le montre ce message, un nouveau calcul d'efforts (suite 1) est alors produit et le dimensionnement est repris, en géométrie imposée, avec la nouvelle épaisseur ainsi calculée.

Si ces variations de hauteur s'avèrent infructueuses au terme de 2 retours au calcul des efforts, le calcul s'achève par l'édition du message :

ARRET PAR LIMITATION DES RECYCLAGES DANS LE CALCUL DES EFFORTS suivi des principaux résultats.

Prendre alors contact avec le gestionnaire du programme.

3/ IMPOSSIBILITE DE DEFINIR UN CABLE CONCORDANT CONTENU DANS LE
FUSEAU LIMITE RESULTANT.

Se reporter page 107 où est expliquée la procédure qui sera alors suivie par le programme.

Lorsque cette procédure s'achève le programme indique les nouveaux paramètres du dimensionnement par le message nombre de câbles, K_1 , K_2 suivant:

POSSIBILITE D'OBTENIR UN CABLE CONCORDANT POUR x x CABLES,
COEFFICIENTS DE PARTITION $K_1 = x.x$ $K_2 = x.x$

4/ VERIFICATION DE LA CONFORMITE DU NOMBRE DE CABLES AVEC LES
CONDITIONS MECANIQUE ET GEOMETRIQUE

Signification : Ce message est produit lorsque le nombre de câbles est imposé au programme de dimensionnement (voir page 109). Compte tenu de la tension des câbles (TENMOY 1) après réajustement, le programme indique qu'il procède au calcul de la force de précontrainte correspondante. Il n'éditione rien d'autre si cette force est acceptable.

Dans le cas contraire il éditte l'un et/ou l'autre des deux messages :

- LE NOMBRE DE CABLES INITIAL NE SATISFAIT PAS AUX CONDITIONS MECANIQUES

- LE NOMBRE DE CABLES INITIAL NE SATISFAIT PAS A LA CONDITION GEOMETRIQUE

Le dimensionnement se poursuit alors par la recherche du nombre de câbles minimal.

5/ TENSION MOYENNE DES ARMATURES TROP FAIBLE (INFÉRIEURE A $R_G/2$),
PASSAGE DU TRACE APPROCHE EN VERIFICATION

Eventualité prévue au programme et commentée page 7. La vérification des contraintes normales fera alors apparaître des dépassements par rapport aux limites admissibles.

6/ ATTENTION : LE RAYON DE COURBURE DU CÂBLE MOYEN EST INFÉRIEUR AU RAYON MINIMAL, TRAVÉE $x \times x$, SECTION $x \times x$

Se reporter page 166 ci-dessus.

7/ CISAILLEMENT DU BETON EXCESSIF, ETRIERES ACTIFS NECESSAIRES.

Cas où $\tau_b > \bar{\tau}_b$ - voir page 131.

8/ COMPRESSION DES BIELLES EXCESSIVE, SECURITE A LA RUPTURE
NON ASSUREE

Cas où $\sigma_{bielle} > 0,5 \sigma_{28}$ - voir page 133.

NOTES

NOTES

NOTES

**automatisation
des ponts-dalles
d'inertie variable
en béton
précontraint
programme M.C.P**

MANUEL D'UTILISATION MCP 70

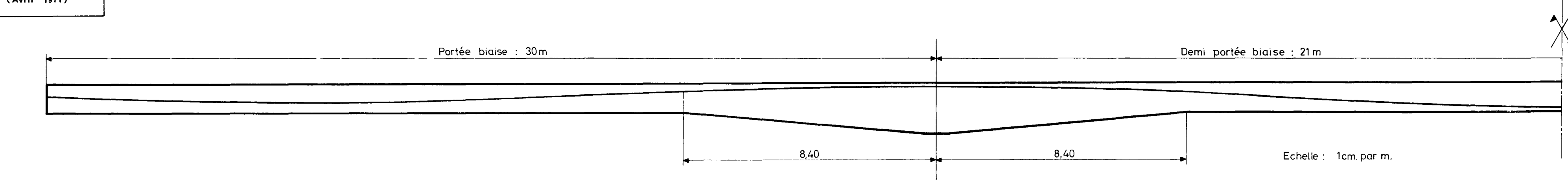
PIECES ANNEXES

**setra
doa b**

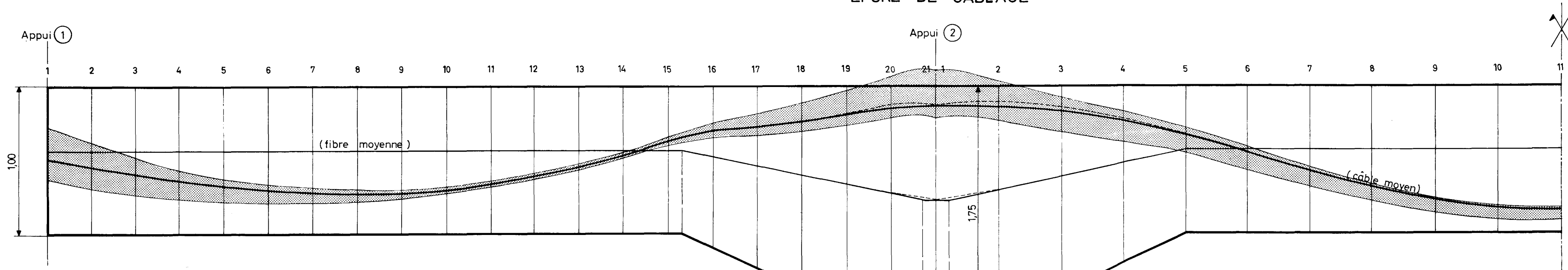
92 bagneux

AVRIL 1971

COUPE LONGITUDINALE BIAISE

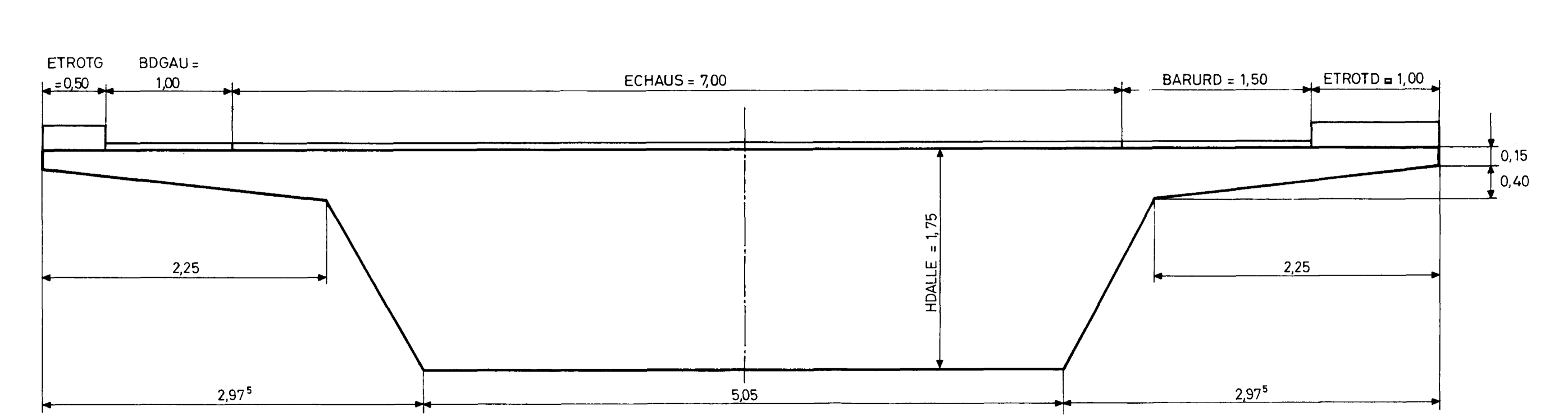


EPURE DE CABLAGE



- Résultats du programme de dimensionnement automatique (suite 2)
- Tracé retenu pour vérification (cf chapitre 8 page 166)
- ▨ Fuseau limite transformé

COUPE TRANSVERSALE SUR PILE



COUPE TRANSVERSALE EN SECTION COURANTE

(Section de plus faible hauteur - Introduite en données, carte A-10)

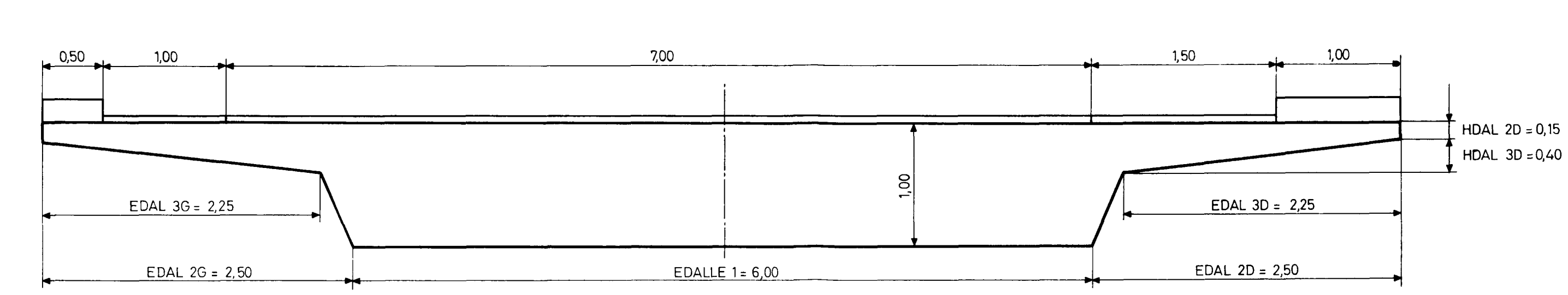


TABLEAU A BIS : programme projeteur

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Caract. mécaniques des câbles	K1	K2	K3	TENMOY 1	PCENT	MODE
CARTE A 18	0 2,5,0	1 0,0,0	0 3,8,5	1,0,0,0,0,0	6,0	3

Caract. remblais et fondations	L REMB G	L REMB D	H REMB G	H REMB D	tg θ	PREMAX 1	PREMAX 2	H REM
CARTE A 19								

Prix synthétiques	P ADUR	P BET	P COF	P FOND	PREMB	P CHAIS
CARTE A 20						

TABLEAU B : épaisseurs de la dalle

H DALLE	Section Travée	A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18			
		B	19	20	21																		
CARTE B1A	1	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,8,5	1	2,2,8	1	3,7,0
CARTE B1B		1	5,1,3	1	6,5,5	1	7,5,0																
CARTE B2A	2	1	7,5,0	1	5,9,8	1	3,9,9	1	2,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	2,0,0
CARTE B2B		1	3,9,9	1	5,9,8	1	7,5,0																
CARTE B3A	3	1	7,5,0	1	6,5,5	1	5,1,3	1	3,7,0	1	2,2,8	1	0,8,5	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0
CARTE B3B		1	0,0,0	1	0,0,0	1	0,0,0																
CARTE B4A	4																						
CARTE B4B																							
CARTE B5A	5																						
CARTE B5B																							
CARTE B6A	6																						
CARTE B6B																							

1	5	9	13	17	21	25	29	33	37	41	45	49	53	57	61	65	69	72
---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

**automatisation
des ponts-dalles
d'inertie variable
en béton
précontraint
programme M.C.P**

MANUEL D'UTILISATION M.C.P 70

Annexe 3

Extraits de la note de calcul

automatique

**setra
doa b**

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

*
* * *

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B B.P.100 92-BAGNEUX

M. HUET . INGENIEUR GENERAL , DIRECTEUR DU SERVICE
H. MATHIEU . INGENIEUR EN CHEF , CHEF DE LA DIVISION DES OUVRAGES D'ART B
G. MONNERET . INGENIEUR EN CHEF

*

NOTE DE CALCUL DE PONT DALLE DE BETON PRECONTRAIT A TRAVÉES CONTINUES D'INERTIE VARIABLE

M. C. P. 70

PAR M.GERBAULT . INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
ET A.DENIS . INGENIEUR DES T.P.E.

*

* * * * *
MANUEL D'UTILISATION M.C.P.70 EXEMPLE D'APPLICATION DESTINE AUX CHAPITRES 4,5,6,ET7
* * * * *

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 6 DU FASCICULE 1 DU CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES

*

Rappel de toutes les données du bordereau
A COLLATIONNER AVEC LE PLUS GRAND SOIN

CARACTERISTIQUES GENERALES

TRAVEE 1 30.000 TRAVEE 2 42.000 TRAVEE 3 30.000

Nombre de travées

TROTTOIR DE GAUCHE 0.500 BANDE DERASEE DE GAUCHE 1.000 BANDE D'ARRET D'URGENCE DE GAUCHE 0.0 CHAUSSEE 7.000
BANDE D'ARRET D'URGENCE DE DROITE 1.500 TROTTOIR DE DROITE 1.000

Portées biaises, selon biais géométrique

SYMETRIE LONGITUDINALE

PAS DE SYMETRIE TRANSVERSALE

BIAIS GEOMETRIQUE 80.000

ABOUTS DU TABLIER 0.400

EPAISSEUR DE LA CHAUSSEE 0.130

GOUSSETS SUR APPUIS

PAS D'ELEGISSEMENT

Unités adoptées, sauf une exception (SECAB) signalée
efforts : la TONNE
longueurs : le MÈTRE
contraintes : la TONNE / MÈTRE CARRÉ

NOMBRE D'APPUIS PONCTUELS PAR LIGNES D'APPUIS INTERMEDIAIRES 3

DIMENSION DANS LE SENS LONGITUDINAL DE L'OUVRAGE DES APPUIS PONCTUELS

PILE 2 0.500 PILE 3 0.500 PILE 4 0.0 PILE 5 0.0 PILE 6 0.0

TROTTOIR DE GAUCHE NON CHARGE

TROTTOIR DE DROITE NON CHARGE

PAS DE SURCHARGE MILITAIRE

POIDS TOTAL DES SUPERSTRUCTURES 3.622

ENCORBELLEMENT GAUCHE QSUP 1 G 0.811 D QSUP 1 G 1.375 QSUP 2 G 0.743 D QSUP 2 G 1.240

ENCORBELLEMENT DROITE QSUP 1 D 1.086 D QSUP 1 D 1.800 QSUP 2 D 1.020 D QSUP 2 D 1.760

COEFFICIENT DE MAJORATION DE CHARGE PERMANENTE 1.020

COEFFICIENT DE PONDERATION DES SURCHARGES A 1. BC 1. BR 1. BE 1.

PRECISION DES CALCULS NU = 3 NDIV = 20 MAX = 5

CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON

DALLE EN BETON ARME TRANSVERSALEMENT

COEFFICIENT DE POISSON	0.200	
RESISTANCE NOMINALE DU BETON SUR CYLINDRE A 28 JOURS	3500. T/M2	→ σ_{28}
RESISTANCE DU BETON AU MOMENT DE LA PREMIERE MISE EN TENSION	2800. T/M2	→ σ_j
CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE A 28 JOURS DU BETON POUR BETON PRECONTRAIN	1470. T/M2	→ $\rho_{bpn} \sigma_{28}$
CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE DU BETON POUR BETON PRECONTRAIN AU MOMENT DE LA PREMIERE MISE EN TENSION DES CABLES	1540. T/M2	→ $\rho_{bpj} \sigma_j$
CONTRAINTE DE COMPRESSION RESIDUELLE	0. T/M2	
CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE DU BETON POUR BETON ARME	0. T/M2	} Données non opérationnelles
CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE DU BETON POUR BETON ARME	0. T/M2	
DEFORMATIONS RELATIVES DUES AU RETRAIT EN 10 ⁻⁴	2.50	
MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE INSTANTANEE	4000000. T/M2	
DIFFEREE	1300000. T/M2	

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ACIERS POUR BETON ARME

LIMITE ELASTIQUE DES ACIERS		
ARMATURES LONGITUDINALES	0. T/M2	} Données non opérationnelles
ARMATURES TRANSVERSALES	0. T/M2	
ETRIERS	24000. T/M2	
CONTRAINTE DE RUPTURE GARANTIE DES ETRIERES	28800. T/M2	

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ACIERS DE PRECONTRAINTE

MODULE D'ELASTICITE DE L'ACIER 2000000. T/M2

		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRANSVERSALES	
		TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	
R _G	CONTRAINTE DE RUPTURE GARANTIE D'UN FIL	160140. T/M2	0. T/M2	0. T/M2	
T _G	CONTRAINTE CARACTERISTIQUE DE DEFORMATION D'UN FIL	139740. T/M2	0. T/M2	0. T/M2	
Rel 120 } Rel 1000 }	POURCENTAGE DE RELAXATION DES ARMATURES	A 120 H	0.0	0.0	
		A 1000H	3.00	0.0	
ψ	COEFFICIENT DE DEVIATION PARASITE PAR UNITE DE LONGUEUR	0.0015 /M	0.0 /M	0.0 /M	
f	COEFFICIENT DE FROTTEMENT DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE DANS LES COURBES	0.18	0.0	0.0	
RECLAN	RECU D'ANCRAGE EN METRE	0.001 M	0.0 M	0.0 M	
DGAINE	DIAMETRE DES GAINES DES UNITES DE PRECONTRAINTE	0.061 M	0.0 M	0.0 M	
NCAB	NOMBRE DE CABLES N'étant pas imposé , sera calculé par l'ordinateur	0.	0.	0.	
SECAB	SECTION D'UN CABLE	1155.00 MM2	0.0 MM2	0.0 MM2	
RAYMIN	RAYON DE COURBURE MINIMUM DES GAINES EN M.	5.000 M	0.0 M	0.0 M	
DECALAGE	EXCENTREMENT ENTRE L'AXE DE LA GAINE ET L'AXE DU CABLE DANS LES SECTIONS DE COURBURE MINIMUM EN M.	0.037 M	0.0 M	0.0 M	
ENROB	DISTANCE MINIMALE DU NU DE LA GAINE LA PLUS EXCENTREE AU PAREMENT LE PLUS PROCHE	0.061 M	0.0 M	0.0 M	

Utilisation du décalage fictif
(armatures en 2 lits)
DECALAGE = $0,007 \text{ m} + \frac{0,061}{2}$

DONNEES NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT AUTOMATIQUE DE LA PRECONTRAINTE

COEFFICIENTS DE PARTITION DEFINISSANT LA POSITION DU CABLE PAR RAPPORT AUX LIMITES DU FUSEAU

AUX ABOUTS K3 = 0.385 SUR APPUIS INTERMEDIAIRES K1 = 0.250 SECTION MOMENT MAXI EN TRAVEE K2 = 1.000

TENSION MOYENNE DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE ESCOMPTEE AU TEMPS T-INFINI 100000. T/M2

NATURE DES ANCRAGES MODE = 3 Ancrage actif aux deux extrémités

POURCENTAGE D'ARMATURES MISES EN TENSION EN PREMIERE PHASE 60.

CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES DU PONT
PAR TRAVÉE ET PAR SECTION

POSITION LONGITUDINALE DES GOUSSETS

GOUS 1D	GOUS 2G	GOUS 2D	GOUS 3G	GOUS 3D	GOUS 4G	GOUS 4D	GOUS 5G	GOUS 5D	GOUS 6G
8.400	8.400	8.400	8.400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

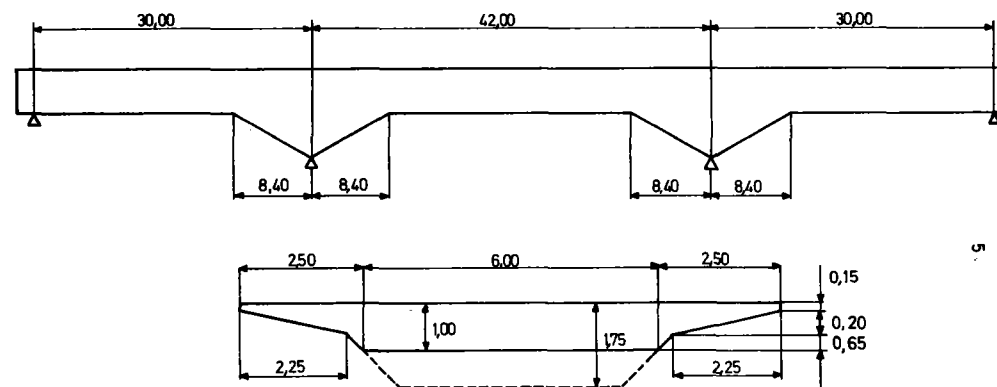
(A) La position des élargissements est éditée ici, s'il y a lieu.

CARACTÉRISTIQUES COMMUNES A TOUTES LES SECTIONS (CONSIDERER SEULEMENT LES VALEURS NON NULLES.)

E P A I S S E U R S							L A R G E U R S				
HDALLE4G	HDALLE3G	HDALLE2G	HDALLE1	HDALLE2D	HDALLE3D	HDALLE4D	EDALLE3G	EDALLE2G	EDALLE1	EDALLE2D	EDALLE3D
0.650	0.200	0.150	0.0	0.150	0.200	0.650	2.250	2.500	6.000	2.500	2.250

VALEUR DE HDALLE PAR TRAVÉE ET PAR SECTION VACOUTRA= 1

SECTIONS	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3
1	1.000	1.750	1.750
2	1.000	1.598	1.655
3	1.000	1.399	1.513
4	1.000	1.200	1.370
5	1.000	1.000	1.228
6	1.000	1.000	1.085
7	1.000	1.000	1.000
8	1.000	1.000	1.000
9	1.000	1.000	1.000
10	1.000	1.000	1.000
11	1.000	1.000	1.000
12	1.000	1.000	1.000
13	1.000	1.000	1.000
14	1.000	1.000	1.000
15	1.000	1.000	1.000
16	1.085	1.000	1.000
17	1.228	1.000	1.000
18	1.370	1.200	1.000
19	1.513	1.399	1.000
20	1.655	1.598	1.000
21	1.750	1.750	1.000



(TRAVÉE 1)

SECTION	AIRE BRUTE	MOMENT STATIQUE EXTRADOS	MOMENT D INERTIE / AXE NEUTRE	VS	VI	ETA
1	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
2	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
3	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
4	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
5	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
6	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
7	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
8	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
9	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
10	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
11	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
12	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
13	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
14	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
15	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
16	7.970	3.800	0.830	0.477	-0.608	0.359
17	8.811	4.772	1.183	0.542	-0.686	0.361
18	9.630	5.836	1.614	0.606	-0.764	0.362
19	10.439	7.003	2.136	0.671	-0.842	0.362
20	11.227	8.251	2.749	0.735	-0.920	0.362
21	11.746	9.134	3.213	0.778	-0.972	0.362

$$\frac{1}{Sv_i v_s}$$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS BRUTES

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

(TRAVÉE 2)

INFORMATIQUE

SECTION	AIRE BRUTE	MOMENT STATIQUE EXTRADOS	MOMENT D INERTIE / AXE NEUTRE	VS	VI	ETA
1	11.746	9.134	3.213	0.778	-0.972	0.362
2	10.913	7.739	2.491	0.709	-0.889	0.362
3	9.795	6.065	1.713	0.619	-0.780	0.362
4	8.647	4.573	1.108	0.529	-0.671	0.361
5	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
6	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
7	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
8	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
9	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
10	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357
11	7.462	3.271	0.657	0.438	-0.562	0.357

CARACTERISTIQUES TRANSVERSALES DE LA DALLE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

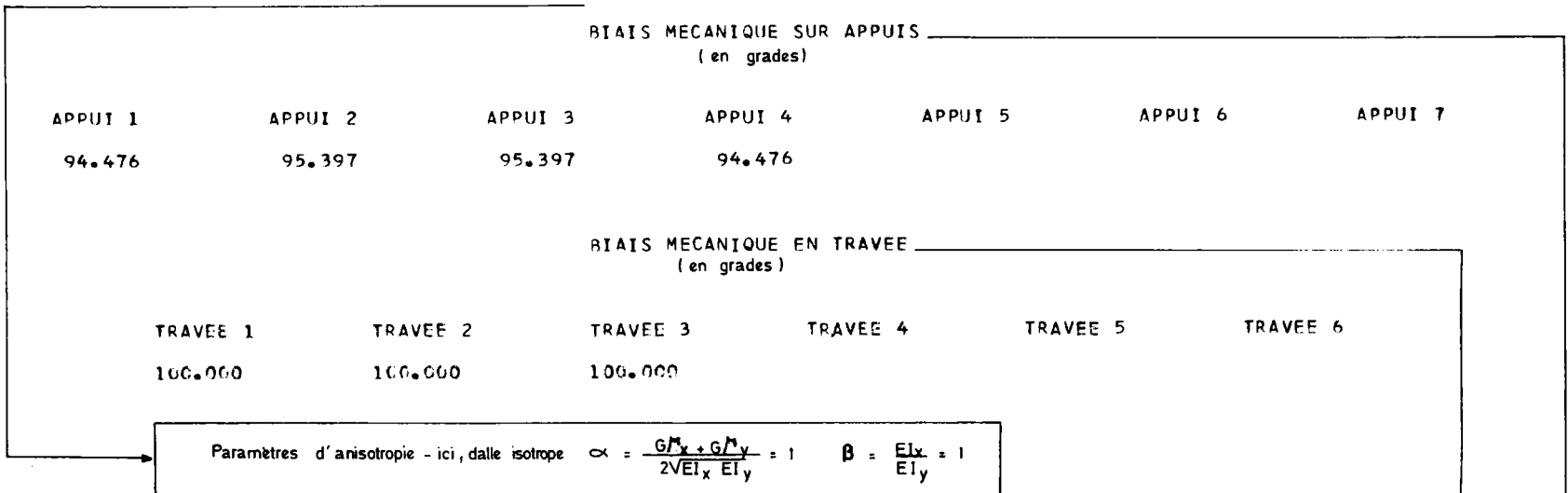
INFORMATIQUE

	LARGEUR	EPAISSEUR	EXCENTREMENT TRANS. AXE NERVURE
TRAVÉE 1	7.881	1.000	0.0
TRAVÉE 2	7.881	1.000	0.0
TRAVÉE 3	7.881	1.000	0.0

NOTA

TOUS LES EXCENTREMENTS DES FIBRES ET SURCHARGES SONT DESORMAIS REPERES PAR RAPPORT A L AXE DE LA DALLE EQUIVALENTE

ALPHA= 1.000 BETA= 1.000 VALEUR DE ALPHA ET DE BETA



Biais mécanique en travée i (en radian)

$$\psi = \varphi + \frac{2a_i - 0.5}{2b_i} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$$

Biais mécanique sur appui (en radian)

$$\psi = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) 2 \frac{2b_i}{2a_{i-1} + 2a_i}$$

Si $\psi > \frac{\pi}{2}$ $\psi = \frac{\pi}{2}$

Si $\psi < \varphi$ $\psi = \varphi$

avec $2a_i$ portée droite de la travée i
 $2b_i$ largeur droite de la dalle rectangulaire équivalente
 φ biais géométrique

CALCUL DES INCONNUES HYPERSTATIQUES

	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3
INERTIES RELATIVES			
SECTION			
1	1.000000	4.892673	4.892673
2	1.000000	3.793586	4.185406
3	1.000000	2.607968	3.253183
4	1.000000	1.686727	2.457879
5	1.000000	1.000000	1.801353
6	1.000000	1.000000	1.264400
7	1.000000	1.000000	1.000000
8	1.000000	1.000000	1.000000
9	1.000000	1.000000	1.000000
10	1.000000	1.000000	1.000000
11	1.000000	1.000000	1.000000
12	1.000000	1.000000	1.000000
13	1.000000	1.000000	1.000000
14	1.000000	1.000000	1.000000
15	1.000000	1.000000	1.000000
16	1.264400	1.000000	1.000000
17	1.801353	1.000000	1.000000
18	2.457879	1.686727	1.000000
19	3.253183	2.607968	1.000000
20	4.185406	3.793586	1.000000
21	4.892673	4.892673	1.000000

$$I_r(t, k) = \frac{I_A(t, k)}{I_A(1, 1)}$$

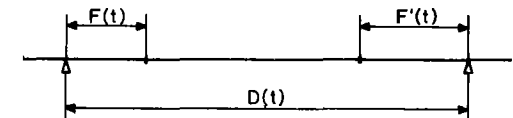
CONSTANTES MECANQUES

A(I)	9.91864	10.01994	6.29038
B(I)	4.56451	6.35804	4.56451
C(I)	6.29038	10.01994	9.91864

POSITIONS RELATIVES DES FOYERS

QUOTIENT DES DISTANCES DE CHAQUE FOYER AUX DEUX APPUIS

FOYER DE GAUCHE	0.0	0.389818	0.330001	$\frac{F(t)}{D(t) - F(t)}$
FOYER DE DROITE	0.330001	0.389818	0.0	$\frac{F'(t)}{D'(t) - F'(t)}$
QUOTIENT PAR LA PORTEE DES DISTANCES DE CHAQUE FOYER A L'APPUI LE PLUS VOISIN				
FOYER DE GAUCHE	0.0	0.280481	0.248121	$\frac{F(t)}{D(t)}$
FOYER DE DROITE	0.248121	0.280481	0.0	$\frac{F'(t)}{D'(t)}$



INFORMATIQUE

ROTATIONS SUR APPUIS

SECTION	APPUI DE GAUCHE			ROTATIONS	APPUI DE DROITE		
	INTEGR. PREM.	INTEGR. SEC.	ROTATIONS		INTEGR. PREM.	INTEGR. SEC.	ROTATIONS
TRAVÉE 1							
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.4625	1.1062	-13.7717	0.0375	0.0187	6.8280	
3	2.8500	4.3500	-25.4059	0.1500	0.1500	13.5435	
4	4.1625	9.6187	-35.0150	0.3375	0.5062	20.0340	
5	5.4000	16.8000	-42.7117	0.6000	1.2000	26.1870	
6	6.5625	25.7812	-48.6084	0.9375	2.3437	31.8900	
7	7.6500	36.4499	-52.8176	1.3500	4.0500	37.0306	
8	8.6625	48.6937	-55.4518	1.8375	6.4312	41.4961	
9	9.6000	62.3999	-56.6236	2.4000	9.6000	45.1741	
10	10.4625	77.4561	-56.4453	3.0375	13.6687	47.9521	
11	11.2500	93.7498	-55.0295	3.7500	18.7500	49.7176	
12	11.9625	111.1685	-52.4887	4.5375	24.9562	50.3582	
13	12.6000	129.5998	-48.9354	5.4000	32.3999	49.7612	
14	13.1625	148.9310	-44.4821	6.3375	41.1936	47.8142	
15	13.6500	169.0497	-39.2413	7.3500	51.4499	44.4048	
16	14.0213	189.8224	-33.3466	8.3251	63.2262	39.4752	
17	14.2510	211.0428	-27.0040	9.1084	76.3293	33.2189	
18	14.3775	232.5236	-20.4012	9.6972	90.4519	25.9430	
19	14.4439	254.1453	-13.6574	10.1604	105.3581	17.8836	
20	14.4750	275.8379	-6.8428	10.5348	120.8888	9.1997	
21	14.4832	297.5586	0.0	10.8549	136.9352	-0.0000	
TRAVÉE 2							
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	0.4690	0.4756	-20.5662	0.0117	0.0075	13.3444	
3	1.0858	2.0734	-40.0102	0.0637	0.0775	26.6262	
4	1.9533	5.2061	-57.9193	0.1868	0.3220	39.7336	
5	3.2984	10.6115	-73.5556	0.4796	0.9809	52.4266	
6	4.9259	19.2654	-85.9435	0.9521	2.4657	64.2936	
7	6.4484	31.2268	-95.0239	1.5296	5.0531	75.0581	
8	7.8659	46.2752	-101.0173	2.2121	8.9635	84.4996	
9	9.1784	64.1900	-104.1442	2.9996	14.4174	92.3976	
10	10.3859	84.7509	-104.6251	3.8921	21.6352	98.5316	
11	11.4884	107.7372	-102.6806	4.8896	30.8376	102.6811	
12	12.4859	132.9286	-98.5310	5.9921	42.2449	104.6256	
13	13.3784	160.1044	-92.3969	7.1996	56.0778	104.1446	
14	14.1659	189.0443	-84.4987	8.5121	72.5566	101.0177	
15	14.8484	219.5276	-75.0571	9.9296	91.9019	95.0242	
16	15.4259	251.3339	-64.2925	11.4521	114.3343	85.9438	
17	15.8984	284.2427	-52.4258	13.0796	140.0741	73.5558	
18	16.1912	317.9773	-39.7329	14.4247	169.0623	57.9194	
19	16.3142	352.1265	-26.6255	15.2922	200.3234	40.0103	
20	16.3662	386.4497	-13.3440	15.9089	233.1193	20.5662	
21	16.3780	420.8357	0.0002	16.3780	267.0374	0.0	

LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS SUR APPUIS

	SECTION	APPUI 2	APPUI 3
TRAVÉE 1			
	1	0.0	0.0
	2	-0.4936	0.1924
	3	-0.9792	0.3817
	4	-1.4484	0.5646
	5	-1.8932	0.7380
	6	-2.3056	0.8987
	7	-2.6772	1.0436
	8	-3.0000	1.1695
	9	-3.2660	1.2731
	10	-3.4668	1.3514
	11	-3.5944	1.4012
	12	-3.6407	1.4192
	13	-3.5976	1.4024
	14	-3.4568	1.3475
	15	-3.2103	1.2514
	16	-2.8539	1.1125
	17	-2.4016	0.9362
	18	-1.8756	0.7311
	19	-1.2929	0.5040
	20	-0.6651	0.2593
	21	0.0000	-0.0000
TRAVÉE 2			
	1	0.0	0.0
	2	-1.1108	-0.3851
	3	-2.1422	-0.7974
	4	-3.0676	-1.2403
	5	-3.8403	-1.7173
	6	-4.4015	-2.2261
	7	-4.7546	-2.7485
	8	-4.9218	-3.2621
	9	-4.9253	-3.7450
	10	-4.7872	-4.1749
	11	-4.5297	-4.5297
	12	-4.1749	-4.7873
	13	-3.7449	-4.9254
	14	-3.2621	-4.9219
	15	-2.7484	-4.7547
	16	-2.2260	-4.4015
	17	-1.7172	-3.8404
	18	-1.2402	-3.0676
	19	-0.7973	-2.1422
	20	-0.3851	-1.1108
	21	0.0000	-0.0000

LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS SUR APPUIS

LES LIGNES SONT CALCULÉES PAR POINTS DONT LES ABSCISSES SONT ESPACÉES DE 0.50

ABSCISSE	APPUI 2	APPUI 3
0.0	0.0	0.0
0.50	-0.165	0.064
1.00	-0.330	0.129
1.50	-0.494	0.192
2.00	-0.657	0.256
2.50	-0.819	0.319
3.00	-0.979	0.382
3.50	-1.138	0.444
4.00	-1.295	0.505
4.50	-1.448	0.565
5.00	-1.600	0.624
5.50	-1.749	0.682
6.00	-1.893	0.738
6.50	-2.035	0.793
7.00	-2.173	0.847
7.50	-2.306	0.899
8.00	-2.435	0.949
8.50	-2.559	0.997
9.00	-2.677	1.044
9.50	-2.791	1.088
10.00	-2.899	1.130
10.50	-3.000	1.169
11.00	-3.096	1.207
11.50	-3.185	1.241
12.00	-3.266	1.273
12.50	-3.341	1.302
13.00	-3.408	1.328
13.50	-3.467	1.351
14.00	-3.518	1.372
14.50	-3.561	1.388
15.00	-3.594	1.401
15.50	-3.620	1.411
16.00	-3.635	1.417
16.50	-3.641	1.419
17.00	-3.637	1.418
17.50	-3.623	1.412
18.00	-3.598	1.402
18.50	-3.562	1.389
19.00	-3.515	1.370
19.50	-3.457	1.348
20.00	-3.387	1.320
20.50	-3.305	1.288
21.00	-3.210	1.251
21.50	-3.102	1.209
22.00	-2.983	1.163
22.50	-2.854	1.113
23.00	-2.711	1.057
23.50	-2.561	0.998
24.00	-2.402	0.936

24.50	-2.233	0.870
25.00	-2.057	0.802
25.50	-1.876	0.731
26.00	-1.686	0.657
26.50	-1.492	0.582
27.00	-1.293	0.504
27.50	-1.088	0.424
28.00	-0.879	0.342
28.50	-0.665	0.259
29.00	-0.448	0.174
29.50	-0.226	0.088
30.00	0.0	0.0
30.50	-0.272	-0.089
31.00	-0.539	-0.180
31.50	-0.802	-0.272
32.00	-1.060	-0.366
32.50	-1.315	-0.461
33.00	-1.566	-0.558
33.50	-1.810	-0.657
34.00	-2.049	-0.757
34.50	-2.284	-0.859
35.00	-2.513	-0.962
35.50	-2.733	-1.068
36.00	-2.945	-1.175
36.50	-3.150	-1.284
37.00	-3.349	-1.396
37.50	-3.535	-1.509
38.00	-3.709	-1.624
38.50	-3.872	-1.741
39.00	-4.022	-1.861
39.50	-4.160	-1.982
40.00	-4.287	-2.104
40.50	-4.401	-2.226
41.00	-4.502	-2.351
41.50	-4.593	-2.476
42.00	-4.673	-2.600
42.50	-4.742	-2.724
43.00	-4.799	-2.849
43.50	-4.846	-2.972
44.00	-4.884	-3.094
44.50	-4.913	-3.215
45.00	-4.931	-3.334
45.50	-4.940	-3.452
46.00	-4.941	-3.567
46.50	-4.933	-3.679
47.00	-4.917	-3.789
47.50	-4.893	-3.897
48.00	-4.861	-4.000
48.50	-4.823	-4.099
49.00	-4.777	-4.194
49.50	-4.724	-4.286
50.00	-4.664	-4.373
50.50	-4.600	-4.454
51.00	-4.530	-4.530
51.50	-4.452	-4.602
52.00	-4.370	-4.667
52.50	-4.284	-4.726
53.00	-4.193	-4.778
53.50	-4.097	-4.824
54.00	-3.997	-4.864
54.50	-3.894	-4.895

LIGNES D INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUI
 POUR LES TRAVEES CONTENANT LA SECTION ET LA CHARGE UNITE

SECTION	T(K)	TG(K)	TD(K)
TRAVÉE 1			
1	0.0	1.00000	0.0
2	-0.01645	0.93355	-0.06645
3	-0.03264	0.86736	-0.13264
4	-0.04828	0.80172	-0.19828
5	-0.06311	0.73689	-0.26311
6	-0.07685	0.67315	-0.32685
7	-0.08924	0.61076	-0.38924
8	-0.10000	0.55000	-0.45000
9	-0.10887	0.49114	-0.50886
10	-0.11556	0.43444	-0.56556
11	-0.11981	0.38019	-0.61981
12	-0.12136	0.32864	-0.67136
13	-0.11992	0.28008	-0.71992
14	-0.11523	0.23477	-0.76523
15	-0.10701	0.19299	-0.80701
16	-0.09513	0.15487	-0.84513
17	-0.08005	0.11995	-0.88005
18	-0.06252	0.08748	-0.91252
19	-0.04310	0.05690	-0.94310
20	-0.02217	0.02783	-0.97217
21	0.00000	0.00000	-1.00000
TRAVÉE 2			
1	0.0	1.00000	0.0
2	0.01728	0.96728	-0.03272
3	0.03202	0.93202	-0.06798
4	0.04351	0.89351	-0.10649
5	0.05055	0.85055	-0.14945
6	0.05179	0.80179	-0.19821
7	0.04777	0.74777	-0.25223
8	0.03952	0.68952	-0.31048
9	0.02810	0.62810	-0.37190
10	0.01458	0.56458	-0.43542
11	-0.00000	0.50000	-0.50000
12	-0.01458	0.43542	-0.56458
13	-0.02810	0.37190	-0.62810
14	-0.03952	0.31048	-0.68952
15	-0.04777	0.25223	-0.74777
16	-0.05180	0.19820	-0.80180
17	-0.05055	0.14945	-0.85055
18	-0.04351	0.10649	-0.89351
19	-0.03202	0.06798	-0.93202
20	-0.01728	0.03272	-0.96728
21	-0.00000	-0.00000	-1.00000

AIRES DES LIGNES D INFLUENCE PAR TRAVEES

MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3 ← (Travée chargée)
APPUI 2	-69.326	-123.696	27.024
APPUI 3	27.024	-123.698	-69.326

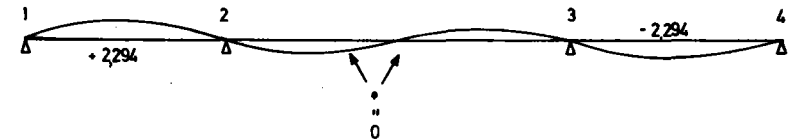
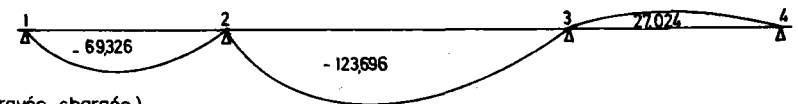
EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUIS

TERME DE CONTINUITÉ PAR TRAVEE

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3 ← (Travée chargée)
TRAVEE 1	-2.311	-4.123	0.901
TRAVEE 2	2.294	-0.000	-2.294
TRAVEE 3	-0.901	4.123	2.311

AIRE TOTALE

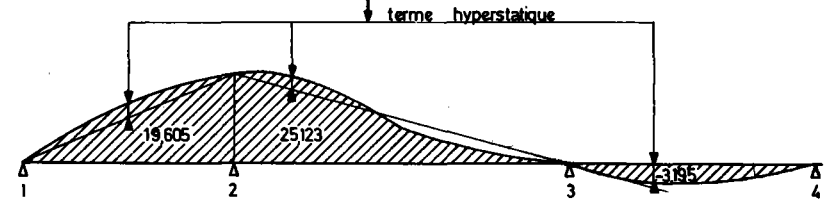
	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
APPUI DE GAUCHE	12.689	21.000	17.311
APPUI DE DROITE	-17.311	-21.000	-12.689



(Le pont étant symétrique)

AIRES DES LIGNES D INFLUENCE DES REACTIONS D APPUIS (Abouts non compris)

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
APPUI 1	12.689	-4.123	0.901
APPUI 2	19.605	25.123	-3.195
APPUI 3	-3.195	25.123	19.605
APPUI 4	0.901	-4.123	12.689



Aire de la ligne d'influence appui 2

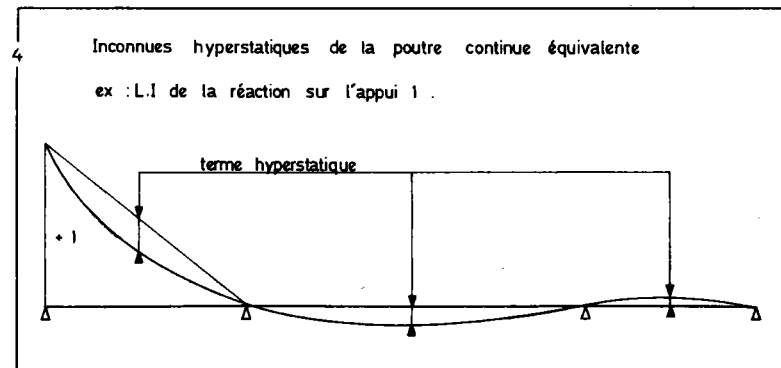
en travée 1 : $\frac{30}{2} + (2,294 + 2,311) = 19,605$

en travée 2 : $\frac{42}{2} + (0,000 + 4,123) = 25,123$

en travée 3 : $0 + (-2,294 - 0,901) = 3,195$

LIGNE D'INFLUENCE DES REACTIONS D'APPUIS

ARCSISSE	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4
0.0	1.000	0.0	0.0	0.0
0.50	0.978	0.028	-0.008	0.002
1.00	0.956	0.055	-0.015	0.004
1.50	0.934	0.083	-0.023	0.006
2.00	0.911	0.110	-0.030	0.009
2.50	0.889	0.138	-0.038	0.011
3.00	0.867	0.165	-0.045	0.013
3.50	0.845	0.192	-0.052	0.015
4.00	0.824	0.219	-0.060	0.017
4.50	0.802	0.246	-0.067	0.019
5.00	0.780	0.273	-0.074	0.021
5.50	0.758	0.299	-0.081	0.023
6.00	0.737	0.326	-0.087	0.025
6.50	0.715	0.352	-0.094	0.026
7.00	0.694	0.378	-0.100	0.028
7.50	0.673	0.403	-0.106	0.030
8.00	0.652	0.428	-0.112	0.032
8.50	0.631	0.453	-0.118	0.033
9.00	0.611	0.478	-0.123	0.035
9.50	0.590	0.502	-0.129	0.036
10.00	0.570	0.526	-0.134	0.038
10.50	0.550	0.549	-0.138	0.039
11.00	0.530	0.572	-0.143	0.040
11.50	0.511	0.595	-0.147	0.041
12.00	0.491	0.617	-0.151	0.042
12.50	0.472	0.639	-0.154	0.043
13.00	0.453	0.660	-0.157	0.044
13.50	0.434	0.680	-0.160	0.045
14.00	0.416	0.700	-0.162	0.046
14.50	0.398	0.720	-0.164	0.046
15.00	0.380	0.739	-0.166	0.047
15.50	0.363	0.757	-0.167	0.047
16.00	0.345	0.775	-0.168	0.047
16.50	0.329	0.792	-0.168	0.047
17.00	0.312	0.808	-0.168	0.047
17.50	0.296	0.824	-0.167	0.047
18.00	0.280	0.839	-0.166	0.047
18.50	0.265	0.853	-0.164	0.046
19.00	0.249	0.867	-0.162	0.046
19.50	0.235	0.880	-0.159	0.045
20.00	0.220	0.892	-0.156	0.044
20.50	0.207	0.903	-0.152	0.043
21.00	0.193	0.913	-0.148	0.042
21.50	0.180	0.923	-0.143	0.040
22.00	0.167	0.932	-0.137	0.039
22.50	0.155	0.940	-0.132	0.037
23.00	0.143	0.947	-0.125	0.035
23.50	0.131	0.953	-0.118	0.033
24.00	0.120	0.960	-0.111	0.031
24.50	0.109	0.965	-0.103	0.029
25.00	0.098	0.970	-0.095	0.027
25.50	0.087	0.975	-0.086	0.024



INFORMATIQUE

26.00	0.077	0.979	-0.078	0.022
26.50	0.067	0.982	-0.069	0.019
27.00	0.057	0.986	-0.060	0.017
27.50	0.047	0.989	-0.050	0.014
28.00	0.037	0.992	-0.040	0.011
28.50	0.028	0.994	-0.031	0.009
29.00	0.018	0.996	-0.021	0.006
29.50	0.009	0.998	-0.010	0.003
30.00	0.0	1.000	0.0	0.0
30.50	-0.009	1.001	0.011	-0.003
31.00	-0.018	1.003	0.021	-0.006
31.50	-0.027	1.004	0.032	-0.009
32.00	-0.035	1.004	0.043	-0.012
32.50	-0.044	1.005	0.055	-0.015
33.00	-0.052	1.005	0.066	-0.019
33.50	-0.060	1.004	0.078	-0.022
34.00	-0.068	1.004	0.090	-0.025
34.50	-0.076	1.003	0.102	-0.029
35.00	-0.084	1.002	0.114	-0.032
35.50	-0.091	1.000	0.127	-0.036
36.00	-0.098	0.997	0.140	-0.039
36.50	-0.105	0.995	0.153	-0.043
37.00	-0.112	0.991	0.167	-0.047
37.50	-0.118	0.988	0.181	-0.050
38.00	-0.124	0.983	0.195	-0.054
38.50	-0.129	0.977	0.210	-0.058
39.00	-0.134	0.971	0.225	-0.062
39.50	-0.139	0.964	0.240	-0.066
40.00	-0.143	0.957	0.256	-0.070
40.50	-0.147	0.949	0.272	-0.074
41.00	-0.150	0.939	0.289	-0.078
41.50	-0.153	0.930	0.306	-0.083
42.00	-0.156	0.919	0.323	-0.087
42.50	-0.158	0.909	0.340	-0.091
43.00	-0.160	0.897	0.358	-0.095
43.50	-0.162	0.885	0.376	-0.099
44.00	-0.163	0.872	0.394	-0.103
44.50	-0.164	0.859	0.412	-0.107
45.00	-0.164	0.845	0.430	-0.111
45.50	-0.165	0.831	0.449	-0.115
46.00	-0.165	0.816	0.467	-0.119
46.50	-0.164	0.801	0.486	-0.123
47.00	-0.164	0.786	0.504	-0.126
47.50	-0.163	0.770	0.523	-0.130
48.00	-0.162	0.754	0.541	-0.133
48.50	-0.161	0.738	0.560	-0.137
49.00	-0.159	0.721	0.578	-0.140
49.50	-0.157	0.704	0.597	-0.143
50.00	-0.155	0.686	0.615	-0.146
50.50	-0.153	0.669	0.633	-0.148
51.00	-0.151	0.651	0.651	-0.151
51.50	-0.148	0.633	0.669	-0.153
52.00	-0.146	0.615	0.686	-0.156
52.50	-0.143	0.597	0.704	-0.158
53.00	-0.140	0.578	0.721	-0.159
53.50	-0.137	0.560	0.738	-0.161
54.00	-0.133	0.541	0.754	-0.162
54.50	-0.130	0.523	0.770	-0.163
55.00	-0.126	0.504	0.786	-0.164
55.50	-0.123	0.486	0.802	-0.164
56.00	-0.119	0.467	0.817	-0.165

$$M''(\ell, i, j)$$

TRAVÉE 1 (i)	APPUI 2 ℓ	APPUI 3
SECTION		
1	0.0	0.0
2	0.00361	-0.00141
3	0.00723	-0.00282
4	0.01084	-0.00423
5	0.01446	-0.00564
6	0.01807	-0.00705
7	0.02169	-0.00845
8	0.02530	-0.00986
9	0.02892	-0.01127
10	0.03253	-0.01268
11	0.03615	-0.01409
12	0.03976	-0.01550
13	0.04338	-0.01691
14	0.04699	-0.01832
15	0.05061	-0.01973
16	0.04288	-0.01672
17	0.03211	-0.01252
18	0.02500	-0.00975
19	0.02000	-0.00780
20	0.01641	-0.00640
21	0.01478	-0.00576

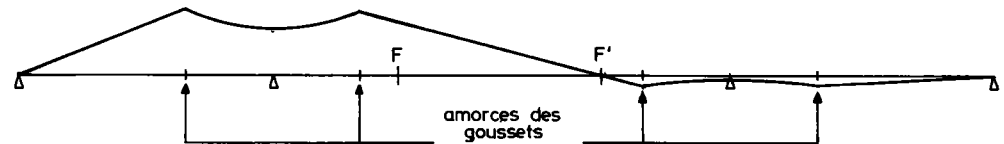
Résultats intervenant dans le calcul des effets hyperstatiques développés par la précontrainte d'intensité $F(i, j)$ et d'excentrement $e(i, j)$ dans toute section j des travées i

Le moment hyperstatique sur l'appui ℓ , développé par cette précontrainte, a pour expression :

$$M_H(\ell) = - \int_{j_0}^{j_1} F(i, j) e(i, j) M''(\ell, i, j)$$

j_0 et j_1 définissant les sections des limites du câble
(ici : abouts de l'ouvrage)

Dans le cas d'espèce, $M''(2, i, j)$:



TRAVÉE 2

SECTION

1	0.01478	-0.00576
2	0.01773	-0.00610
3	0.02387	-0.00695
4	0.03393	-0.00777
5	0.05220	-0.00809
6	0.04718	-0.00306
7	0.04215	0.00196
8	0.03713	0.00699
9	0.03211	0.01201
10	0.02708	0.01703
11	0.02206	0.02206
12	0.01703	0.02708
13	0.01201	0.03211
14	0.00699	0.03713
15	0.00196	0.04215
16	-0.00306	0.04718
17	-0.00809	0.05220
18	-0.00777	0.03393
19	-0.00695	0.02387
20	-0.00610	0.01773
21	-0.00576	0.01478

CHARGES PERMANENTES (sans somme à valoir)

INFORMATIQUE

POIDS DU TABLIER SANS LES SUPERSTRUCTURES PAR TRANCHES DE 0.50 ET POUR LES SECTIONS DE DEBUT DE GOUSSET

ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE
0.0	9.328	0.500	9.328	1.000	9.328	1.500	9.328	2.000	9.328
2.500	9.328	3.000	9.328	3.500	9.328	4.000	9.328	4.500	9.328
5.000	9.328	5.500	9.328	6.000	9.328	6.500	9.328	7.000	9.328
7.500	9.328	8.000	9.328	8.500	9.328	9.000	9.328	9.500	9.328
10.000	9.328	10.500	9.328	11.000	9.328	11.500	9.328	12.000	9.328
12.500	9.328	13.000	9.328	13.500	9.328	14.000	9.328	14.500	9.328
15.000	9.328	15.500	9.328	16.000	9.328	16.500	9.328	17.000	9.328
17.500	9.328	18.000	9.328	18.500	9.328	19.000	9.328	19.500	9.328
20.000	9.258	20.500	9.258	21.000	9.328	21.500	9.493	22.000	9.704
22.500	9.962	23.000	10.315	23.500	10.666	24.000	11.013	24.500	11.356
25.000	11.697	25.500	12.037	26.000	12.378	26.500	12.715	27.000	13.049
27.500	13.415	28.000	13.743	28.500	14.034	29.000	14.288	29.500	14.504
30.000	14.683	30.500	14.467	31.000	14.231	31.500	13.975	32.000	13.699
32.500	13.378	33.000	13.047	33.500	12.714	34.000	12.379	34.500	12.042
35.000	11.703	35.500	11.361	36.000	11.017	36.500	10.604	37.000	10.151
37.500	9.781	38.000	9.496	38.500	9.328	39.000	9.328	39.500	9.328
40.000	9.328	40.500	9.328	41.000	9.328	41.500	9.328	42.000	9.328
42.500	9.328	43.000	9.328	43.500	9.328	44.000	9.328	44.500	9.328
45.000	9.328	45.500	9.328	46.000	9.328	46.500	9.328	47.000	9.328
47.500	9.328	48.000	9.328	48.500	9.328	49.000	9.328	49.500	9.328
50.000	9.328	50.500	9.328	51.000	9.328	51.500	9.328	52.000	9.328
52.500	9.328	53.000	9.328	53.500	9.328	54.000	9.328	54.500	9.328
55.000	9.328	55.500	9.328	56.000	9.328	56.500	9.328	57.000	9.328
57.500	9.328	58.000	9.328	58.500	9.328	59.000	9.328	59.500	9.328
60.000	9.328	60.500	9.328	61.000	9.328	61.500	9.328	62.000	9.194
62.500	9.143	63.000	9.177	63.500	9.295	64.000	9.614	64.500	9.968
65.000	10.320	65.500	10.670	66.000	11.016	66.500	11.360	67.000	11.702
67.500	12.041	68.000	12.392	68.500	12.749	69.000	13.086	69.500	13.402
70.000	13.699	70.500	13.975	71.000	14.231	71.500	14.467	72.000	14.683
72.500	14.504	73.000	14.288	73.500	14.034	74.000	13.709	74.500	13.380
75.000	13.049	75.500	12.713	76.000	12.376	76.500	12.037	77.000	11.699
77.500	11.357	78.000	11.013	78.500	10.616	79.000	10.266	79.500	9.962
80.000	9.680	80.500	9.469	81.000	9.328	81.500	9.328	82.000	9.328
82.500	9.328	83.000	9.328	83.500	9.328	84.000	9.328	84.500	9.328
85.000	9.328	85.500	9.328	86.000	9.328	86.500	9.328	87.000	9.328
87.500	9.328	88.000	9.328	88.500	9.328	89.000	9.328	89.500	9.328
90.000	9.328	90.500	9.328	91.000	9.328	91.500	9.328	92.000	9.328
92.500	9.328	93.000	9.328	93.500	9.328	94.000	9.328	94.500	9.328
95.000	9.328	95.500	9.328	96.000	9.328	96.500	9.328	97.000	9.328
97.500	9.328	98.000	9.328	98.500	9.328	99.000	9.328	99.500	9.328
100.000	9.328	100.500	9.328	101.000	9.328	101.500	9.328	102.000	9.328

CHARGE PERMANENTE SANS SUPERSTRUCTURES (Poids du béton, sans somme à valoir)

TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3
608.051	879.775	608.051

COEFFICIENTS D'EXCENTREMENT DES SURCHARGES RELATIFS A LA TRAVÉE 1 ET A LA SECTION D'ABSCISSE 0.0

COMPTEE A PARTIR DE L'AXE DE LA DALLE EQUIVALENTE.

LARGEUR DE LA DALLE EQUIVALENTE 7.881

LIGNE D INFLUENCE DU COEF. DE REPARTITION TRANSVERSALE A INTERVALLES DE 0.125

0.9950	0.9951	0.9952	0.9953	0.9954	0.9956	0.9957	0.9958
0.9959	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964	0.9966	0.9968	0.9971
0.9973	0.9976	0.9978	0.9981	0.9983	0.9986	0.9988	0.9990
0.9993	0.9995	0.9997	1.0000	1.0002	1.0004	1.0006	1.0008
1.0010	1.0012	1.0014	1.0016	1.0017	1.0019	1.0020	1.0021
1.0022	1.0023	1.0024	1.0024	1.0024	1.0024	1.0024	1.0023
1.0022	1.0021	1.0020	1.0019	1.0017	1.0016	1.0014	1.0012
1.0010	1.0008	1.0006	1.0004	1.0002	1.0000	0.9997	0.9995
0.9993	0.9990	0.9988	0.9986	0.9983	0.9981	0.9978	0.9976
0.9973	0.9971	0.9968	0.9966	0.9964	0.9963	0.9962	0.9961
0.9959	0.9958	0.9957	0.9956	0.9954	0.9953	0.9952	0.9951
0.9950							

	CHARGE OU DENSITE DE CHARGE	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT
SURCHARGE BR	10.00	10.024		0.0	0.0		0.000
SURCHARGE BE	20.00	20.041		0.0	0.0		0.0
SURCHARGE BC	12.00	24.025	2	0.0	0.0	0	0.0
SURCHARGE A	1.00	8.498	2	0.0	0.0	0	0.0
SURCHARGE TR	0.15	0.0	0	0.0	0.0	0	0.0

CHARGE PERMANENTE SANS SUPERSTRUCTURES (poids du béton)

TRAVFF 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
608.051	879.775	608.051

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

	DENSITE DE CP	PORTEE	SURCHARGE BC	SURCHARGE MILI	C.M.D. CIVIL	C.M.D. MILI
TRAVFF 1	24.368	30.00	120.	0.0	1.08	0.0
TRAVFF 2	25.060	42.00	120.	0.0	1.06	0.0
TRAVFF 3	24.368	30.00	120.	0.0	1.08	0.0

RECAPITULATION PAR TRAVEE DES SURCHARGES EXTREMES MAJOREES POUR EXCENTREMENT

	BC	A	TROTTOIRS	CHAR	BE	BR
TRAVFF 1	25.406	8.566	0.0	0.0	21.955	11.347
TRAVEE 2	25.004	8.546	0.0	0.0	21.387	10.950
TRAVEE 3	25.406	8.566	0.0	0.0	21.955	11.347

NOMBRE DE VOIES SURCHARGEABLES 2
LARGEUR D UNE VOIE 4.250

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES

LFS EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES EN TENANT COMPTE DE L'EXCENTREMENT DES SURCHARGES
LE PLUS DEFAVORABLE ET SONT RAPPORTES A LA LARGEUR ENTIERE DE LA DALLE

POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (OSUPT) 3.622

C.P.	*SOMME A VALOIR	ABSCISSE NO 1	DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU AU CHAR	EFFORT DU AU TROTTOIR	EFFORT EXTREME CIVIL	EFFORT EXTREME MILITAIRE		
TRAVÉE 1 *****														
COTE 1	211.2	4.2	0.0	10.50	1.	96.3	30.00	0.0	151.7	0.0	0.0	0.0	367.2	0.0
	211.2	0.0	40.00	50.50	1.	-19.9	42.00	0.0	-40.2	0.0	0.0	0.0	171.1	0.0
COTE 2	-505.4	0.0	79.50	90.00	1.	5.4	30.00	0.0	10.8	0.0	0.0	0.0	-494.6	0.0
	-505.4	-10.1	24.00	13.50	-1.	-114.8	30.00	0.0	-207.0	0.0	0.0	0.0	-722.5	0.0
TRAVÉE 2 *****														
COTE 1	515.3	10.3	30.00	40.50	1.	114.6	42.00	0.0	204.6	0.0	0.0	0.0	730.2	0.0
	515.3	0.0	79.50	90.00	1.	-13.4	30.00	0.0	-27.4	0.0	0.0	0.0	487.9	0.0
COTE 2	-515.5	0.0	6.00	16.50	-1.	13.4	30.00	0.0	27.4	0.0	0.0	0.0	-488.0	0.0
	-515.5	-10.3	66.00	55.50	-1.	-114.2	42.00	0.0	-204.6	0.0	0.0	0.0	-730.4	0.0

* SOMME A VALOIR POUR LA CHARGE PERMANENTE EN TENANT COMPTE DE L'OSSATURE ET DES SUPERSTRUCTURES

Cette somme à valoir est prise en compte si ses effets sont défavorables dans la recherche de l'effort extrême (cas où la valeur en colonne 2 est différente de 0)

Dans chaque travée :

par "COTE 1" on entend la section immédiatement à droite de son appui de gauche

par COTE 2 on entend la section immédiatement à gauche de son appui de droite

Pour chaque "coté"

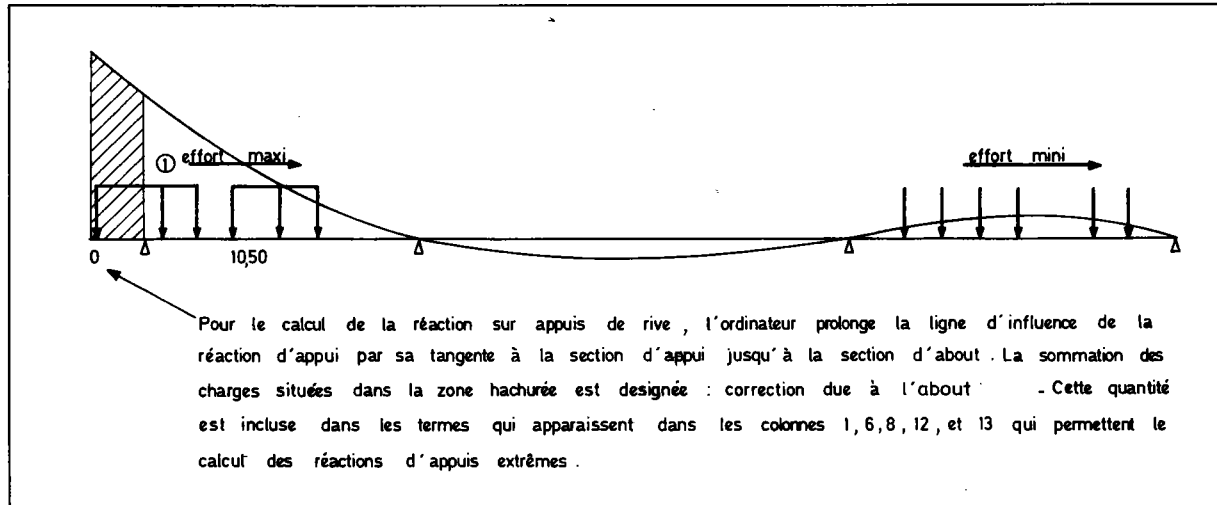
La première ligne concerne la recherche de l'effort maximal } en valeur relative
La seconde ligne concerne la recherche de l'effort minimal }

REACTIONS D APPUIS EXTREMES

LFS EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES POUR L APPUI COMPLET SANS PONDERATION DES SURCHARGES CIVILES NI MAJORATION POUR EXCENTREMENT NI MAJORATION POUR EFFET DYNAMIQUE

POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (QSUPT) 3.622

	C. P.	*SOMME A VALOIR	ABSCISSE DES CAMIONS NO 1	NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU AU CHAR	EFFORT DU AU TROTTOIR	EFFORT EXTREME CIVIL	EFFORT EXTREME MILITAIRE
CORRECTION DUF A L'ABOUT	9.0					2.3		4.8		0.0	0.1		
APPUI 1	220.2	4.4	0.0	10.50	1.	86.5	30.00	0.0	155.3	0.0	0.0	3.1	383.1
	<u>220.2</u>	0.0	40.00	50.50	1.	-17.6	42.00	0.0	<u>-40.0</u>	0.0	0.0	<u>-0.9</u>	179.3
APPUI 2	21020.7	20.4	22.00	32.50	-1.	117.9	30.00	42.00	266.9	0.0	0.0	10.1	1318.0
	<u>1020.7</u>	0.0	79.50	90.00	1.	-16.7	30.00	0.0	<u>-37.9</u>	0.0	0.0	<u>-0.7</u>	982.1



Il n'est effectué aucun calcul d'inégalité de répartition transversale par le programme, la sécurité aux soulèvements d'appuis de rive est donc assurée si :

$$2202 - \frac{1}{4} (40 \cdot 09) > 0$$

ce qui est bien le cas ici

Tenir compte néanmoins des réactions hyperstatique de précontrainte (voir page 55)

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTREMES

1^{re} ligne : Moment dû aux
superstructures
2^e ligne : Moment dû à la CP
globale (poids propre + super-
structures)

LES EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES EN TENANT COMPTE DE L'EXCENTREMENT DES SURCHARGES
LE PLUS DEFAVORABLE ET SONT RAPPORTES A LA LARGEUR ENTIERE DE LA DALLE

1^{re} ligne, recherche de l'effort maximal, 2^e ligne, recherche de l'effort minimal (efforts en valeur algébrique)

ABSCISSE	C.P.	POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (OSUPT) 3.622		ABSCISSE DES CAMIONS		SENS DE MARCHÉ	EFFORT DU A	LONGUEUR BC	EFFORT DU A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU AU CHAR	EFFORT DU AU TROTTOIR	EFFORT EXTREME CIVIL	EFFORT EXTREME MILIT.
		*SOMME A VALOIR	ABSCISSE NO 1	ABSCISSE NO 2	EFFORT DU A									
0.0	0.0	0.0	-6.50	-17.50	1.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-6.50	-17.50	1.	0.0	30.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.50	47.4	5.8	1.50	12.00	1.	131.9	30.00	0.0	214.1	0.0	0.0	0.0	511.8	0.0
	291.8	0.0	40.00	50.50	1.	-29.8	42.00	0.0	-60.3	0.0	0.0	0.0	231.5	0.0
3.00	86.6	10.7	3.00	13.50	1.	239.4	30.00	0.0	401.3	0.0	0.0	0.0	945.5	0.0
	533.5	0.0	40.00	50.50	1.	-59.6	42.00	0.0	-120.5	0.0	0.0	0.0	412.9	0.0
4.50	117.6	14.5	4.50	15.00	1.	323.6	30.00	0.0	561.7	0.0	0.0	0.0	1301.2	0.0
	725.0	0.0	40.00	50.50	1.	-89.4	42.00	0.0	-180.8	0.0	0.0	0.0	544.2	0.0
6.00	140.5	17.3	4.50	15.00	1.	390.3	30.00	0.0	695.1	0.0	0.0	0.0	1578.9	0.0
	866.5	0.0	40.00	50.50	1.	-119.1	42.00	0.0	-241.1	0.0	0.0	0.0	625.4	0.0
7.50	155.3	19.2	3.00	13.50	-1.	442.7	30.00	0.0	801.6	0.0	0.0	0.0	1778.5	0.0
	957.8	0.0	40.00	50.50	1.	-148.9	42.00	0.0	-301.4	0.0	0.0	0.0	656.4	0.0
9.00	161.9	20.0	3.00	13.50	-1.	481.8	30.00	0.0	881.2	0.0	0.0	0.0	1900.2	0.0
	998.9	0.0	40.00	50.50	1.	-178.7	42.00	0.0	-361.6	0.0	0.0	0.0	637.3	0.0
10.50	160.4	19.8	4.50	15.00	-1.	504.8	30.00	0.0	933.9	0.0	0.0	0.0	1943.7	0.0
	990.0	0.0	40.00	50.50	1.	-208.5	42.00	0.0	-421.9	0.0	0.0	0.0	568.1	0.0
12.00	150.7	18.6	6.00	16.50	-1.	509.7	30.00	0.0	959.8	0.0	0.0	0.0	1909.3	0.0
	930.9	0.0	40.00	50.50	1.	-238.3	42.00	0.0	-482.2	0.0	0.0	0.0	448.8	0.0
13.50	132.8	16.4	7.50	18.00	-1.	498.1	30.00	0.0	958.7	0.0	0.0	0.0	1796.8	0.0
	821.7	0.0	40.00	50.50	1.	-268.1	42.00	0.0	-542.4	0.0	0.0	0.0	279.3	0.0
15.00	106.9	13.2	4.50	15.00	1.	481.5	30.00	0.0	930.7	0.0	0.0	0.0	1606.3	0.0
	662.4	0.0	40.00	50.50	1.	-297.9	42.00	0.0	-602.7	0.0	0.0	0.0	59.7	0.0
16.50	72.7	9.1	6.00	16.50	1.	463.8	30.00	0.0	875.8	0.0	0.0	0.0	1337.8	0.0
	453.0	0.0	40.00	50.50	1.	-327.7	42.00	0.0	-663.0	0.0	0.0	0.0	-210.0	0.0

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTREMES

INFORMATIQUE

LES EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES EN TENANT COMPTE DE L'EXCENTREMENT DES SURCHARGES
LE PLUS DEFAVORABLE ET SONT RAPPORTES A LA LARGEUR ENTIERE DE LA DALLE

POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (QSUP) 3.622														
ABSCISSE	*SOMME		ABSCISSE DES CAMIONS		SENS DE MARCHÉ	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGÉE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU AU CHAR	EFFORT DU AU TROTTOIR	EFFORT EXTREME CIVIL	EFFORT EXTREME MILIT.	
	C.P.	A VALOIR	NO 1	NO 2										
18.00	30.4	3.9	7.50	18.00	1.	428.8	30.00	0.0	794.0	0.0	0.0	0.0	991.3	0.0
	193.4	0.0	40.00	50.50	1.	-357.4	42.00	0.0	-723.3	0.0	0.0	0.0	-529.9	0.0
19.50	-20.0	0.0	9.00	19.50	1.	378.5	30.00	0.0	685.3	0.0	0.0	0.0	569.0	0.0
	-116.3	-2.3	40.00	50.50	1.	-387.2	42.00	0.0	-783.5	0.0	0.0	0.0	-902.2	0.0
21.00	-78.6	0.0	10.50	21.00	1.	314.9	30.00	0.0	549.8	0.0	0.0	0.0	73.7	0.0
	-476.0	-9.5	40.00	50.50	1.	-417.0	42.00	0.0	-843.8	0.0	0.0	0.0	-1329.3	0.0
22.50	-145.3	0.0	18.00	81.50	-1.	265.5	30.00	0.0	387.3	0.0	0.0	0.0	-498.8	0.0
	-886.1	-17.7	40.00	50.50	1.	-446.8	42.00	0.0	-904.1	0.0	0.0	0.0	-1807.9	0.0
24.00	-220.2	0.0	19.50	81.50	-1.	228.0	16.00	30.00	376.3	0.0	0.0	0.0	-973.1	0.0
	-1349.4	-27.0	40.00	50.50	1.	-476.6	42.00	0.0	-964.4	0.0	0.0	0.0	-2340.7	0.0
25.50	-303.2	0.0	21.00	81.50	-1.	187.4	10.50	30.00	340.0	0.0	0.0	0.0	-1530.4	0.0
	-1870.4	-37.4	40.00	50.50	1.	-506.4	42.00	0.0	-1024.6	0.0	0.0	0.0	-2932.4	0.0
27.00	-394.4	0.0	79.50	90.00	1.	145.4	30.00	7.00	312.2	0.0	0.0	0.0	-2141.5	0.0
	-2453.7	-49.1	40.00	50.50	1.	-536.2	42.00	0.0	-1084.9	0.0	0.0	0.0	-3587.6	0.0
28.50	-493.8	0.0	79.50	90.00	1.	153.5	30.00	0.0	306.9	0.0	0.0	0.0	-2796.9	0.0
	-3103.9	-62.1	40.00	50.50	1.	-566.0	42.00	0.0	-1145.2	0.0	0.0	0.0	-4311.1	0.0
30.00	-601.2	0.0	79.50	90.00	1.	161.6	30.00	0.0	323.1	0.0	0.0	0.0	-3502.2	0.0
	-3825.3	-76.5	40.00	50.50	1.	-595.7	42.00	0.0	-1205.4	0.0	0.0	0.0	-5107.2	0.0
31.50	-491.2	0.0	79.50	90.00	1.	138.2	30.00	0.0	282.0	0.0	0.0	0.0	-2807.1	0.0
	-3089.0	-61.8	45.50	14.50	1.	-485.5	39.00	30.00	-1001.8	0.0	0.0	0.0	-4152.6	0.0
33.00	-389.4	0.0	79.50	90.00	1.	118.0	30.00	5.50	258.3	0.0	0.0	0.0	-2165.4	0.0
	-2423.7	-48.5	14.50	47.00	1.	-415.3	30.00	36.50	-850.3	0.0	0.0	0.0	-3322.5	0.0
34.50	-295.6	0.0	30.00	81.50	-1.	136.5	8.50	30.00	252.6	0.0	0.0	0.0	-1572.7	0.0
	-1825.3	-36.5	14.50	49.00	1.	-350.3	30.00	33.50	-718.7	0.0	0.0	0.0	-2580.4	0.0

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTREMES

LES EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES EN TENANT COMPTE DE L'EXCENTREMENT DES SURCHARGES LE PLUS DEFAVORABLE ET SONT RAPPORTES A LA LARGEUR ENTIERE DE LA DALLE

POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (OSUPT) 3.622

ABSCISSE	*SOMME		ABSCISSE DES CAMIONS		SENS DE MARCHÉ	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGÉE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU AU CHAR	EFFORT DU AU TROTTOIR	EFFORT EXTREME CIVIL	EFFORT EXTREME MILIT.	
	C.P.	A VALOIR	NO 1	NO 2										
36.00	-210.1	0.0	34.50	84.00	1.	163.1	12.00	30.00	260.5	0.0	0.0	0.0	-1028.6	0.0
	-1289.1	-25.8	6.00	16.50	-1.	-325.6	30.00	0.0	-664.3	0.0	0.0	0.0	-1979.2	0.0
37.50	-132.6	0.0	36.00	84.00	1.	187.8	16.00	0.0	300.9	0.0	0.0	0.0	-509.7	0.0
	-810.6	-16.2	6.00	16.50	-1.	-305.4	30.00	0.0	-623.1	0.0	0.0	0.0	-1449.9	0.0
39.00	-63.4	0.0	33.00	43.50	-1.	219.7	21.00	0.0	420.0	0.0	0.0	0.0	35.5	0.0
	-384.4	-7.7	6.00	16.50	-1.	-285.3	30.00	0.0	-582.0	0.0	0.0	0.0	-974.1	0.0
40.50	-2.3	0.0	34.50	45.00	-1.	287.3	27.50	0.0	533.3	0.0	0.0	0.0	524.8	0.0
	-8.5	-0.2	6.00	16.50	-1.	-265.1	30.00	0.0	-540.9	0.0	0.0	0.0	-549.6	0.0
42.00	50.7	6.3	36.00	46.50	-1.	347.5	42.00	0.0	548.8	0.0	0.0	0.0	872.4	0.0
	317.2	0.0	6.00	16.50	-1.	-244.9	30.00	0.0	-499.7	0.0	0.0	0.0	-182.5	0.0
43.50	95.5	11.9	37.50	48.00	-1.	399.2	42.00	0.0	669.4	0.0	0.0	0.0	1274.2	0.0
	592.9	0.0	6.00	16.50	-1.	-224.8	30.00	0.0	-458.6	0.0	0.0	0.0	134.3	0.0
45.00	132.2	16.4	39.00	49.50	-1.	441.6	42.00	0.0	768.1	0.0	0.0	0.0	1602.9	0.0
	818.4	0.0	6.00	16.50	-1.	-204.6	30.00	0.0	-417.4	0.0	0.0	0.0	401.0	0.0
46.50	160.7	19.9	40.50	51.00	-1.	474.0	42.00	0.0	844.8	0.0	0.0	0.0	1858.5	0.0
	993.8	0.0	6.00	16.50	-1.	-184.4	30.00	0.0	-376.3	0.0	0.0	0.0	617.5	0.0
48.00	181.1	22.4	42.00	52.50	-1.	495.9	42.00	0.0	899.6	0.0	0.0	0.0	2041.1	0.0
	1119.1	0.0	6.00	16.50	-1.	-164.3	30.00	0.0	-335.2	0.0	0.0	0.0	784.0	0.0
49.50	193.3	23.9	43.50	54.00	-1.	507.1	42.00	0.0	932.5	0.0	0.0	0.0	2150.7	0.0
	1194.3	0.0	12.00	81.50	-1.	-145.5	30.00	30.00	-303.3	0.0	0.0	0.0	891.0	0.0
51.00	197.4	24.4	45.00	55.50	-1.	507.7	42.00	0.0	943.5	0.0	0.0	0.0	2187.2	0.0
	1219.3	0.0	84.00	14.50	1.	-145.5	30.00	30.00	-303.3	0.0	0.0	0.0	916.0	0.0
52.50	193.3	23.9	42.00	52.50	1.	507.1	42.00	0.0	932.5	0.0	0.0	0.0	2150.6	0.0
	1194.2	0.0	84.00	14.50	1.	-145.5	30.00	30.00	-303.3	0.0	0.0	0.0	890.9	0.0

Z7

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES SUR PILES

POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU ML (QSUPT) 3.622

ABSCISSE	*SOMME C.P. A		ABSCISSE DES CAMIONS		SENS DE	EFFORT DU A		LONGUEUR	EFFORT	ABSCISSE	EFFORT	EFFORT	EFFORT	EFFORT
	VALOIR		NO 1	NO 2	MARCHE	BC	CHARGEE		DU A	DU CHAR	DU AU CHAR	DU AU TROTTOIR	EXTREME CIVIL	EXTREME MILIT.
30.00	-601.2	0.0	79.50	90.00	1.	158.4	30.00	0.0	323.1	0.0	0.0	0.0	-3502.2	0.0
	-3825.3	-76.5	40.00	50.50	1.	-583.8	42.00	0.0	-1205.4	0.0	0.0	0.0	-5107.2	0.0
29.50	-564.5	0.0	79.50	90.00	1.	158.9	30.00	0.0	317.7	0.0	0.0	0.0	-3259.0	0.0
	-3576.7	-71.5	40.00	50.50	1.	-585.8	42.00	0.0	-1185.3	0.0	0.0	0.0	-4833.6	0.0
30.00	-601.2	0.0	79.50	90.00	1.	161.6	30.00	0.0	323.1	0.0	0.0	0.0	-3502.2	0.0
	-3825.3	-76.5	40.00	50.50	1.	-595.7	42.00	0.0	-1205.4	0.0	0.0	0.0	-5107.2	0.0
30.50	-563.7	0.0	79.50	90.00	1.	151.6	30.00	0.0	309.4	0.0	0.0	0.0	-3262.4	0.0
	-3571.8	-71.4	40.50	51.00	1.	-543.5	41.00	0.0	-1125.1	0.0	0.0	0.0	-4768.3	0.0
72.00	-601.2	0.0	6.00	16.50	-1.	161.6	30.00	0.0	323.1	0.0	0.0	0.0	-3502.6	0.0
	-3825.7	-76.5	45.50	56.00	-1.	-596.0	42.00	0.0	-1205.5	0.0	0.0	0.0	-5107.7	0.0
71.50	-563.7	0.0	6.00	16.50	-1.	151.6	30.00	0.0	309.4	0.0	0.0	0.0	-3262.7	0.0
	-3572.1	-71.4	45.00	55.50	-1.	-543.7	41.00	0.0	-1125.1	0.0	0.0	0.0	-4768.6	0.0
72.00	-601.2	0.0	6.00	16.50	-1.	158.4	30.00	0.0	323.1	0.0	0.0	0.0	-3502.6	0.0
	-3825.7	-76.5	45.50	56.00	-1.	-584.1	42.00	0.0	-1205.5	0.0	0.0	0.0	-5107.7	0.0
72.50	-564.5	0.0	6.00	16.50	-1.	158.9	30.00	0.0	317.7	0.0	0.0	0.0	-3259.4	0.0
	-3577.1	-71.5	45.50	56.00	-1.	-586.1	42.00	0.0	-1185.4	0.0	0.0	0.0	-4834.0	0.0

MOMENTS FLECHISSANTS ECRETES SUR APPUIS

MOMENTS FLECHISSANTS MAXIMA

MOMENTS FLECHISSANTS MINIMA

MOMENTS DUS AUX
SURCHARGES CIVILES

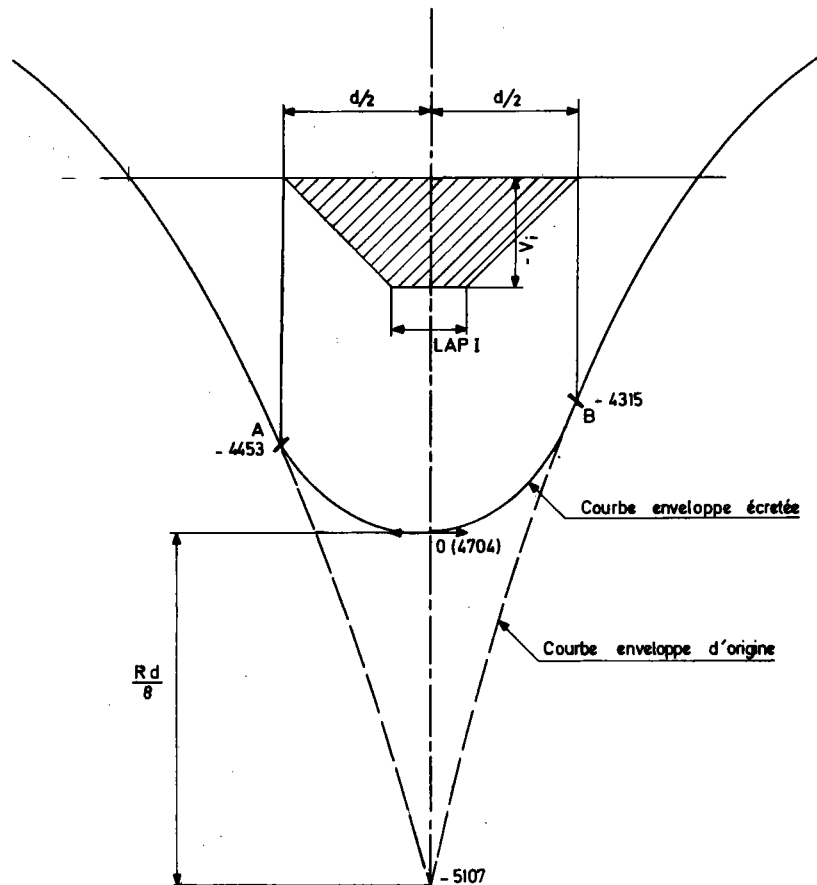
MOMENTS DUS AUX
SURCHARGES MILITAIRES

MOMENTS DUS AUX
SURCHARGES CIVILES

MOMENTS DUS AUX
SURCHARGES MILITAIRES

ARCSISSE

APPUI 2					
POINT A	28.78	-2923.699	0.0	-4452.980	0.0
	30.00	-3202.188	0.0	-4704.438	0.0
APPUI	30.00	-3202.074	0.0	-4704.441	0.0
POINT B	31.22	-2931.219	0.0	-4315.938	0.0



Exemple - appui 2 - courbe enveloppe moments mini

$$\frac{R_{\max} \cdot d}{8} = \frac{1318,0 \cdot (0,50 + 2 \cdot 0,972)}{8} = 4,03$$

L'écrêtement est $\approx 5107 - 4704 = 403 \text{ t.m.}$

Au moment minimal sur appuis associer la réaction maximale (position des surcharges)

INTERPOLATION PARABOLIQUE DES MOMENTS FLECHISSANTS

LES RESULTATS DES DEUX PREMIERES COLONNES(C.P.) NE TIENNENT PAS COMPTE DE LA SOMME A VALOIR.

-COMPTE TENU DES ECRETEMENTS SUR APPUIS INTERMEDIAIRES(POUR LES MOMENTS EXTREMES UNIQUEMENT)

TRAVFF 1

*	OSSATURE	*	OSSATURE ET	•	MOMENT EXTREME CIVIL	•	MOMENT EXTREME MILITAIRE	•
•	SEULE	*	SUPERSTRUCTURES	•	MAXIMAL	*	MINIMAL	•

SECTION

1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	244.441	291.805	511.762	231.531	0.0	0.0	0.0
3	446.910	533.477	945.488	412.930	0.0	0.0	0.0
4	607.398	725.027	1301.195	544.207	0.0	0.0	0.0
5	725.926	866.461	1578.879	625.379	0.0	0.0	0.0
6	802.469	957.766	1778.531	656.406	0.0	0.0	0.0
7	837.031	998.938	1900.137	637.305	0.0	0.0	0.0
8	829.629	990.000	1943.742	568.094	0.0	0.0	0.0
9	780.250	930.930	1909.305	448.758	0.0	0.0	0.0
10	688.887	821.719	1796.832	279.277	0.0	0.0	0.0
11	555.551	662.398	1606.336	59.680	0.0	0.0	0.0
12	380.246	452.961	1337.820	-210.027	0.0	0.0	0.0
13	162.965	193.391	991.293	-529.859	0.0	0.0	0.0
14	-96.293	-116.301	569.043	-902.156	0.0	0.0	0.0
15	-397.430	-476.008	73.738	-1329.344	0.0	0.0	0.0
16	-740.785	-886.109	-498.820	-1807.910	0.0	0.0	0.0
17	-1129.172	-1349.383	-973.051	-2340.715	0.0	0.0	0.0
18	-1567.137	-1870.375	-1530.367	-2932.410	0.0	0.0	0.0
19	-2059.250	-2453.699	-2141.457	-3587.652	0.0	0.0	0.0
20	-2610.117	-3103.887	-2796.930	-4311.113	0.0	0.0	0.0
21	-3224.058	-3825.300	-3202.074	-4704.441	0.0	0.0	0.0
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	-529.699	-633.992	-146.012	-1514.598	0.0	0.0	0.0
24	780.246	930.930	1909.313	448.754	0.0	0.0	0.0

NOTA- SECTIONS PARTICULIERES DANS LA TRAVEE : 22 FIN DE GOUSSET GAUCHE
 23 AMORCE DE GOUSSET DROITE
 24 SECTION A L'ABSCISSE 0,4 D(1)
 0,5 D(II)
 0,6 D(NT)

INTERPOLATION PARABOLIQUE DES MOMENTS FLECHISSANTS

LES RESULTATS DES DEUX PREMIERES COLONNES(C.P.) NE TIENNENT PAS COMPTE DE LA SOMME A VALOIR.

-COMPTE TENU DES ECRETEMENTS SUR APPUIS INTERMÉDIAIRES(POUR LES MOMENTS EXTREMES UNIQUEMENT)

TRAVÉE 2

*	OSSATURE	*	OSSATURE ET	*	MOMENT EXTREME CIVIL	*	MOMENT EXTREME MILITAIRE	*
*	SEULE	*	SUPERSTRUCTURES	*	MAXIMAL	*	MINIMAL	*
							MAXIMAL	
							MINIMAL	

SECTION

1	-3224.058	-3825.300	-3202.074	-4704.441	0.0	0.0
2	-2364.891	-2814.422	-2544.594	-3810.063	0.0	0.0
3	-1625.891	-1939.582	-1687.344	-2721.875	0.0	0.0
4	-994.871	-1188.828	-922.777	-1867.625	0.0	0.0
5	-458.488	-548.641	-185.710	-1158.039	0.0	0.0
6	-6.320	-8.598	524.754	-549.672	0.0	0.0
7	363.879	433.484	1026.648	-49.746	0.0	0.0
8	651.797	777.324	1543.000	351.699	0.0	0.0
9	857.418	1022.926	1900.938	654.793	0.0	0.0
10	980.797	1170.242	2115.688	855.309	0.0	0.0
11	1021.914	1219.250	2187.188	916.000	0.0	0.0
12	980.797	1170.242	2115.688	855.309	0.0	0.0
13	857.418	1022.926	1900.938	654.793	0.0	0.0
14	651.797	777.324	1543.000	351.699	0.0	0.0
15	363.879	433.484	1026.648	-49.746	0.0	0.0
16	-6.320	-8.598	524.754	-549.672	0.0	0.0
17	-458.488	-548.641	-185.710	-1158.039	0.0	0.0
18	-994.871	-1188.828	-922.777	-1867.625	0.0	0.0
19	-1625.891	-1939.582	-1687.344	-2721.875	0.0	0.0
20	-2364.891	-2814.422	-2544.594	-3810.063	0.0	0.0
21	-3224.058	-3825.300	-3202.074	-4704.441	0.0	0.0
22	-458.785	-548.930	-175.742	-1158.371	0.0	0.0
23	-458.785	-548.930	-175.742	-1158.371	0.0	0.0
24	1021.922	1219.371	2187.250	916.023	0.0	0.0

NOTA- SECTIONS PARTICULIERES DANS LA TRAVEE : 22 FIN DE GOUSSET GAUCHE
 23 AMORCE DE GOUSSET DROITE
 24 SECTION A L'ABSCISSE 0,4 D(I)
 0,5 D(II)
 0,6 D(NT)

DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

DETERMINATION DE LA SECTION CRITIQUE

ABSCISSE 16-50

HMIMC = 0,889

CONDITION MECANIQUE

OPTION

EPAISSEUR DE LA DALLE
DANS LA SECTION CRITIQUE

EFFORT DE PRECONTRAINTE
MINIMAL MAXIMAL

GEOMETRIE IMPOSEE

HINIC
1,000

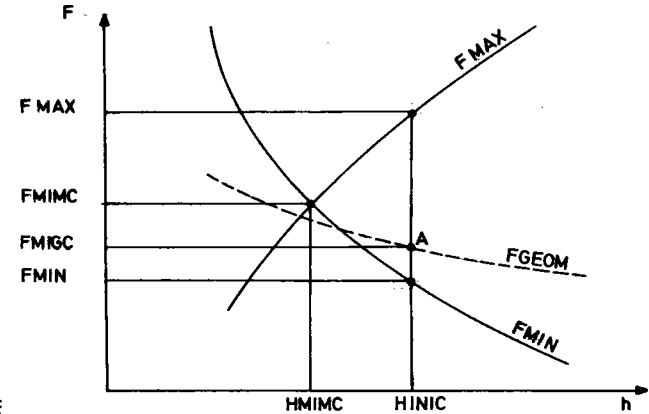
FMIN
4330.

FMAX
6640.

CONDITION GEOMETRIQUE

TRAVÉE DETERMINANTE

EFFORT DE PRECONTRAINTE



2

FMIGC
4549.

REALISATION DE LA PRECONTRAINTE

C'est le couple (HINIC, FMIGC) qui est retenu en définitive

NOMBRES DE CABLES

COUVERTURE MINIMALE

DISPOSITION DES CABLES

38

.128

38 CABLES ISOLES

Distance du centre de gravité
des armatures au parement
horizontal le plus proche dans
les zones d'écartement maximales

Disposition non conforme
puisque l'on a utilisé le
décalage fictif.

TRACE DU CABLE DEFINITIF

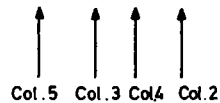
MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

INFORMATIQUE

	* FORCE DE PRECONTRAINTÉ	• FUSEAU LIMITE SUPERIEUR	• FUSEAU LIMITE INFERIEUR	↓ LOI DE K	* EXCENTREMENT CABLE CONCORDANT	* EXCENTREMENT CABLE TRANSFORME
TRAVÉE 1						
SECTION						
1	4881.977	0.157	-0.195	0.385	-0.050	-0.060
2	4881.824	0.052	-0.243	0.449	-0.111	-0.114
3	4877.867	-0.037	-0.280	0.505	-0.157	-0.164
4	4870.242	-0.111	-0.308	0.554	-0.199	-0.209
5	4861.945	-0.168	-0.325	0.596	-0.232	-0.245
6	4856.441	-0.210	-0.332	0.630	-0.255	-0.272
7	4833.113	-0.236	-0.331	0.656	-0.269	-0.289
8	4815.656	-0.247	-0.318	0.676	-0.270	-0.293
9	4810.820	-0.240	-0.294	0.687	-0.257	-0.284
10	4817.508	-0.216	-0.258	0.692	-0.229	-0.259
11	4831.941	-0.176	-0.211	0.689	-0.187	-0.220
12	4848.590	-0.119	-0.154	0.678	-0.131	-0.167
13	4859.949	-0.047	-0.088	0.660	-0.061	-0.101
14	4857.957	0.040	-0.011	0.635	0.021	-0.022
15	4830.375	0.141	0.076	0.602	0.115	0.069
16	4794.836	0.275	0.176	0.562	0.232	0.182
17	4797.910	0.398	0.254	0.515	0.328	0.275
18	4802.211	0.538	0.349	0.460	0.436	0.379
19	4808.988	0.688	0.455	0.397	0.547	0.487
20	4809.777	0.848	0.569	0.327	0.660	0.597
21	4848.730	0.942	0.618	0.250	0.699	0.633

L'excentrement du câble concordant (colonne 5) par rapport à la fibre moyenne calculée en section brute est défini par

$$e_c = e_i + k (e_s - e_j)$$



* FORCE DE * FUSEAU LIMITE * FUSEAU LIMITE * LOI DE * EXCENTRÉMENT * EXCENTRÉMENT *
 PRECONTRAÎNTE SUPERIEUR INFÉRIEUR K CABLE CONCORDANT CABLE TRANSFORMÉ

TRAVÉE 2

SECTION

1	4848.730	0.942	0.618	0.250	0.699	0.633
2	4719.102	0.796	0.518	0.506	0.659	0.592
3	4647.930	0.587	0.354	0.689	0.515	0.448
4	4600.836	0.391	0.203	0.816	0.357	0.290
5	4582.648	0.197	0.054	0.899	0.183	0.116
6	4598.598	0.043	0.081	0.950	0.036	-0.030
7	4580.547	-0.067	-0.190	0.979	-0.070	-0.137
8	4516.918	-0.185	-0.279	0.993	-0.186	-0.252
9	4433.262	-0.272	-0.348	0.998	-0.272	-0.339
10	4359.480	-0.329	-0.397	1.000	-0.329	-0.395
11	4316.430	-0.350	-0.413	1.000	-0.350	-0.417
12	4359.684	-0.329	-0.397	1.000	-0.329	-0.395
13	4433.457	-0.272	-0.348	0.998	-0.272	-0.339
14	4517.094	-0.185	-0.279	0.993	-0.186	-0.252
15	4580.711	0.067	-0.190	0.979	-0.070	-0.137
16	4598.715	0.043	-0.081	0.950	0.036	-0.030
17	4582.898	0.197	0.052	0.899	0.183	0.116
18	4600.891	0.391	0.203	0.816	0.357	0.290
19	4647.965	0.587	0.354	0.689	0.515	0.448
20	4719.113	0.796	0.518	0.506	0.659	0.592
21	4848.730	0.942	0.618	0.250	0.699	0.633

CARACTERISTIQUES DES FAMILLES DE CABLES INTRODUITES POUR VERIFICATION

Suite 3 . VERIFICATION

FAMILLE 1

NATURE DES CABLES	1
NOMBRE DES CABLES	38
TRAVÉE D'ORIGINE	1
SECTION D'ORIGINE	1
TRAVÉE D'EXTREMITÉ	3
SECTION D'EXTREMITÉ	21
POURCENTAGE DES CABLES	
MIS EN TENSION EN 1ÈRE SÉRIE	60
NATURE DES ANCRAGES	3
TENSION AUX ANCRAGES	139740,

Donnée ARMA des cartes C, obligatoirement 1 si CABLAGE = 1, 2 ou 3.

Dans le cas d'espèce : récapitulation des résultats du dimensionnement pour lesquels il va être maintenant procédé à une vérification.
 Dans le cas d'une vérification de précontrainte assurée par câbles non filants (CABLAGE = 4), les caractéristiques des autres familles de câbles figurent à cet emplacement.

ORDONNÉE DU CABLE MOYEN DANS CHAQUE FAMILLE
PAR RAPPORT A L'INTRADOS

UNE ORDONNÉE NULLE SIGNIFIE QU'IL N'EXISTE PAS DE CABLE DE LA FAMILLE CONSIDÉRÉE DANS LA SECTION

LES COTES CI-APRES SONT OBTENUES APRES LISSAGE DU TRACE

FAMILLE 1

TRAVÉE 1

SECTION

1	0.502
2	0.448
3	0.398
4	0.353
5	0.317
6	0.290
7	0.273
8	0.268
9	0.278
10	0.303
11	0.342
12	0.394
13	0.461
14	0.539
15	0.630
16	0.790
17	0.961
18	1.143
19	1.330
20	1.509
21	1.605

Distance du centre de gravité des armatures au fond du coffrage
attention : cette cote ne correspond pas aux axes de gaines .
tenir compte du décalage réel

SECTIONS PARTICULIÈRES

23	0.662
24	0.278

FAMILLE 1

TRAVÉE 2

SECTION

1	1.605
2	1.447
3	1.222
4	0.967
5	0.671
6	0.531
7	0.425
8	0.309
9	0.223
10	0.166
11	0.145
12	0.166
13	0.223
14	0.309
15	0.425
16	0.531
17	0.671
18	0.967
19	1.222
20	1.447
21	1.605

Distance à l'extrados $1750 - 1605 = 0,145$

(couverture admissible $> 0,128$)

Egalité des couvertures sur appuis
et au point de moment maximum.

SECTIONS PARTICULIÈRES

22	0.678
23	0.678
24	0.145

	AIRE NETTE	MOMENT STATIQUE / EXTRADOS	MOMENT D'INERTIE / FIBRE MOYENNE	VS	VI
TRAVÉE 1					
SECTION					
1	7.351	3.216	0.656	0.437	-0.563
2	7.351	3.210	0.655	0.437	-0.563
3	7.351	3.204	0.654	0.436	-0.564
4	7.351	3.199	0.652	0.435	-0.565
5	7.351	3.195	0.650	0.435	-0.565
6	7.351	3.192	0.648	0.434	-0.566
7	7.351	3.190	0.647	0.434	-0.566
8	7.351	3.190	0.647	0.434	-0.566
9	7.351	3.191	0.648	0.434	-0.566
10	7.351	3.193	0.649	0.434	-0.566
11	7.351	3.198	0.651	0.435	-0.565
12	7.351	3.204	0.654	0.436	-0.564
13	7.351	3.211	0.656	0.437	-0.563
14	7.351	3.220	0.657	0.438	-0.562
15	7.351	3.230	0.656	0.439	-0.561
16	7.859	3.767	0.827	0.479	-0.606
17	8.699	4.742	1.174	0.545	-0.683
18	9.519	5.811	1.598	0.610	-0.760
19	10.328	6.982	2.110	0.676	-0.837
20	11.116	8.235	2.710	0.741	-0.914
21	11.635	9.118	3.168	0.784	-0.966
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	7.351	3.233	0.656	0.440	-0.560

	AIR NETTE	MOMENT STATIQUE / EXTRADOS	MOMENT D'INERTIE / FIBRE MOYENNE	VS	VI
TRAVÉE 2					
SECTION					
1	11.635	9.118	3.168	0.784	-0.966
2	10.802	7.722	2.456	0.715	-0.883
3	9.684	6.045	1.691	0.624	-0.775
4	8.536	4.548	1.098	0.533	-0.667
5	7.351	3.234	0.655	0.440	-0.560
6	7.351	3.219	0.657	0.438	-0.562
7	7.351	3.207	0.655	0.436	-0.564
8	7.351	3.194	0.650	0.434	-0.566
9	7.351	3.185	0.644	0.433	-0.567
10	7.351	3.178	0.639	0.432	-0.568
11	7.351	3.176	0.637	0.432	-0.568
12	7.351	3.178	0.639	0.432	-0.568
13	7.351	3.185	0.644	0.433	-0.567
14	7.351	3.194	0.650	0.434	-0.566
15	7.351	3.207	0.655	0.436	-0.564
16	7.351	3.219	0.657	0.438	-0.562
17	7.351	3.234	0.655	0.440	-0.560
18	8.536	4.548	1.098	0.533	-0.667
19	9.684	6.045	1.691	0.624	-0.775
20	10.802	7.722	2.456	0.715	-0.883
21	11.635	9.118	3.168	0.784	-0.966
22	7.351	3.235	0.655	0.440	-0.560
23	7.351	3.235	0.655	0.440	-0.560
24	7.351	3.176	0.637	0.432	-0.568

LOI DES TENSIONS APRES PERTES STATIQUES

FAMILLE NO 1

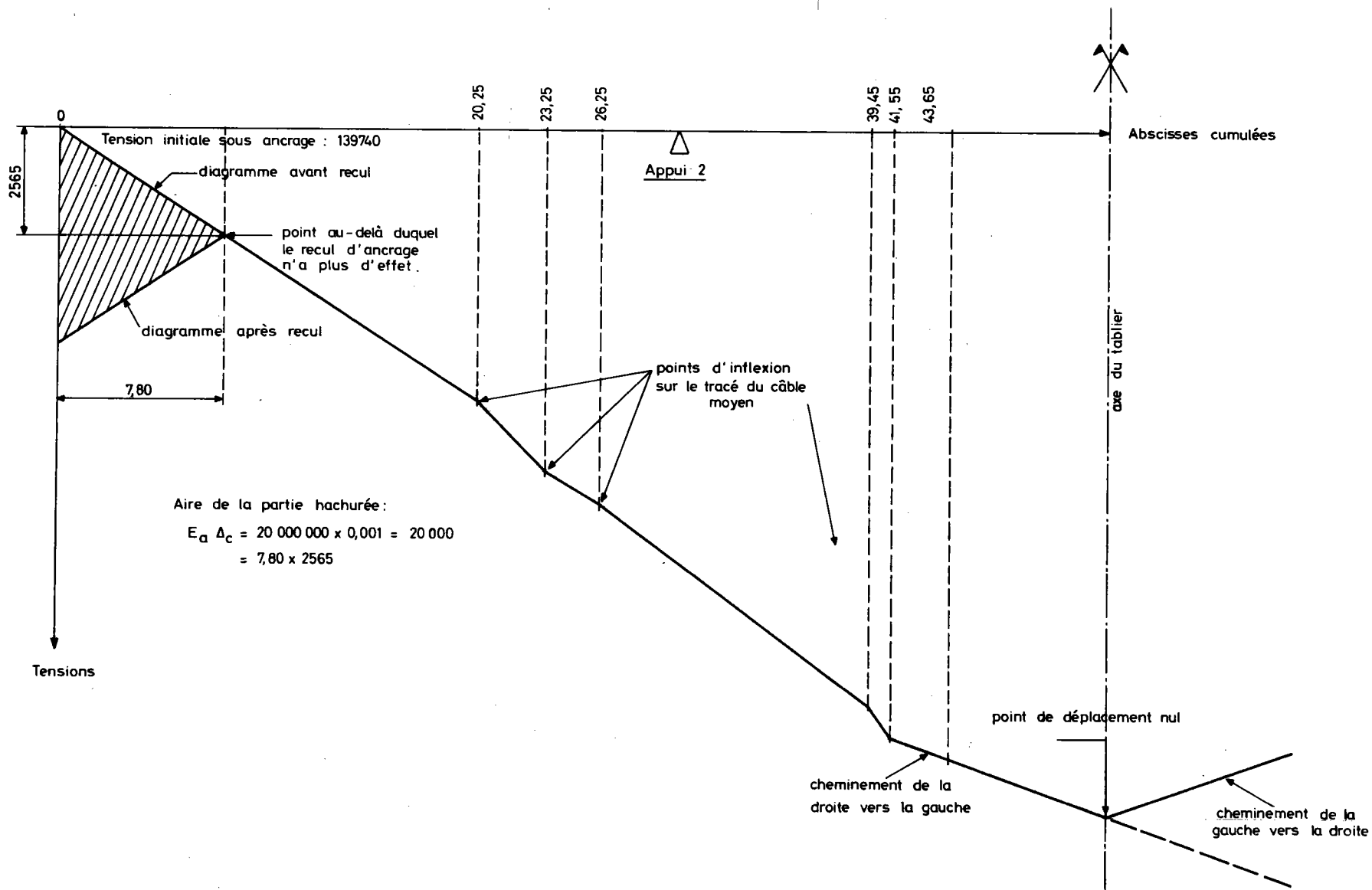
POSITION DES POINTS D'INFLEXION SUR LE TRACE DU CABLE

* DE LA GAUCHE VERS LA DROITE *				* DE LA DROITE VERS LA GAUCHE *			
* ABSCISSE	* DELTAA	* TA	*	ABSCISSE	DELTAB	TS	*
0.0	0.	134610.		0.0	5341.	106384.	
20.25	6680.	133060.		20.25	1360.	111724.	
23.25	1600.	131461.		23.25	715.	113084.	
26.25	826.	130634.		26.25	4369.	113799.	
39.45	4830.	125804.		39.45	712.	118168.	
41.55	754.	125050.		41.55	469.	118881.	
43.65	491.	124559.		43.65	5214.	119350.	
58.35	5214.	119345.		58.35	491.	124564.	
60.45	469.	118876.		60.45	752.	125055.	
62.55	710.	118166.		62.55	4827.	125807.	
75.75	4367.	113799.		75.75	826.	130635.	
78.75	715.	113084.		78.75	1600.	131461.	
81.75	1360.	111724.		81.75	6680.	133060.	
102.00	5340.	106384.		102.00	0.	134610.	

POINT DE DÉPLACEMENT NUL : ABSCISSE : 50.99 TS= 121955.

PERTES DUES AU REcul DES ANCRAGES (MODE = 3)

L'EFFET DU REcul DES ANCRAGES SE FAIT SENTIR A GAUCHE JUSQU'A L'ABSCISSE : 7.80 DELTAS : 2565.
 L'EFFET DU REcul DES ANCRAGES SE FAIT SENTIR A DROITE A PARTIR DE : 94.20 DELTBS : 2565.



TABEAU DES PERTES DE TENSION DANS LA FAMILLE 1

INFORMATIQUE

TENSION SOUS ANCRAGE = 139740.

MODE = 3

TRAVÉE 1 SECTION	* P E R T E S * R A C C O U R C I S S E M E N T E L A S T I Q U E *						* P E R T E S D I F F E R E E S *			
	* STATIQUES *	DELTA T1	DELTA T1P1	DELTA T2	DELTA T2P2	DELTA T3	DELTA T3P3	DELTA T4	DELTA T5	DELTA T6
	T _s	ΔT ₁	ΔT ₁ '	ΔT ₂	ΔT ₂ '	ΔT ₃	ΔT ₃ '	ΔT ₄ relaxation	ΔT ₅ retrait	ΔT ₆ fluage
1	134610.	1365.	0.	891.	0.	1782.	0.	8798.	5000.	7033.
2	135103.	1384.	0.	983.	0.	1966.	0.	8888.	5000.	7214.
3	135597.	1391.	0.	1118.	0.	2236.	0.	8961.	5000.	7390.
4	136090.	1401.	0.	1278.	0.	2555.	0.	9024.	5000.	7592.
5	136584.	1418.	0.	1437.	0.	2874.	0.	9086.	5000.	7814.
6	137077.	1443.	0.	1569.	0.	3138.	0.	9159.	5000.	8026.
7	136777.	1462.	0.	1650.	0.	3301.	0.	9041.	5000.	8172.
8	136282.	1469.	0.	1660.	0.	3320.	0.	8904.	5000.	8213.
9	135786.	1460.	0.	1590.	0.	3180.	0.	8803.	5000.	8124.
10	135290.	1433.	0.	1449.	0.	2899.	0.	8735.	5000.	7903.
11	134795.	1396.	0.	1263.	0.	2525.	0.	8687.	5000.	7582.
12	134299.	1356.	0.	1068.	0.	2135.	0.	8644.	5000.	7221.
13	133804.	1322.	0.	910.	0.	1821.	0.	8584.	5000.	6905.
14	133308.	1300.	0.	843.	0.	1686.	0.	8486.	5000.	6728.
15	132660.	1291.	0.	921.	0.	1842.	0.	8286.	5000.	6773.
16	131860.	1230.	0.	1107.	0.	2214.	0.	8014.	5000.	6737.
17	131254.	1067.	0.	1189.	0.	2378.	0.	7850.	5000.	6187.
18	130841.	916.	0.	1289.	0.	2578.	0.	7728.	5000.	5716.
19	130360.	755.	0.	1375.	0.	2750.	0.	7596.	5000.	5202.
20	129811.	568.	0.	1421.	0.	2841.	0.	7468.	5000.	4547.
21	129262.	286.	0.	1378.	0.	2755.	0.	7389.	5000.	3424.

Voir définitions pages 114 à 119 du manuel

* PERTES * R A C C O U R C I S S E M E N T E L A S T I Q U E * PERTES DIFFERÉES **INFORMATIQUE**
 *STATIQUES * DELTAT1 * DELTATP1 * DELTAT2 * DELTATP2 * DELTAT3 * DELTATP3 * DELTAT4 * DELTAT5 * DELTAT6 *

TRAVFF 2

SECTION

1	129262.	286.	0.	1378.	0.	2755.	0.	7389.	5000.	3424.
2	128494.	658.	0.	1425.	0.	2849.	0.	7128.	5000.	4903.
3	127725.	981.	0.	1429.	0.	2858.	0.	6893.	5000.	6142.
4	126957.	1217.	0.	1294.	0.	2588.	0.	6726.	5000.	6908.
5	126189.	1289.	0.	985.	0.	1969.	0.	6649.	5000.	6859.
6	125477.	1205.	0.	786.	0.	1572.	0.	6554.	5000.	6315.
7	124805.	1120.	0.	874.	0.	1747.	0.	6385.	5000.	6125.
8	124187.	1117.	0.	1202.	0.	2404.	0.	6119.	5000.	6539.
9	123442.	1171.	0.	1604.	0.	3208.	0.	5794.	5000.	7169.
10	122697.	1240.	0.	1934.	0.	3868.	0.	5498.	5000.	7701.
11	121957.	1268.	0.	2065.	0.	4131.	0.	5283.	5000.	7897.
12	122702.	1240.	0.	1934.	0.	3868.	0.	5499.	5000.	7701.
13	123447.	1171.	0.	1604.	0.	3208.	0.	5795.	5000.	7169.
14	124191.	1117.	0.	1202.	0.	2404.	0.	6120.	5000.	6539.
15	124810.	1120.	0.	874.	0.	1747.	0.	6386.	5000.	6125.
16	125431.	1205.	0.	786.	0.	1572.	0.	6555.	5000.	6315.
17	126191.	1289.	0.	984.	0.	1968.	0.	6650.	5000.	6857.
18	126959.	1216.	0.	1293.	0.	2586.	0.	6727.	5000.	6905.
19	127727.	980.	0.	1429.	0.	2857.	0.	6894.	5000.	6140.
20	128495.	658.	0.	1424.	0.	2849.	0.	7128.	5000.	4903.
21	129263.	286.	0.	1378.	0.	2755.	0.	7389.	5000.	3424.

TABLEAU DES TENSIONS DANS LES ARMATURES SOUS LES DIVERS ETATS

FAMILLE NO 1

Nombre de câbles mis en tension en 1^{ère} phase

NCAB1 = 22

Nombre de câbles mis en tension en 2^e phase

NCAB2 = 16

1^{ère} mise en tension

2^{ème} mise en tension

Mise en service
90 jours

Ouvrage toutes
pertes déduites

TRAVÉE 1

SECTION

	* TT1 *	DELTA TP4	* TT2 *	DELTA TS4	DELTA TP5	* DELTA TP6 *	T90	* T INFINI *
		ΔT_4		ΔT_4	ΔT_5	ΔT_6		
1	133245.	4059.	129978.	4839.	2250.	3165.	122159.	111582.
2	133719.	4116.	130280.	4888.	2250.	3246.	122365.	111648.
3	134206.	4175.	130521.	4929.	2250.	3325.	122522.	111675.
4	134689.	4234.	130721.	4963.	2250.	3416.	122632.	111646.
5	135165.	4292.	130918.	4997.	2250.	3516.	122730.	111593.
6	135634.	4350.	131154.	5037.	2250.	3612.	122865.	111580.
7	135316.	4311.	130738.	4973.	2250.	3677.	122425.	111112.
8	134813.	4249.	130260.	4897.	2250.	3696.	121967.	110693.
9	134326.	4190.	129916.	4842.	2250.	3656.	121683.	110503.
10	133857.	4133.	129692.	4804.	2250.	3556.	121562.	110534.
11	133399.	4077.	129547.	4778.	2250.	3412.	121553.	110724.
12	132943.	4023.	129415.	4754.	2250.	3249.	121575.	110964.
13	132481.	3967.	129220.	4721.	2250.	3107.	121522.	111111.
14	132008.	3911.	128878.	4667.	2250.	3028.	121280.	111011.
15	131369.	3836.	128157.	4557.	2250.	3048.	120603.	110399.
16	130630.	3749.	127151.	4408.	2250.	3032.	119711.	109649.
17	130187.	3697.	126541.	4318.	2250.	2784.	119407.	109722.
18	129925.	3667.	126075.	4250.	2250.	2572.	119203.	109831.
19	129604.	3630.	125573.	4178.	2250.	2341.	118982.	109953.
20	129243.	3588.	125086.	4107.	2250.	2046.	118836.	110224.
21	128976.	3558.	124787.	4064.	2250.	1541.	119067.	111109.

Voir définition
page 120 du manuel

TRAVÉE 2	* TT1	* DFI TATP4	* TT2	* DELTATS4	* DELTATP5	* DELTATP6	* T90	* T INFINI
SECTION								
1	128976.	3558.	124787.	4064.	2250.	1541.	119067.	111109.
2	127835.	3428.	123807.	3920.	2250.	2207.	117487.	108832.
3	126745.	3305.	122918.	3791.	2250.	2764.	116096.	106866.
4	125740.	3194.	122293.	3699.	2250.	3109.	115151.	105575.
5	124900.	3102.	122027.	3657.	2250.	3086.	114894.	105380.
6	124223.	3028.	121672.	3605.	2250.	2842.	114793.	105620.
7	123685.	2970.	120995.	3512.	2250.	2756.	114259.	105267.
8	123069.	2904.	119899.	3365.	2250.	2943.	113084.	103984.
9	122271.	2820.	118540.	3187.	2250.	3226.	111568.	102268.
10	121457.	2734.	117284.	3024.	2250.	3465.	110186.	100726.
11	120639.	2654.	116369.	2906.	2250.	3554.	109252.	99781.
12	121462.	2735.	117289.	3025.	2250.	3465.	110190.	100730.
13	122275.	2820.	118544.	3187.	2250.	3226.	111573.	102272.
14	123074.	2905.	119904.	3366.	2250.	2943.	113088.	103987.
15	123689.	2971.	120999.	3512.	2250.	2756.	114263.	105271.
16	124227.	3029.	121676.	3605.	2250.	2842.	114796.	105623.
17	124902.	3102.	122030.	3657.	2250.	3085.	114898.	105385.
18	125743.	3194.	122297.	3700.	2250.	3107.	115156.	105581.
19	126747.	3305.	122920.	3791.	2250.	2763.	116099.	106869.
20	127837.	3428.	123808.	3920.	2250.	2206.	117488.	108834.
21	128977.	3558.	124788.	4064.	2250.	1541.	119067.	111109.

FAMILLE NO 1

$$M_H^{(L)} = - \int F e M^{(L)}$$

puis interpolation linéaire entre appuis

	* 1ERE MISE EN TENSION *		* 2EME MISE EN TENSION *		* 90 JOURS *		* TEMPS T INFINI *	
	* LOT DE F *	MH	* LOT DE F *	MH	* LOT DE F *	MH	* LOT DE F *	MH
TRAVEE 1	$F = \sum^m N CAB1 \times TTI \times SECAB \times 10^6$		$F = \sum^m N CAB2 \times TT2 \times SECAB \times 10^6$		$F = \sum^m N CAB \times T90 \times SECAB \times 10^6$		$F = \sum N CAB \times TINFINI \times SECAB \times 10^6$	
SECTION								
1	3386.	0.	5705.	0.	5362.	0.	4897.	0.
2	3398.	12.	5718.	19.	5371.	18.	4900.	16.
3	3410.	23.	5729.	39.	5377.	36.	4901.	33.
4	3422.	35.	5737.	58.	5382.	54.	4900.	49.
5	3435.	46.	5746.	77.	5387.	72.	4898.	65.
6	3446.	58.	5756.	97.	5393.	90.	4897.	81.
7	3438.	70.	5738.	116.	5373.	108.	4877.	98.
8	3426.	81.	5717.	136.	5353.	126.	4858.	114.
9	3413.	93.	5702.	155.	5341.	144.	4850.	130.
10	3401.	104.	5692.	174.	5335.	162.	4851.	146.
11	3390.	116.	5686.	194.	5335.	180.	4860.	163.
12	3378.	127.	5680.	213.	5336.	198.	4870.	179.
13	3366.	139.	5671.	232.	5334.	216.	4877.	195.
14	3354.	151.	5656.	252.	5323.	234.	4872.	212.
15	3338.	162.	5625.	271.	5293.	252.	4845.	228.
16	3319.	174.	5581.	291.	5254.	271.	4813.	244.
17	3308.	185.	5554.	310.	5241.	289.	4816.	260.
18	3301.	197.	5533.	329.	5232.	307.	4820.	277.
19	3293.	209.	5511.	349.	5222.	325.	4826.	293.
20	3284.	220.	5490.	368.	5216.	343.	4838.	309.
21	3277.	232.	5477.	387.	5226.	361.	4877.	325. #
22	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
23	3331.	167.	5607.	279.	5278.	260.	4832.	234.

45

p.33 p.33
 4877 (e_c - e_d)
 (Voir page 40 du manuel)

	1ERE MISE EN TENSION *		2EME MISE EN TENSION		90 JOURS		TEMPS T INFINI *	
	LOI DE F *	MH	LOI DE F *	MH	LOI DE F *	MH	LOI DE F *	MH
TRAVFF 2								
SECTION								
1	3277.	232.	5477.	387.	5226.	361.	4877.	325.
2	3248.	232.	5434.	387.	5156.	361.	4777.	325.
3	3221.	232.	5395.	387.	5095.	361.	4690.	325.
4	3195.	232.	5367.	387.	5054.	361.	4634.	325.
5	3174.	232.	5356.	387.	5043.	361.	4625.	325.
6	3156.	232.	5340.	387.	5038.	361.	4636.	325.
7	3143.	232.	5310.	387.	5015.	361.	4620.	325.
8	3127.	232.	5262.	387.	4963.	361.	4564.	325.
9	3107.	232.	5203.	387.	4897.	361.	4489.	325.
10	3086.	232.	5148.	387.	4836.	361.	4421.	325.
11	3067.	232.	5107.	387.	4795.	361.	4379.	326.
12	3086.	232.	5148.	387.	4836.	361.	4421.	326.
13	3107.	232.	5203.	388.	4897.	361.	4489.	326.
14	3127.	232.	5263.	388.	4963.	361.	4564.	326.
15	3143.	232.	5311.	388.	5015.	361.	4620.	326.
16	3157.	232.	5340.	388.	5038.	361.	4636.	326.
17	3174.	232.	5356.	388.	5043.	361.	4625.	326.
18	3195.	232.	5368.	388.	5054.	361.	4634.	326.
19	3221.	232.	5395.	388.	5096.	361.	4690.	326.
20	3248.	232.	5434.	388.	5157.	361.	4777.	326.
21	3277.	232.	5477.	388.	5226.	361.	4877.	326.
22	3174.	232.	5356.	387.	5043.	361.	4625.	325.
23	3174.	232.	5356.	388.	5043.	361.	4625.	326.
24	3067.	232.	5107.	387.	4795.	361.	4379.	326.

TABLÉAU DES CONTRAINTES NORMALES SOUS LES DIVERS ETATS

POUR CHAQUE SECTION = 1RE LIGNE - FIBRE SUPÉRIEURE
2ÈME LIGNE - FIBRE INFÉRIEURE

* MISE EN PRÉCONTRAINTE* OUVRAGE EN SERVICE A 90 JOURS * OUVRAGE EN SERVICE AU TEMPS T INFINI *

* SURCHARGES CIVILES * * SURCHARGES CIVILES * SURCHARGES MILITAIRES*

TRAVÉE 1 SECTION	PHASE 1 (NCABI CABLES) Seulement		PHASE 2 * A VIDE *		* SURCHARGES CIVILES *		* SURCHARGES CIVILES *		* SURCHARGES MILITAIRES*	
	MAXI	MINI	MAXI	MINI	MAXI	MINI	MAXI	MINI	MAXI	MINI
1	324. 637.	545. 1073.	512. 1008.	512. 1008.	468. 921.	468. 921.	468. 921.	0. 0.	0. 0.	0. 0.
2	374. 580.	516. 1119.	527. 998.	670. 809.	483. 1050.	498. 889.	641. 700.	454. 941.	0. 0.	0. 0.
3	404. 549.	473. 1184.	521. 1013.	788. 658.	433. 1117.	507. 883.	774. 528.	419. 987.	0. 0.	0. 0.
4	419. 537.	422. 1256.	501. 1044.	876. 545.	371. 1201.	500. 895.	875. 396.	370. 1052.	0. 0.	0. 0.
5	422. 539.	373. 1326.	476. 1082.	941. 462.	303. 1292.	486. 916.	951. 296.	313. 1125.	0. 0.	0. 0.
6	419. 547.	333. 1384.	452. 1117.	989. 401.	238. 1380.	470. 938.	1007. 222.	256. 1201.	0. 0.	0. 0.
7	411. 557.	303. 1418.	430. 1141.	1021. 353.	174. 1457.	453. 955.	1044. 167.	197. 1271.	0. 0.	0. 0.
8	404. 562.	294. 1423.	421. 1146.	1047. 312.	125. 1516.	444. 961.	1070. 126.	148. 1330.	0. 0.	0. 0.
9	401. 560.	313. 1393.	429. 1131.	1072. 276.	93. 1552.	447. 953.	1091. 98.	112. 1374.	0. 0.	0. 0.
10	404. 551.	359. 1327.	456. 1091.	1097. 242.	82. 1564.	465. 928.	1106. 79.	91. 1401.	0. 0.	0. 0.
11	411. 536.	433. 1226.	501. 1029.	1123. 210.	90. 1552.	496. 888.	1117. 69.	84. 1410.	0. < 1470	0. 0.
12	421. 516.	530. 1093.	562. 946.	1146. 182.	114. 1518.	539. 831.	1123. 67.	90. 1403.	0. > 0	0. 0.
13	431. 495.	649. 932.	636. 844.	1165. 158.	152. 1465.	591. 759.	1120. 74.	107. 1381.	0. < 1470	0. 0.
14	442. 477.	787. 748.	722. 728.	1179. 140.	198. 1399.	652. 678.	1110. 89.	128. 1349.	0. < 1470	0. 0.
15	453. 463.	943. 544.	818. 603.	1186. 126.	246. 1324.	719. 590.	1087. 112.	148. 1311.	0. 0.	0. 0.

16	448. 400.	1046. 297.	873. 423.	1098. 126.	339. 1085.	754. 446.	979. 149.	220. 1108.	0. 0.	0. 0.
17	370. 406.	976. 228.	788. 386.	962. 152.	328. 947.	671. 422.	845. 188.	211. 983.	0. 0.	0. 0.
18	307. 411.	920. 175.	719. 357.	849. 177.	313. 844.	604. 403.	734. 223.	198. 890.	0. 0.	0. 0.
19	246. 426.	855. 151.	648. 349.	748. 206.	284. 780.	537. 401.	637. 257.	173. 831.	0. 0.	0. 0.
20	176. 460.	773. 166.	562. 375.	646. 251.	232. 762.	458. 428.	542. 304.	128. 815.	0. 0.	0. 0.
21	59. 576.	634. 289.	418. 511.	572. 298.	200. 756.	324. 560.	478. 347.	106. 805.	0. 0.	0. 0.
22	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.
23	438. 482.	979. 497.	828. 588.	1156. 160.	237. 1330.	720. 588.	1048. 160.	129. 1330.	0. 0.	0. 0.
24	401. 561.	313. 1393.	429. 1131.	1072. 276.	93. 1552.	447. 953.	1091. 98.	112. 1374.	0. 0.	0. 0.

Colonne nulle si $\sum_m PCENT = 0$

Attention : le programme n'édite pas de message d'avertissement en cas de dépassement

MISE EN PRECONTRAINTES OUVRAGE EN SERVICE A 90 JOURS *

OUVRAGE EN SERVICE AU TEMPS T INFINI

INFORMATIQUE

* SURCHARGES CIVILES *

* SURCHARGES CIVILES *SURCHARGES MILITAIRES*

* PHASE 1 * PHASE 2 * A VIDE * MAXI * MINI * A VIDE * MAXI * MINI * MAXI * MINI *

TRAVFF 2

SECTION

SECTION	PHASE 1	PHASE 2	A VIDE	MAXI	MINI	A VIDE	MAXI	MINI	MAXI	MINI
1	59. 576.	634. 289.	418. 511.	572. 298.	200. 756.	324. 560.	478. 347.	106. 805.	0. 0.	0. 0.
2	213. 426.	819. 130.	609. 335.	688. 218.	319. 673.	501. 389.	580. 272.	212. 727.	0. 0.	0. 0.
3	350. 326.	991. 34.	784. 223.	878. 90.	496. 564.	663. 281.	756. 147.	374. 621.	0. 0.	0. 0.
4	469. 268.	1115. 32.	926. 188.	1055. 12.	596. 587.	798. 237.	927. 61.	469. 635.	0. 0.	0. 0.
5	516. 332.	1080. 289.	936. 377.	1179. 58.	527. 889.	824. 390.	1068. 71.	415. 902.	0. 0.	0. 0.
6	515. 319.	871. 541.	817. 516.	1173. 60.	456. 979.	747. 481.	1103. 24.	386. 944.	0. 0.	0. 0.
7	539. 290.	737. 710.	753. 597.	1143. 87.	426. 1014.	713. 527.	1102. 16.	385. 943.	0. 0.	0. 0.
8	490. 353.	518. 984.	597. 791.	1098. 124.	302. 1161.	587. 678.	1089. 12.	292. 1049.	0. 0.	0. 0.
9	448. 405.	353. 1188.	477. 931.	1054. 158.	216. 1255.	493. 783.	1070. 10.	231. 1107.	0. 0.	0. 0.
10	416. 443.	242. 1320.	397. 1022.	1020. 182.	168. 1301.	429. 849.	1053. 9.	200. 1128.	0. 0.	0. 0.
11	402. 456.	199. 1364.	365. 1052.	1005. 189.	143. 1322.	404. 870.	1043. 7. > 0	181. < 1470	0. 0.	0. 0.
12	416. 443.	242. 1320.	397. 1022.	1020. 182.	168. 1301.	429. 849.	1053. 9.	200. 1128.	0. 0.	0. 0.
13	448. 405.	353. 1188.	477. 931.	1054. 158.	216. 1255.	493. 783.	1070. 10.	231. 1107.	0. 0.	0. 0.
14	490. 353.	518. 984.	597. 791.	1098. 124.	302. 1161.	587. 678.	1089. 12.	292. 1049.	0. 0.	0. 0.
15	539. 290.	737. 710.	754. 597.	1143. 87.	426. 1014.	713. 527.	1102. 16.	385. 943.	0. 0.	0. 0.
16	515. 319.	871. 540.	817. 516.	1173. 60.	456. 979.	747. 481.	1103. 24.	386. 944.	0. 0.	0. 0.
17	516. 1079.	935. 1179.	526. 824.	1067. 415.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	0. 0.	

25

INFORMATIQUE

	333.	290.	378.	59.	890.	391.	72.	902.	0.	0.
18	469.	1115.	925.	1054.	596.	798.	927.	469.	0.	0.
	268.	32.	189.	13.	587.	238.	62.	636.	0.	0.
19	349.	990.	784.	877.	495.	663.	756.	374.	0.	0.
	327.	34.	224.	90.	564.	281.	148.	622.	0.	0.
20	213.	819.	609.	688.	319.	501.	580.	212.	0.	0.
	426.	130.	335.	218.	673.	389.	272.	727.	0.	0.
21	59.	634.	418.	572.	200.	324.	478.	106.	0.	0.
	576.	289.	511.	298.	756.	560.	347.	805.	0.	0.
22	531.	1105.	959.	1210.	550.	845.	1096.	436.	0.	0.
	314.	258.	348.	20.	859.	363.	35.	875.	0.	0.
23	530.	1104.	958.	1209.	549.	845.	1095.	435.	0.	0.
	314.	259.	349.	21.	860.	364.	36.	876.	0.	0.
24	402.	199.	365.	1005.	143.	404.	1043.	181.	0.	0.
	456.	1364.	1052.	189.	1322.	870.	7.	1140.	0.	0.

Attention : le programme n'édié pas de message d'avertissement en cas de dépassement

VERIFICATION COMPLEMENTAIRE DES CONTRAINTES NORMALES SUR APPUIS AU TEMPS INFINI
(MOMENTS FLECHISSANTS NON ECRETES)

APPUI	* A VIDE *	* C.P. + SURCHARGES CIVILES *		* C.P. + SURCHARGES MILITAIRES *	
		* MAXI *	* MINI *	* MAXI *	* MINI *
2	324. 537.	404. 438.	7. 928.	1270. -630.	1270. -630.
3	324. 537.	404. 438.	7. 928.	1270. -630.	1270. -630.

Cette vérification complémentaire sert de base à la détermination du ferrailage longitudinal passif sur appuis, selon les modalités définies dans le dossier pilote PSI-DE 67 pièce 2.6 page 64. Le calcul des contraintes est fait en application des formules σ_5 et σ_1 définies pages 122 et 123 où M est le moment sur appuis pris sur la courbe enveloppe non écartée (voir page 29).

VERIFICATION A LA RUPTURE AUX MOMENTS FLECHISSANTS

* CONTRAINTES SOUS MG+1,8MQ * MOMENT APPLIQUE * MOMENTS RESISTANTS DE RUPTURE * MOMENT FISSURATION*
 * FIBRE SUPERIEURE * FIBRE INFERIEURE * MG+1,8MQ * MRB * MRA * MF *

TRAVÉE NO 2

SECTION

SECTION	* FIBRE SUPERIEURE *	* FIBRE INFERIEURE *	* MOMENT APPLIQUE * MG+1,8MQ	* MRB *	* MRA *	* MOMENT FISSURATION* MF
1	601. -68.	176. 1001.				
2	643. -20.	178. 997.				
3	830. 143.	41. 894.				
4	1031. 205.	-80. 954.				
5	1263. 88.	-185. 1311.				
6	1387. 98.	-341. 1315.	951.	2440.	2964.	1207.
7	1414. 123.	-393. 1276.	1501.	3480.	3637.	1696.
8	1490. 56.	-522. 1345.	2156.	4798.	4368.	2199.
9	1531. 22.	-609. 1366.	2603.	5914.	4916.	2548.
10	1552. 17.	-663. 1352.	2872.	6701.	5273.	2756.
11	1555. 4.	-683. 1357.	2962.	7011.	5408.	2823.
12	1552. 17.	-663. 1352.	2872.	6700.	5273.	2756.
13	1531. 22.	-609. 1366.	2603.	5914.	4916.	2548.
14	1490. 56.	-522. 1345.	2156.	4798.	4368.	2199.
15	1414. 123.	-393. 1276.	1501.	3480.	3637.	1696.
16	1387. 98.	-341. 1315.	951.	2440.	2964.	1207.
17	1262. 87.	-184. 1312.				

Les contraintes majorées ne sortent pas du domaine de résistance du béton (0,80₂₈, 0,80₂₈), la sécurité à la rupture est, a priori, assurée.

18	1630. 205.	-79. 955.
19	830. 143.	41. 894.
20	643. -20.	178. 997.
21	601. -68.	176. 1001.

(Dédits des moments hyperstatiques de précontrainte sur appuis - Temps T infini)

APPUI 1
 ET 11.
 APPUI 2G
 APPUI 2D
 ET 0.
 APPUI 3G
 APPUI 3D
 ET -11.
 APPUI 4

APPUI 1 11.
 APPUI 2 -11.
 APPUI 3 -11.
 APPUI 4 11.

COURBE ENVELOPPE DES EFFORTS TRANCHANTS

* EFFORTS TRANCHANTS-SURCHARGÉS+PRÉC. HYPERSTATIQUE * PRECONTR. * COURBE ENVELOPPE *
 * MAX. CIVIL * MIN. CIVIL * MAX. MILIT * MIN. MILIT * ISOSTATIQUE * CIVILE * MILITAIRE *

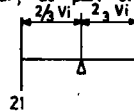
TRAVÉE 1

SECTION

1	378.	182.	11.	11.	-177.	202.	0.
2	335.	137.	11.	11.	-142.	193.	0.
3	292.	93.	11.	11.	-107.	185.	0.
4	249.	48.	11.	11.	-72.	177.	0.
5	206.	3.	11.	11.	-37.	169.	0.
6	163.	-41.	11.	11.	-2.	161.	0.
7	119.	-86.	11.	11.	33.	153.	0.
8	76.	-131.	11.	11.	68.	144.	0.
9	33.	-176.	11.	11.	103.	136.	0.
10	-10.	-221.	11.	11.	138.	128.	0.
11	-53.	-265.	11.	11.	173.	120.	0.
12	-96.	-310.	11.	11.	208.	112.	0.
13	-139.	-354.	11.	11.	243.	111.	0.
14	-182.	-399.	11.	11.	278.	121.	0.
15	-225.	-444.	11.	11.	244.	199.	0.
16	-268.	-488.	11.	11.	340.	148.	0.
17	-311.	-533.	11.	11.	301.	232.	0.
18	-355.	-578.	11.	11.	325.	252.	0.
19	-398.	-622.	11.	11.	309.	313.	0.
20	-441.	-667.	11.	11.	254.	413.	0.
21	-465.	-692.	11.	11.	222.	471.	0.
22	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
23	-242.	-461.	11.	11.	401.	159.	0.

Exceptionnellement les sections 21 et 1 situées généralement au droit d'un appui de continuité sont, pour les efforts tranchants, les sections respectivement situées à $\frac{2}{3} |v_i|$ de cet appui, de part et d'autre de celui-ci

(c.f Article 11 alinéa 4.3 de l'instruction provisoire)

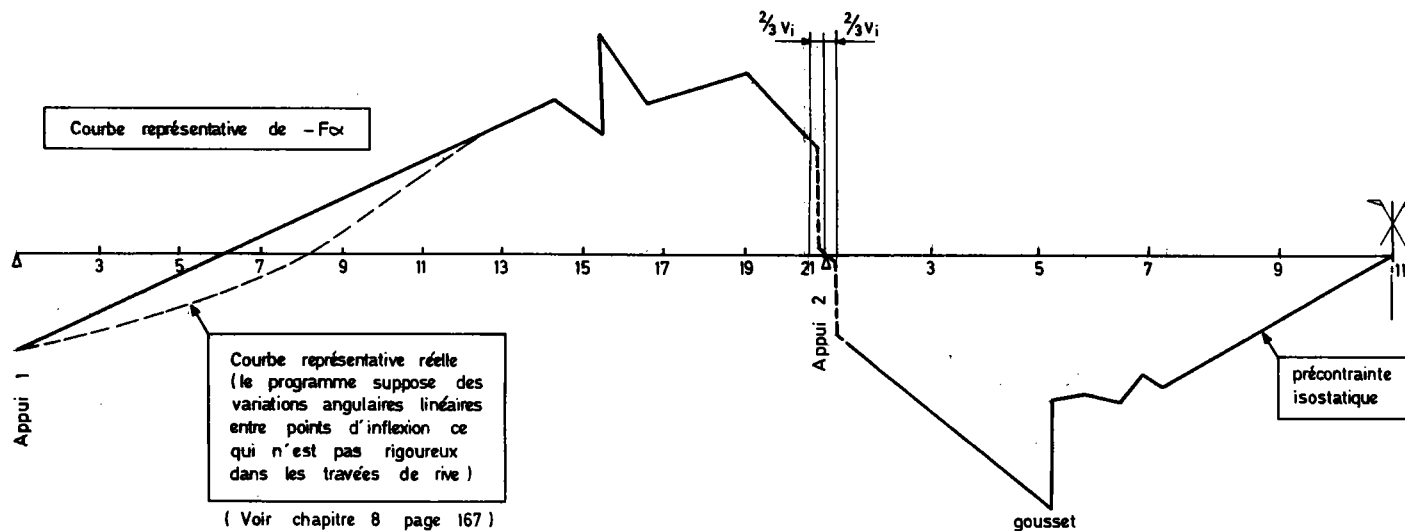


* EFFORTS TRANCHANTS-SURCHARGES+PREC. HYPERSTATIQUE * PRECONTR. * COURBE ENVELOPPE *
 * MAX. CIVIL * MIN. CIVIL * MAX. MILIT * MIN. MILIT * ISOSTATIQUE * CIVILE * MILITAIRE *

TRAVÉE 2

SECTION

1	712.	469.	0.	0.	-210.	501.	0.
2	669.	427.	0.	0.	-258.	412.	0.
3	608.	366.	0.	0.	-326.	282.	0.
4	548.	305.	0.	0.	-394.	153.	0.
5	487.	244.	0.	0.	-463.	219.	0.
6	426.	183.	0.	0.	-271.	154.	0.
7	365.	122.	0.	0.	-244.	121.	0.
8	304.	62.	0.	0.	-217.	155.	0.
9	243.	1.	0.	0.	-144.	144.	0.
10	182.	-60.	0.	0.	-72.	132.	0.
11	121.	-121.	0.	0.	-0.	121.	0.
12	60.	-182.	0.	0.	72.	132.	0.
13	-1.	-243.	0.	0.	144.	144.	0.
14	-62.	-304.	0.	0.	217.	155.	0.
15	-122.	-365.	0.	0.	244.	121.	0.
16	-183.	-426.	0.	0.	271.	155.	0.
17	-244.	-487.	0.	0.	294.	213.	0.
18	-305.	-548.	0.	0.	326.	283.	0.
19	-366.	-608.	0.	0.	394.	412.	0.
20	-427.	-669.	0.	0.	463.	501.	0.
21	-469.	-712.	0.	0.	462.	501.	0.
22	-487.	-712.	0.	0.	462.	501.	0.
23	-244.	-487.	0.	0.	462.	218.	0.



CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DU BETON-REPARTITION DES ETRIERS

INFORMATIQUE

Sections non définitives
réajustées si nécessaire après
vérification à la rupture.

* MODULE DE *
* CISAILLEMENT *

TAUB * TAUBS * TG. GAMMA * RO PRIM. A * Z *
SECTION *
ETRIEFS * ESPACEMENT *
ETRIERS *

TRAVÉE 1

SECTION

	μ	\bar{c}_b	\bar{c}'_b	$tg \gamma$	ρ_a	Z	ω	
1	0.229	46.09	224.50	0.06885	0.986	0.680	0.000863	1.055
2	0.228	44.14	224.50	0.06594	0.987	0.681	0.000790	1.063
3	0.228	42.25	224.50	0.06311	0.988	0.681	0.000723	1.071
4	0.228	40.39	224.50	0.06038	0.989	0.681	0.000661	1.079
5	0.228	38.55	224.50	0.05768	0.990	0.681	0.000602	1.087
6	0.228	36.72	224.50	0.05496	0.991	0.680	0.000546	1.095
7	0.229	34.88	224.49	0.05244	0.992	0.680	0.000494	1.102
8	0.229	33.02	224.48	0.04985	0.993	0.680	0.000445	1.110
9	0.228	31.15	224.47	0.04711	0.994	0.680	0.000396	1.118
10	0.228	29.27	224.47	0.04426	0.994	0.681	0.000349	1.126
11	0.228	27.39	224.48	0.04136	0.995	0.681	0.000305	1.134
12	0.228	25.53	224.49	0.03847	0.996	0.681	0.000264	1.142
13	0.228	25.44	224.49	0.03828	0.996	0.681	0.000262	1.142
14	0.229	27.75	224.49	0.04180	0.995	0.678	0.000313	1.133
15	0.231	45.97	224.47	0.06940	0.986	0.674	0.000867	1.055
16	0.215	31.85	223.79	0.05186	0.993	0.727	0.000444	1.210
17	0.192	44.44	221.82	0.07977	0.987	0.821	0.000951	1.301
18	0.174	43.82	219.32	0.08589	0.987	0.914	0.001001	1.452
19	0.159	49.69	216.60	0.10518	0.982	1.008	0.001385	1.561
20	0.146	60.56	213.92	0.13657	0.973	1.101	0.002195	1.624
22	0.146	68.96	213.92	0.15466	0.965	1.101	0.002854	1.562
23	0.231	36.73	224.46	0.05571	0.991	0.672	0.000553	1.095

Voir définition
page 130

Chaque section est supposée sans reprise de bétonnage

$\frac{\mu}{I b_0}$ → Moment statique de la partie de dalle située au dessus du centre de gravité / horizontale de celui-ci
→ I inertie nette de la section
→ b_0 largeur nette de la section au niveau c.d.g. tous évidements déduits (étagissements, gaines)

INFORMATIQUE

	* MODULE DE *							* SECTION	* ESPACEMENT *
	CISAILLEMENT	TAUB	TAUBS	TG.GAMMA	ROPRIM.A	Z		ETRIERS	ETRIERS
TRAVFF 2									
SECTION									
1	0.151	75.85	214.54	0.16675	0.958	1.063	0.003420	1.461	
2	0.151	62.28	214.54	0.13816	0.972	1.063	0.002294	1.557	
3	0.171	48.28	217.86	0.09872	0.984	0.930	0.001270	1.454	
4	0.197	30.10	221.33	0.05528	0.994	0.800	0.000444	1.345	
5	0.232	50.62	224.13	0.07994	0.983	0.672	0.001103	1.035	
6	0.229	35.38	224.15	0.05592	0.992	0.679	0.000535	1.100	
7	0.228	27.67	224.11	0.04394	0.995	0.681	0.000328	1.133	
8	0.228	35.40	223.97	0.05683	0.992	0.681	0.000544	1.100	
9	0.229	32.93	223.75	0.05378	0.993	0.678	0.000478	1.110	
10	0.230	30.45	223.52	0.05052	0.994	0.676	0.000415	1.121	
11	0.230	27.91	223.36	0.04674	0.995	0.675	0.000352	1.131	
12	0.230	30.46	223.52	0.05051	0.994	0.676	0.000415	1.121	
13	0.229	32.93	223.75	0.05378	0.993	0.678	0.000478	1.110	
14	0.228	35.40	223.97	0.05683	0.992	0.681	0.000544	1.100	
15	0.228	27.67	224.11	0.04394	0.995	0.681	0.000328	1.133	
16	0.229	35.43	224.15	0.05600	0.992	0.679	0.000536	1.100	
17	0.232	49.39	224.13	0.07802	0.984	0.672	0.001049	1.041	
18	0.197	30.15	221.33	0.05537	0.994	0.800	0.000445	1.345	
19	0.171	48.31	217.86	0.09877	0.984	0.930	0.001271	1.454	
20	0.151	62.30	214.54	0.13818	0.972	1.063	0.002295	1.557	
**	0.151	75.85	214.54	0.16675	0.958	1.063	0.003420	1.461	
22	0.232	50.66	224.13	0.08000	0.983	0.671	0.001105	1.035	
23	0.232	50.57	224.13	0.07986	0.983	0.671	0.001101	1.036	

SECURITE A LA RUPTURE VIS A VIS DES EFFORTS TRANCHANTS

(SURCHARGES AFFECTEES DU COEFFICIENT 1,8)

INFORMATIQUE

* EFFORT * CISAILLEMENT DU BETON * INCLINAISON DES BIELLES * C O N T R A I N T E S * SECTIONS D'ETRIERS *
 * TRANCHANT * TAURP * TAUBSP * TG2.*GAMMA * SIN2.*GAMMA* BIELLES * ETRIERES * CORRESPONDANTS *

TRAVÉE 1

SECTION

1	326.	74.62	463.14	0.22403	28800.	0.001844
2	312.	71.30	463.21	0.21393	28800.	0.001684
3	298.	68.06	463.23	0.20416	28800.	0.001536
4	284.	64.88	463.21	0.19466	28800.	0.001398
5	270.	61.73	463.16	0.18530	28800.	0.001267
6	256.	58.58	463.14	0.17588	28800.	0.001142
7	243.	55.43	462.69	0.16711	28800.	0.001028
8	229.	52.25	462.28	0.15812	28800.	0.000917
9	215.	49.04	462.09	0.14867	28800.	0.000810
10	201.	45.82	462.12	0.13887	28800.	0.000707
11	195.	44.45	462.31	0.13448	28800.	0.000665
12	212.	48.28	462.54	0.14575	28800.	0.000782
13	228.	52.17	462.69	0.15730	28800.	0.000911
14	245.	56.20	462.59	0.16959	28800.	0.001057
15	331.	76.23	461.99	0.23132	28800.	0.001943
16	286.	61.58	454.04	0.20112	28800.	0.001363
17	377.	72.31	443.26	0.26126	28800.	0.002048
18	405.	70.28	433.98	0.27757	28800.	0.002094
19	473.	75.02	425.79	0.32111	28800.	0.002549
20	580.	84.97	418.75	0.39049	28800.	0.003444
21	641.	93.95	418.75	0.43178	28800.	0.004180
23	260.	46.25	461.69	0.14072	28800.	0.000723

Puisque $\tau_{br} < \bar{\tau}_{br}$
 la justification des
 bielles de béton comprimé
 ($\sigma_{bielle} < 0,5 \sigma_{28}$)
 n'est pas nécessaire

Sections définitives
 à retenir

Au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur de la dalle

INFORMATIQUE

* EFFORT * CISAILLEMENT DU BETON * INCLINAISON DES BIELLES * C O N T R A I N T E S * SECTIONS D'ETRIERS *

TRAVÉE 2

SECTION

	* TRANCHANT *	TAURP	* TAUBSP	*TG2.*GAMMA	*SIN2.*GAMMA*	BIELLES	* ETRIERES *	CORRESPONDANTS
1	671.	101.51	420.32	0.45912			28800.	0.004792
2	576.	87.16	420.32	0.39422			28800.	0.003576
3	439.	75.12	429.41	0.31019			28800.	0.002486
4	303.	59.49	441.20	0.21918			28800.	0.001423
5	271.	62.65	456.95	0.19915			28800.	0.001379
6	289.	66.17	457.19	0.20988			28800.	0.001534
7	248.	56.62	456.83	0.18017			28800.	0.001130
8	230.	52.39	455.51	0.16879			28800.	0.000981
9	226.	51.70	453.72	0.16935			28800.	0.000971
10	222.	51.02	452.08	0.16967			28800.	0.000960
11	218.	50.23	451.07	0.16864			28800.	0.000940
12	222.	51.02	452.09	0.16967			28800.	0.000960
13	226.	51.70	453.72	0.16935			28800.	0.000971
14	230.	52.40	455.51	0.16879			28800.	0.000981
15	248.	56.61	456.84	0.18016			28800.	0.001130
16	289.	66.22	457.20	0.21003			28800.	0.001536
17	355.	82.25	456.95	0.26147			28800.	0.002361
18	303.	59.54	441.21	0.21936			28800.	0.001425
19	440.	75.15	429.42	0.31030			28800.	0.002487
20	576.	87.18	420.32	0.39427			28800.	0.003577
21	671.	101.51	420.32	0.45912			28800.	0.004792
22	271.	62.69	456.95	0.19929			28800.	0.001381
23	270.	62.60	456.95	0.19900			28800.	0.001377

Réajustement des sections précédemment calculées : sections d'étriers dont le taux de travail est la valeur minimale de $(120 \sigma_{en} ; \sigma_{arg})$
 si $\sigma_{arg} \neq 0$
 et $120 \sigma_{en}$ si $\sigma_{arg} = 0$

DALLE AVEC ENCORBELLEMENTS

* * * * *

MOMENTS TRANSVERSAUX

* * * * *

Suite 4 - MOMENTS TRANSVERSAUX
MOMENTS PRINCIPAUX
DEFORMATIONS

Section étudiée pour l'exemple
travée 2, milieu de travée
fibre étudiée : axe mécanique

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS D'ENCASTREMENT DANS LES SECTIONS S1G, S1D, S2G, S2D
EXCENTREMENT PAR RAPPORT A L AXE DE LA DALLE EQUIVALENTE -3.00, 3.00, -3.25, 3.25

TRAVÉE 2

CAS DE CHARGE

CP+QSUP
RC 1ERE FILE
RC 2EME FILE
RR
RF
A

0.450

f.M

Pour l'étude de
l'effet local
(comparer à la
roue de 3T)

S1G GAUCHE		SECTION 1		S1D DROITE		S2G GAUCHE		SECTION 2		S2D DROITE	
T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M
T _{1G}	M _{1G}	T _{1D}	M _{1D}	T _{2G}	M _{2G}	T _{2D}	M _{2D}	T _{2D}	M _{2D}	T _{2D}	M _{2D}
-2.639	-2.882	2.914	-3.722	-2.149	-2.292	2.426	-3.166	2.426	-3.166	2.426	-3.166
-2.291	-4.009	2.756	-3.445	-2.513	-3.769	3.083	-3.083	3.083	-3.083	3.083	-3.083
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.455	-4.541	3.135	-4.233	-2.769	-4.431	3.667	-4.034	3.667	-4.034	3.667	-4.034
-7.884	-5.913	6.817	-4.058	-8.066	-5.027	6.853	-3.221	6.853	-3.221	6.853	-3.221
-1.140	-0.570	1.710	-1.283	-0.855	-0.321	1.425	-0.891	1.425	-0.891	1.425	-0.891
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Moments et efforts tranchants non pondérés, mais affectés du coefficient de majoration dynamique pour les surcharges "roulantes".

Exemples de calcul (encastrement S1G)

- Surcharge A : BDGAU n'est pas surchargée par A
densité de surcharge A : 1,140

$$H_{1G} = -1 \times 1,140 \times 0,50 = -0,570$$

$$T_{1G} = -1,140$$

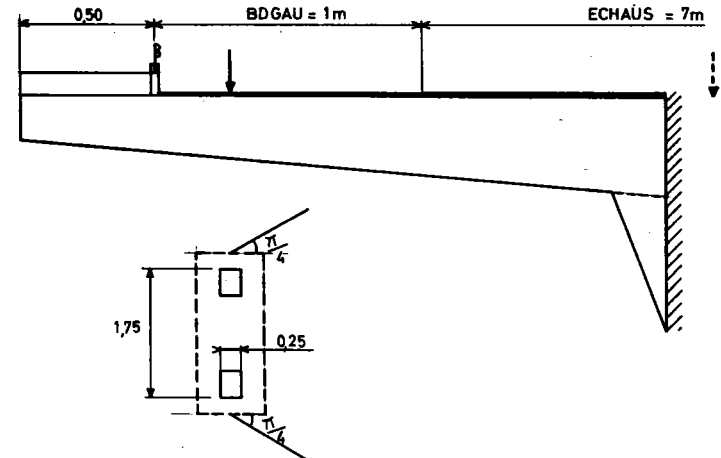
- Surcharge BC : 1 seule file de roues à 25 cm du bord intérieur du trottoir.

$$M_{1G} = \frac{-12 (2,50 - 0,50 - 0,25) \times \text{DYNABC}}{2c_1} = \frac{-12 \times 1,75 \times 1,08}{5,661} = -4,006$$

$$\text{avec } 2c_1 = \underbrace{1,75 + \frac{3}{2} \times 0,130 + 0,216}_V + \underbrace{2 \times (2,50 - 0,50 - 0,25)}_V = 5,661$$

étalement vertical étalement longitudinal

$$T_{1G} = \frac{-12 \times 1,08}{5,661} = 2,29$$



AU POINT DE LA TRAVÉE 2 DE COORDONNÉES 21.00 0.0
 DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES
 LARGEUR = 7.881 LONGUEUR = 42.000

TETA = 0.094

MOMENT DU A CP+Q SUP ENCORBELLEMENT DE GAUCHE

EFFORTS DANS LA SECTION SIG					ETALEMENT 21.00		
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE	FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	1.000	1.000	1.00000	-1232.362	1171.603	0.117	-0.123
2	0.000	0.000	0.00000	-1054.667	942.108	0.000	-0.000
3	-1.000	-1.000	-1.00000	-853.889	689.685	-0.023	0.028
4	-0.000	-0.000	-0.00001	-676.717	476.886	-0.000	0.000
5	1.000	1.000	1.00000	-534.524	317.319	0.006	-0.011

MOMENT= -2.850

MOMENT DU A CP+Q SUP ENCORBELLEMENT DE DROITE

EFFORTS DANS LA SECTION SID					ETALEMENT 21.00		
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE	FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	1.000	1.000	1.00000	-1232.367	-1171.603	-0.117	-0.123
2	0.000	0.000	0.00000	-1054.667	-942.108	-0.000	-0.000
3	-1.000	-1.000	-1.00000	-853.889	-689.685	0.023	0.028
4	-0.000	-0.000	-0.00001	-676.717	-476.886	0.000	0.000
5	1.000	1.000	1.00000	-534.524	-317.319	-0.006	-0.011

MOMENT= -3.419

MOMENT DU A LA SURCHARGE A PLACEE SUR L'ENCORBELLEMENT DE GAUCHE

EFFORTS DANS LA SECTION SIG					ETALEMENT 21.00		
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE	FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	1.000	1.000	1.00000	-1232.362	1171.603	0.117	-0.123
2	0.000	0.000	0.00000	-1054.667	942.108	0.000	-0.000
3	-1.000	-1.000	-1.00000	-853.889	689.685	-0.023	0.028
4	-0.000	-0.000	-0.00001	-676.717	476.886	-0.000	0.000
5	1.000	1.000	1.00000	-534.524	317.319	0.006	-0.011

MOMENT= -0.891

MOMENT DU A LA SURCHARGE A PLACEE SUR L'ENCORBELLEMENT DE DROITE

EFFORTS DANS LA SECTION SID					ETALEMENT 21.00		
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE	FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	1.000	1.000	1.00000	-1232.367	-1171.603	-0.117	-0.123
2	0.000	0.000	0.00000	-1054.667	-942.108	-0.000	-0.000
3	-1.000	-1.000	-1.00000	-853.889	-689.685	0.023	0.028
4	-0.000	-0.000	-0.00001	-676.717	-476.886	0.000	0.000
5	1.000	1.000	1.00000	-534.524	-317.319	-0.006	-0.011

MOMENT DU A BC PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE GAUCHE 1ERE FILE DE ROUE

EFFORTS DANS LA SECTION SIG					MIG= -4.009	TIG= -2.291	ETALEMENT	5.66
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE		FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	0.411	1.000	1.00000	-1232.362	1171.603		0.048	-0.051
2	0.749	0.000	0.00000	-1054.667	942.198		0.000	-0.000
3	0.955	-1.000	-1.00000	-853.889	689.685		0.022	-0.027
4	0.992	-0.000	-0.00001	-676.717	476.886		0.000	-0.000
5	0.854	1.000	1.00000	-534.524	317.319		0.005	-0.009

MOMENT= -2.518

MOMENT DU A BC PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE GAUCHE 2ERE FILE DE ROUE

EFFORTS DANS LA SECTION SIG					M2G= 0.0	T2G= 0.0	ETALEMENT	0.0
-----------------------------	--	--	--	--	----------	----------	-----------	-----

MOMENT= 0.0

MOMENT APORTE PAR BC PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE GAUCHE 1ERE ET 2EME FILE DE ROUE -2.518

MOMENT DU A BC PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE DROITE 1ERE FILE DE ROUE

EFFORTS DANS LA SECTION SID					MID= -3.445	TID= 2.756	ETALEMENT	4.71
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE		FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	0.345	1.000	1.00000	-1232.367	-1171.603		-0.040	-0.042
2	0.647	0.000	0.00000	-1054.667	-942.198		-0.000	-0.000
3	0.870	-1.000	-1.00000	-853.889	-689.685		-0.020	-0.025
4	0.987	-0.000	-0.00001	-676.717	-476.886		-0.000	-0.000
5	0.982	1.000	1.00000	-534.524	-317.319		-0.006	-0.010

MOMENT= -2.227

MOMENT DU A BC PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE DROITE 2ERE FILE DE ROUE

EFFORTS DANS LA SECTION SID					M2D= 0.0	T2D= 0.0	ETALEMENT	0.0
-----------------------------	--	--	--	--	----------	----------	-----------	-----

MOMENT= 0.0

MOMENT APORTE PAR BC PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE DROITE 1ERE ET 2EME FILE DE ROUE -2.227

MOMENT DU A BF PLACE SUR L'ENCORBELLEMENT DE GAUCHE

EFFORTS DANS LA SECTION SIG					MIG= -5.913	TIG= -7.884	ETALEMENT	1.43
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	FIBRE	PENTE DE LA TANGENTE		FACTEUR 4	FACTEUR 5
1	0.107	1.000	1.00000	-1232.362	1171.603		0.013	-0.013

SECTIONS ETUDIEES -B/2, 0, +B/2

TRAVEE 2 ABSCISSE LONGITUDINAL 21.00

CAS DE CHARGE

CP+QSUP
 BC 1ERE FILE
 BC 2EME FILE
 BR
 BF
 A
 TR 0.450
 CM

SECTION -1.97

GAUCHE DROITE

-2.337 -2.422
 -2.765 -1.522
 0.0 0.0
 -2.700 -1.388
 -1.318 -0.898
 -0.482 -1.198
 0.0 0.0
 0.0 0.0

SECTION 0.0

GAUCHE DROITE

-2.850 -3.419
 -2.518 -2.227
 0.0 0.0
 -2.360 -2.074
 -1.777 -1.165
 -0.891 -1.552
 0.0 0.0
 0.0 0.0

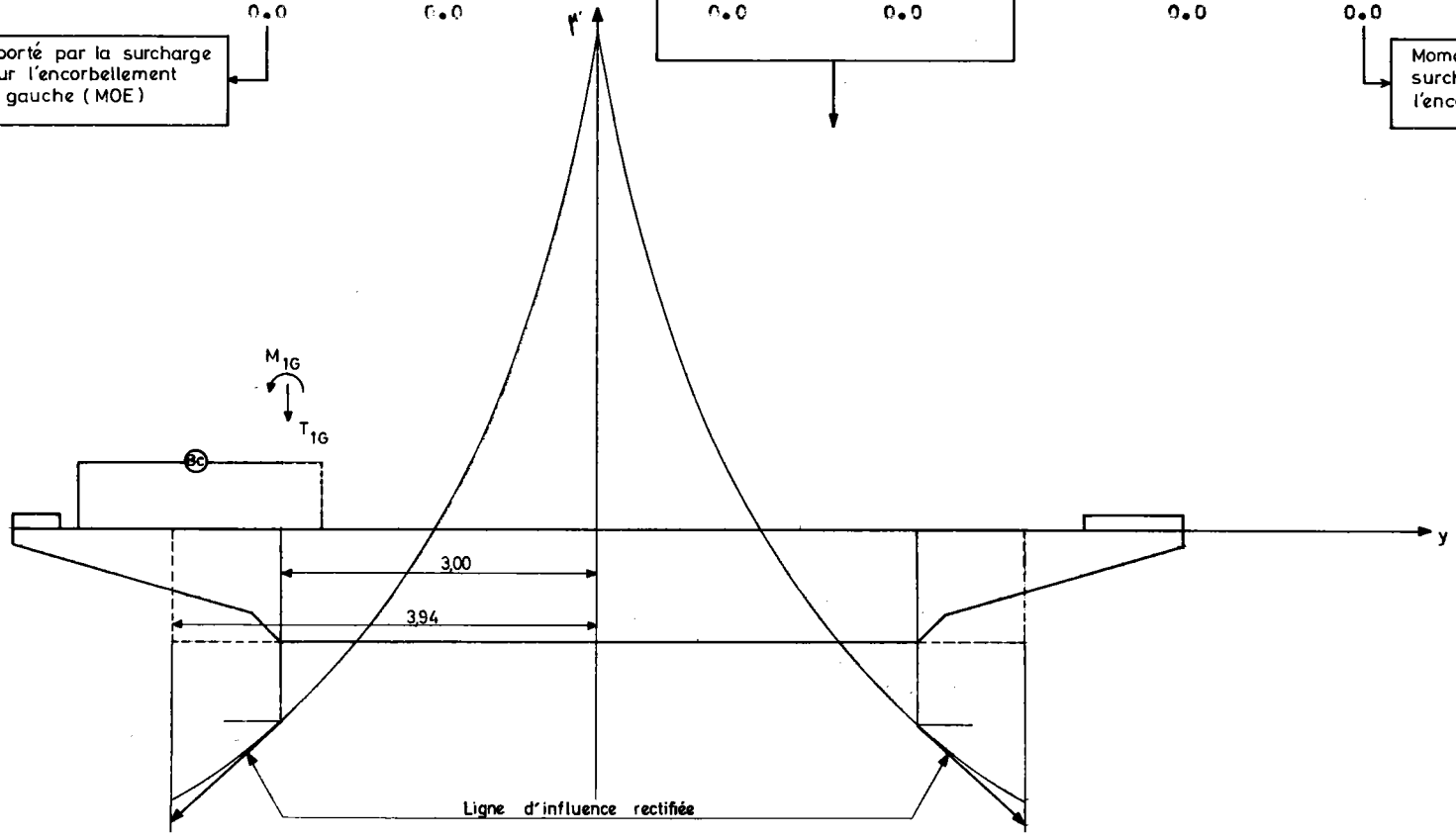
SECTION 1.97

GAUCHE DROITE

-2.072 -3.002
 -1.622 -2.139
 0.0 0.0
 -1.491 -2.096
 -1.319 -0.744
 -0.728 -1.057
 0.0 0.0
 0.0 0.0

Moment apporté par la surcharge
 disposée sur l'encorbellement
 de gauche (MOE)

Moment apporté par la
 surcharge disposée sur
 l'encorbellement de droite



MOMENTS TRANSVERSAUX PRINCIPAUX , COEFFICIENT DE POISSON NUL

AU POINT DE LA TRAVÉE 2 DE COORDONNÉES 21.00 0.0
 DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES
 LARGEUR = 7.881 LONGUEUR = 42.000

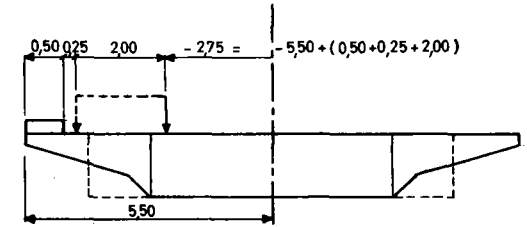
TETA = 0.094

MOMENT DU A BC (moment négatif pour surcharge à gauche)

ABSCISSE DE LA FILE DE ROUE -2.750

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	
1	0.1099	1.0000	-939.044	-939.044	-939.044	-0.211
2	0.2185	0.0000	-817.793	-817.793	-817.793	-0.000
3	0.3244	0.3333	-679.253	-679.253	-679.253	-0.150
4	0.4265	0.0000	-554.766	-554.766	-554.766	-0.000
5	0.5233	0.2000	-452.329	-452.329	-452.329	-0.097

harmoniques pairs, nuls
(milieu de travée)

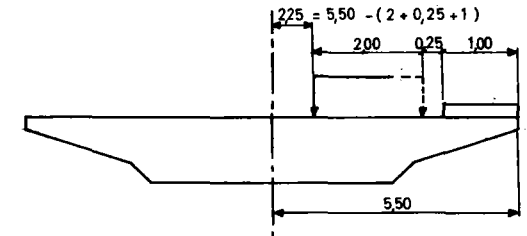


MOMENT TRANSVERSAL NEGATIF DU A L'ELEMENT DE SURCHARGE BC MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE -0.485

MOMENT DU A BC (moment négatif pour surcharge à droite)

ABSCISSE DE LA FILE DE ROUE 2.250

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	
1	0.1099	1.0000	-349.274	-349.274	-349.274	-0.078
2	0.2185	0.0000	-333.928	-333.928	-333.928	-0.000
3	0.3244	0.3333	-313.186	-313.186	-313.186	-0.069
4	0.4265	0.0000	-289.909	-289.909	-289.909	-0.000
5	0.5233	0.2000	-265.565	-265.565	-265.565	-0.057



MOMENT TRANSVERSAL NEGATIF DU A L'ELEMENT DE SURCHARGE BC MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE -0.217

2 voies = 2 camions = pas d'essai de calcul des moments négatifs autres que les précédents. (MN=0)

MOMENT POSITIF DU A BC

(surcharges centrées sur la fibre considérée)

ABSCISSES DES ROUES -2.500 -0.500 0.0 2.000

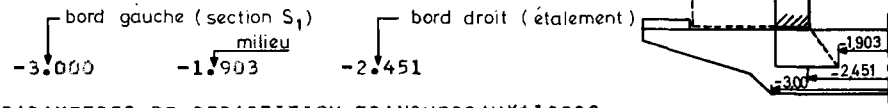
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.1099	1.0000	-644.751	1769.779	2397.908	-52.403	3470.531	0.780
2	0.2185	0.0000	-577.777	1540.617	2153.094	-85.557	3030.377	0.000
3	0.3244	0.3333	-499.413	1280.028	1873.486	-119.335	2534.765	0.560
4	0.4265	0.0000	-426.354	1047.542	1622.212	-143.761	2099.638	0.000
5	0.5233	0.2000	-363.279	857.932	1415.095	-157.204	1752.544	0.375

MOMENT TRANSVERSAL POSITIF DU A LA SURCHARGE BC MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.817

```

&NAME1
LGAU=      0.0LDRO=      0.0E=-2.5000000      -0.5000000      , 0.0      , 2.0000000      , 0.0      , -2.0000000
0.0      , 0.0      , 0.0      , 0.0      , -2.5298624      , -0.52986240      , -0.29862404E-01      , 1.9701376      ,
0.0      , 2.2500000      , 0.0      , 0.0      , 0.0      , 0.0      , 0.0      , 0.0      ,
0.0      , 0.0      , 0.0      , 1.9701376      , -3.0000000      , 3.0000000      , -0.51493073      , 2.4850683      ,
3.0000000      , 0.2500000      , 1.6250000      , 0.0      , 0.0
&FND
&NAME2
NV011=      1.8V= 2.0000000      .8T= 2.5000000
&FND
    
```

MOMENT DU A BE



ARCSSES DE LA CHARGE

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000					FACTEUR 3	MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE 5		
1	0.0477	1.0000	-1232.362	63.799	-587.237			-586.252	-0.044
2	0.0952	0.0000	-1054.667	12.689	-530.548			-527.362	-0.000
3	0.1426	0.3333	-853.889	-41.390	-463.639			-458.305	-0.034
4	0.1896	0.0000	-676.717	-83.750	-400.427			-393.696	-0.000
5	0.2362	0.2000	-534.524	-111.591	-344.964			-337.662	-0.025

MOMENT TRANSVERSAL NEGATIF DU A L'ELEMENT DE SURCHARGE BE MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE -0.109

MOMENT DU A RE

ARCSSES DE LA CHARGE

3.000 1.403 2.201

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000					FACTEUR 3	MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE 5		
1	0.0477	1.0000	-1232.367	663.979	-291.500			-289.064	-0.043
2	0.0952	0.0000	-1054.667	530.628	-285.875			-277.923	-0.000
3	0.1426	0.3333	-853.889	382.564	-276.022			-262.569	-0.039
4	0.1896	0.0000	-676.717	255.746	-262.226			-244.979	-0.000
5	0.2362	0.2000	-534.524	158.413	-245.337			-226.243	-0.034

MOMENT TRANSVERSAL NEGATIF DU A L'ELEMENT DE SURCHARGE BE MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE -0.123

MOMENT POSITIF DU A RE rouleau centré sur la fibre

ARCSSE DU CENTRE DE GRAVITE

0.0

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000					FACTEUR 3	MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE 5		
1	0.0477	1.0000	2397.908	129.455	129.455	1246.521	1246.521	1252.240	0.470
2	0.0952	0.0000	2153.094	68.476	68.476	1052.720	1052.720	1072.075	0.000
3	0.1426	0.3333	1873.486	3.202	3.202	834.197	834.197	868.912	0.325
4	0.1896	0.0000	1622.212	-49.085	-49.085	642.016	642.016	690.198	0.000
5	0.2362	0.2000	1415.095	-84.947	-84.947	488.526	488.526	547.375	0.203

MOMENT TRANSVERSAL POSITIF DU A LA SURCHARGE BE MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.057

MOMENT POSITIF DU A RR roue centrée sur la fibre

ARCSSE DE LA ROUE

0.0

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX *1000					FACTEUR 3	MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE 5		
1	0.0559	1.0000	2397.908	0.0	0.0	0.0		2397.908	0.450
2	0.1116	0.0000	2153.094	0.0	0.0	0.0		2153.094	0.000
3	0.1670	0.3333	1873.486	0.0	0.0	0.0		1873.486	0.350
4	0.2218	0.0000	1622.212	0.0	0.0	0.0		1622.212	0.000
5	0.2759	0.2000	1415.095	0.0	0.0	0.0		1415.095	0.262

MOMENT TRANSVERSAL POSITIF DU A LA SURCHARGE BR MULTIPLIE PAR LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.124

MOMENT DU A LA SURCHARGE A

ARCSSES DE LA CHARGE

0.0 -3.000 0.250 -1.500 0.125

VOIE GAUCHE

5 fibres car la fibre étudiée est sur la bande chargée

PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE 5	FACTEUR 3	MOMENT
1	1.0000	1.0000	2397.908	-1232.362	2082.293	546.341	2239.695	1399.157	2.601
2	0.0000	0.0000	2153.094	-1054.667	1841.499	427.622	1995.903	1232.259	0.000
3	-1.0000	0.3333	1873.486	-853.889	1566.822	296.415	1717.551	1042.980	-0.646
4	-0.0000	0.0000	1622.212	-676.717	1320.481	184.949	1467.545	874.846	-0.000
5	1.0000	0.2000	1415.095	-534.524	1118.034	100.475	1261.631	738.510	0.275

MOMENT TRANSVERSAL NEGATIF DU A L'ELEMENT DE SURCHARGE A 2.230

MOMENT DU A LA SURCHARGE A

ABSCISSES DE LA CHARGE 3.000 0.250 1.625

VOIE DROITE

L'ouvrage ne comporte ici que 2 voies; aucune d'elles n'est entièrement placée sur la dalle centrale; on n'étudie donc que les éléments des surcharges excentrées qui empiètent sur la dalle centrale.

HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*1000				FIBRE 5	FACTEUR 3	MOMENT
			FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4			
1	1.0000	1.0000	-1232.367	2082.293	395.962		405.629	0.638	
2	0.0000	0.0000	-1054.667	1841.499	297.044		329.168	0.000	
3	-1.0000	0.3333	-853.889	1566.822	188.552		244.524	-0.128	
4	-0.0000	0.0000	-676.717	1320.481	97.614		172.370	-0.000	
5	1.0000	0.2000	-534.524	1118.034	30.167		117.363	0.037	

MOMENT TRANSVERSAL NEGATIF DU A L'ELEMENT DE SURCHARGE A 0.547

Une note de calcul complète, édite ici le moment transversal permanent pour les charges disposées sur la nervure (poids propre, superstructures, influence de la courbure du câble).

DALLE AVEC ENCORBELLEMENTS

* * * * *

MOMENTS TRANSVERSAUX

* * * * *

TABLEAUX RECAPITULATIFS

* * * * *

RECHERCHE DU MOMENT MINIMUM

AU POINT DE LA TRAVÉE 2 DE COORDONNÉES 21.00 0.0

	CP+QSUP G+D	A G+D	BC G+D	BE GAUCHE	BE DROITE	BR GAUCHE	BR DROITE	TR G+D	CM GAUCHE	CM DROITE
MOE	-6.26843	-2.44270	-4.74535	-1.77667	-1.16520	-2.35956	-2.07359	0.0	0.0	0.0
MN1	0.0	2.77637	-0.70170	-0.10948	-0.12317	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MN2	-2.43390	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	-8.70233	0.33367	-5.44705	-1.88616	-1.28837	-2.35956	-2.07359	0.0	0.0	0.0

MOMENT CIVIL MINIMUM= -14.149

400/450 MOE TR(G+D)= 0.0

MOMENT MILITAIRE MINIMUM= 0.0

RECHERCHE DU MOMENT MAXIMUM

AU POINT DE LA TRAVÉE 2 DE COORDONNÉES 21.00 0.0

MOE CP+QSUP	MN2 NRVURE	MN2 (A)	MN2 (BC)	MN2 (BE)	MN2 (BR)	MN2 (CM)
-6.26843	-2.43390	0.0	1.81669	1.05724	1.12447	0.0
MOMENT CIVIL MAXIMUM	-6.88563			MOMENT MILITAIRE MAXIMUM	0.0	

- Pas de pondération des surcharges
- Coefficient de POISSON nul
- Coefficient dynamique compris

MOMENTS LONGITUDINAUX PRINCIPAUX
* * * * *

par mètre de largeur droite
de dalle équivalente

TRAVÉE 2

DALLE EN BETON ARME TRANSVERSALEMENT

CAS DE CHARGE 2

Charge permanente + superstructures + précontrainte + surcharge A

LIGNE D APPUIS 2
* * * * *

MOMENT GLOBAL DE PRÉCONTRAINTÉ	MOMENT EXTREME MINIMAL	MOMENT PRINCIPAL MINIMAL	MOMENT EXTREME MAXIMAL	MOMENT PRINCIPAL MAXIMAL
3424.133	-5030.734	-203.336	-3502.198	-9.880

$M_p = F_w + M_H$ dans la section	$M_G + M_Q^-$	$\left[M_p + M_G + 1,2 M_Q^- \right]$ $\times \sin \psi / 2b$	$H_G + M_Q^+$	$\left[M_p + M_G + 1,2 M_Q^- \right]$ $\times \sin \psi / 2b$
--------------------------------------	---------------	---	---------------	---

QUART DE TRAVÉE 2
* * * * *

175.032	-549.408	-47.506	524.779	88.802
---------	----------	---------	---------	--------

MILIEU DE TRAVÉE 2
* * * * *

-1523.740	916.013	-77.117	2162.802	81.094
-----------	---------	---------	----------	--------

QUART DE TRAVÉE 2
* * * * *

175.042	-549.830	-47.559	524.378	88.753
---------	----------	---------	---------	--------

LIGNE D APPUIS 3
* * * * *

3424.144	-5031.141	-203.386	-3502.580	-9.927
----------	-----------	----------	-----------	--------

TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS LONGITUDINAUX PRINCIPAUX

* * * * *

DALLE EN BETON ARME TRANSVERSALEMENT

		MOMENT MINIMAL	MOMENT MAXIMAL
LIGNE D APPUIS 2			
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	-50.773	-50.773
	MCP+(TR+A)	-203.336	-9.880
	MCP+(TR+BC)	-124.664	-30.729
	MCP+(TR+BE)	-64.146	-46.829
	MCP+(TR+BR)	-57.620	-48.735
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0
QUART DE TRAVÉE 2			
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	21.127	21.127
	MCP+(TR+A)	-47.506	88.802
	MCP+(TR+BC)	-12.514	57.588
	MCP+(TR+BE)	14.508	32.029
	MCP+(TR+BR)	17.706	26.708
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0
MILIEU DE TRAVÉE 2			
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	-38.629	-38.629
	MCP+(TR+A)	<u>-77.117</u>	<u>81.094</u>
	MCP+(TR+BC)	-57.089	25.798
	MCP+(TR+BE)	-41.723	-22.426
	MCP+(TR+BR)	-40.228	-30.333
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0
QUART DE TRAVÉE 2			
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	21.074	21.074
	MCP+(TR+A)	-47.559	88.753
	MCP+(TR+BC)	-12.566	57.535
	MCP+(TR+BE)	14.456	31.977
	MCP+(TR+BR)	17.654	26.656
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0
LIGNE D APPUIS 3			
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	-50.820	-50.820
	MCP+(TR+A)	-203.386	-9.927
	MCP+(TR+BC)	-126.255	-30.368
	MCP+(TR+BE)	-64.200	-46.876
	MCP+(TR+BR)	-57.670	-48.782
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0

MOMENTS TRANSVERSAUX PRINCIPAUX
* * * * *

TRAVÉE 2

DALLE EN BÉTON ARMÉ TRANSVERSALEMENT

CAS DE CHARGE 2 Charge permanente + trottoirs + A

ABSCISSE DE LA FIBRE	PLUS GRAND MOMENT MINIMUM	PLUS GRAND MOMENT MAXIMUM	MOMENT PRINCIPAL LONGITUDINAL MIN	MOMENT PRINCIPAL LONGITUDINAL MAX	MOMENT MINIMUM	MOMENT MAXIMUM
LIGNE D APPUIS 2 * * * * *						
-1.97			-203.336	-9.880	-40.783	-1.982
0.0			-203.336	-9.880	-40.783	-1.982
1.97			-203.336	-9.880	-40.783	-1.982
QUART DE TRAVÉE 2 * * * * *						
-1.97	-0.463	0.140	-47.506	88.802	-2.246	3.472
0.0	-1.822	-2.135	-47.506	88.802	-3.605	1.198
1.97	-0.859	-0.160	-47.506	88.802	-2.642	3.172
MILIEU DE TRAVÉE 2 * * * * *						
-1.97	-8.650	-8.006	-77.117	81.094	-11.544	-4.963
0.0	-8.368	-8.702	-77.117	81.094	-11.000	-5.397
1.97	-9.069	-8.322	-77.117	81.094	-11.963	-5.279
<p style="text-align: center;"> $M_{yG} + 1,2 M_{yQ} + k \gamma M_x$ page 69 page 71 page 71 </p>						
QUART DE TRAVÉE 2 * * * * *						
-1.97	-0.463	0.140	-47.559	88.753	-2.248	3.471
0.0	-1.822	-2.135	-47.559	88.753	-3.607	1.196
1.97	-0.859	-0.160	-47.559	88.753	-2.644	3.171
LIGNE D APPUIS 3 * * * * *						
-1.97			-203.386	-9.927	-40.793	-1.991
0.0			-203.386	-9.927	-40.793	-1.991
1.97			-203.386	-9.927	-40.793	-1.991

72

- Pondération de l'effet des surcharges (MATET = 1, B.A transversalement)
 - Influence du coefficient de POISSON

DALLE EN BETON ARME TRANSVERSALEMENT

ARCSSES TRANSVERSALES DES FIBRES		-1.97		0.0		1.97	
		MOMENT MINIMAL	MOMENT MAXIMAL	MOMENT MINIMAL	MOMENT MAXIMAL	MOMENT MINIMAL	MOMENT MAXIMAL
LIGNE D APPUIS 2							
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	-10.183	-10.183	-10.183	-10.183	-10.183	-10.183
	MCP+(TR+A)	-40.783	-1.982	-40.783	-1.982	-40.783	-1.982
	MCP+(TR+BC)	-25.004	-6.163	-25.004	-6.163	-25.004	-6.163
	MCP+(TR+BE)	-12.866	-9.392	-12.866	-9.392	-12.866	-9.392
	MCP+(TR+BR)	-11.557	-9.775	-11.557	-9.775	-11.557	-9.775
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
QUART DE TRAVEE 2							
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	0.933	0.933	-1.342	-1.342	0.633	0.633
	MCP+(TR+A)	-2.246	3.472	-3.605	1.198	-2.642	3.172
	MCP+(TR+BC)	-4.551	3.445	-7.763	1.651	-3.979	3.145
	MCP+(TR+BE)	-0.393	1.911	-3.316	0.021	-0.983	1.611
	MCP+(TR+BR)	-1.685	1.952	-3.705	-0.143	-1.399	1.652
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MILIEU DE TRAVEE 2							
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	-9.456	-9.456	-9.889	<u>-9.889</u>	-9.771	-9.771
	MCP+(TR+A)	-11.544	-4.963	-11.000	-5.397	-11.963	-5.279
	MCP+(TR+BC)	-14.595	-5.754	-16.029	-5.655	-13.967	-6.069
	MCP+(TR+BE)	-10.744	-8.208	<u>-11.892</u>	-8.224	-11.363	-8.524
	MCP+(TR+BR)	-12.216	-8.212	-12.309	<u>-8.454</u>	-11.928	-8.528
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
QUART DE TRAVEE 2							
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	0.931	0.931	-1.344	-1.344	0.631	0.631
	MCP+(TR+A)	-2.248	3.471	-3.607	1.196	-2.644	3.171
	MCP+(TR+BC)	-4.553	3.443	-7.765	1.649	-3.981	3.143
	MCP+(TR+BE)	-0.395	1.909	-3.318	0.019	-0.985	1.609
	MCP+(TR+BR)	-1.687	1.950	-3.707	-0.145	-1.401	1.650
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LIGNE D APPUIS 3							
SURCHARGES CIVILES	MCP+TR	-10.193	-10.193	-10.193	-10.193	-10.193	-10.193
	MCP+(TR+A)	-40.793	-1.991	-40.793	-1.991	-40.793	-1.991
	MCP+(TR+BC)	-25.323	-6.091	-25.323	-6.091	-25.323	-6.091
	MCP+(TR+BE)	-12.877	-9.402	-12.877	-9.402	-12.877	-9.402
	MCP+(TR+BR)	-11.567	-9.784	-11.567	-9.784	-11.567	-9.784
SURCHARGES MILITAIRES	MCP+(400/450TR+CM)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

LIGNES D INFLUENCE DE LA DEFORMATION EN MILIEU DE TRAVÉE

MILIEU DE TRAV 1 TRAV 2 TRAV 3

TRAVÉE 1 DIVISION

1	0.0	0.0	0.0
2	-0.000022	0.000012	-0.000004
3	-0.000044	0.000023	-0.000007
4	-0.000065	0.000035	-0.000011
5	-0.000084	0.000045	-0.000014
6	-0.000102	0.000055	-0.000017
7	-0.000116	0.000064	-0.000020
8	-0.000129	0.000072	-0.000022
9	-0.000136	0.000078	-0.000024
10	-0.000142	0.000083	-0.000026
11	-0.000141	0.000086	-0.000027
12	-0.000137	0.000087	-0.000027
13	-0.000127	0.000086	-0.000027
14	-0.000116	0.000083	-0.000026
15	-0.000100	0.000077	-0.000024
16	-0.000084	0.000068	-0.000021
17	-0.000067	0.000057	-0.000018
18	-0.000050	0.000045	-0.000014
19	-0.000032	0.000031	-0.000010
20	-0.000016	0.000016	-0.000005
21	-0.000000	-0.000000	0.000000

Déformation moyenne : déformation de la poutre de même portée que la dalle calculée et de même inertie.
Module d'élasticité E_i des données.

TRAVÉE 2 DIVISION

1	0.0	0.0	0.0
2	0.000021	-0.000025	0.000007
3	0.000041	-0.000051	0.000015
4	0.000058	-0.000079	0.000023
5	0.000073	-0.000108	0.000033
6	0.000083	-0.000139	0.000042
7	0.000090	-0.000166	0.000052
8	0.000093	-0.000193	0.000062
9	0.000093	-0.000212	0.000071
10	0.000091	-0.000228	0.000079
11	0.000086	-0.000230	0.000086
12	0.000079	-0.000228	0.000091
13	0.000071	-0.000212	0.000093
14	0.000062	-0.000193	0.000093
15	0.000052	-0.000166	0.000090
16	0.000042	-0.000139	0.000083
17	0.000033	-0.000108	0.000073
18	0.000023	-0.000079	0.000058
19	0.000015	-0.000051	0.000041
20	0.000007	-0.000025	0.000021
21	-0.000000	-0.000000	0.000000

TRAVÉE 3 DIVISION

1	0.0	0.0	0.0
2	-0.000005	0.000016	-0.000016
3	-0.000010	0.000031	-0.000032
4	-0.000014	0.000045	-0.000050
5	-0.000018	0.000057	-0.000067
6	-0.000021	0.000068	-0.000084

EFFET D UNE DENIVELLATION DE 0.01 M. SUR CHAQUE APPUI SUCCESSIVEMENT

	· APPU 1	APPU 2	APPU 3	APPU 4	
MOMENT SUR APPUI 2		-20.561	40.973	-28.427	8.015
MOMENT SUR APPUI 3		8.015	-28.427	40.973	-20.561

Dénivellation de la poutre de même portée et de même inertie
 Module de déformation différée E_v (effet des tassements d'appuis)

LETTRE DE COMMANDE
DE CALCUL AUTOMATIQUE DE PONT
PROGRAMME M.C.P.

1/ Adresser la commande à :

Monsieur l'Ingénieur Général des Ponts et Chaussées
Directeur du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes



A l'attention de Monsieur l'Ingénieur
Chargé du 6ème Arrondissement
B.P. 100

92 - B A G N E U X

2/ 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

- Département
- Arrondissement ou organisme demandeur
- Nom de l'Ingénieur ayant rempli le bordereau des données
- Nature de la voirie (1) :
Projet autoroutier - voirie nationale - voirie départementale -
voirie vicinale - voirie urbaine
- But du calcul (1) :
Avant-projet - étude d'exécution - contrôle - vérification.

(1) rayer les mentions inutiles.

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

A l'attention de M.

Tel :

- Adresse à laquelle devra être expédiée la facture

A l'attention de M.

Tel :

3/ Impression de la note de calcul

La note de calcul doit elle être expédiée			
en deux exemplaires imprimés	oui	non	(1)
en deux exemplaires dont un photo-réduit au format 210 x 297	oui	non	(1)
en 1 exemplaire imprimé plus un exemplaire sur calque	oui	non	(1)

Fait à le 19

Signature

(répétée en lettres majuscules pour lisibilité).

(1) rayer la mention inutile.

TABLEAU A BIS : programme projeteur

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Caract. mécaniques des câbles	K1	K2	K3	TENMOY 1	PCENT	MODE
CARTE A 18						

Caract. remblais et fondations	L REMB G	L REMB D	H REMB G	H REMB D	tg β	PREMAX 1	PREMAX 2	H SEM
CARTE A 19								

Prix synthétiques	PADUR	P BET	P COP	P FOND	PREMB	P CHAUS
CARTE A 20						

TABLEAU B : épaisseurs de la dalle

H DALLE	Section Travée	A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		B	19	20	21																
CARTE B1A	1																				
CARTE B1B																					
CARTE B2A	2																				
CARTE B2B																					
CARTE B3A	3																				
CARTE B3B																					
CARTE B4A	4																				
CARTE B4B																					
CARTE B5A	5																				
CARTE B5B																					
CARTE B6A	6																				
CARTE B6B																					

	1		5		9		13		17		21		25		29		33		37		41		45		49		53		57		61		65		69		72
--	---	--	---	--	---	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----

52

**automatisation
des ponts - dalles
d'inertie variable
en béton
précontraint
programme M.C.P.**

MANUEL D'UTILISATION M.C.P. 70

Mise à jour n° 2

**Cas particulier des
Ponts - dalles à nervures
multiples**

**setra
doa b**

Le présent document a pour objet de présenter une méthode de calcul des ponts-dalles à nervures. Cette méthode est basée sur l'emploi successif des programmes de calcul TISE et MCP. Ces deux programmes, non spécifiques de ce type de structure mais bien connus des utilisateurs, ont été associés pour donner un instrument de calcul automatique de ces ouvrages et pour combler une lacune qui existait en ce domaine.

Il annule et remplace la note d'information concernant le calcul des tabliers à deux nervures (Août 1974). La mise à jour n° 1 (Pièce 4.6 du dossier SURCH 71) n'est pas modifiée par ce document.

La gestion de ce document est assurée au 6ème Arrondissement de la Division des Ouvrages d'Art B par :

M. RIMBOEUF I.T.P.E. Chef du 6ème Arrondissement

Mme JACOB Ingénieur Auxiliaire (Poste 474)

S.E.T.R.A. - B.P. 100 - 92223 BAGNEUX

Tél : 655.42.42.

S. E. T. R. A.
Service
Documentation

52
2

SOMMAIRE

	Pages
CHAPITRE 1 - PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL.	
1.1 - Introduction.	1
1.2 - Principe de la méthode de calcul.	1
1.3 - Domaine d'utilisation de la méthode de calcul.	2
CHAPITRE 2 - PRESENTATION DU PROGRAMME T.I.S.E.	
2.1 - Description du programme.	4
2.2 - Méthode de calcul.	4
2.3 - Résultats obtenus.	5
2.4 - Préparation des données.	5
CHAPITRE 3 - PRESENTATION DES DONNEES DU PROGRAMME TISE AVEC COMMENTAIRES.	
3.1 - Remarques générales.	16
3.2 - Commentaires des données.	16
CHAPITRE 4 - COMPLEMENTS AU BORDEREAU DU PROGRAMME MCP.	
4.1 - Adaptation du bordereau MCP.	22
4.2 - Compléments de données.	26
CHAPITRE 5 - EXEMPLE D'APPLICATION.	
5.1 - Présentation de l'exemple d'application.	27
5.2 - Préparation des données du bordereau TISE.	27
5.3 - Etude des cas de charge	31
5.4 - Calcul des coefficients de répartition transversale.	58
5.5 - Adaptation des données du bordereau MCP.	60
5.6 - Etude des lignes d'influence transversales	64
5.7 - Calcul de la flexion transversale due aux charges d'exploitation	72

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL

1.1 - INTRODUCTION

L'utilisation du programme MCP pour le calcul des ponts-dalles à plusieurs nervures ne peut plus être considérée comme exceptionnelle. étant donné le nombre croissant de demandes de calcul que nous recevons pour ce type d'ouvrage. Nous avons donc jugé utile d'exposer, dans cette mise à jour du Manuel MCP 70, les possibilités d'adaptation du programme MCP au dimensionnement de certaines dalles à plusieurs nervures.

Il convient tout d'abord de rappeler pour quelles raisons le programme MCP ne peut assurer, à lui seul, l'automatisation du calcul de ce type de structure.

Il y a à cela deux raisons essentielles :

a) le contour extérieur des sections calculées ne peut pas être défini à l'aide des seules données du programme M.C.P. (carte A 10)

b) la méthode de calcul suivie par le programme pour la répartition transversale et pour la flexion transversale (Méthode GUYON MASSONNET) est inapplicable.

S'il est possible de pallier ces deux inconvénients lors de la préparation des données du bordereau M.C.P., les prestations fournies par ce programme en flexion longitudinale (dimensionnement de la pré-contrainte, câblage et justifications des contraintes) seront aussi complètes que pour n'importe quel ouvrage relevant de son domaine d'utilisation habituel.

L'objet de cette mise à jour est donc, en premier lieu, d'expliquer dans quelles conditions le programme MCP est capable de fournir ces prestations.

Cette mise à jour fournira également les conseils indispensables pour l'exploitation des résultats dans le cas d'espèce.

Par ailleurs l'utilisation du programme TISE permettra de calculer la flexion transversale du hourdis entre nervures sous charges d'exploitation.

1.2 - PRINCIPE DE LA METHODE DE CALCUL

1.2.1 - Adaptation de la section transversale

La méthode consiste à répartir le ou les hourdis intermédiaires (entre les nervures) sur les encorbellements de manière à obtenir une dalle simplement nervurée de mêmes caractéristiques mécaniques dans le sens longitudinal.

Lorsque le contour de la section ne peut être simplifié avec suffisamment de précision, un bordereau de données complémentaire au programme M.C.P. est prévu et sera commenté dans la présente mise à jour (paragraphe 4.2). Le but de ce bordereau est d'éviter une longue recherche de simulation des coupes transversales en introduisant directement les résultats du calcul des caractéristiques des sections.

1.2.2 - Etude de la répartition transversale des charges

Le calcul des coefficients correctifs dus à la répartition des charges entre les nervures est conduit séparément, soit manuellement, soit à l'aide du programme T.I.S.E. (1), qui sera amplement décrit dans cette mise à jour (cf. chapitre 2 ci-après); le bordereau du programme MCP permet ensuite l'introduction directe des résultats de ce calcul tout en retirant des séquences de calcul celles où il est fait usage de la méthode GUYON-MASSONNET.

1.2.3 - Etude de la flexion transversale

Dans le cadre du programme MCP, rien ne peut être fait pour ce type de structure; un second passage du programme T.I.S.E. fournira par contre tous les éléments de calcul de la flexion transversale du hourdis sous charges d'exploitation. Un exemple de calcul détaillé (chapitre 5) permettra de montrer comment on utilise ces résultats.

1.3 - DOMAINE D'UTILISATION DE LA METHODE DE CALCUL

1.3.1 - Structures calculables

L'utilisation du programme MCP pour le calcul des dalles à plusieurs nervures n'est valable que pour les structures dont les caractéristiques sont les suivantes :

- soit des tabliers de biais modéré à deux ou plusieurs nervures plates encastrées à la torsion sur appuis ayant :

- . un angle de biais supérieur à 65 gr
- . un rapport épaisseur du tablier/largeur d'une nervure inférieur à 2/3
- . deux appareils d'appuis par nervure par ligne d'appui, ou un seul appareil d'appui par nervure et une entretoise.

- soit des tabliers droits ou presque droits, à deux ou plusieurs poutres encastrées à la torsion sur appuis, ayant :

- . un angle de biais supérieur à 80 gr
- . un rapport épaisseur du tablier/largeur d'une nervure compris entre 2/3 et 2
- . deux appareils d'appuis par nervure par ligne d'appui, ou un seul appareil d'appui par nervure et une entretoise.

(1) TISE : calcul des Travées Indépendantes Sans Entretoises . Le programme permet le calcul des efforts dans les ponts à poutres dont l'entretoisement est assuré par le hourdis; la plupart des résultats de ce programme sont transposables aux travées continues, moyennant adaptations.

En aucun cas, les tabliers présentant quelque particularité marquée (courbure en plan, biais variable...) ne doivent être ainsi étudiés. Pour de tels ouvrages l'utilisateur fera appel à des programmes plus élaborés (système EUGENE du SETRA ou programme de calcul de réseaux de poutres; le document type PRP 75 donne des indications pour l'utilisation de cette dernière sorte de programme).

1.3.2 - Conditions d'utilisation du programme TISE

Pour être calculables par le programme TISE les dalles à plusieurs nervures doivent de plus respecter les conditions suivantes :

. l'ossature porteuse doit être symétrique transversalement; on peut toutefois admettre de légères différences portant sur la largeur de hourdis en encorbellement associée à chacune des poutres de rive

. les nervures doivent être toutes identiques

. la distance entre axes des nervures doit être constante.

1.3.3 - Interprétation des résultats

Cette méthode de calcul permet la détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants dans toutes les sections.

Toutefois, dans le cas de nervures hautes, l'utilisation des coefficients de répartition transversale des moments fléchissants déterminés à mi-portée conduit à sous-estimer les efforts tranchants au voisinage des appuis. Dans ce cas, l'utilisateur fera appel à des programmes mieux adaptés pour le calcul des efforts tranchants.

1.4 - COMMANDE DES CALCULS AUTOMATIQUES

L'utilisateur fera une commande groupée des calculs TISE et du calcul MCP. Il adressera les bordereaux dûment remplis à l'exception des coefficients de répartition transversale (carte A9 du bordereau MCP). Après exploitation des résultats du programme TISE, le gestionnaire complètera cette carte et procèdera au calcul MCP.

* * * * *
* N.B.- Nous attirons l'attention du lecteur sur la prise en compte des coefficients réglementaires.

* En effet, à chaque stade de chaque calcul, il est nécessaire de bien noter quels coefficients sont inclus. Il importe que l'utilisateur soit très attentif aux précisions données pour chaque partie du calcul dans la présente mise à jour.

* * * * *

CHAPITRE 2

PRESENTATION DU PROGRAMME T.I.S.E.

2.1 - DESCRIPTION DU PROGRAMME.

Le programme T.I.S.E. a pour objet de calculer les efforts dans les poutres (et par conséquent leur répartition transversale) ainsi que les efforts dans le hourdis d'entretoisement. Les travées calculées sont normalement des travées indépendantes. Pour un ouvrage continu on verra que, moyennant certaines adaptations au niveau des données, on obtient une bonne approximation sur la répartition transversale des efforts de flexion longitudinale et sur les efforts de flexion transversale en travée.

Les poutres ne sont reliées par aucune entretoise en travée. Elles sont encastrées à la torsion sur leurs appuis par des entretoises infiniment rigides ; en l'absence d'entretoises d'appuis il faut nécessairement qu'il y ait deux appareils d'appui par poutre afin de réaliser l'encastrement à la torsion.

Le calcul tient compte de la rigidité de flexion et de torsion des poutres ainsi que de la flexibilité transversale de la dalle constituant le hourdis.

Le programme détermine pour plusieurs cas de charge les efforts supportés par les poutres ainsi que les moments de flexion transversale dans le hourdis. Les charges envisagées peuvent être, soit définies en grandeur et en position et on calcule alors l'effet d'un cas de charge donné, soit, pour les cas de charges ponctuelles ou linéiques (1), définies en grandeur et en position longitudinale seulement et on calcule alors les efforts pour plusieurs positions transversales successives de la charge.

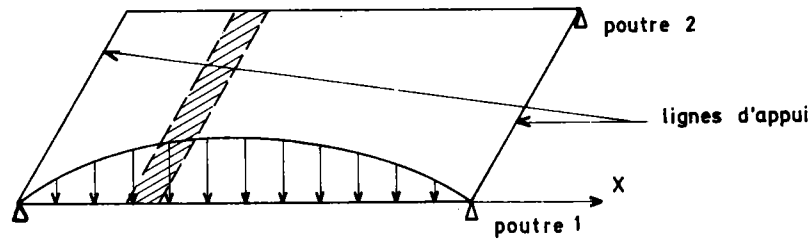
2.2 - METHODE DE CALCUL.

Les charges prises en compte pour étudier les efforts supportés par les poutres sont décomposées en sommes de charges sinusoïdales dont la période est un sous-multiple de la longueur de la travée (séries de FOURIER).

Pour chacun des termes de la série on peut montrer que, si le hourdis est supposé découpé en lanières transversales infiniment minces, les réactions exercées par le hourdis sur les poutres sont également de forme sinusoïdale et de même période.

Appelons $p(x) = \sum_n p_n \sin \frac{n \pi x}{l}$ l'expression du développement en série de FOURIER de la charge de densité p ; pour le terme $p_n \sin \frac{n \pi x}{l}$ de rang n les rigidités des poutres en flexion et en torsion vis-à-vis de la dalle sont alors égales à $\left(\frac{n \pi}{l}\right)^4 \cdot EI$ et $\left(\frac{n \pi}{l}\right)^2 \cdot GK$

(1) chargement dit "en lame de couteau" appliqué parallèlement aux bords libres.



Le calcul pour un cas de charge donné est alors effectué en prenant comme inconnues les flèches et les rotations des poutres et en résolvant le système d'équations obtenu.

Les efforts calculés sont les réactions d'appuis verticales et les moments de torsion vis-à-vis du hourdis, et les moments dans le hourdis lui-même au droit des poutres et entre les poutres. Les moments dans le hourdis sont des moments transversaux qui ne tiennent pas compte de "l'effet de dalle" dans le sens longitudinal, le hourdis étant assimilé à une succession de lanières transversales encastrées sur les poutres; il est néanmoins possible de tenir compte de cet effet de dalle par un calcul manuel correctif qui sera présenté dans l'exemple d'application.

2.3 - RESULTATS OBTENUS.

Après un rapide rappel des données les résultats fournis par le programme sont les suivants :

a) pour les poutres et à l'abscisse étudiée

- la densité du couple de torsion
- la densité de charge verticale
- la flèche prise par la poutre
- le moment de flexion

b) pour les poutres et sur appuis

- leur rotation
- l'effort tranchant
- le moment de torsion

c) pour le hourdis d'entretoisement, le moment fléchissant et l'effort tranchant à mi-portée transversale du hourdis ainsi qu'aux encastremets sur les poutres.

Enfin, le programme fournit également les "efforts réduits dans la dalle" qui seront explicités et exploités dans l'exemple d'application (chapitre 5).

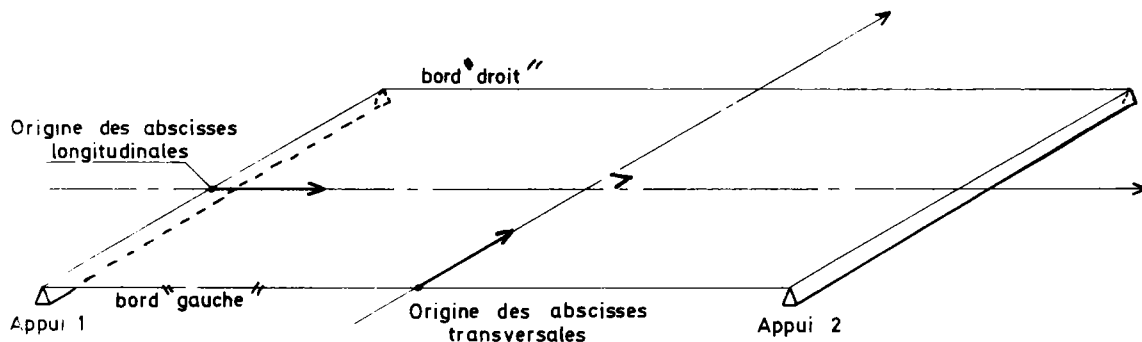
2.4 - PREPARATION DES DONNEES.

Les données nécessaires au passage du programme TISE concernent la géométrie de l'ouvrage et la définition des charges.

2.4.1 - Origine des abscisses.

L'origine des abscisses longitudinales est l'appui de gauche de la travée.

L'origine des abscisses transversales est le bord gauche du tablier lorsqu'on regarde l'appui de gauche en étant sur l'ouvrage.



2.4.2 - Données géométriques.

Ces données fixent les dimensions de la structure ainsi que la rigidité de flexion et de torsion des poutres, à savoir :

- nombre de poutres
- portée de la travée indépendante
- distance entre axes des poutres
- distance séparant l'axe d'une poutre de rive de l'extrémité transversale du tablier
- épaisseur des âmes des poutres
- épaisseur du hourdis
- inertie de flexion d'une nervure et du hourdis associé
- inertie de torsion d'une nervure

Toutes ces données géométriques sont exprimées en mètres et sont mesurées sur la structure réelle (dalle à plusieurs nervures).

Dans le cas d'un ouvrage à plusieurs travées continues il est préférable, pour le calcul de la répartition transversale des efforts, de conserver la portée réelle de la travée étudiée et de remplacer l'inertie réelle de flexion d'une poutre par une inertie fictive équivalente calculée comme étant l'inertie constante d'une travée indépendante qui aurait même flèche à mi-portée que la travée continue étudiée, sous charge uniformément répartie.

2.4.2.1 - Calcul de l'inertie de flexion équivalente

Soit la travée réelle de portée l ; la flèche au milieu de cette travée soumise à une charge uniformément répartie de densité égale à lt/m s'exprime par la formule :

$$f = \frac{1}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M(x)}{EI(x)} x dx + \frac{1}{2} \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{M(x)}{EI(x)} (l-x) dx$$

avec

$$M(x) = \mu(x) + M_{i+1} \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{i+2} \frac{x}{l}$$

L'utilisateur doit donc calculer les différents moments qui sont respectivement :

$\mu(x)$ = moment fléchissant dans la section (x) de la travée supposée indépendante, dû à une charge uniformément répartie de densité lt/ml .

M_{i+1} et M_{i+2} = moments fléchissants sur les appuis $i+1$ et $i+2$ dus à une charge uniformément répartie de densité lt/ml (équivalents aux aires des lignes d'influence des moments sur appuis $i+1$ et $i+2$).

Connaissant $M(x)$ on intègre ensuite par la méthode de SIMPSON en tenant compte des inerties réelles d'une nervure (nervure + hourdis associé), et on en déduit f .

Sachant d'autre part que la flèche au milieu d'une travée indépendante de même portée l , soumise à une charge uniformément répartie de densité lt/ml s'exprime par :

$$f = \frac{5 l^4}{384 EI} \quad (\text{où } I \text{ est l'inertie fictive à calculer})$$

on déduit l'inertie fictive de la section en égalant les flèches et on peut alors connaître l'inertie d'une nervure à introduire dans le programme TISE.

Remarque

Dans le cas particulier d'un ouvrage à 3 travées d'inertie constante dont les portées sont Θl , l et Θl le calcul est simplifié.

Si on étudie la travée médiane, on multiplie l'inertie constante réelle par le coefficient correctif :

$$\alpha = \frac{10 \Theta + 15}{10 \Theta + 3}$$

Si on étudie la travée de rive on multiplie l'inertie constante réelle par le coefficient correctif :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3 \Theta (1 + \Theta)}{5 [(1 + \Theta)^2 - 0,25]}}$$

2.4.2.2 - Calcul de l'inertie de torsion

On introduit dans le programme TISE l'inertie de torsion d'une poutre. On néglige la présence des encorbellements car leur rigidité à la torsion est négligeable par rapport à la rigidité à la torsion de la nervure ou de la poutre.

On est donc toujours ramené au calcul de l'inertie de torsion d'une section rectangulaire; ce calcul est effectué simplement par la méthode exposée dans le tome 1 du cours de la Résistance des Matériaux de M. COURBON. Nous rappelons brièvement cette méthode ci-dessous :

Soit J l'inertie de torsion d'une nervure; on a :

$$J = k_1 b h^3$$

avec : b = grande dimension de la nervure
 h = petite dimension de la nervure $\left(\frac{b}{h}\right)$ devant toujours être > 1)
 k_1 = coefficient dépendant du rapport $\frac{b}{h}$

b/h	1	1,2	1,5	2	2,5	3	4	5	10	∞
k_1	0,1406	0,166	0,196	0,229	0,249	0,263	0,281	0,291	0,312	$\frac{1}{3}$

Remarque :

Cas des ouvrages d'inertie variable : On peut en général prendre l'inertie de torsion de la section située à mi-portée, mais on peut remarquer également :

1) Qu'une sous-estimation de l'inertie de torsion des poutres est dans le sens de la sécurité lorsqu'on a pour objectif la répartition transversale des moments de flexion longitudinale et le moment transversal à mi-portée du hourdis .

2) Qu'une surestimation de cette inertie est dans le sens de la sécurité lorsqu'on a pour objectif le calcul des moments d'encastrement du hourdis sur les poutres.

Il est donc également possible de choisir la valeur maximale ou minimale de l'inertie de torsion selon l'effet recherché; il faut alors procéder à 2 calculs si l'on veut l'ensemble des résultats.

2.4.3 - Données définissant les charges.

Comme nous le verrons ci-dessous (paragraphe 2.4.3.1) deux types de charge peuvent être étudiés selon que l'on envisage le déplacement transversal ("lignes d'influence") ou non (cas de charge). En général un calcul T.I.S.E préliminaire à M.C.P. sera effectué avec des cas de charge déterminés à l'avance qui permettront de connaître la répartition transversale des moments de flexion longitudinale.

Ce calcul sera complété par un calcul de "ligne d'influence" qui permettra d'une part de vérifier si les cas de charges précédents sont bien les cas déterminants et d'autre part de calculer les moments transversaux.

Nous suivrons cette méthode dans la présente mise à jour car elle nous est apparue la plus simple à l'usage.

2.4.3.1 - Principes de chargement

Les charges introduites dans le programme T.I.S.E. peuvent appartenir à l'un des trois types répertoriés ci-après :

- a) charges concentrées, (exemple: Bc, Bt) appliquées sur des impacts de dimensions négligeables
- b) charges linéiques appliquées sur des impacts étroits dans le sens transversal, longs dans le sens longitudinal et appliquées parallèlement aux bords libres (chenilles de char)
- c) charges réparties sur des impacts dont la longueur des côtés ne peut être négligée ($A(l)$), trottoirs, impacts des convois exceptionnels de type D ou E).

Les charges sont définies par leur position longitudinale dans le cas de charges ponctuelles, ou par leur abscisse de début et de fin dans le cas de charges réparties ou linéiques.

La position transversale des charges est également fixée; toutefois il est possible, dans le cas de charges ponctuelles ou linéiques d'envisager plusieurs positions transversales des charges, le programme fournissant alors la ligne d'influence de ces charges.

2.4.3.2 - Conditions attachées aux chargements

Si les charges sont disposées en plusieurs files longitudinales sur la longueur de la travée ou sur une fraction de celle-ci, elles doivent être toutes identiques d'une fibre à l'autre du pont aussi bien en ce qui concerne leur intensité que leur position longitudinale.

Ceci recoupe d'ailleurs le cas général d'application des charges; par exemple, l'effet d'un convoi Bc peut être étudié en disposant les camions de la manière schématisée ci-après.

- S'il s'agit de l'étude d'une nervure de rive, par exemple la nervure 1 du schéma ci-dessous, la première voie chargée est celle qui est la plus excentrée côté nervure étudiée, la progression se faisant alors vers l'autre bord de la chaussée.

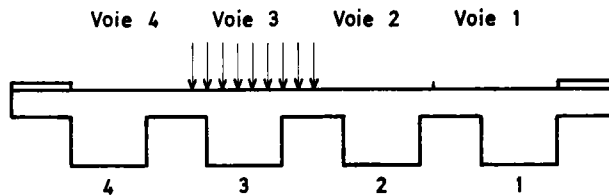
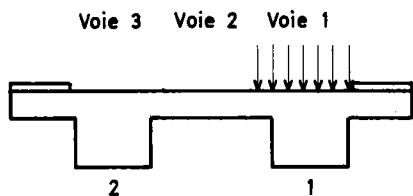
- S'il s'agit de l'étude d'une nervure intermédiaire, la première voie chargée est celle qui intéresse le plus la nervure étudiée, les autres voies s'ajoutant de part et d'autre dans l'étude des autres chargements.

Les schémas ci-après illustrent le mode de chargement du pont par A (l) dans le sens transversal.

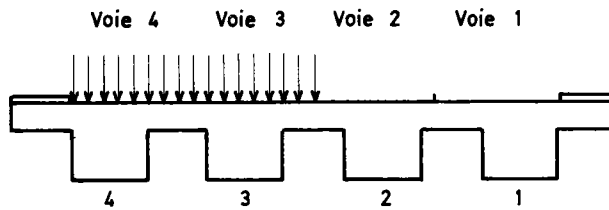
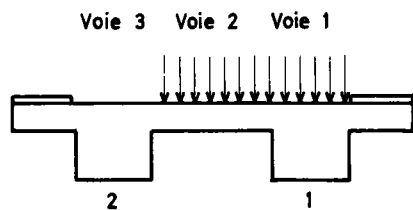
Nervure de rive
(nervure 1; 3 voies)

Nervure intermédiaire
(nervure 3; 4 voies)

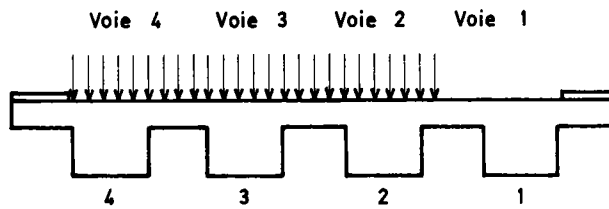
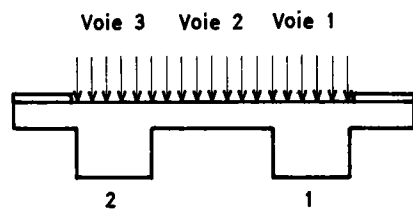
1er chargement



2ème chargement



3ème chargement

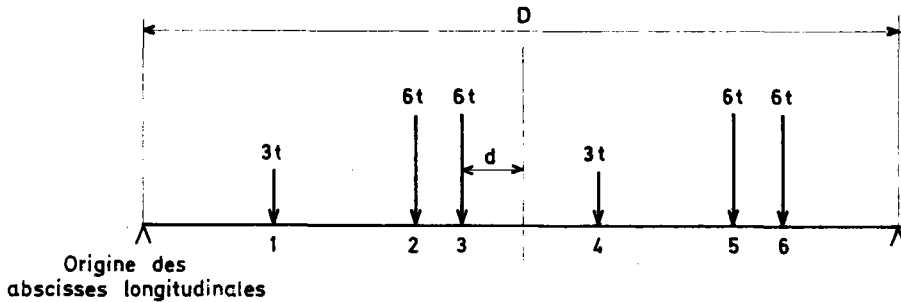


2.4.3.3.3 - Charge (B_c ou B_t)

. type de charge
. densité

= charges concentrées
= 3 t } x B_c
ou 6t }

position longitudinale : les camions sont placés dans la position qui donne le maximum de moment fléchissant longitudinal (théorème de Barré). Pour une portée supérieure à 18,382 m on placera donc les essieux comme indiqué sur la figure ci-dessous et les abscisses longitudinales seront respectivement pour les 6 essieux :



$d = 1,725$ m pour une portée $D > 18,382$ m

$$\text{essieu 1} = \frac{D}{2} - d - 6 \quad ; \quad \text{essieu 2} = \frac{D}{2} - d - 1,5$$

$$\text{essieu 3} = \frac{D}{2} - d \quad ; \quad \text{essieu 4} = \frac{D}{2} - d + 4,5$$

$$\text{essieu 5} = \frac{D}{2} - d + 9 \quad ; \quad \text{essieu 6} = \frac{D}{2} - d + 10,5$$

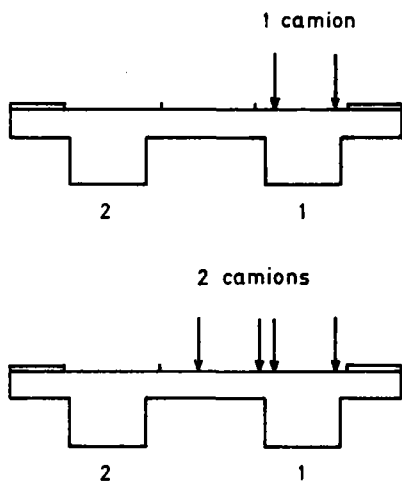
position transversale : Le principe est identique à celui de A (l)

- pour l'étude d'une nervure de rive on place le premier camion dans la position la plus excentrée côté nervure, les autres chargements étant réalisés en juxtaposant les camions successifs vers l'autre bord de la chaussée

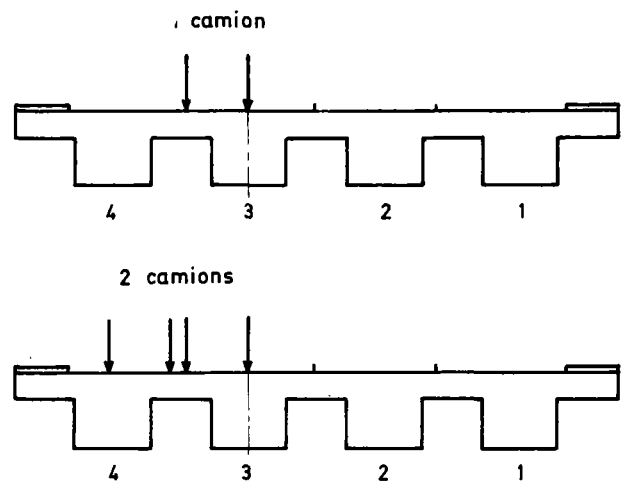
- pour l'étude d'une nervure centrale on place une roue du camion dans l'axe de la nervure, les chargements ultérieurs étant réalisés en ajoutant des camions alternativement de part et d'autre jusqu'à concurrence du nombre de voies.

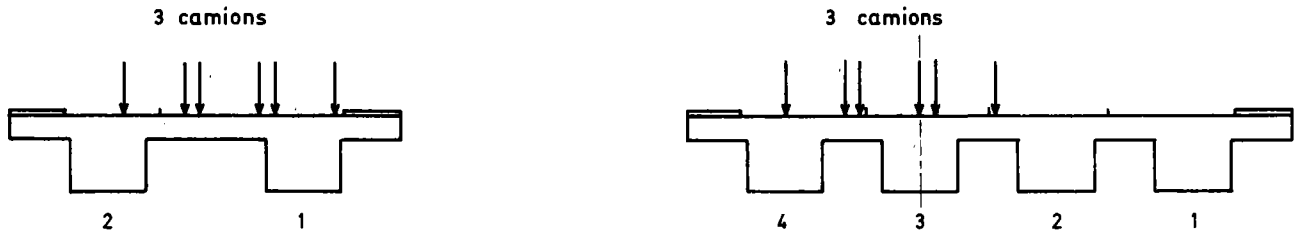
Les schémas ci-après illustrent le mode de chargement du pont par B_c (ou B_t) dans le sens transversal

nervure de rive (n°1)



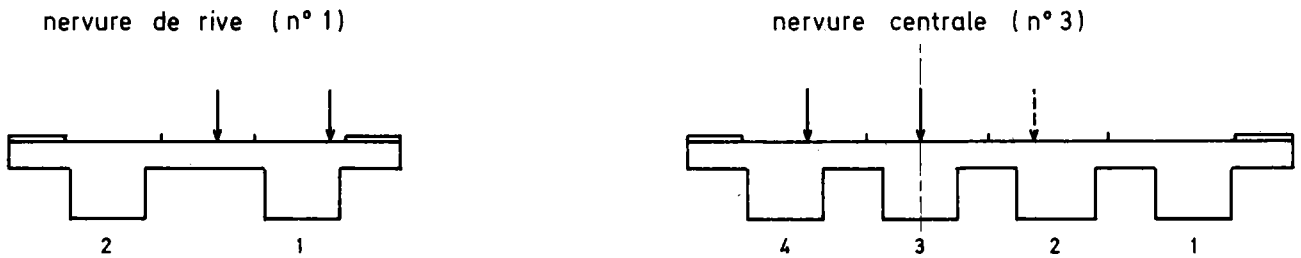
nervure centrale (n°3)





2.4.3.3.4 - Charge militaire

type de charge : linéique
position longitudinale : au milieu de la portée
position transversale :
pour une nervure de rive : charge excentrée au maximum côté nervure de rive
pour une nervure centrale : chenille centrée sur l'axe de la nervure.

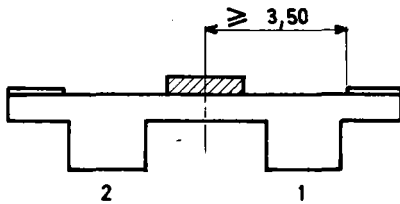


2.4.3.3.5 - Charges exceptionnelles

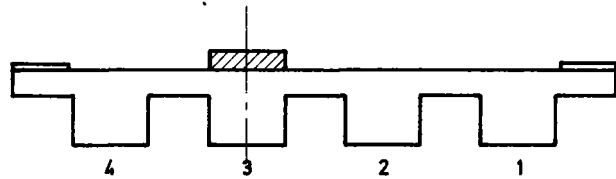
type de charge : répartie
position longitudinale : un impact au milieu du pont
position transversale : au droit de chaque poutre (poutres centrales) ou dans la position la plus excentrée (poutres de rive)

Nota : l'axe longitudinal de la charge ne peut s'approcher à moins de 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

nervure de rive (n°1)



nervure centrale (n°3)



2.4.3.4 - Etude des ligne d'influence pour la flexion transversale

Il est certes possible d'étudier la flexion transversale par l'intermédiaire de cas de charge dans les conditions expliquées ci-dessus. Nous présentons néanmoins l'étude de la flexion transversale par le biais des "lignes d'influence", qui permettent par ailleurs de vérifier que les cas de charge envisagés pour l'étude précédente étaient bien déterminants.

Pour rechercher les "lignes d'influence" transversales on définit la position longitudinale des charges qui sont disposées sur une seule parallèle aux bords libres du pont.

(Les charges introduites sans coefficient peuvent être concentrées,
(et elles seront alors utiles pour étudier l'influence du convoi Bc, ou être
(linéiques et disposées :

a) soit sur toute la longueur du pont; elles seront alors utile pour étudier $A(l)$, bien que pour l'objet du calcul (flexion transversale), il n'y ait jamais prédominance.

b) soit sur une partie de la longueur du pont; elles seront alors utiles pour étudier les charges militaires ou les convois exceptionnels.

Dans le sens transversal ces charges se déplacent en des points qui sont définis soit par le programme soit par l'utilisateur.

Les points définis par le programme concernent les nervures et diffèrent selon que l'on considère les âmes épaisses ou minces.

a- Ames épaisses (plus exactement : larges)

On pourra considérer les "âmes épaisses" si le rapport entre l'épaisseur du tablier et l'épaisseur des âmes est inférieur à 2/3.

Dans ce cas le programme dispose automatiquement le chargement sur les fibres suivantes :

- axe des nervures,
- sections d'encastrement du hourdis sur les nervures

L'utilisateur a néanmoins la possibilité d'imposer un chargement sur les fibres de son choix; un paragraphe spécial du bordereau des données (donnée IA et carte 6) le conseillera sur les valeurs à prendre

b - Âmes minces

On pourra considérer les âmes minces si le rapport entre l'épaisseur du tablier et l'épaisseur des âmes est supérieur à $2/3$ tout en restant inférieur à 2 comme le prescrit le domaine d'emploi de cet additif (voir § 1.3.1 page 2).

Dans ce cas, le programme dispose automatiquement le chargement sur les fibres correspondant aux axes de symétrie verticale des poutres; comme pour les âmes épaisses, l'utilisateur a néanmoins la possibilité d'imposer les fibres de son choix.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DES DONNEES DU PROGRAMME T.I.S.E.
AVEC COMMENTAIRES

3.1 - REMARQUES GENERALES.

L'utilisateur dispose des 80 colonnes du bordereau pour toutes les données; seul le titre ne doit pas comporter plus de 72 caractères.

Contrairement à ce qui est pratiqué dans les autres programmes du SETRA, la virgule est matérialisée par un (.) occupant une colonne du bordereau des données. Pour toutes les données pouvant comporter des décimales, l'utilisateur doit donc obligatoirement faire figurer la virgule.

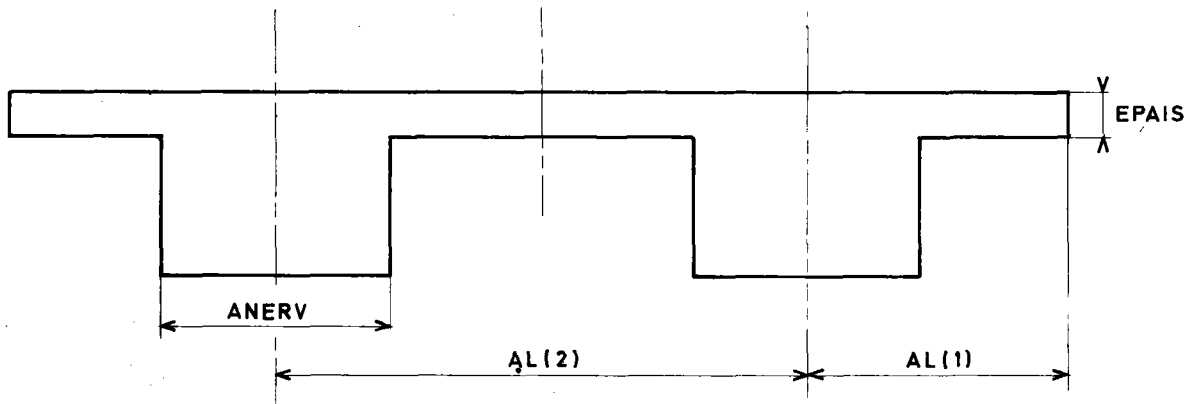
Les cases grisées sur le bordereau ne doivent en aucun cas être remplies.

Les unités sont la tonne et le mètre

3.2 - COMMENTAIRES DES DONNEES

3.2.1 - Données géométriques

<u>CARTE 1</u>	L'utilisateur inscrit le titre de l'ouvrage qui peut comporter 72 caractères au maximum.
<u>CARTE 2</u>	
NP	Nombre de poutres ou de nervures; ce nombre doit être < 10
AL(1)	Largeur de la dalle en encorbellement mesurée à <u>partir de l'axe de la poutre de rive</u>
	<u>N.B.</u> - Dans le cas d'encorbellements dissymétriques on prendra en compte l'encorbellement le moins large. Dans le cas de hourdis larges on n'omettra pas de tenir compte des limitations réglementaires (en général le 1/10 ^e de la portée; cf. Art 19 de l'IP 2).
AL(2)	Distance entre axes des poutres
ANERV	Epaisseur des âmes des poutres ou largeur des nervures
EPAIS	Epaisseur du hourdis



CARTE 3

D

Portée de la travée; dans le cas de travées continues, on indique :

- la portée de la travée la plus courte si l'on étudie les cas de charge en vue de la détermination des coefficients de répartition transversale,

- la portée de la travée la plus longue si l'on étudie les "lignes d'influence" en vue du calcul de la flexion transversale.

XINER

Inertie de flexion réelle d'une poutre s'il s'agit d'une travée indépendante ou inertie de flexion équivalente d'une poutre s'il s'agit d'une travée continue (cf. 2.4.2.1); cette inertie doit comprendre la largeur du hourdis associée à la poutre.

XITOR

Inertie de torsion d'une poutre

E_i

Module d'élasticité instantanée du béton

POISSON

Coefficient de Poisson - Porter généralement :

0,20 pour le béton précontraint (flexion longitudinale)

0,15 pour le béton armé (flexion transversale)

CARTE 4

NSI

Nombre de termes du développement en série de FOURIER. Ce nombre doit être ≤ 20 mais en général porter NSI = 20.

INS

Indicateur permettant de limiter les calculs lorsque les termes impairs du développement en série de FOURIER sont nuls.

Ce sera le cas notamment lorsque tous les chargements introduits dans les cartes suivantes seront disposés symétriquement par rapport au milieu de la portée du pont ou lorsqu'on limitera l'étude à la section située à mi-portée du pont.

On portera par conséquent :

INS = 2 si l'une des deux conditions suivantes est remplie :

- charge symétrique par rapport au milieu de la portée
- l'étude se limite à la section située à mi-portée

INS = 1 dans le cas contraire.

IR

Indicateur définissant les impressions souhaitées dans le cas d'étude des "lignes d'influence" c'est-à-dire lorsqu'on prévoit le déplacement transversal d'une charge.

Porter 1 si l'on désire l'impression de la somme des termes du calcul des "lignes d'influence."

Porter 2 si l'on ne désire aucun calcul de "ligne d'influence", les cas de charge étant fixés en position transversale.

CARTE 5

Cette carte permet de définir les abscisses transversales des points de chargement dans le cas d'étude de "ligne d'influence"; elle ne sera donc remplie que si l'on a posé IR = 1 dans la carte précédente.

IA

Indicateur permettant de définir les points de chargement sur les poutres ou les nervures.

Porter 1 dans le cas où les âmes des poutres sont considérées comme épaisses (cf p.14 et 15 ci-dessus); on aura alors pour chaque nervure 3 points disposés comme suit :

- 1 dans l'axe de la nervure
- 1 à chaque jonction âme-hourdis

l'utilisateur peut néanmoins imposer les fibres qu'il désire, il portera alors 3 (voir définition ci-dessous).

Porter 2 dans le cas où les âmes des poutres sont considérées comme minces; le programme ne prendra alors qu'un seul point de chargement dans l'axe de la poutre

Porter 3 si les points de chargement sur l'ensemble du tablier sont définis par l'utilisateur. Les autres données de cette carte sont alors inutiles et on passera obligatoirement aux données de la carte 6 ci-après. Les données de la carte 5 qui suivent ne sont à fournir que si IA = 1 ou 2.

NLD

Nombre d'intervalles entre les points de chargement du hourdis situé entre nus de deux poutres à âmes épaisses (nervures). Nous conseillons de prendre un nombre pair* de manière à charger le hourdis à mi-portée, et de se baser sur une distance entre points de chargement de l'ordre de 25 cm .

N.B. - Dans le cas des poutres à âmes épaisses le programme définit deux points de chargement sur chaque encorbellement : un à la jonction âme/hourdis, l'autre à l'extrémité de l'encorbellement.

NI 1**

Nombre d'intervalles entre les points de chargement de la zone en encorbellement des poutres à âmes minces.

* On prend un nombre pair d'intervalles afin de faire coïncider un point de chargement avec la section d'étude à mi-portée.

** Ne remplir que s'il y a lieu

NI 2 **	Nombre d'intervalles entre les points de chargement de la zone située entre axes de deux poutres à âmes minces (prendre un nombre pair et se baser sur un espacement des sections qui soit un sous multiple de l'écartement transversal entre points d'impact. () <u>N.B.</u> - Dans tous les cas le nombre total de points de chargement () doit rester inférieur à 35.
<u>CARTE 6</u>	() Cette carte est éventuelle; elle ne sera remplie que si () l'on a porté IA = 3 dans la carte précédente
NI	Nombre d'abscisses transversales de points de chargement; ce nombre doit être inférieur à 45.
Y(i)	Abscisses transversales des points de chargement (i) (i) variant de 1 à NI <u>Remarque</u> - Si NI est supérieur à 7 les valeurs des abscisses seront données sur une ou plusieurs cartes supplémentaires 6 bis.
<u>CARTE 6 bis</u>	Cette carte a un format identique à la carte 6 mais elle ne contient que des abscisses (carte suite de la précédente)

3.2.2 - Données relatives aux cas de charge ou à chaque "ligne d'influence"

Remarque

Si l'on étudie des cas de charge, on remplira les cartes 7, 8, 9 ou 10 et 11 et l'on répètera ce groupe de cartes un nombre de fois égal au nombre de cas de charge à étudier.

Si l'on étudie des "lignes d'influence" on remplira les cartes 7 et 9 ou 10 et l'on répètera ce groupe de cartes un nombre de fois égal au nombre d'études de "lignes d'influence".

<u>CARTE 7</u>	
INU	Indicateur définissant le type de charge à étudier <u>Porter 1</u> si l'on étudie des charges concentrées <u>Porter 2</u> si l'on étudie des charges linéiques <u>Porter 3</u> si l'on étudie des charges réparties
NU	Nombre de charges définies par ligne longitudinale de chargement; ce nombre est au plus égal à 10.
IL	Indicateur définissant la nature de l'étude <u>Porter 1</u> si l'on étudie des "lignes d'influence" <u>Porter 0</u> si l'on étudie des cas de charge.

** Ne remplir que s'il y a lieu

NX

Nombre d'abscisses longitudinales de calcul choisies pour l'étude des cas de charge.

(N.B. - Pour l'étude des "lignes d'influence" (IL = 1) les abscisses
(longitudinales de calcul sont imposées dans le programme (sections
(sur appuis et à mi-portée)

Porter donc toujours 0 lorsqu'il s'agit de l'étude des "lignes d'influence" (IL = 1)

Pour l'étude des cas de charge :

Porter le nombre d'abscisses longitudinales de calcul qui seront définies sur la carte 8; ce nombre sera inférieur ou égal à 10

Porter 0 si les abscisses longitudinales de calcul ont déjà été définies dans un cas de charge précédent.

CARTE 8

(Cette carte ne sera remplie que si on a porté NX \neq 0 sur
(la carte 7.

(Elle ne figurera jamais à l'intérieur d'un groupe de cartes
(relatives à l'étude des "lignes d'influence."

XCAL(L)

Abscisses longitudinales des sections de calcul (L), (L) variant de 1 à NX.

Remarque - Si NX est supérieur à 8 les valeurs des abscisses seront données sur une carte supplémentaire identique à la carte 8.

Les abscisses longitudinales choisies sont valables pour tous les cas de charges suivants tant que l'utilisateur ne redéfinit pas une nouvelle carte 8.

(En général l'utilisateur demandera au moins la section sur
(appuis (XCAL = 0) et la section à mi-portée (XCAL = D/2)

CARTE 9

(Cette carte ne sera remplie que si l'on étudie des charges
(concentrées (INU = 1 sur la carte 7)

P(IU)

Poids de la charge concentrée (IU), (IU) variant de 1 à NU

XL(IU)

Abscisse longitudinale de la charge concentrée (IU) correspondante.

Remarque - Si NU est supérieur à 4, les couples de valeurs (P, XL) seront donnés sur une ou plusieurs cartes supplémentaires identiques à la carte 9.

CARTE 10

(Cette carte ne sera remplie que si l'on étudie des charges
(linéiques ou réparties (INU = 2 ou 3 sur la carte 7).

P(IU) Densité de la charge (IU) linéique ou répartie, (IU) variant de 1 à NU.

X1(IU) Abscisse longitudinale de début de la charge (IU) correspondante

X2(IU) Abscisse longitudinale de fin de la charge (IU) correspondante

Remarque - Si NU est supérieur à 2 les ensembles de valeurs (P, X1 et X2) seront donnés sur une ou plusieurs cartes supplémentaires identiques à la carte 10.

CARTE 11 () Cette carte ne sera remplie que si l'on étudie des cas de charge (IL = 0 sur la carte 7).

NUT Nombre de répétitions identiques transversales de la file longitudinale précédemment définie (carte 9 ou 10)

Si la file longitudinale est constituée de charges concentrées ou linéiques, NUT sera inférieur ou égal à 20.

Si la file longitudinale est constituée de charges réparties NUT sera inférieur ou égal à 10.

XT(K) Abscisses transversales des différentes files identiques (K) de charges concentrées ou linéiques (1 abscisse définit 1 file)
ou abscisses transversales de début et de fin des chargements identiques (K) de charges réparties (2 abscisses définissent 1 file)

Remarque - Si NUT est supérieur à 7 les valeurs des abscisses seront données sur une ou plusieurs cartes supplémentaires 11 bis.

CARTE
11 bis

Cette carte a un format identique à la carte 11 mais elle ne contient que des abscisses (carte suite de la précédente).

CHAPITRE 4

COMPLEMENTS AU BORDEREAU DES DONNEES DU PROGRAMME MCP

Le programme T.I.S.E. permet de calculer les coefficients de majoration pour excentrement des charges sur le tablier, demandés dans le bordereau M.C.P.

Le programme M.C.P. permet ensuite le dimensionnement de la précontrainte et la vérification des sections en flexion longitudinale.

Les données du programme M.C.P. qui doivent être introduites ou modifiées pour le calcul des ouvrages à 2 ou plusieurs nervures figurent dans les cartes suivantes .

4.1 - ADAPTATION DU BORDEREAU M.C.P.

4.1.1 - CARTES A3 et A4 - EXCENTR et MOTRAN

Porter 0 dans ces cases (colonnes 8 et 11) ce qui aura pour effet de supprimer du programme les séquences de calculs se référant à la méthode GUYON-MASSONNET, inapplicable pour ces ponts.

4.1.2 - CARTE A9

Les coefficients correctifs de répartition transversale doivent être introduits directement au bordereau des données . Nous voyons ci-après le détail du calcul de ces coefficients dans le cas d'un pont comportant NVOIE voies et NP nervures.

KA Les cas de charge ont été introduits dans le calcul TISE conformément à ce qui a été indiqué au § 2.4.3.3.

Pour chacun de ces cas de charge, l'ordinateur édite le moment longitudinal dans chaque nervure dans la section en milieu de travée.

Il convient alors de rechercher le cas de charge qui donne le moment maximal.

Si l'on appelle M_i le moment maximal relevé, i le numéro de la nervure sur laquelle on relève ce moment maximal et M_j le moment correspondant dans une autre nervure ,

on a pour KA l'expression suivante :

$$KA = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)} \times a_1 \times a_2 \times \frac{NV}{NVOIE}$$

dans laquelle NV est le nombre de voies chargées qui donne le maximum de M_i .

KB_c

Le raisonnement est identique au raisonnement précédent; en conservant les mêmes notations on obtient

$$KB_c = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)} \times bc \times \frac{NV}{NVOIE}$$

KCM

$$KCM = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)}$$

KTR

Il est nécessaire de savoir si le fait de charger les deux trottoirs donne un effet plus défavorable que le fait de n'en charger qu'un.

Si, par exemple, le trottoir de gauche chargé a un effet supérieur à l'effet global trottoir gauche + trottoir droit on posera

$$KTR = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)} \times \frac{ETROT G}{ETROT G + ETROTD}$$

Si l'ensemble des deux trottoirs chargés est déterminant, on posera

$$KTR = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)}$$

Nota : B_e n'étant plus une charge règlementaire on posera $KB_e = 1$ - Le cas de charge B_e n'est actuellement pas pris en compte par le programme MCP (consulter la mise à jour n° 1 au manuel d'utilisation MCP incluse dans SURCH 71 pièce 4.6)

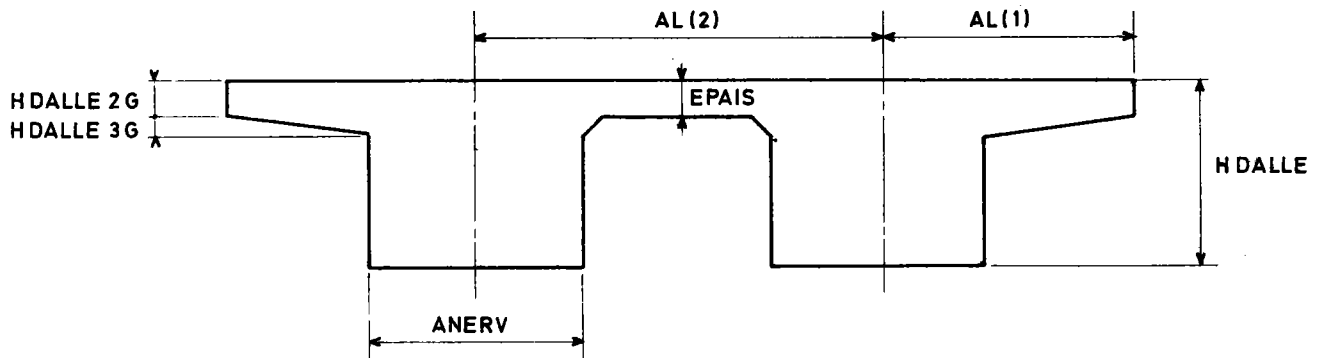
4.1.3 - CARTE A10

Dans le bordereau des données du programme MCP l'utilisateur ne peut pas introduire directement les caractéristiques de la section transversale d'une dalle nervurée. Préalablement il faut donc schématiser la section afin d'introduire une section fictive.

D'une façon générale, si la section réelle est complexe l'utilisateur essaiera de simplifier cette section afin de se ramener à l'un des deux schémas simples représentés ci-après. En effet les caractéristiques introduites sur cette carte A 10 ne sont utilisées que pour la vérification à la rupture par moments fléchissants. Pour les autres calculs, le programme utilisera les caractéristiques mécaniques de la section réelle que l'utilisateur introduit sur un bordereau supplémentaire fourni en annexe (cf. paragraphe 4.2 ci-après).

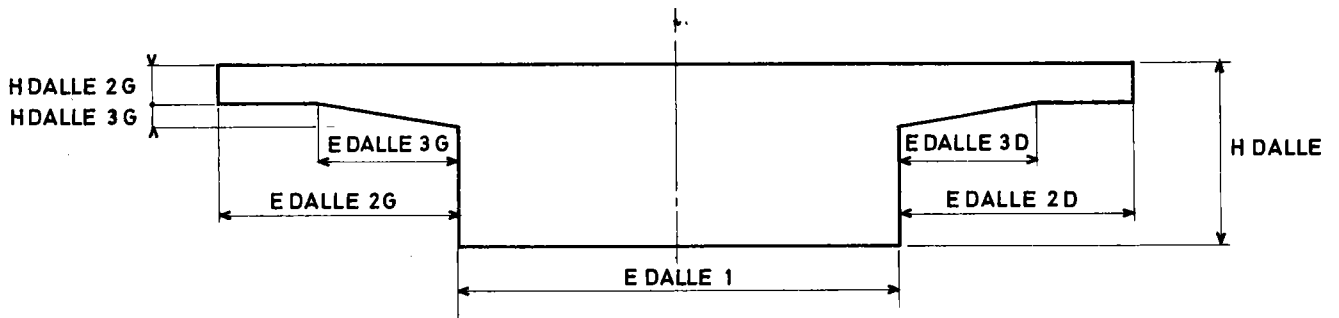
Les types simples de dalles nervurées qui peuvent se présenter sont donc les suivants :

- dalle à nervures rectangulaires



L'utilisateur remplace cette dalle par une dalle à une seule nervure obtenue en accolant les nervures et en répartissant le hourdis intermédiaire à chaque extrémité de la dalle à nervure unique (ou entre la nervure et l'encorbellement, selon l'épaisseur du hourdis)

Les caractéristiques de la section transversale fictive à introduire dans la carte A10 sont alors, comme l'indique la figure ci-après :



Section fictive

Section réelle

HDALLE	=	HDALLE ⁽¹⁾
EDALLE 1	=	2 x ANERV
HDALLE 2G } HDALLE 2D }	=	{ HDALLE 2G HDALLE 2D = EPAIS ⁽²⁾
EDALLE 2G } EDALLE 2D }	=	AL(1) + $\frac{AL(2)}{2}$ - ANERV
HDALLE 3G } HDALLE 3D }	=	{ HDALLE 3G HDALLE 3D
EDALLE 3G } EDALLE 3D }	=	AL(1) - $\frac{ANERV}{2}$

(1) Si HDALLE est variable pour la dalle nervurée elle est évidemment variable pour la dalle fictive et il faudra porter les différentes hauteurs dans le tableau B (on aura alors HDALLE 1 = 0 dans la carte A10)

(2) Si HDALLE 2G et HDALLE 2D de la section réelle ne sont pas égaux à EPAIS l'utilisateur a 2 possibilités :

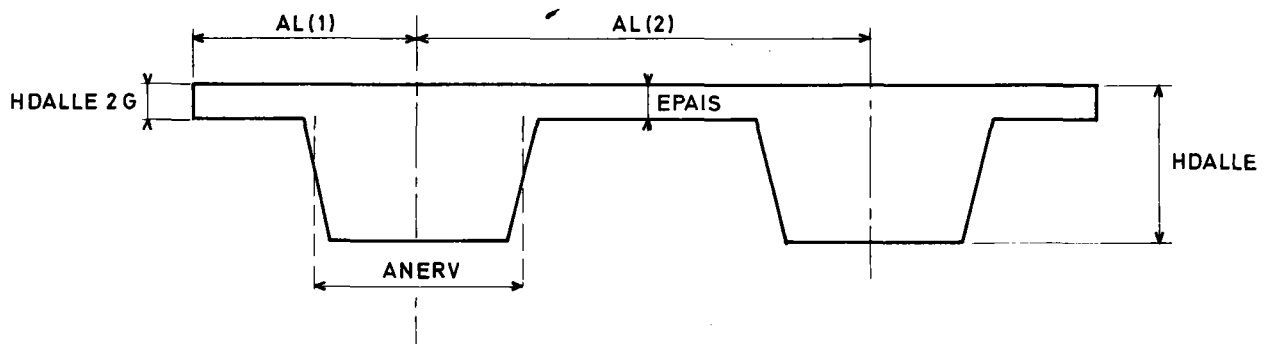
- la différence est faible; l'utilisateur porte alors l'épaisseur minimum ce qui lui donnera des résultats qui vont dans le sens de la sécurité

- la différence est importante; l'utilisateur calcule une épaisseur moyenne, en pondérant par rapport à la largeur, à l'aide de la formule ci-dessous :

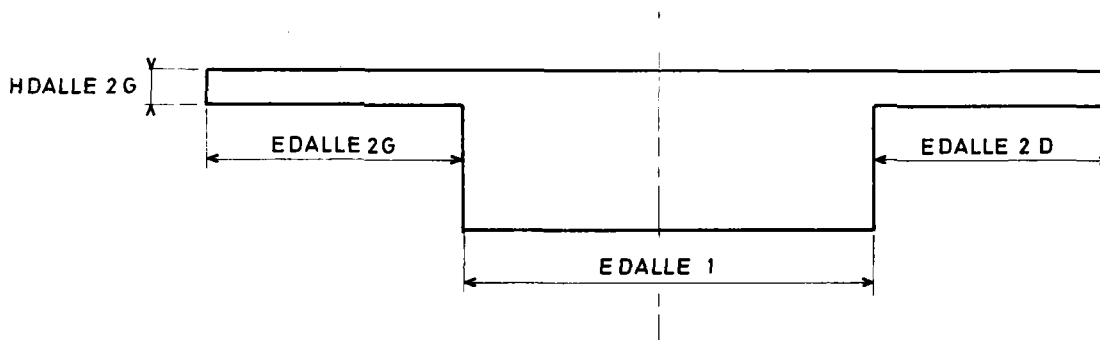
$$\text{HDALLE 2G section fictive} = \frac{\frac{\text{AL}(1) - \frac{\text{ANERV}}{2}}{\text{HDALLE 2G}} + \frac{\frac{\text{AL}(2) - \text{ANERV}}{2}}{\text{EPAIS}}}{\text{AL}(1) \cdot \frac{\text{AL}(2)}{2} - \text{ANERV}}$$

- dalle à nervures trapézoïdales

Soit la section réelle d'une dalle nervurée représentée ci-dessous :



On considère une épaisseur d'âme moyenne et on est ramené à la configuration précédente. La dalle fictive dont les caractéristiques seront introduites dans le bordereau des données sera représentée comme le montre le schéma ci-dessous :



Section fictive	=	Section réelle
HDALLE	=	HDALLE ⁽¹⁾
EDALLE 1	=	2 x ANERV
HDALLE 2G } HDALLE 2D }	=	{ HDALLE 2G } { HDALLE 2D } = EPAIS (2)
EDALLE 2G } EDALLE 2D }	=	AL(1) + $\frac{AL(2)}{2}$ - ANERV
EDALLE 3G } EDALLE 3D }	=	0
HDALLE 3D } HDALLE 3G }	=	0

4.2 - COMPLEMENTS DE DONNEES.

Dans le cas d'une section réelle complexe l'utilisateur introduit donc les caractéristiques mécaniques de la section réelle* sur un bordereau supplémentaire (cf. bordereau joint) et doit porter obligatoirement 0 dans la colonne 2 de la carte A3 du bordereau MCP (INERTIE)

Si l'ouvrage est de hauteur constante l'utilisateur calcule, pour la section réelle, les caractéristiques mécaniques et il porte les valeurs indiquées ci-dessous, sur la première ligne seulement :

AIRE : aire de la section brute

STAT : moment statique de l'aire brute par rapport à l'horizontale de l'extrados de la dalle

XIN : moment d'inertie de la section par rapport à la fibre moyenne

valeurs absolues { WS : distance de la fibre supérieure de la dalle au centre de gravité.
WI : distance de la fibre inférieure de la dalle au centre de gravité.

ETA : rendement géométrique de la section qui est le rapport:

$$ETA = \frac{XIN}{AIRE \times WS \times WI}$$

Si l'ouvrage est de hauteur variable, l'utilisateur calcule, pour chaque travée, les caractéristiques mécaniques indiquées ci-dessus pour les (NDIV + 1) sections et il remplit (NDIV + 1) lignes du bordereau supplémentaire, un bordereau correspondant à une travée.

Pour le calcul des dalles à plusieurs nervures la dernière ligne du bordereau supplémentaire sur laquelle on lit BG, BD et DEB ne correspond à rien.

L'utilisateur ne portera donc rien dans ces 3 cases.

* L'attention est attirée sur le fait qu'il s'agit ici (à la différence du TISE) des caractéristiques de la section globales, et non de celles d'éléments individuels (par exemple d'une nervure).

CHAPITRE 5

EXEMPLE D'APPLICATION

5.1 - Présentation de l'exemple d'application.

Afin d'illustrer l'application du programme MCP au calcul des dalles nervurées, nous allons étudier un ouvrage continu à 2 nervures, biais à 65 grades. Cet ouvrage comporte 3 travées, de portées biaisées respectivement égales à 18,90 m, 31,50 m et 18,90 m. Les deux nervures ont les caractéristiques suivantes :

- largeur de 3 m
- hauteur de 1,25 m
- distance entre axes égale à 7m

Ces nervures encadrées par des encorbellements de 2m de largeur sont reliées entre elles par un hourdis de 0,25 m d'épaisseur moyenne ($0,20 \text{ m} < e < 0,35 \text{ m}$).

Dans un premier paragraphe nous allons donc préparer les données à introduire dans le programme TISE, préliminaire au calcul MCP.

Ensuite nous exploiterons les résultats de TISE afin de calculer les coefficients correctifs de répartition transversale que nous introduisons dans le bordereau MCP.

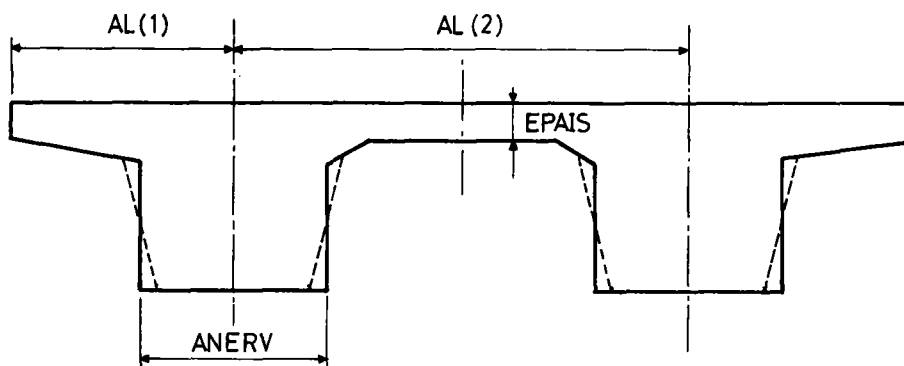
Enfin dans un dernier paragraphe nous verrons comment calculer les moments de flexion transversale à partir des résultats obtenus par le second passage du programme TISE.

5.2 - Préparation des données du bordereau TISE.

5.2.1 - Section transversale (données communes aux deux passages)

La dalle nervurée étudiée dans l'exemple d'application présente des nervures trapézoïdales que nous allons simplifier pour rentrer dans le programme TISE.

En effet nous introduisons la section transversale schématisée ci-dessous :



Les caractéristiques géométriques introduites dans le programme TISE sont les suivantes :

AL(1)	=	3,75 m
AL(2)	=	7,00 m
ANERV	=	3,25 m (épaisseur moyenne des nervures)
EPAIS	=	0,20 m

5.2.2 - Calcul de l'inertie de flexion équivalente (données communes aux deux passages)

Comme nous l'avons déjà dit dans le chapitre 2 (paragraphe 2.4.2) il est préférable pour le calcul de la répartition transversale des efforts, de conserver la portée réelle de la travée étudiée (en général la travée la plus courte), dans le cas d'un ouvrage à plusieurs travées, et de remplacer l'inertie réelle de flexion d'une poutre par une inertie fictive équivalente calculée comme étant l'inertie constante d'une travée indépendante qui aurait même flèche à mi-portée que la travée continue étudiée, sous charge uniformément répartie.

On étudie donc l'inertie constante réelle d'un ouvrage à 3 travées symétriques dont les portées sont 18,90 m, 31,50 m et 18,90 m.

Si l'on pose $\theta = \frac{18,90}{31,50} = 0,6$, l'inertie constante réelle est à multiplier, pour l'étude de la travée de rive, par le coefficient correctif:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{3\theta(1+\theta)}{5[(1+\theta)^2 - 0,25]}}$$

d'où $\alpha = 1,332$

L'inertie fictive d'une poutre introduite dans le programme TISE est donc égale à :

$$0,7152 \times 1,332 = \underline{0,9526 \text{ m}^4}$$

0,7152 étant l'inertie réelle d'une nervure et du hourdis associé

5.2.3 - Calcul de l'inertie de torsion (données communes aux deux passages)

On néglige la participation des encorbellements et du hourdis et on calcule l'inertie de torsion d'une nervure par la formule :

$$J = k_1 b h^3$$

Si l'on pose :

$$b = 3,25 \text{ m}$$

$$h = 1,25 \text{ m}$$

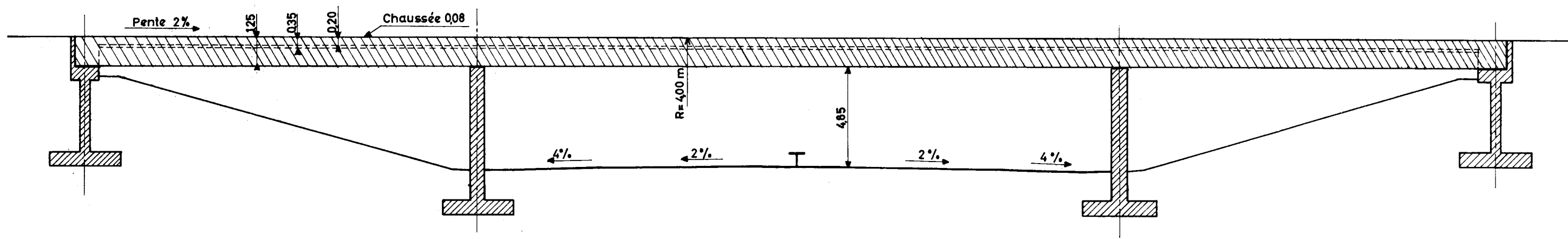
le rapport $\frac{b}{h}$ vaut $\frac{3,25}{1,25} = 2,60$ d'où $k_1 = 0,252$.

L'inertie de torsion J à introduire dans le programme est donc :

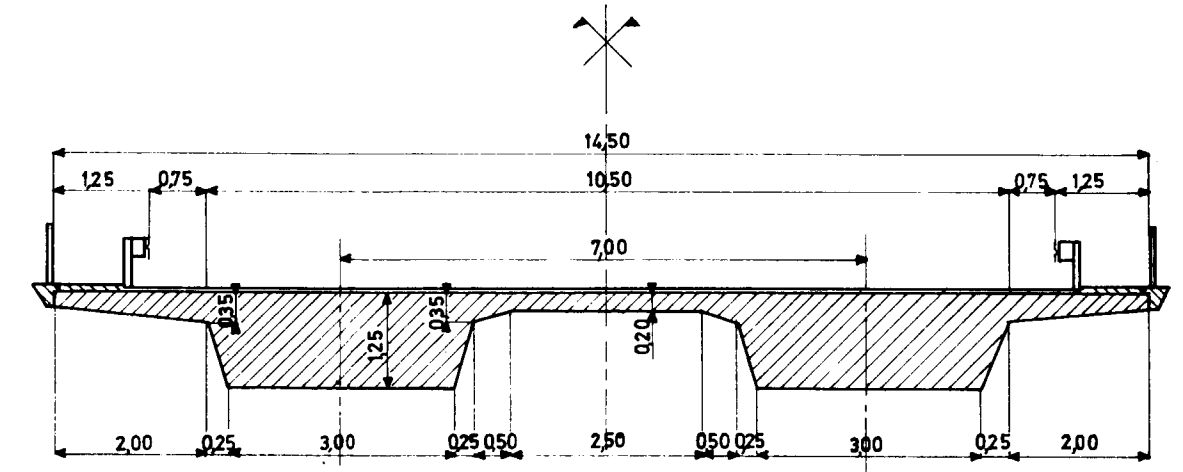
$$J = 0,252 \times 3,25 \times 1,25^3$$

$$\underline{J = 1,5996 \text{ m}^4}$$

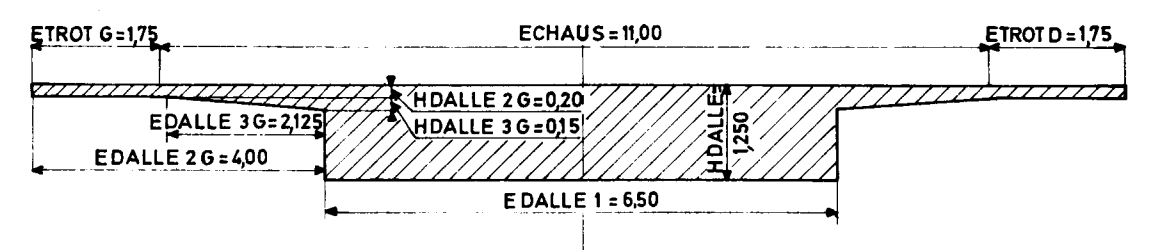
COUPE LONGITUDINALE BIAISE SELON COUPE A.A



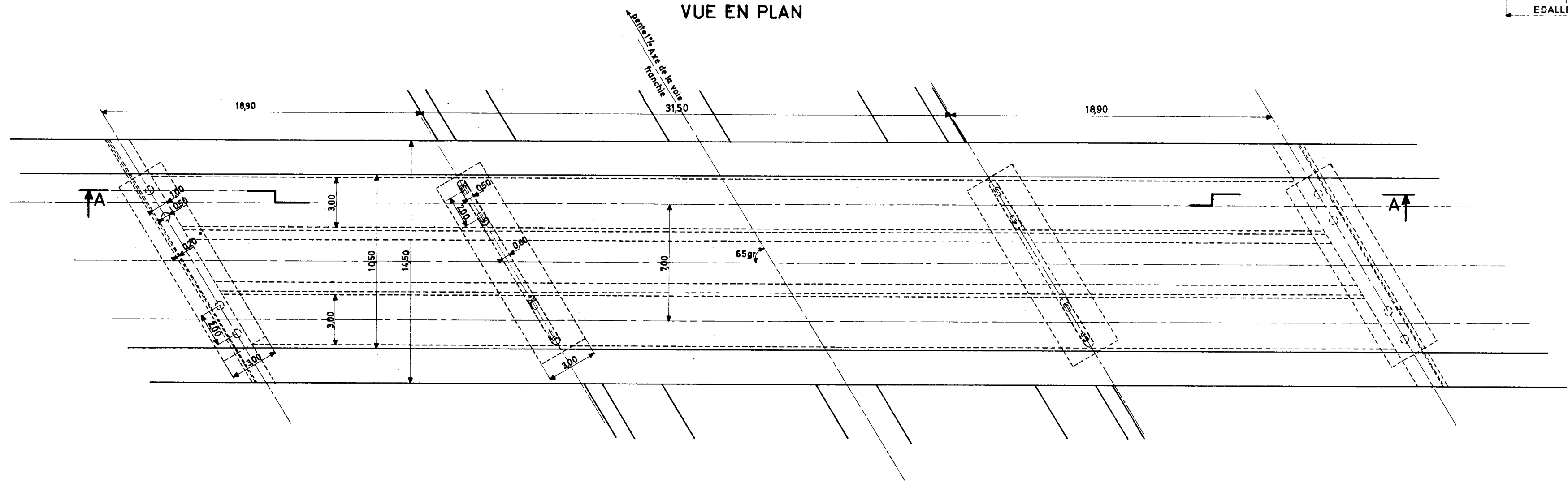
COUPE TRANSVERSALE



COUPE TRANSVERSALE MODIFIÉE INTRODUITE DANS LE BORDEREAU M C P



VUE EN PLAN



5.2.4 - Données définissant les cas de charge (1er passage)

...B - Pour l'étude des cas de charges, les charges sont affectées seulement du coefficient de dégressivité transversale; le coefficient de majoration dynamique sera introduit automatiquement par le programme MCP.

5.2.4.1 - Trottoirs

On introduit sur toute la longueur de l'ouvrage (18,90m), une charge répartie de densité égale à 0,150 t/m².

On charge successivement le trottoir de droite puis le trottoir de gauche et l'on compare les moments obtenus pour chaque cas de charge.

5.2.4.2 - Charge A(l)

On introduit, sur toute la longueur de l'ouvrage (18,90 m), une charge répartie de densité égale à $A(18,90) \times a_1 \times a_2$.

Sachant que A (18,90) vaut 1,395 t/m² et que a₂ vaut, pour un ouvrage de première classe $\frac{3,5}{3,667} = 0,955$, les densités de charge A(l) sont donc, suivant le nombre de voies chargées :

1,332 t/m² pour 1 voie chargée
1,332 t/m² pour 2 voies chargées
1,199 t/m² pour 3 voies chargées

Transversalement la première voie chargée est celle qui est la plus excentrée côté nervure étudiée (nervure de rive); la progression se fait ensuite vers l'autre bord de la chaussée. Les schémas illustrant le mode de chargement du pont figurent sur la note de calcul commentée ci-après (paragraphe 5.3).

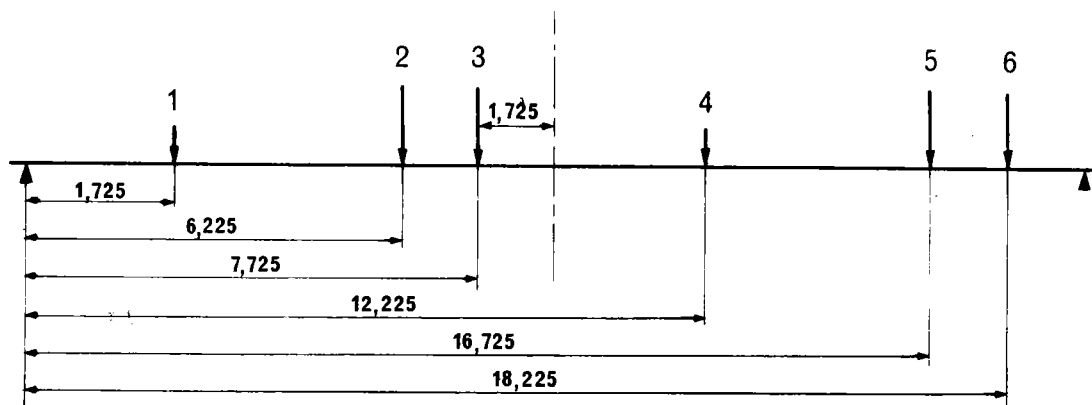
5.2.4.3 - Charge B

On introduit des charges concentrées correspondant aux essieux des camions. La grandeur de ces charges est multipliée par le coefficient bc défini dans le fascicule 61 titre II.

La valeur des charges concentrées introduites est donc, suivant le nombre de voies chargées :

3,60 ; 7,20 ; 7,20 ; 3,60 ; 7,20 ; 7,20 pour 1 voie chargée
3,30 ; 6,60 ; 6,60 ; 3,30 ; 6,60 ; 6,60 pour 2 voies chargées
2,85 ; 5,70 ; 5,70 ; 2,85 ; 5,70 ; 5,70 pour 3 voies chargées

Longitudinalement, les camions sont placés dans la position qui donne le maximum de moment fléchissant longitudinal (théorème de BARRE). Pour la portée étudiée (D = 18,90 m) on placera donc les essieux comme indiqué sur la figure ci-après et les abscisses longitudinales seront respectivement pour les 6 essieux :



Transversalement, on place le premier camion dans la position la plus excentrée côté nervure étudiée (nervure de rive); les autres chargements sont ensuite réalisés en juxtaposant les camions successifs vers l'autre bord de la chaussée. Les schémas illustrant le mode de chargement du pont figurent sur la note de calcul commentée (paragraphe 5.).

5.2.4.4 - Charge militaire

Pour cette seule partie du calcul on considère les chenilles du char comme des charges linéiques (type "lame de couteau"). Le poids d'une chenille par mètre longitudinal est donc égal à $\frac{55}{6,10}$ t/ml soit 9,0164 t/ml pour le char Mc 120. La densité introduite dans le bordereau est donc 9,0164 t/ml.

Longitudinalement on place la chenille du char au milieu de la portée.

Transversalement, le char est excentré au maximum côté nervure étudiée.

5.2.5 - Données définissant les "lignes d'influence" transversales (2ème passage)

N.B. Pour l'étude des "lignes d'influence", les charges sont introduites sans coefficient.

Il conviendra donc d'affecter les résultats obtenus:

- du coefficient de majoration dynamique calculé en prenant comme portée la largeur roulable de l'ouvrage
- du coefficient de dégressivité transversale bc ou bt pour les charges du système B.
- du coefficient de pondération lors de la combinaison avec la charge permanente

Par l'intermédiaire des "lignes d'influence" on étudie les moments transversaux dans la dalle à 2 nervures.

Comme on l'a déjà dit dans le chapitre 2 (paragraphe 2.4.3.4) il suffit, pour étudier les "lignes d'influence" transversales, de définir la position longitudinale des charges. Les charges introduites ne peuvent être que concentrées ou linéiques. On étudie donc l'influence d'une file de deux camions Bc, d'une charge Bt et d'une chenille de char.

5.2.5.1 - Influence d'une file de deux camions Bc

On place, dans la position longitudinale qui donne le moment fléchissant maximum, une file de deux camions Bc.

Dans le sens transversal ces charges concentrées² se déplacent en des points définis par le programme.

Dans l'exemple traité, le programme dispose automatiquement le chargement sur les fibres suivantes :

- axes des nervures
- sections d'encastrement du hourdis sur les nervures, puis sur le hourdis situé entre deux poutres, le nombre de fibres chargées étant défini par l'utilisateur.

Dans les commentaires du bordereau des données nous conseillons de prendre un nombre d'intervalles pair (NLD) de manière à charger le hourdis à mi-portée et de se baser sur une distance entre points de chargement de l'ordre de 25 cm. Pour l'exemple d'application on a ainsi été amené à prendre 24 intervalles(cf p. 18).

5.2.5.2 - Influence des 2 essieux du tandem Bt

On place, au milieu de la travée, les deux essieux de 16 t du tandem Bt.

Transversalement les fibres étudiées sont les mêmes que celles prises en compte pour l'étude de l'influence des essieux du camion Bc.

5.2.5.3 - Influence d'une chenille de char

On place, au milieu de l'ouvrage, une chenille de char Mc 120; cette chenille est considérée comme une charge linéique.

La densité introduite est donc égale à $\frac{55}{6,10}$ soit 9,0164 t/ml

Transversalement les fibres étudiées sont toujours les mêmes que celles décrites ci-dessus.

5.3 - Etude des cas de charges

5.3.1 - Bordereaux des données TISE remplis (1er passage)

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N°2 : surcharge de trottoir sur/trottoir de droite

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					3					1					0					0

CARTE 8	La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)						
XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9	La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)						
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)

CARTE 9 (suite)																																																																															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
P(IU)										XL(IU)										P(IU)										XL(IU)										P(IU)										XL(IU)																													

CARTE 10	La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)						
P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)
0 . . 1 5 0		0		1 8 . . 9 0			

CARTE 11	La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)							
INU	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	
1	1 3 . . 2 5		1 4 . . 5 0					

CARTE 11 bis							
XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N°6 : surcharge Bc - 1 file de camions

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					1					6					0					0

CARTE 8	La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)						
XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9	La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)						
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)
3 . . 6 0	1 . 7 2 5	7 . . 2 0	6 . . 2 2 5	7 . . 2 0	7 . 7 2 5	3 . . 6 0	1 2 . 2 2 5

CARTE 9 (suite)							
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)
7 . . 2 0	1 6 . . 7 2 5	7 . . 2 0	1 8 . . 2 2 5				

CARTE 10	La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)						
P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)

CARTE 11	La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)						
NU	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)
2	2	4					

CARTE 11 bis							
XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N°7 : surcharge Bc - 2 files de camions

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					1					6					0					0

CARTE 8	La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)							
XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9	La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)							
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	
3 . 3 0	1 . 7 2 5	6 . 6 0	6 . 2 2 5	6 . 6 0	7 . 7 2 5	3 . 3 0	1 2 . 2 2 5	

CARTE 9 (suite)								
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	
6 . 6 0	1 6 . 7 2 5	6 . 6 0	1 8 . 2 2 5					

CARTE 10	La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)							
P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	

CARTE 11	La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)							
NU	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	
4	2 .	4 .	4 . 5 0	6 . 5 0				

CARTE 11 bis								
XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N° 8 : surcharge Bc - 3 files de camions

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					1					6					0					0

CARTE 8 La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)

XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9 La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)

P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)
2 . 8 5	1 . 7 2 5	5 . 7 0	6 . 2 2 5	5 . 7 0	7 . 7 2 5	2 . 8 5	1 2 . 2 2 5

CARTE 9 (suite)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
P(IU)										XL(IU)										P(IU)										XL(IU)																																																	
5 . 7 0										1 6 . 7 2 5										5 . 7 0										1 8 . 2 2 5																																																	

CARTE 10 La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)

P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)

CARTE 11 La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)

		XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)										
		6	2	4	4	5	0	6	5	0	7	9							

CARTE 11 bis

XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N°9 : surcharge militaire — convoi M 120

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					2					1					0					0

CARTE 8	La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)						
XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9	La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)						
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)

CARTE 9 (suite)							
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)

CARTE 10	La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)						
P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)

CARTE 11	La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)						
	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)

CARTE 11 bis							
XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)

```
*****  
*  
*   MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT   *  
*   ET DU LOGEMENT             *  
*   ---                         *  
*   SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES *  
*   DES ROUTES ET AUTOROUTES    *  
*  
*           S.E.T.R.A           *  
*  
*****
```

REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

DANS UNE TRAVÉE INDÉPENDANTE

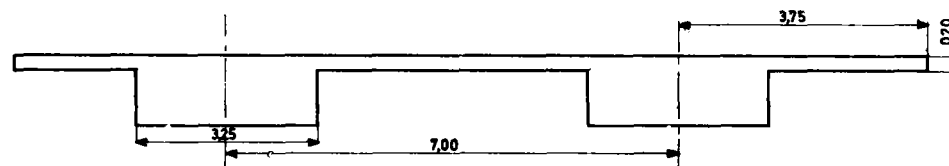
SANS ENTRETOISES INTERMÉDIAIRES

PAR C.BINET INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES

```
*****  
*  
*   EXEMPLE D'APPLICATION TISE-MCP   ETUDE DES CAS DE CHARGE *  
*  
*****
```


RAPPEL DES DONNÉES

LONGUEUR DE LA TRAVÉE :	18.900
NOMBRE DE POUTRES :	2
DISTANCE ENTRE AXES DES POUTRES :	7.000
EPAISSEUR DES AMES :	3.250
EPAISSEUR DE LA DALLE :	0.200
LARGEUR DE LA CALLE EN ENCRUBÈLEMENT COMPTÉE À PARTIR DE L'AXE DES POUTRES DE RIVE :	3.750
INERTIE DE FLEXION DES POUTRES :	0.952600
INERTIE DE TORSION DES POUTRES :	1.599600
MODULE DE DÉFORMATION ELASTIQUE :	4000000.0
COEFFICIENT DE POISSON :	0.15



 * CAS DE CHARGE NO 1 * Surcharge de trottoir
 * * trottoir gauche

CHARGE UNIFORME
 DE DENSITE 0.150 T/M2 REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 0.0 ET 18.900

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

0.191	0.000	0.064	0.000	0.038	0.000	0.027	0.000	0.021	0.000
0.017	0.000	0.015	0.000	0.013	0.000	0.011	0.000	0.010	0.000

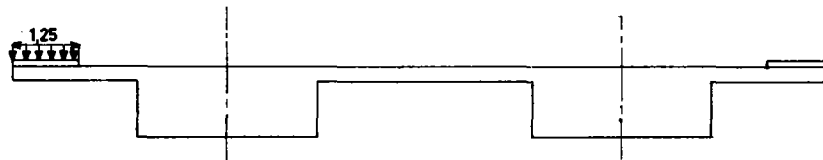
DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M2)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	0.131	0.177	0.154	0.135	0.149	0.160	0.151	0.142	0.150	0.157
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	0.150	0.144	0.150	0.155	0.150	0.145	0.150	0.155	0.150	0.145
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	0.150	0.155	0.150	0.145	0.150	0.155	0.150	0.144	0.150	0.157
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.150	0.142	0.151	0.160	0.149	0.135	0.154	0.177	0.131	0.000

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES ENTRE LES ABSCISSES

0.0 ET 1.250

CHARGE TOTALE 3.472 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE 0.182 T/M

EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	0.6240	0.1634	0.106E-04	0.757E-04	7.7280	0.0000	-0.0000
2	0.0707	0.0182	0.943E-06	3.639E-05	0.6435	0.0000	-0.0000

EFFORTS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	0.0271	-0.0182	-0.0070	-0.0182	-0.0411	-0.0182

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE → Efforts dans la dalle après déduction des efforts de flexion locale calculés pour une dalle parfaitement encastree (cf. résultats lignes d'influence)

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	0.0271	-0.0182	-0.0070	-0.0182	-0.0411	-0.0182

```

*****
*                               *
*   CAS DE CHARGE NO 2         *   Surcharge de trottoir
*                               *   trottoir droit
*                               *
*****
    
```

CHARGE UNIFORME
DE DENSITE 0.150 T/M2 REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 0.0 ET 18.900

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

0.191	0.000	0.064	0.000	0.038	0.000	0.027	0.000	0.021	0.000
0.017	0.000	0.015	0.000	0.013	0.000	0.011	0.000	0.010	0.000

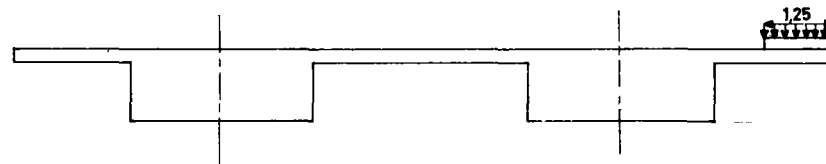
DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M2)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	0.131	0.177	0.154	0.135	0.149	0.160	0.151	0.142	0.150	0.157
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	0.150	0.144	0.150	0.155	0.150	0.145	0.150	0.155	0.150	0.145
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	0.150	0.155	0.150	0.145	0.150	0.155	0.150	0.144	0.150	0.157
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.150	0.142	0.151	0.160	0.149	0.135	0.154	0.177	0.131	0.020

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES ENTRE LES ABSCISSES

13.250 ET 14.500

CHARGE TOTALE 3.472 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE 0.182 T/M

EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	-0.0707	0.0182	-0.943E-06	0.609E-05	0.6435	-0.0000	-0.0000
2	-0.6240	0.1634	-0.106E-04	0.757E-04	7.7280	-0.0000	-0.0000

EFFORTS DANS LA CALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	-0.0411	0.0182	-0.0070	0.0182	0.0271	0.0182

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	-0.0411	0.0182	-0.0070	0.0182	0.0271	0.0182

Calcul du coefficient KTr

Moments fléchissants dans les poutres

Trottoir gauche charge

Trottoir droit charge

Deux trottoirs chargés

poutre 1

7.7280

0.6435

8.3715

poutre 2

0.6435

7.7280

8.3715

Le chargement des deux trottoirs donne un moment plus défavorable dans les poutres;

On retient donc ce moment maximal pour calculer KTr et l'on pose:

$$KTr = \frac{8.3715}{\frac{8.3715 + 8.3715}{2}} \text{ soit } KTr = 1$$

Documentation Service

 * CAS DE CHARGE NO 3 * Surcharge A(1)
 * 1 voie chargée *

CHARGE UNIFORME

CE DENSITE 1.332 T/M2 REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 0.0 ET 18.900

$\rightarrow A(1890) \times a_1 \times a_2$ avec $a_1 = 1$ pour 1 voie chargée
 et $a_2 = \frac{3.5}{3.667} = 0.955$

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

1.696	0.000	0.565	0.000	0.339	0.000	0.242	0.000	0.188	0.000
0.154	0.000	0.130	0.000	0.113	0.000	0.100	0.000	0.089	0.000

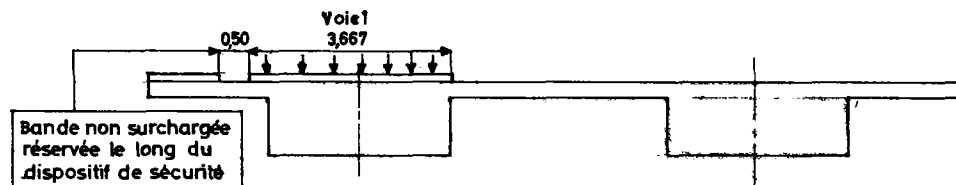
DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M2)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	1.163	1.572	1.363	1.200	1.320	1.424	1.338	1.251	1.328	1.392
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	1.334	1.280	1.330	1.379	1.333	1.288	1.331	1.375	1.332	1.290
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	1.332	1.375	1.331	1.288	1.333	1.379	1.330	1.280	1.334	1.392
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	1.328	1.261	1.338	1.424	1.320	1.200	1.363	1.572	1.163	0.000

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES ENTRE LES ABSCISSES

1.750 ET 5.417

CHARGE TOTALE 90.446 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE 4.729 T/M

EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT,	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	3.5422	3.9395	0.512E-04	0.186E-02	189.3639	0.0001	-0.0001
2	2.7742	0.7899	0.378E-04	0.273E-03	28.7166	0.0001	-0.0000

EFFORTS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	1.4701	-0.7357	-0.0097	-0.7899	-1.4907	-0.7899

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	1.4713	-0.7899	-0.0097	-0.7899	-1.4907	-0.7899

 *
 * CAS DE CHARGE NO 4 *
 *

Surcharge A (I)
 2 voies chargées

CHARGE UNIFORME
 DE DENSITE 1.332 T/M2 REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 0.0 ET 18.900

→ A(1890) x a₁ x a₂ avec a₁ = 1 pour 2 voies chargées
~~a₂ = 3,667~~
~~a₂ = 3,667~~

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

1.696	0.000	0.565	0.000	0.339	0.000	0.242	0.000	0.188	0.000
0.154	0.000	0.130	0.000	0.113	0.000	0.100	0.000	0.089	0.000

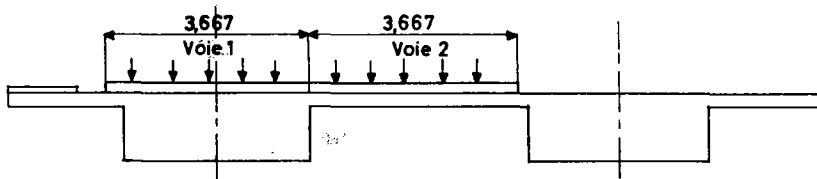
DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M2)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	1.163	1.572	1.363	1.200	1.320	1.424	1.338	1.261	1.328	1.392
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	1.334	1.280	1.330	1.379	1.333	1.288	1.331	1.375	1.332	1.290
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	1.332	1.375	1.331	1.288	1.333	1.379	1.330	1.280	1.334	1.392
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	1.328	1.261	1.338	1.424	1.320	1.200	1.363	1.572	1.163	0.000

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES ENTRE LES ABSCISSES

1.750 ET 9.084

CHARGE TOTALE 180.892 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE 9.459 T/M

EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	-1.6784	6.3037	-0.396E-04	0.292E-02	298.3831	-0.0000	-0.0001
2	7.9952	3.1549	0.129E-03	0.134E-02	137.7774	0.0002	-0.0001

EFFORTS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	0.0915	1.6286	0.8780	-0.7896	-2.8685	-3.1549

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	1.6028	-0.7896	0.1223	-0.7896	-1.3582	-0.7896

Calcul du coefficient KA

Moments fléchissants dans les poutres	1 voie chargée	2 voies chargées	3 voies chargées
Poutre 1	189,3639	298,3831	294,4304
Poutre 2	28,7166	137,7774	294,4307

Le moment maximal dans une nervure est obtenu quand on charge 2 voies sur l'ouvrage. On pose donc :

$$KA = \frac{298,3831}{298,3831 + 137,7774} \times 1 \times 0,955 \times \frac{2}{3} \text{ soit } \boxed{KA = 0,8711}$$

 *
 ● CAS DE CHARGE NO 6 ●
 *

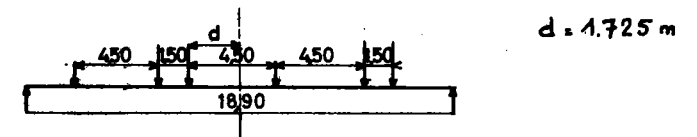
Surcharge Bc
 1 file de camions

Position longitudinale des 2 camions donnant le moment fléchissant maximum d'après le théorème de BARRE

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE	1.725	6.225	7.725	12.225	16.725	18.225
CHARGE	3.600 → 3t x bc	7.200	7.200 → 6t x bc	3.600	7.200	7.200

(bc=12 pour 1 file de camions)



COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

2.189	0.312	0.675	-1.707	0.690	-0.171	2.647	-0.574	0.000	-0.258
0.071	-0.294	0.105	-0.272	-0.030	-0.233	-0.359	-2.398	1.126	-0.207

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	-1.487	0.425	3.756	4.041	1.021	-1.112	-0.140	1.150	-0.062	-1.696
ABSCISSE	5.157	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	0.046	4.308	6.392	4.891	3.677	5.222	6.156	2.926	-1.536	-1.862
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	1.047	1.516	-1.133	-1.290	2.881	5.355	2.065	-1.930	-0.833	2.108
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.713	-2.685	-1.041	4.692	6.704	3.796	3.163	5.975	7.218	0.001

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES

ABSCISSE	2.000	4.000
----------	-------	-------

CHARGE TOTALE 71.737 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE -3.725 T/M

4 EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	-1.0250	-4.2388	0.684E-04	0.132E-02	132.2836	-0.8280	+5.9681
2	1.8291	0.5140	0.248E-04	0.176E-03	18.5609	0.1042	-0.0109

EFFORTS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	0.9335	-0.5140	-0.0302	-0.5140	-0.9939	-0.5140

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	0.9335	-0.5140	-0.0302	-0.5140	-0.9939	-0.5140

 * CAS DE CHARGE NO 8 * Surcharge Bc
 * * 3 files de camions *

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE	1.725	6.225	7.725	12.225	16.725	16.225
CHARGE	2.850	5.700	5.700	2.850	5.700	5.700
	→ 3t x bc		→ 6t x bc	(bc=0,95 pour 3 files de camions)		

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

1.733	0.247	0.534	-1.351	0.546	-0.135	2.095	-0.454	0.000	-0.204
0.056	-0.233	0.083	-0.215	-0.024	-0.184	-0.284	-1.899	0.891	-0.164

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

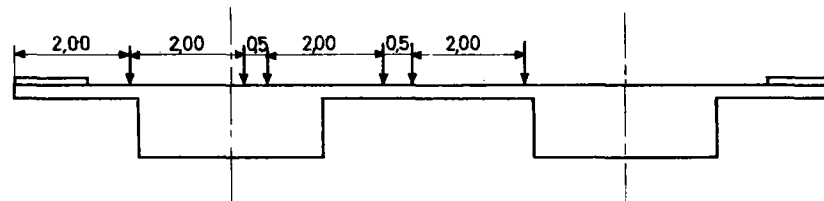
ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	-1.177	0.336	2.974	3.199	0.808	-0.880	-0.111	0.910	-0.049	-1.343
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	0.037	3.410	5.061	3.872	2.911	4.134	4.873	2.316	-1.216	-1.474
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	0.829	1.200	-0.897	-1.021	2.281	4.240	1.635	-1.528	-0.659	1.669
ABSCISSE	14.547	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.555	-2.126	-0.824	3.715	5.308	3.005	2.504	5.443	5.714	0.001

54

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES

ABSCISSE	2.000	4.000	4.500	6.500	7.000	9.000
----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

CHARGE TOTALE 170.375 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE -8.847 T/M

EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	6.0045	-7.0692	-0.278E-04	0.240E-02	240.1003	1.4232	-10.3587
2	-2.9645	-1.7773	0.103E-03	0.117E-02	118.1558	-1.5062	-3.8414

EFFORTS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	2.8107	-2.6459	-0.6759	0.3029	0.0763	1.7773

55

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	1.2226	-0.6014	0.0950	-0.6014	-1.0325	-0.6014

Calcul du coefficient KBc

moments fléchissants dans les poutres	1 file	2 files	3 files
poutre 1	132,2836	227,1361	240,1003
poutre 2	18,5609	49,4126	118,1558

le moment maximum dans une nervure est obtenu quand on place 3 files de camions sur l'ouvrage.

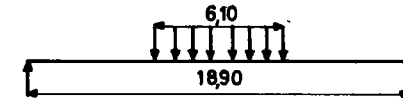
on pose donc:
$$KBc = \frac{240,1003}{\frac{240,1003 + 118,1558}{2}} \times 0,95 \times \frac{3}{3}$$
 soit $KBc = 1,273$

 ●
 ● CAS DE CHARGE NO 9 ●
 *

Surcharge militaire Mc 120

CHARGE LINEIQUE
 DE DENSITE 9.016 T/M REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 6.400 ET 12.500

↳ $\frac{\text{Poids d'une chenille}}{\text{longueur d'une chenille}}$



COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

5.574	-0.000	-3.822	0.000	1.309	-0.000	0.650	-0.000	-1.261	0.000
0.677	-0.000	0.267	-0.000	-0.742	0.000	0.487	-0.000	0.125	-0.000

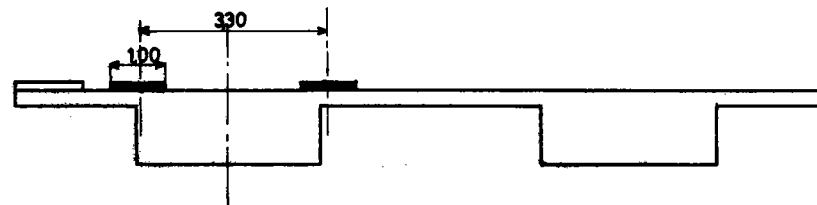
DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	0.222	0.019	-0.232	-0.041	0.255	0.072	-0.300	-0.119	0.393	0.209
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	-0.639	-0.424	2.253	6.369	9.326	9.784	8.876	8.493	9.057	9.488
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	9.057	8.493	8.876	9.784	9.326	6.369	2.253	-0.424	-0.639	0.209
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.393	-0.119	-0.300	0.072	0.255	-0.041	-0.232	0.019	0.222	0.000

POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES

ABSCISSE 2.250 5.550

CHARGE TOTALE 110.272 T



** SECTION D'ABSCISSE X = 9.450 **

DENSITE DE CHARGE TOTALE 18.977 T/M

EFFORTS DANS LES POUTRES

POUTRE	COUPLE DE TORSION PAR UNITE DE LONGUEUR	CHARGE VERTICALE	ROTATION	FLECHE	MOMENT FLECHISSANT	MOMENT DE TORSION	EFFORT TRANCHANT
1	2.6574	17.4199	0.479E-04	0.335E-02	381.1729	0.0001	-0.0002
2	5.3924	1.5566	0.714E-04	0.519E-03	54.7885	0.0001	-0.0000

EFFORTS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	1.3140	7.9317	0.0558	-1.5566	-2.8629	-1.5566

EFFORTS REDUITS DANS LA DALLE

ENTRE LES POUTRES	MOMENT D'ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
1 ET 2	2.8231	-1.4966	0.0171	-1.4966	-2.7890	-1.4966

Calcul du coefficient KCM

On a directement $KCM = \frac{381,1729}{\frac{381,1729 + 54,7885}{2}}$ soit $KCM = 1,748$

5.4 - Calcul des coefficients correctifs de répartition transversale.

Pour chaque cas de charge on calcule à l'aide de la note de calcul TISE (1er passage) le coefficient correctif de répartition transversale qui sera introduit au bordereau des données MCP. Le détail du calcul a été donné dans le chapitre 4 paragraphe 4.1 et pour chaque cas de charge nous avons effectué le calcul des coefficients sur la note de calcul commentée. Dans ce paragraphe nous allons donc nous contenter de reprendre rapidement ces calculs.

charge de trottoir

Si l'on appelle M_i le moment maximal que l'on obtient en chargeant les 2 trottoirs et M_j le moment correspondant dans une nervure on a :

$$KTR = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)}$$

Dans l'exemple d'application, lorsque l'on charge les deux trottoirs on a :

$$\begin{aligned} M_i &= 8,3715 \text{ tm} \\ M_j &= 8,3715 \text{ tm pour } j = 1 \\ M_j &= 8,3715 \text{ tm pour } j = 2 \end{aligned}$$

$$\text{d'où } KTR = \frac{8,3715}{\frac{8,3715 + 8,3715}{2}}$$

$$\underline{KTR = 1}$$

charge A(l)

Compte tenu des coefficients a_1 et a_2 introduits dans le calcul de la densité, le moment maximal dans une nervure est obtenu quand on charge 2 voies seulement par A(l).

Si M_i et M_j ont les mêmes définitions que ci-dessus, la valeur du coefficient KA est donnée par l'expression suivante :

$$KA = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)} \times a_1 \times a_2 \times \frac{NV}{NVOIE} *$$

Dans l'exemple d'application on a calculé, pour 2 voies chargées :

$$\begin{aligned} M_i &= 298,3831 \text{ tm} \\ M_j &= 298,3831 \text{ tm pour } j = 1 \\ M_j &= 137,7774 \text{ tm pour } j = 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si de plus } a_1 &= 1 \text{ pour 2 voies chargées} \\ a_2 &= 0,955 \\ NV &= 2 \text{ et } NVOIE = 2 \end{aligned}$$

$$\text{on aura } KA = \frac{298,3831}{\frac{298,3831 + 137,7774}{2}} \times 1 \times 0,955 \times \frac{2}{3}$$

$$\text{soit } \underline{KA = 0,8711}$$

Charge Bc

Compte tenu du coefficient bc introduit pour le calcul de la densité, le moment fléchissant maximal est obtenu dans la nervure quand on place 3 files de camions sur l'ouvrage.

Si M_i et M_j ont toujours les mêmes définitions que précédemment la valeur du coefficient KBc est donnée par l'expression suivante :

$$KBc = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)} \times b_c \times \frac{NV}{NVOIE} *$$

Dans l'exemple d'application, on a calculé pour 3 files de camions placés sur l'ouvrage.:

$$M_i = 240,1003 \text{ tm}$$

$$M_j = 240,1003 \text{ tm}$$

$$M_j = 118,1558 \text{ tm}$$

Sachant de plus que $bc = 0,95$ pour 3 files de camions et que $NV = 3$ et $NVOIE = 3$, on aura :

$$KBc = \frac{240,1003}{\frac{240,1003 + 118,1558}{2}} \times 0,95 \times \frac{3}{3}$$

$$\text{d'où } \underline{KBc = 1,273}$$

Charge militaire.

Le moment maximal est obtenu lorsqu'une chenille est excentrée au maximum du côté de la nervure de rive.

Si M_i et M_j ont les mêmes définitions que précédemment, la valeur du coefficient KCM est donnée par l'expression :

$$KCM = \frac{M_i}{\left(\frac{\sum_{j=1}^{NP} M_j}{NP} \right)}$$

Dans l'exemple d'application on a trouvé pour M_i et M_j les valeurs suivantes :

$$M_i = 381,1729 \text{ tm}$$

$$M_j = 381,1729 \text{ tm pour } j = 1$$

$$M_j = 54,7885 \text{ tm pour } j = 2$$

$$\text{donc KCM} = \frac{381,1729}{\frac{381,1729 + 54,7885}{2}}$$

$$\text{soit } \underline{\text{KCM} = 1,748}$$

5.5 - Adaptation des données du bordereau MCP.

5.5.1 - Préparation des données.

a- Comme on l'a dit dans le chapitre 4 - paragraphe 4.1 il faut porter 0 dans les colonnes 8 et 11 des cartes A3 et A4, ce qui a pour effet de supprimer les séquences de calcul se référant à la méthode GUYON-MASSONNET inapplicables pour les ponts à 2 nervures.

Sur la carte A9 il faut introduire les coefficients correctifs de répartition transversale que l'on a calculés ci-dessus.

b- Sur la carte A10, l'utilisateur ne peut pas introduire directement les caractéristiques de la section réelle de la dalle nervurée.

Nous avons représenté sur le plan de la page 28 bis la section schématisée introduite dans le bordereau MCP.

Les caractéristiques mécaniques de la section réelle ne sont pas calculées par le programme à l'aide des données de la carte A10, mais sont introduites directement sur le bordereau supplémentaire.

Sur le bordereau MCP on a donc porté 0 en colonne 2 de la carte A3 ce qui a pour effet de supprimer la séquence relative au calcul des caractéristiques mécaniques de la section étudiée.

Sur le bordereau supplémentaire joint en annexe on introduit directement les caractéristiques suivantes :

- aire de la section brute	AIRE = 10,1750 m ² *	
- moment statique de l'aire brute par rapport à l'extrados	STAT = 5,2850 m ³	
- moment d'inertie de la section par rapport à la fibre moyenne	XIN = 1,4298 m ⁴	
- distance du centre de gravité à la fibre supérieure de la dalle	WS = 0,5194 m	} valeurs absolues
- distance du centre de gravité à la fibre inférieure de la dalle	WI = 0,7306 m	
- rendement géométrique de la section	ETA = 0,3703	

L'ouvrage étudié dans l'exemple d'application étant de hauteur constante, on porte les valeurs indiquées ci-dessus sur la première ligne seulement.

Au total le bordereau comporte pour cet usage particulier quelques surabondances; il convient néanmoins de se conformer au cadre fourni.

5.5.2 - Bordereaux de données MCP remplis

* cette valeur devant servir de base au calcul du poids propre par le programme, doit correspondre avec précision à l'ouvrage réel.

TABLEAU A BIS : programme projeteur

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72				
Caract. mécaniques des câbles	K1				K2				K3				TENMOY 1				PCENT		MODE																																																									
CARTE A 18	0 6 7 0				1 0 0 0				0 3 5 6				1 0 0 0 0 0				6 0		3																																																									
Caract. remblais et fondations	L REMB G				L REMB D				H REMB G				H REMB D				tg β		PREMAX 1		PREMAX 2		H SEM																																																					
CARTE A 19	0																																																																											
Prix synthétiques	PADUR				P BET				P COF				P FOND				P REMB		P CHAUS																																																									
CARTE A 20	0																																																																											

TABLEAU B : épaisseurs de la dalle

H DALLE	Section Travée	A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		B	19	20	21																
CARTE B1A	1																				
CARTE B1B																					
CARTE B2A	2																				
CARTE B2B																					
CARTE B3A	3																				
CARTE B3B																					
CARTE B4A	4																				
CARTE B4B																					
CARTE B5A	5																				
CARTE B5B																					
CARTE B6A	6																				
CARTE B6B																					

5.6 - Etude des "lignes d'influence" transversales

() N.B. Nous attirons l'attention de l'utilisateur sur le fait que les
() "lignes d'influence" du programme TISE ne sont pas établies pour des valeurs
() unitaires des forces appliquées, mais pour un ensemble de forces disposées
() en file longitudinalement.

Comme nous l'avons déjà dit au paragraphe 5.2.5 ci-dessus, l'étude des "lignes d'influence" permet le calcul des moments transversaux sous charges d'exploitation.

Dans l'exemple traité ci-après au paragraphe 5.7 on effectue le calcul pour la charge militaire Mc 120 et pour les charges civiles Bc et Bt.

5.6.1 - Bordereaux de données TISE remplis (2ème passage)

Remarque : L'exemple ci-après a été établi avec la travée de rive, mais comme nous l'avons déjà dit p. 17 la flexion transversale est en général plus défavorable dans la travée la plus longue; l'utilisateur peut toutefois faire le calcul pour les différentes travées de son ouvrage. Dans le cas présent l'étude de la flexion transversale dans la travée centrale conduirait à un calcul identique, à la portée et à l'inertie de flexion équivalente près.

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N°1 : Influence d'une file de deux camions Bc

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					1					6					1					0

CARTE 8	La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)							
XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9	La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)							
P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	
3 0	1 7 2 5	6 0	6 2 2 5	6 0	7 7 2 5	3 0	1 2 2 5	

CARTE 9 (suite)																																																																																
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	
P(IU)										XL(IU)										P(IU)										XL(IU)										P(IU)										XL(IU)																														
6 0										1 6 7 2 5										6 0										1 8 2 2 5																																																		

CARTE 10	La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)							
P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	

CARTE 11	La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)							
NU	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	

CARTE 11 bis								
XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	

Tableau des données

BORDEREAU N°2 : DONNÉES RELATIVES AUX CHARGEMENTS

CAS DE CHARGE N°2 : Influence des 2 essieux du tandem Bt centrés sur l'ouvrage

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CARTE 7					INU					NU					IL					NX
					1					2					1					0

CARTE 8 La carte 8 ne sera remplie que si on a porté NX ≠ 0 (col 20 - carte 7)

XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)	XCAL(L)

CARTE 9 La carte 9 ne sera remplie que si on étudie des charges concentrées (INU = 1 - col 5 - carte 7)

P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)	P(IU)	XL(IU)
8	8 7 7 5	8	1 0 1 2 5				

CARTE 9 (suite)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
P(IU)					XL(IU)					P(IU)					XL(IU)					P(IU)					XL(IU)					P(IU)					XL(IU)																																												

CARTE 10 La carte 10 ne sera remplie que si on étudie des charges réparties ou linéiques (INU = 2 ou 3 - col 5 - carte 7)

P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)	X2(IU)	P(IU)	X1(IU)

CARTE 11 La carte 11 ne sera remplie que si on étudie les cas de charge (IL = 0 - col 15 - carte 7)

		XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)

CARTE 11 bis

XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)	XT(K)


```

*****
*
*  MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT
*    ET DU LOGEMENT
*
*  SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES
*    DES ROUTES ET AUTOROUTES
*
*          S.E.T.R.A
*
*****

```

REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

 DANS UNE TRAVÉE INDÉPENDANTE

 SANS ENTRETOISES INTERMÉDIAIRES

 PAR C.BINET INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES

```

*****
*
*  EXEMPLE D'APPLICATION TISE-MCP  ÉTUDE DES LIGNES D'INFLUENCE
*
*****

```

5 - 6 - 2 Extraits des principaux résultats fournis par le programme TISE pour l'étude des lignes d'influence.

RAPPEL DES DONNÉES

LONGUEUR DE LA TRAVÉE :	18.900
NOMBRE DE POUTRES :	2
DISTANCE ENTRE AXES DES POUTRES :	7.000
ÉPAISSEUR DES AMES :	3.250
ÉPAISSEUR DE LA DALLE :	0.200
LARGEUR DE LA DALLE EN ENCORBÈLEMENT COMPTÉE À PARTIR DE L'AXE DES POUTRES DE RIVE :	3.750
INERTIE DE FLEXION DES POUTRES :	0.952600
INERTIE DE TORSION DES POUTRES :	1.599600
MODULE DE DÉFORMATION ELASTIQUE :	4000000.0
COEFFICIENT DE POISSON :	0.15

 *
 * CAS DE CHARGE NO 1 *
 *

Influence d'une file de deux
 camions Bc

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE	1.725	6.225	7.725	12.225	16.725	18.225	→	Longitudinalement les camions sont
CHARGE	3.000	6.000	6.000	3.000	6.000	6.000		placés dans la position qui donne le
								moment fléchissant maximum (théo-
								rème de BARRE)

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

1.825	0.260	0.562	-1.423	0.575	-0.142	2.206	-0.478	0.000	-0.215
0.059	-0.245	0.087	-0.226	-0.025	-0.194	-0.299	-1.999	0.938	-0.172

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	-1.239	0.354	3.130	3.367	0.851	-0.926	-0.116	0.958	-0.052	-1.414
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	0.039	3.590	5.327	4.076	3.064	4.351	5.130	2.438	-1.280	-1.552
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	0.872	1.263	-0.944	-1.075	2.401	4.463	1.721	-1.609	-0.694	1.756
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.594	-2.238	-0.868	3.910	5.587	3.163	2.636	5.729	6.015	0.001

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 29.890 T

INFORMATIQUE

1 file de deux camions Bc

N = 1 A 20

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTEE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT	MOMENT	EF. TRANCHANT
	D ENCASTREMENT A GAUCHE	A GAUCHE	AU CENTRE	AU CENTRE	D'ENCASTREMENT A DROITE	A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.5621	-0.2858	0.0262	-0.2858	-0.5097	-0.2858
5.531	0.5667	-0.2870	0.0286	-0.2870	-0.5094	-0.2870
5.688	0.5588	-0.2816	0.0308	-0.2816	-0.4971	-0.2816
5.844	0.5396	-0.2703	0.0328	-0.2703	-0.4740	-0.2703
6.000	0.5102	-0.2537	0.0346	-0.2537	-0.4410	-0.2537
6.156	0.4718	-0.2323	0.0362	-0.2323	-0.3994	-0.2323
6.313	0.4253	-0.2068	0.0375	-0.2068	-0.3502	-0.2068
6.469	0.3720	-0.1778	0.0387	-0.1778	-0.2946	-0.1778
6.625	0.3129	-0.1458	0.0396	-0.1458	-0.2337	-0.1458
6.781	0.2492	-0.1114	0.0404	-0.1114	-0.1685	-0.1114
6.938	0.1820	-0.0752	0.0409	-0.0752	-0.1002	-0.0752
7.094	0.1123	-0.0379	0.0412	-0.0379	-0.0299	-0.0379
7.250	0.0413	0.0000	0.0413	0.0000	0.0413	0.0000
7.406	-0.0299	0.0379	0.0412	0.0379	0.1123	0.0379
7.563	-0.1002	0.0752	0.0409	0.0752	0.1820	0.0752
7.719	-0.1685	0.1114	0.0404	0.1114	0.2492	0.1114
7.875	-0.2337	0.1458	0.0396	0.1458	0.3130	0.1458
8.031	-0.2946	0.1778	0.0387	0.1778	0.3720	0.1778
8.188	-0.3503	0.2068	0.0375	0.2068	0.4253	0.2068
8.344	-0.3994	0.2323	0.0362	0.2323	0.4718	0.2323
8.500	-0.4410	0.2537	0.0346	0.2537	0.5102	0.2537
8.656	-0.4740	0.2703	0.0328	0.2703	0.5396	0.2703
8.813	-0.4972	0.2816	0.0308	0.2816	0.5588	0.2816
8.969	-0.5095	0.2870	0.0286	0.2870	0.5667	0.2870
9.125	-0.5097	0.2858	0.0262	0.2858	0.5621	0.2858

↑
courbe n°1

↑
courbe n°2

 *
 * CAS DE CHARGE NO 2 *
 *

Influence des deux essieux du tandem Bt

CHARGES CONCENTREES

ABSCISSE LONGITUDINALE 8.775 10.125 Les deux essieux sont centrés sur la travée
 CHARGE 8.000 8.000

COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

1.682	-0.000	-1.598	0.000	1.434	-0.000	-1.197	0.000	0.901	-0.000
-0.559	0.000	0.190	0.0	0.190	-0.000	-0.559	0.000	0.901	-0.000

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	0.533	0.012	-0.547	-0.026	0.576	0.043	-0.626	-0.068	0.705	0.107
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	-0.832	-0.180	1.052	0.341	-1.499	-0.850	2.918	6.132	6.450	5.911
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	6.450	6.132	2.918	-0.850	-1.499	0.341	1.052	-0.180	-0.832	0.107
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.705	-0.068	-0.626	0.043	0.576	-0.026	-0.547	0.012	0.533	0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 16.321 T

INFORMATIQUE

1 file de roues Bt

N = 1 A 20

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTÉE)

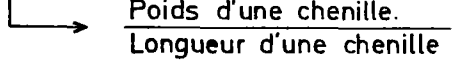
ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D ENCASTREMENT A GAUCHE	EF. TRANCHANT A GAUCHE	MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE	MOMENT D'ENCASTREMENT A DROITE	EF. TRANCHANT A DROITE
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2						
5.375	0.5649	-0.2855	0.0295	-0.2855	-0.5058	-0.2855
5.531	0.5716	-0.2876	0.0323	-0.2876	-0.5071	-0.2876
5.688	0.5655	-0.2830	0.0348	-0.2830	-0.4960	-0.2830
5.844	0.5475	-0.2723	0.0370	-0.2723	-0.4735	-0.2723
6.000	0.5190	-0.2560	0.0390	-0.2560	-0.4409	-0.2560
6.156	0.4809	-0.2347	0.0408	-0.2347	-0.3993	-0.2347
6.313	0.4346	-0.2092	0.0423	-0.2092	-0.3500	-0.2092
6.469	0.3811	-0.1800	0.0436	-0.1800	-0.2938	-0.1800
6.625	0.3216	-0.1477	0.0447	-0.1477	-0.2322	-0.1477
6.781	0.2572	-0.1129	0.0455	-0.1129	-0.1662	-0.1129
6.938	0.1892	-0.0763	0.0461	-0.0763	-0.0970	-0.0763
7.094	0.1186	-0.0385	0.0465	-0.0385	-0.0256	-0.0385
7.250	0.0466	-0.0000	0.0466	-0.0000	0.0466	-0.0000
7.406	-0.0256	0.0385	0.0465	0.0385	0.1186	0.0385
7.563	-0.0969	0.0763	0.0461	0.0763	0.1892	0.0763
7.719	-0.1662	0.1129	0.0455	0.1129	0.2572	0.1129
7.875	-0.2322	0.1477	0.0447	0.1477	0.3216	0.1477
8.031	-0.2938	0.1800	0.0436	0.1800	0.3811	0.1800
8.188	-0.3499	0.2092	0.0423	0.2092	0.4346	0.2092
8.344	-0.3993	0.2347	0.0408	0.2347	0.4809	0.2347
8.500	-0.4409	0.2560	0.0390	0.2560	0.5190	0.2560
8.656	-0.4735	0.2723	0.0370	0.2723	0.5475	0.2723
8.813	-0.4959	0.2830	0.0348	0.2830	0.5655	0.2830
8.969	-0.5071	0.2876	0.0323	0.2876	0.5716	0.2876
9.125	-0.5058	0.2855	0.0296	0.2855	0.5649	0.2855

↑
courbe n° 3

↑
courbe n° 4

 * * * * *
 * CAS DE CHARGE NO 3 *
 * * * * *

Influence d'une chenille de char Mc 120.

CHARGE LINEIQUE
 DE DENSITE 9.016 T/M REPARTIE ENTRE LES ABSCISSES LONGITUDINALES 6.400 ET 12.500 La chenille est centrée sur l'ouvrage.


COEFFICIENTS DU DEVELOPPEMENT EN SERIE DE SINUS

5.574	-0.000	-3.822	0.000	1.309	-0.000	0.650	-0.000	-1.261	0.000
0.677	-0.000	0.267	-0.000	-0.742	0.000	0.487	-0.000	0.125	-0.000

DENSITE DE CHARGE EQUIVALENTE (T/M)

ABSCISSE	0.472	0.945	1.417	1.890	2.362	2.835	3.307	3.780	4.252	4.725
DENSITE	0.222	0.019	-0.232	-0.041	0.255	0.072	-0.300	-0.119	0.393	0.209
ABSCISSE	5.197	5.670	6.142	6.615	7.087	7.560	8.032	8.505	8.977	9.450
DENSITE	-0.639	-0.424	2.253	6.369	9.326	9.784	8.876	8.493	9.057	9.488
ABSCISSE	9.922	10.395	10.867	11.340	11.812	12.285	12.757	13.230	13.702	14.175
DENSITE	9.057	8.493	8.876	9.784	9.326	6.369	2.253	-0.424	-0.639	0.209
ABSCISSE	14.647	15.120	15.592	16.065	16.537	17.010	17.482	17.955	18.427	18.900
DENSITE	0.393	-0.119	-0.300	0.072	0.255	-0.041	-0.232	0.019	0.222	0.000

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE

CHARGE TOTALE 55.136 T

INFORMATIQUE

1 chenille de char Mc 120

N = 1 A 20

LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS DANS LA DALLE APRES DEDUCTION DES EFFORTS DE FLEXION LOCALE CALCULES POUR UNE DALLE PARFAITEMENT ENCASTREE

(A MI-PORTÉE)

ABSCISSE TRANSVERSALE	MOMENT D'ENCASTREMENT		MOMENT AU CENTRE	EF. TRANCHANT AU CENTRE		MOMENT D'ENCASTREMENT	
	A GAUCHE	A DROITE		A GAUCHE	A DROITE		
ENTRE LES POUTRES 1 ET 2							
5.375	1.8160	-0.9200	0.0910	-0.9200	-1.6339	-0.9200	
5.531	1.8350	-0.9257	0.0994	-0.9257	-1.6362	-0.9257	
5.688	1.8131	-0.9099	0.1071	-0.9099	-1.5990	-0.9099	
5.844	1.7538	-0.8746	0.1140	-0.8746	-1.5258	-0.8746	
6.000	1.6608	-0.8216	0.1202	-0.8216	-1.4204	-0.8216	
6.156	1.5378	-0.7531	0.1257	-0.7531	-1.2864	-0.7531	
6.313	1.3884	-0.6709	0.1304	-0.6709	-1.1276	-0.6709	
6.469	1.2163	-0.5770	0.1344	-0.5770	-0.9475	-0.5770	
6.625	1.0252	-0.4733	0.1377	-0.4733	-0.7498	-0.4733	
6.781	0.8187	-0.3618	0.1403	-0.3618	-0.5382	-0.3618	
6.938	0.6005	-0.2445	0.1421	-0.2445	-0.3163	-0.2445	
7.094	0.3742	-0.1232	0.1432	-0.1232	-0.0879	-0.1232	
7.250	0.1435	-0.0000	0.1435	-0.0000	0.1435	-0.0000	
7.406	-0.0878	0.1232	0.1432	0.1232	0.3742	0.1232	
7.563	-0.3163	0.2445	0.1421	0.2445	0.6005	0.2445	
7.719	-0.5382	0.3618	0.1403	0.3618	0.8187	0.3618	
7.875	-0.7498	0.4733	0.1377	0.4733	1.0252	0.4733	
8.031	-0.9475	0.5770	0.1344	0.5770	1.2163	0.5770	
8.188	-1.1276	0.6709	0.1304	0.6709	1.3884	0.6709	
8.344	-1.2864	0.7531	0.1257	0.7531	1.5378	0.7531	
8.500	-1.4204	0.8216	0.1202	0.8216	1.6608	0.8216	
8.656	-1.5258	0.8746	0.1140	0.8746	1.7538	0.8746	
8.813	-1.5990	0.9099	0.1071	0.9099	1.8131	0.9099	
8.969	-1.6362	0.9257	0.0994	0.9257	1.8350	0.9257	
9.125	-1.6340	0.9200	0.0910	0.9200	1.8160	0.9200	

↑
courbe n°5

↑
courbe n°6

5.7.1 - Moment d'encastrement du hourdis

5.7.1.1 - Charge Bc

Nous avons tracé la "ligne d'influence" transversale du moment dans la dalle après déduction du moment de flexion locale due à une file de roues de deux camions Bc (cf résultats du programme TISE p. 72 et courbe n° 1 correspondante p. 78) placée longitudinalement dans la position qui donne le moment fléchissant maximum (théorème de BARRE).

Comme nous l'avons dit au début de ce paragraphe 5.7, il faut cumuler à ce moment d'encastrement, le moment dû à la flexion locale donné par les abaques de M. THENOZ. Ces abaques permettent de déterminer directement la "ligne d'influence" du moment d'encastrement; en effet l'abaque n° 1 (p. 47) du complément n° 1 du BT1 (Bulletin technique n° 1 de la DOA.A du SETRA) donne directement la "ligne d'influence" du moment dû à la flexion locale pour différentes largeurs de hourdis.

Nous obtenons ainsi la "ligne d'influence" du moment d'encastrement global représentée en traits pointillés sur la courbe n° 1 ci-contre (p.78).

Il suffit donc de placer transversalement plusieurs files de camions et de rechercher le moment maximum.

La position la plus défavorable obtenue est représentée p. 78. On a en effet :

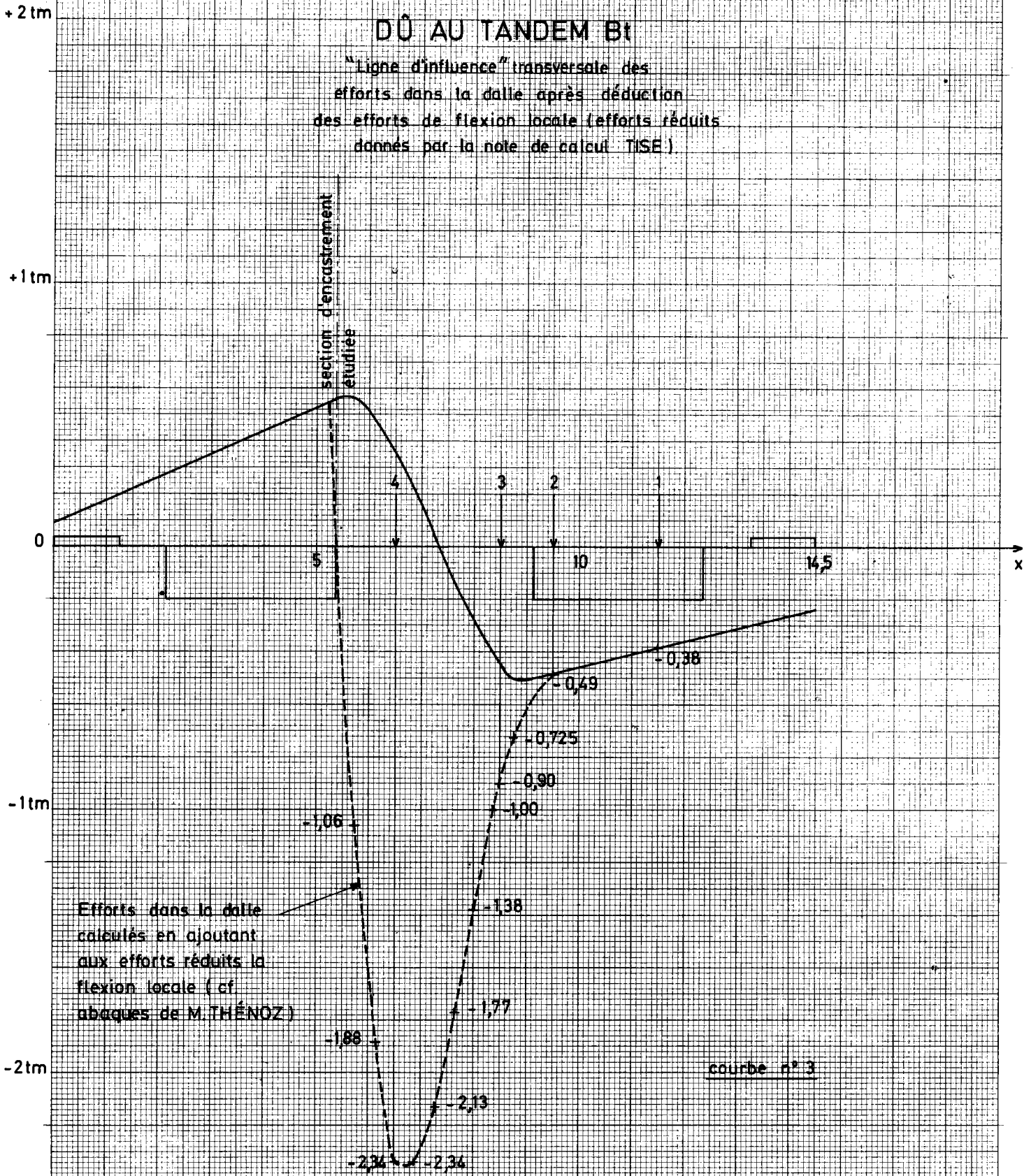
$$M_e = - (0,38 + 0,46) - (0,48 + 1,05) - (1,34 + 0,20) = - 3,91 \text{ tm}$$

En tenant compte du coefficient de dégressivité transversale $b_c = 0,95$ et du coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1,143$ on obtient :

$$\underline{M_e = - 4,246 \text{ tm}} \quad \text{à pondérer par le coefficient réglementaire pour le calcul de la section de béton armé.}$$

MOMENT D'ENCASTREMENT DÙ AU TANDEM BI

"Ligne d'influence" transversale des efforts dans la dalle après réduction des efforts de flexion locale (efforts réduits donnés par la note de calcul TISE.)



5.7.1.2 - Charge Bt

Comme pour la charge Bc nous traçons la "ligne d'influence" transversale du moment dans la dalle après déduction du moment de flexion locale due à une file de roues Bt (cf résultats p. 74 et courbe n° 3 correspondante p. 80) centrée sur la travée.

Pour ce cas de charge la "ligne d'influence" du moment dû à la flexion locale est donnée directement par l'abaque n° 2 (p.48) du complément n° 1 du BT1.

En cumulant ces deux "lignes d'influence" on obtient la "ligne d'influence" du moment d'encastrement global représentée en traits pointillés sur la courbe n° 2 ci-contre (p.80).

Comme précédemment, il suffit de placer plusieurs tandems Bt transversalement et de rechercher le moment maximum. La position la plus défavorable obtenue est représentée p. 80. On a en effet :

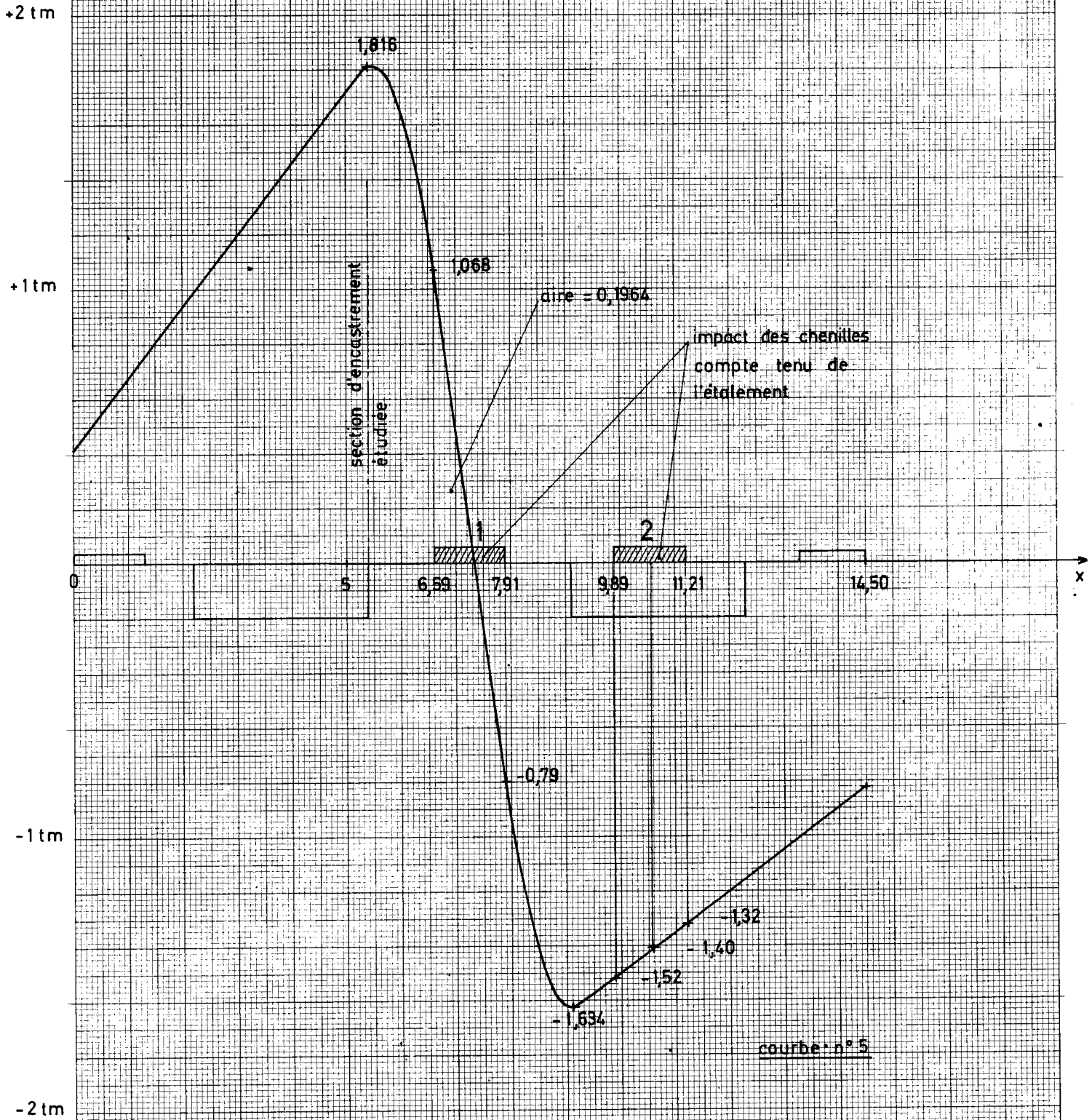
$$M_e = - (0,38 + 0,49) - (0,90 + 2,34) = - 4,11 \text{ tm}$$

En tenant compte du coefficient de dégressivité transversale $b_t = 1$ et du coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} = 1,133$ on obtient :

$$\underline{M_e = - 4,657 \text{ tm}} \quad \text{à pondérer par le coefficient réglementaire pour le calcul de la section de béton armé.}$$

MOMENT D'ENCASTREMENT DÛ A UNE CHENILLE DE CHAR

"Ligne d'influence" transversale des
efforts dans la dalle après déduction
des efforts de flexion locale (efforts réduits
donnés par la note de calcul TISE.)



5.7.1.3 - Charge militaire Mc 120

Comme pour les charges précédentes nous traçons la "ligne d'influence" transversale du moment dans la dalle après déduction du moment de flexion locale due à une chenille de char Mc 120 (cf résultats p. 76 et courbe n° 5 correspondante p. 82) placée longitudinalement au milieu de la travée.

Contrairement aux cas de charge précédents les abaques de M. THENOZ ne donnent pas les "lignes d'influence" du moment dû à la flexion locale, mais directement la valeur du moment pour une position donnée du char.

On calcule donc tout d'abord, à l'aide de la "ligne d'influence" représentée ci-contre, le moment d'encastrement du hourdis supposé rigide dû à une chenille de char Mc 120 centrée sur la travée. On dispose sur cette "ligne d'influence" les chenilles en tenant ici compte de l'étalement vertical; l'impact des chenilles devient donc égal à :

$$1,00 + 0,20 + \frac{3}{2} \times 0,08 \quad \text{soit } \underline{1,32 \text{ m}}$$

épaisseur épaisseur de
de la dalle chaussée

On calcule les ordonnées moyennes des deux impacts de chenilles qui, ajoutées vont donner le moment de flexion transversale à chaque encastrement hourdis/nervure; chaque ordonnée moyenne est obtenue en faisant le quotient de l'aire de la "ligne d'influence" correspondant à l'impact d'une chenille par la largeur de cette chenille.

Pour la position transversale ci-contre on obtient donc :

$$\text{chenille 1} \quad y_{1m} = \frac{0,1964}{1,32} = + 0,149$$

$$\text{chenille 2} \quad y_{2m} = - 1,40$$

d'où le moment de flexion à l'encastrement du hourdis supposé rigide

$$M_{e1} = 0,149 - 1,40 = - 1,251 \text{ tm}$$

Ensuite pour la position la plus défavorable représentée p. 82, (position qui doit être choisie a priori sans se référer à la "ligne d'influence") on lit sur l'abaque n° 4 (p.30) du complément n°1 du BT 1, pour les valeurs :

$$E = \frac{20}{2} + \frac{3}{4} \times 8 = 16 \text{ cm} \quad \text{et} \quad a = 3,75 \text{ m}$$

un moment d'encastrement

$$M_{e2} = - 3,88 \text{ tm}$$

En cumulant cette valeur à la valeur du moment calculée précédemment et en tenant compte du coefficient de majoration dynamique $\delta_{Mc} = 1,167$ on obtient :

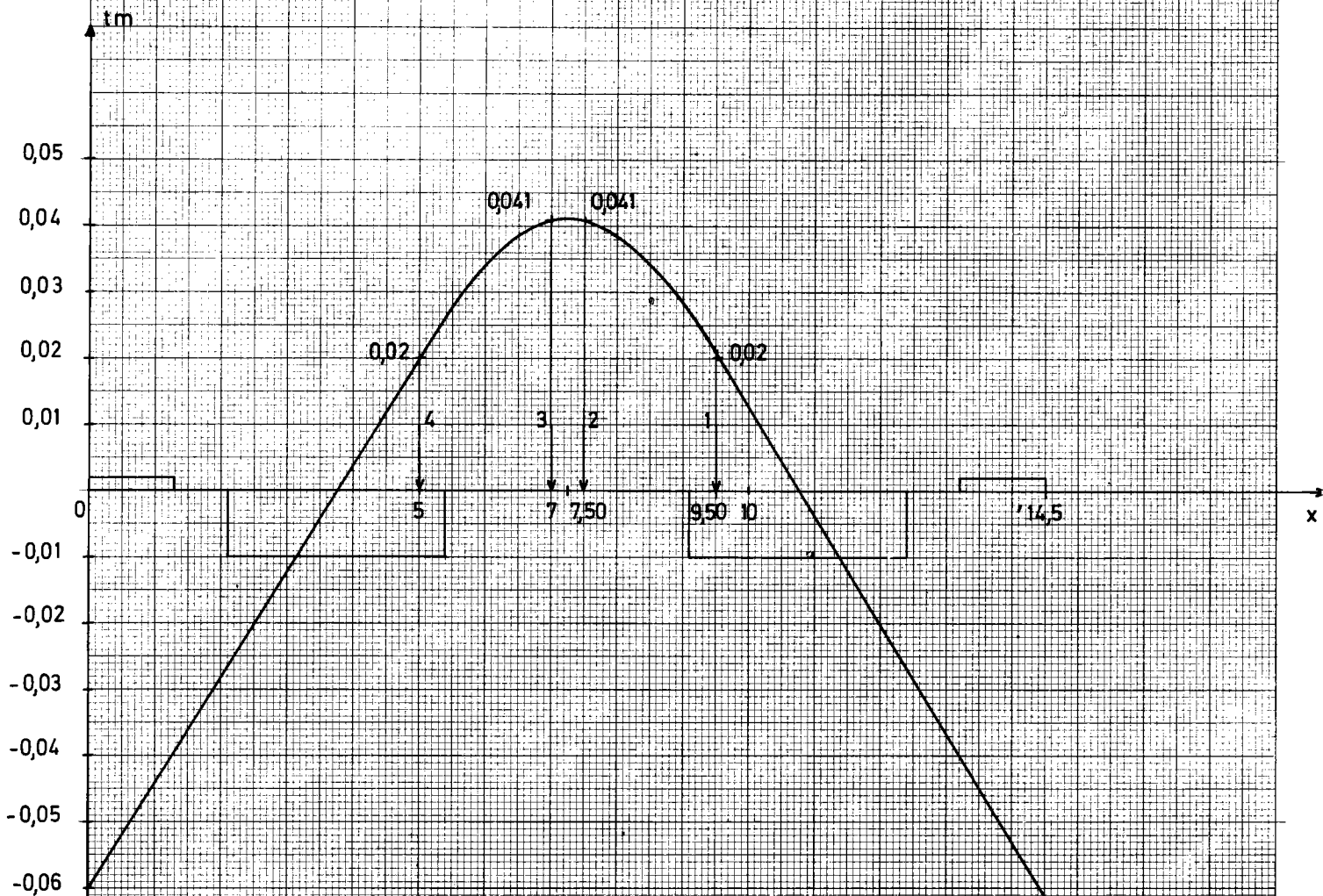
$$M_e = - (3,88 + 1,251) \times 1,167$$

soit $\underline{M_e = - 5,988 \text{ tm}}$ (le coefficient réglementaire de pondération pour le calcul de la section de béton armé est égal à 1)

En conclusion, on constate que dans cet exemple d'application, le moment d'encastrement du hourdis est maximum sous charge militaire.

MOMENT AU CENTRE D'U A UNE FILE DE DEUX CAMIONS Bc

"Ligne d'influence" transversale des efforts dans la dalle après déduction des efforts de flexion locale (efforts réduits donnés par la note de calcul TISE)



courbe n° 2

5.7.2 - Moment au centre du hourdis

5.7.2.1 - Charge Bc

Nous avons tracé la "ligne d'influence" transversale du moment au centre dans la dalle supposée rigide due à une file de roues de deux camions Bc (cf résultats du programme TISE p. 72 et courbe n° 2 correspondante p. 84) placée longitudinalement dans la position qui donne le moment fléchissant maximum.

Comme pour le moment d'encastrement, il faut cumuler à ce moment au centre, le moment au centre dû à la flexion locale donné par les abaques de M. THENOZ. Ces abaques ne donnent pas directement les lignes d'influence" du moment dû à la flexion locale mais seulement la valeur du moment pour une position donnée de la charge. Pour la position la plus défavorable représentée p. 84, on lit sur l'abaque n° 1 (p. 27) du complément n° 1 au BT 1, pour la valeur $a = 3,75$ m,

$$M_{c1} = 2,385 \text{ tm}$$

Pour la même position des camions on calcule, à l'aide de la "ligne d'influence" représentée ci-contre, le moment au centre du hourdis supposé rigide et on obtient :

$$M_{c2} = (0,02 + 0,041) + (0,02 + 0,041) = 0,122 \text{ tm}$$

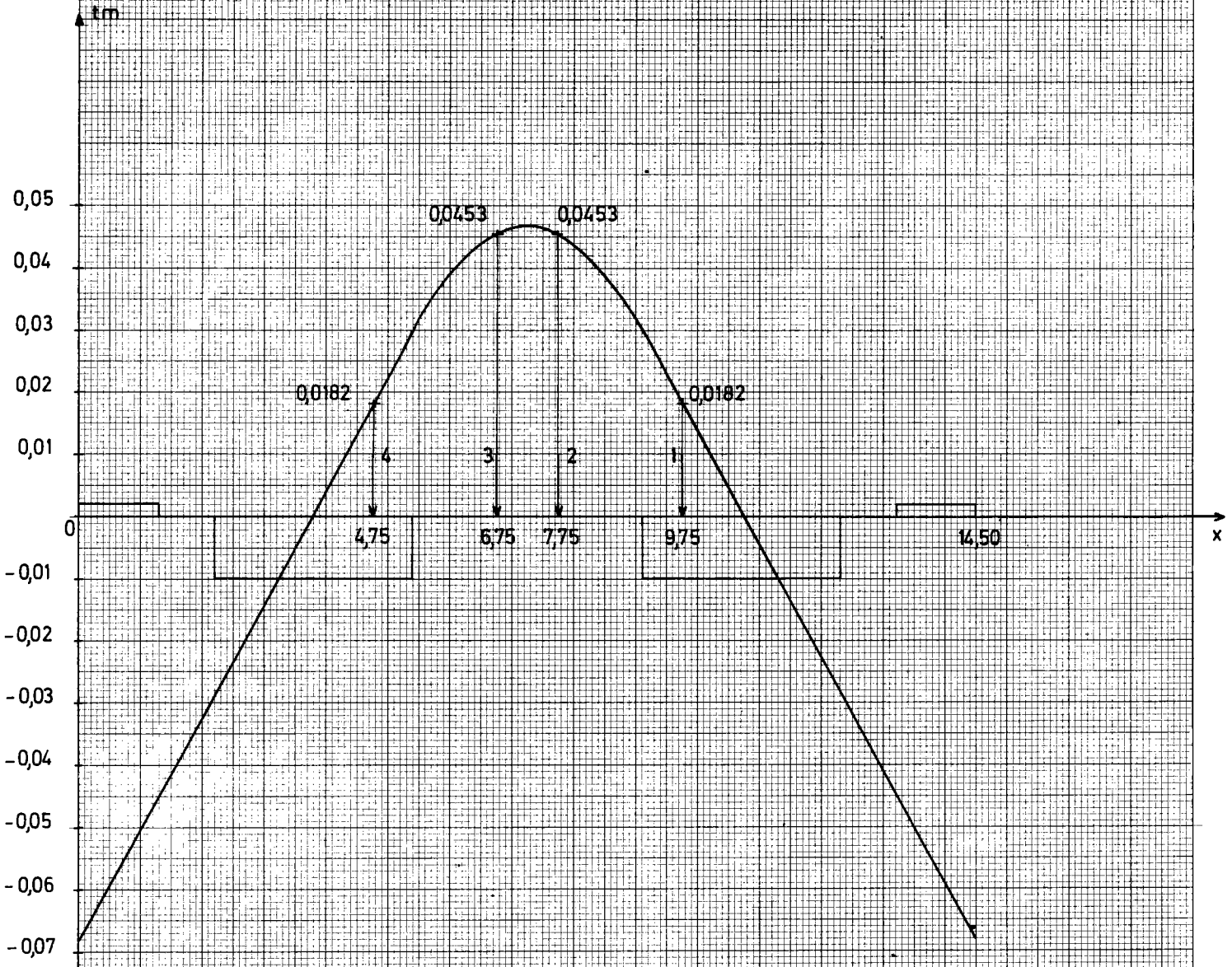
En cumulant cette valeur à la valeur du moment lue précédemment dans les abaques et en tenant compte du coefficient de dégressivité transversale $b_c = 1,10$ et du coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1,143$ on obtient :

$$M_c = (2,385 + 0,122) \times 1,143 \times 1,1$$

Soit $M_c = 3,152 \text{ tm}$ à pondérer par le coefficient règlementaire pour le calcul de la section de béton armé

MOMENT AU CENTRE D'U AU TANDEM B1

"Ligne d'influence" transversale des efforts dans la dalle après déduction des efforts de flexion locale (efforts réduits donnés par la note de calcul TISE)



courbe n° 4

5.7.2.2 - Charge Bt

Comme pour la charge Bc nous traçons la "ligne d'influence" transversale du moment au centre dans la dalle supposée rigide due à une file de roues Bt (cf résultats p. 74 et courbe n° 4 correspondante p. 86) placée au milieu de la travée.

Il faut cumuler à ce moment au centre, le moment au centre dû à la flexion locale donné par les abaques de M. THENOZ. Ces abaques donnent seulement la valeur du moment pour une position donnée de la charge. Pour la position la plus défavorable représentée p. 86, on lit sur l'abaque n° 5 (p. 31) du complément n° 1 au BT 1, pour la valeur $a = 3,75$ m :

$$M_{c1} = 2,345 \text{ tm}$$

Pour la même position des tandems on calcule, à l'aide de la "ligne d'influence" représentée ci-contre, le moment au centre du hourdis supposé rigide et on obtient :

$$M_{c2} = (0,0182 + 0,0453) + (0,0182 + 0,0453) = 0,127 \text{ tm}$$

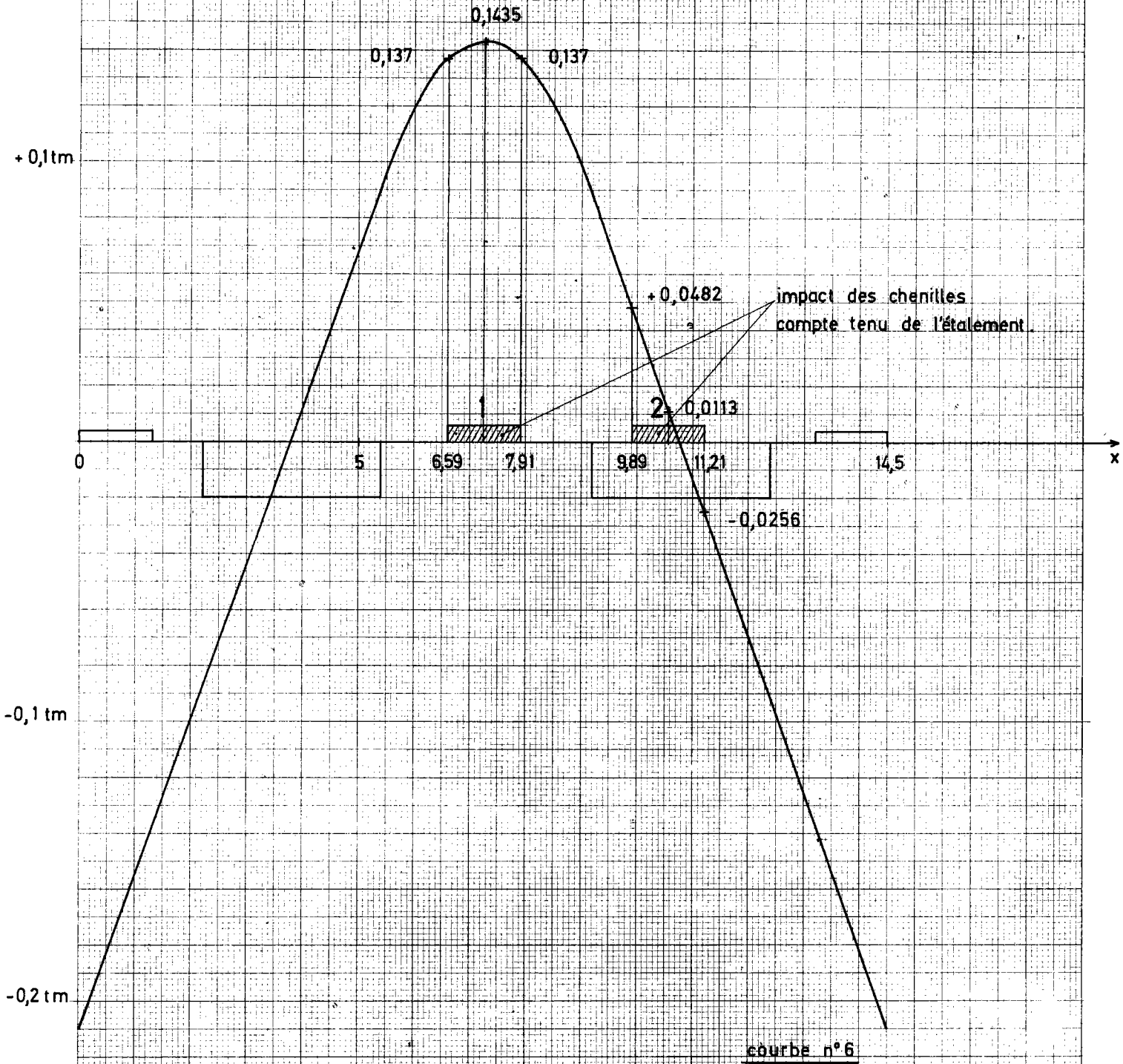
En cumulant cette valeur à la valeur du moment lue précédemment sur les abaques et en tenant compte du coefficient de dégressivité transversale $b_t = 1$ et du coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} = 1,133$ on obtient :

$$M_c = (2,345 + 0,127) \times 1 \times 1,133$$

Soit $M_c = 2,801$ tm à pondérer par le coefficient règlementaire pour le calcul de la section de béton armé

MOMENT AU CENTRE D'UN A UNE CHENILLE DE CHAR

"Ligne d'influence" transversale des efforts dans la dalle après déduction des efforts de flexion locale (efforts réduits donnés par la note de calcul TISE)



5.7.2.3 - Charge militaire Mc 120

Comme pour les charges précédentes on trace la ligne d'influence transversale du moment dans la dalle après déduction du moment de flexion locale due à une chenille de char Mc 120 (cf résultats p. 76 et courbe n° 6 correspondante p. 88) placée longitudinalement au milieu de la travée.

Il faut cumuler à ce moment au centre, le moment au centre dû à la flexion locale donné par les abaques de M. THENOZ. Ces abaques donnent seulement la valeur du moment pour une position donnée de la charge. Pour la position la plus défavorable représentée p. 88, on lit sur l'abaque n° 3 (p. 29) du complément n° 1 au BT1, pour les valeurs $E = 16 \text{ cm}$ et $a = 3,75 \text{ m}$:

$$M_{c1} = 2,780 \text{ tm}$$

Pour la même position des chenilles du char on calcule, à l'aide de la "ligne d'influence" représentée ci-contre, le moment au centre du hourdis supposé rigide. On calcule les ordonnées moyennes des impacts de chenilles compte tenu de l'étalement vertical et on obtient :

$$\text{chenille 1} \quad Y_{1m} = 0,1435$$

$$\text{chenille 2} \quad Y_{2m} = 0,0113$$

d'où le moment au centre $M_{c2} = 0,1548 \text{ tm}$

En cumulant cette valeur à la valeur du moment lue précédemment dans les abaques et en tenant compte du coefficient de majoration dynamique $\delta_{Mc} = 1,167$ on obtient :

$$M_c = (2,780 + 0,1548) \times 1,167$$

Soit $M_c = 3,425 \text{ tm}$ (le coefficient réglementaire de pondération pour le calcul de la section de béton armé est ici égal à 1)

En conclusion, on constate que dans cet exemple d'application, le moment au centre du hourdis est maximum sous charge militaire.

TABLEAU A BIS : programme projeteur

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72						
Caract. mécaniques des câbles	K 1			K 2			K 3			TENMOY 1			PCENT		MODE																																																															
CARTE A 18																																																																														
Caract. remblais et fondations	L REMB G			L REMB D			H REMB G			H REMB D			lg B		PREMAX 1			PREMAX 2			H SEM																																																									
CARTE A 19																																																																														
Prix synthétiques	P ADUR			P BET			P GCF			P FOND			P REMB			P CHAUS																																																														
CARTE A 20																																																																														

TABLEAU B : épaisseurs de la dalle

H DALLE	Section Travée	A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		B	19	20	21																
CARTE B1A	1																				
CARTE B1B																					
CARTE B2A	2																				
CARTE B2B																					
CARTE B3A	3																				
CARTE B3B																					
CARTE B4A	4																				
CARTE B4B																					
CARTE B5A	5																				
CARTE B5B																					
CARTE B6A	6																				
CARTE B6B																					
		1	5	9	13	17	21	25	29	33	37	41	45	49	53	57	61	65	69	72	

CALCUL AUTOMATIQUE MCP

CADRE DE LETTRE DE COMMANDE
(à envoyer en 3 exemplaires)

I - ADRESSER LA COMMANDE A:

Monsieur l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef de la DQA.B

A l'attention de M. l'Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Chargé du 6ème Arrondissement

S.E.F.R.A.

B.P. 100 - 92223 - BAGNEUX

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.

L'objet du calcul est le suivant (rayer les mentions inutiles)

Projet (A.P.D.)	Contrôle ou vérification
Consultation des entreprises	Prédimensionnement d'un pont courbe
Etude d'exécution	Prédimensionnement d'un pont biais

Indiquer si cet ouvrage a fait l'objet de calculs électroniques antérieurs et par quels programmes:

III - IMPRESSION DE LA NOTE DE CALCUL

La note de calcul sera expédiée en trois exemplaires (l'original plus deux photoréductions au format 210 x 297).

Je vous prie de bien vouloir m'envoyer * exemplaires supplémentaires photoréduits.

* Ces exemplaires supplémentaires sont facturés en sus (coût des photocopies)

