

RVICE C ENTRAL D'ÉTUDES T ECHNIQUES

28, RUE DES SAINTS-PÈRES - PARIS 7<sup>e</sup> - TÉLÉPHONE : 222 60-20

2721

# *calcul des dalles*

**BULLETIN  
TECHNIQUE**

**N° 1**

**AVRIL 1965**



## SOMMAIRE

	page
nt-propos.	
Abaques du S.C.E.T. pour la détermination des moments fléchissants au centre d'une plaque rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés sous 'effet des surcharges du système B. <i>M. THENOZ, Ingénieur des Ponts et Chaussées</i>	7
Calcul des dalles rectangulaires soumises à des conditions d'appui diverses .....	29
Dalle de couverture de pont métallique en tôle et béton armé asso- ciés (Dalle Robinson). <i>F. CIOLINA, Ingénieur des Ponts et Chaussées</i>	41

## AVANT - PROPOS

L'objet principal de la présente publication est de présenter les nouveaux abaques du S.C.E.T. pour détermination des moments fléchissants au centre d'une plaque rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés l'effet des surcharges du système B.

Il sera dorénavant inutile de se reporter aux anciens abaques. D'autre part, les nouveaux abaques élis par M. THENOZ au moyen d'un programme de calcul électronique, permettent dans tous les cas d'éviter les calculs effectués à partir des abaques PIGEAUD pour la surcharge B. On continuera à utiliser le premier abaque PIGEAUD pour les surcharges uniformément réparties. Nous le faisons donc figurer en annexe.

Il a paru utile à l'occasion de la présentation de ces nouveaux abaques de faire une synthèse rapide des principaux moyens dont on dispose pour calculer les dalles dont les conditions d'appui sont différentes de celles supposées dans les abaques PIGEAUD ou les nouveaux abaques du S.C.E.T. Tel est le cas de la deuxième note dans laquelle on trouvera notamment le mode d'emploi des abaques de PUCHER qui sont rédigés en allemand, ne sont pas accessibles à tous. Ces abaques seront intéressants soit lorsque la dalle ne peut pas être considérée comme simplement appuyée sur ses bords, soit pour des cas de charge spéciaux (surcharges militaires, convois exceptionnels).

Dans le même esprit qui vise à rassembler dans le présent bulletin les principaux renseignements utiles aux bureaux d'études pour le calcul des dalles sous chaussée, nous présentons une note relative aux dalles type "ROBINSON" qui permettent de réduire à moins de 10 cm l'épaisseur de la dalle, et qui sont utilisées par le S.C.E.T. lorsque la réduction du poids mort ou de l'épaisseur de la dalle présente un intérêt particulier.

DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS  
TRE D'UNE PLAQUE RECTANGULAIRE APPUYEE SUR SES QUATRE COTES  
SOUIS L'EFFET DES SURCHARGES DU SYSTEME B .

par M. Marc THENOZ, Ingénieur des Ponts et Chaussées,  
attaché au Service Central d'Etudes Techniques

I. INTRODUCTION

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissants  $M_b$  et  $M_b'$  au centre d'une plaque rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés sur une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque, où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges  $B_c$ ,  $B_e$  ou  $B_r$ .

Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissants maximaux produits au centre de la plaque par les surcharges  $B$ , en fonction :

- de l'épaisseur  $E$  ( $3/4$  épaisseur de chaussée +  $1/2$  épaisseur de plaque) ;  
(cf. article 32 du Titre VI du fascicule 61 du C.P.C)
- des dimensions  $a$  et  $b$  de la plaque. ( $a \ll b$ )

A cet effet, des calculs effectués à partir de la méthode de Maurice LEVY et au moyen d'un ordinateur électronique nous ont permis de déterminer ces moments :

- a) Pour des épaisseurs  $E$  de 8 à 10 cm (dalle ROBINSON) et de 13 à 20 cm ( dalle en béton armé ou précontraint) de cm en cm;
- b) Pour des largeurs de dalle variant de 2,50 m à 6m, de 5 cm en 5 cm;
- c) Pour des longueurs de dalle variant de 6 m à 12 m, de 10 cm en 10 cm, ainsi que pour une longueur infinie;
- d) Pour les cas de surcharges définis par la figure 3 qui sont pratiquement les défavorables.

..  
..

- Le dernier abaque (n° 21) est la reproduction de l'abaque PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur toute la surface de la plaque. Il est à utiliser pour le calcul des moments dus à la charge permanente et des moments dus aux surcharges du système A (ces dernières ne peuvent être prépondérantes que pour une dalle de grande largeur)

## II. NOTATIONS.

dimensions de la plaque  $a$  et  $b$  ( $a < b$ )

Les convois sont supposés se déplacer  
parallèlement à Oy ce qui correspond aux cas  
courants.

ments  $M_a$  et  $M_b$  au centre de la plaque.

: moment fléchissant unitaire s'exerçant  
au centre de la plaque dans une bande  
coupée dans celle-ci parallèlement à la  
porte (bande parallèle à Ox de  
portée  $a$  et de largeur 1) sur une section  
perpendiculaire à Ox.

Ce moment dit "transversal" a son axe  
parallèle à Oy.

: moment fléchissant unitaire s'exerçant  
au centre de la plaque dans une bande décou-  
pe dans celle-ci parallèlement à la grande  
porte (poutre parallèle à Oy de portée  $b$   
de largeur 1).

Ce moment dit "longitudinal" a son axe  
parallèle à Ox.

Ces moments tiennent compte d'un  
coefficeint de POISSON  $\nu$  de 0,15  
(ton).

uteur de répartition.

$$E = \frac{3}{4}e + \frac{h}{2} \text{ (voir figure 2)}$$

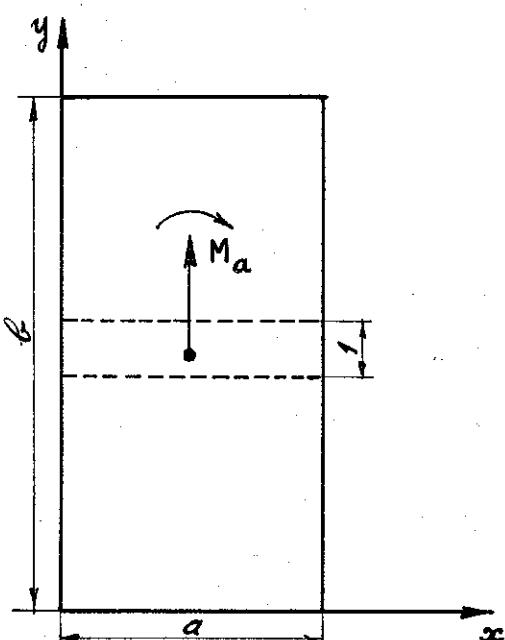


Figure 1

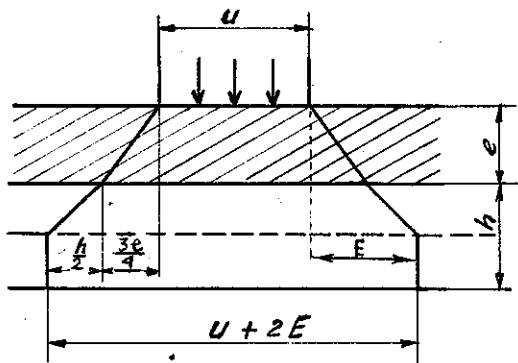
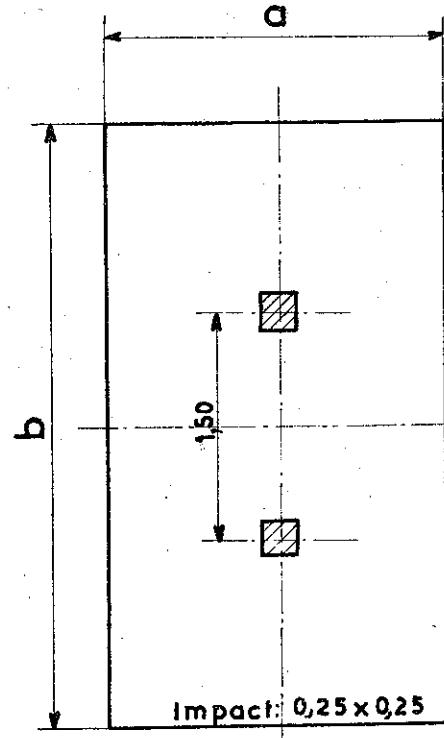
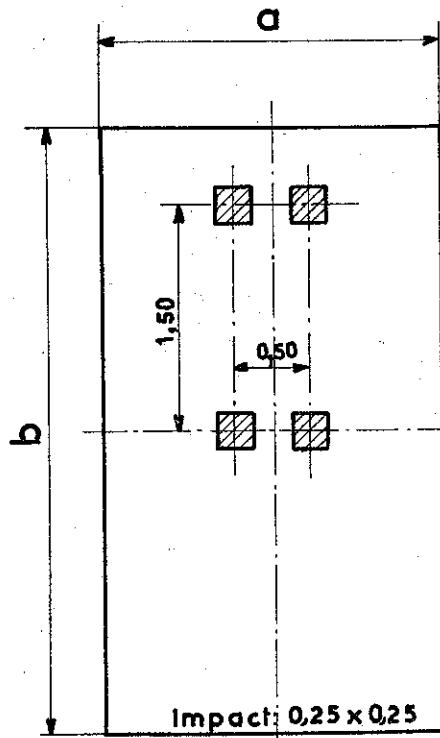
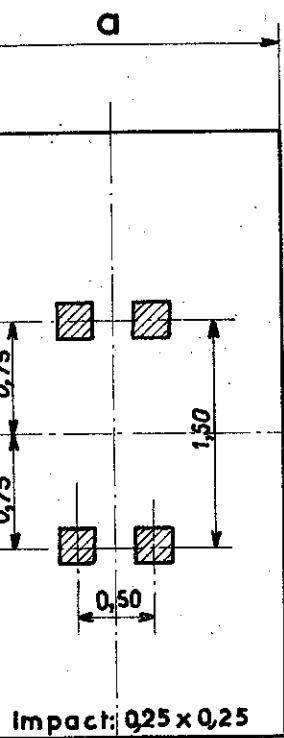


Figure 2

## III. UTILISATION DES ABAQUES.

1. Chaque abaque correspond à une valeur fixe de  $b$ ,  $a$  étant variable. Les  
courbes correspondent aux valeurs diverses de  $E$ . On interpolera  
si nécessaire entre les courbes  $E = \text{Cte}$  et  $b = \text{Cte}$ .

FIGURE 3

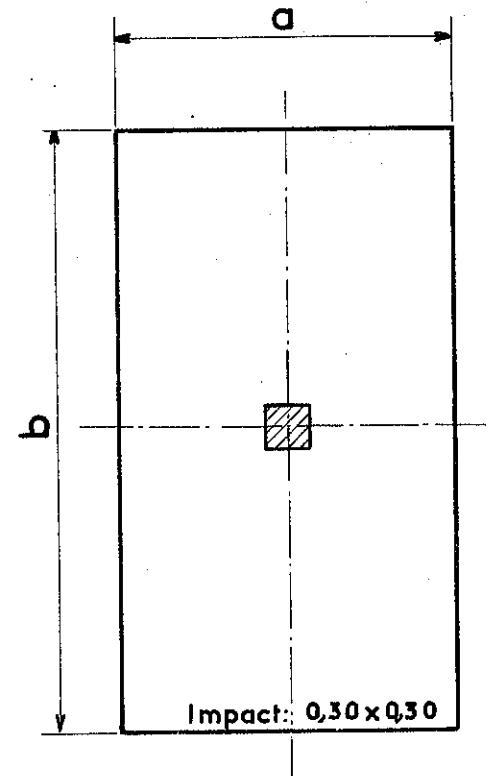


CAS DE CHARGE 1

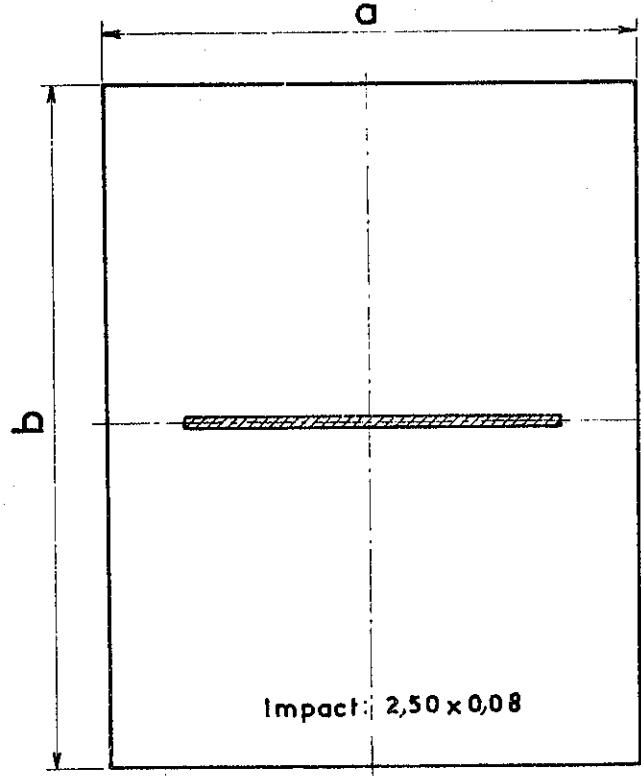
CAS DE CHARGE 2

CAS DE CHARGE 3

ans ces trois cas de charge chaque aire représente une roue de camion  $B_C$



CAS DE CHARGE 4



CAS DE CHARGE 5

abaques à utiliser dans tous les cas courants (sauf cas particuliers visés en IV), baques n° 1 à 10, les calculs montrant que les cas les plus défavorables de sont alors :

•  $M_a$  : surcharge  $B_c$  cas de charge 2 (figure 3)  
•  $M_b$  : essieu  $B_e$  cas de charge 5 (figure 3)

principe des roues supplémentaires du convoi  $B_c$  non considérées sur la figure 3 paraître vers les extrémités de la grande portée de la plaque pour  $b > 9m$ . En leur effet pourra être négligé.

même des roues supplémentaires du convoi  $B_c$  non considérées sur la figure 3 paraître vers les extrémités de la petite portée de la plaque pour  $a > 4,50m$ . Ce peut ne pas être négligeable et est étudié au paragraphe IV-1 ci-dessous.

convient d'affecter éventuellement les résultats obtenus par les abaques :

coefficient de majoration dynamique (article 3 du titre II du fascicule 61 du C. P. C.)  
coefficient de pondération des surcharges, (article 5 du titre VI dudit fascicule, pour les ouvrages en béton armé)  
coefficient de réduction tenant compte de l'encaissement partiel sur appuis (8 en général) (article 32 du titre VI du fascicule 61 du C. P. C.)

est rappelé enfin qu'il y a lieu d'étudier éventuellement l'incidence :

les surcharges militaires (utiliser les abaques PIGEAUD)  
les surcharges de trottoirs (celles-ci pouvant être évaluées comme il est dit au paragraphe IV-2 ci-après).

numérique.

$a = 3,40m$  Epaisseur de la dalle : 19 cm  
 $b = 8 m$  Epaisseur de chaussée : 6 cm  
Coefficient de majoration dynamique : 1,33  
Coefficient de pondération des surcharges : 1,2  
Coefficient de réduction pour encaissement partiel sur appui : 0,8

$$\frac{19}{2} + \frac{3}{4} \cdot 6 = 14 \text{ cm}$$

3 ( $b = 8 m$ ) donne pour  $a = 3,40m$ :  $M_a = 3620 \text{ tm}$

4 " " :  $M_b = 2260 \text{ tm}$

ù, compte tenu des coefficients applicables :  $M_a = 3620 \times 1,33 \times 1,2 \times 0,8 = 4622 \text{ tm}$

$$M_b = 2260 \times 1,33 \times 1,2 \times 0,8 = 2885 \text{ tm}$$

#### IV. CAS PARTICULIERS

##### 7.1. Possibilités de roues supplémentaires du convoi $B_c$ sur les parties latérales de la dalle.

(Cette possibilité ne peut exister que pour  $a > 4,50m$  et si de plus la 2ème roue de l'essieu supplémentaire peut être placée sur le pont).

L'effet de ces surcharges peut être calculé très simplement au moyen des abaques Pigeaud. Étant très excentrées on peut en effet les assimiler à des charges ponctuelles.

##### 7.2. Présence de trottoirs sur les parties latérales de la dalle.

Cette présence n'est compatible avec les positions 1 et 2 des roues  $B_c$  que pour  $a > 5m$ . L'effet des surcharges de trottoirs qui sera toujours faible, pourra se calculer de la façon suivante :

a) Dans le cas fréquent où  $b/a > 2,5$  les efforts sont pratiquement les mêmes que dans une dalle de longueur infinie. Le moment transversal  $M_a$  se calcule très simplement en considérant que la dalle travaille comme une poutre de portée  $a$ .

en  $a$  (figure 4) :

$$M_a = s \frac{\alpha^2}{4}$$

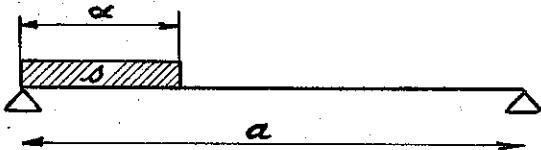


Figure 4

$$b \# \mathcal{V} M_a = 0,15 M_a$$

b) Lorsque  $b/a < 2,5$  on pourra utiliser les abaques Pigeaud ou les abaques de Ücher.

##### 7.3. Les roues ou essieux ne peuvent pas occuper effectivement des positions de la figure 3 (présence de trottoirs sur une partie importante de la plaque).

On pourra alors s'inspirer des principes suivants :

a) si la présence de trottoirs n'entraîne qu'un léger décalage des surcharges  $B_c$  par rapport aux positions de la figure 3, on pourra, toutes les fois qu'on ne cherchera pas une haute précision (rendue illusoire d'ailleurs par l'incertitude concernant la valeur de  $\mathcal{V}$ ) :

- continuer à considérer les positions de surcharges de la figure 3, celles-ci ayant un caractère fictif légèrement plus défavorables que les positions réelles que l'on pourrait considérer en les décalant du fait des trottoirs;

cas de décalage important on aura recours aux abaques Pigeaud. La situation est la plus défavorable pourra devenir tant pour  $M_a$  que pour  $M_b$  la surcharge est l'objet des abaques n°s 11 à 20.

tion est attirée sur le fait qu'il est alors inutile de calculer au moyen des abaques Pigeaud :

dans les cas de charge 3 et 5

dans le cas de charge 5

as de charge 4 (roue  $B_r$ ) étant toujours plus défavorable que ces derniers.

#### RAPPEL DES REGLES CONCERNANT LES EFFORTS TRANCHANTS.

qu'elles n'aient aucun rapport avec les abaques, il nous a paru utile de ici les règles concernant les efforts tranchants.

totale  $P$  uniformément répartie sur toute la surface de la plaque.

anchant ( maximum au milieu du plus grand côté :  $\frac{P}{2b+a}$  )

gueur ( minimum au milieu du plus petit côté :  $\frac{P}{3b}$  )

totale  $P$  uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque, dimensions  $u$  et  $v$ .

tranchant par unité de longueur

$$v \text{ de } u : \frac{P}{2u+v}$$

$$u \text{ de } v : \frac{P}{3u}$$

$$\text{au milieu de } u : \frac{P}{3v}$$

$$\text{au milieu de } v : \frac{P}{2v+u}$$

si  $u < v$

**ABAQUES**

$b=6\text{m}$  (Camions B<sub>c</sub>)

Moment transversal M<sub>a</sub>

E=0.08m

E=0.16m

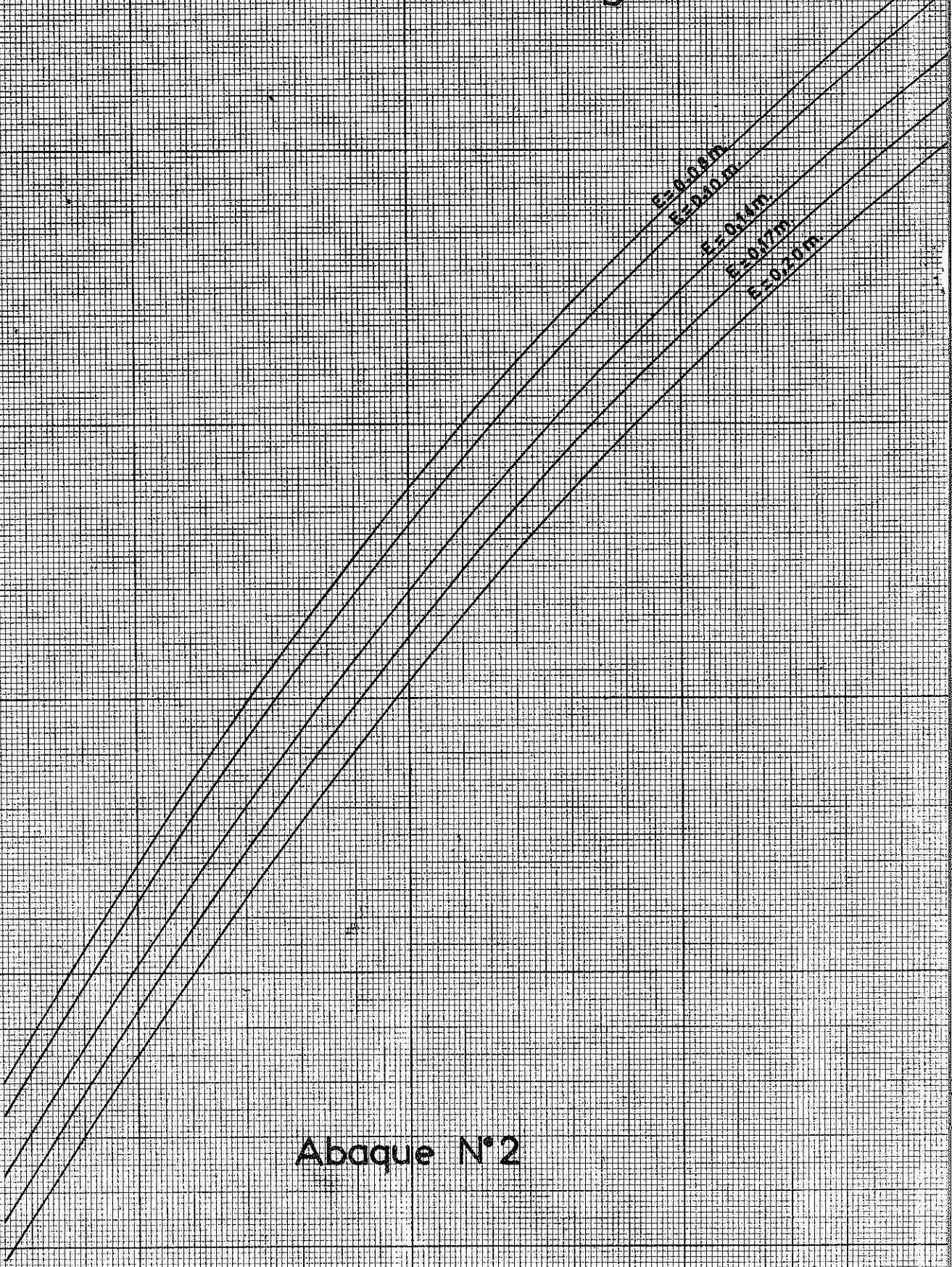
E=0.17m

E=0.20m

Abaque N° 1

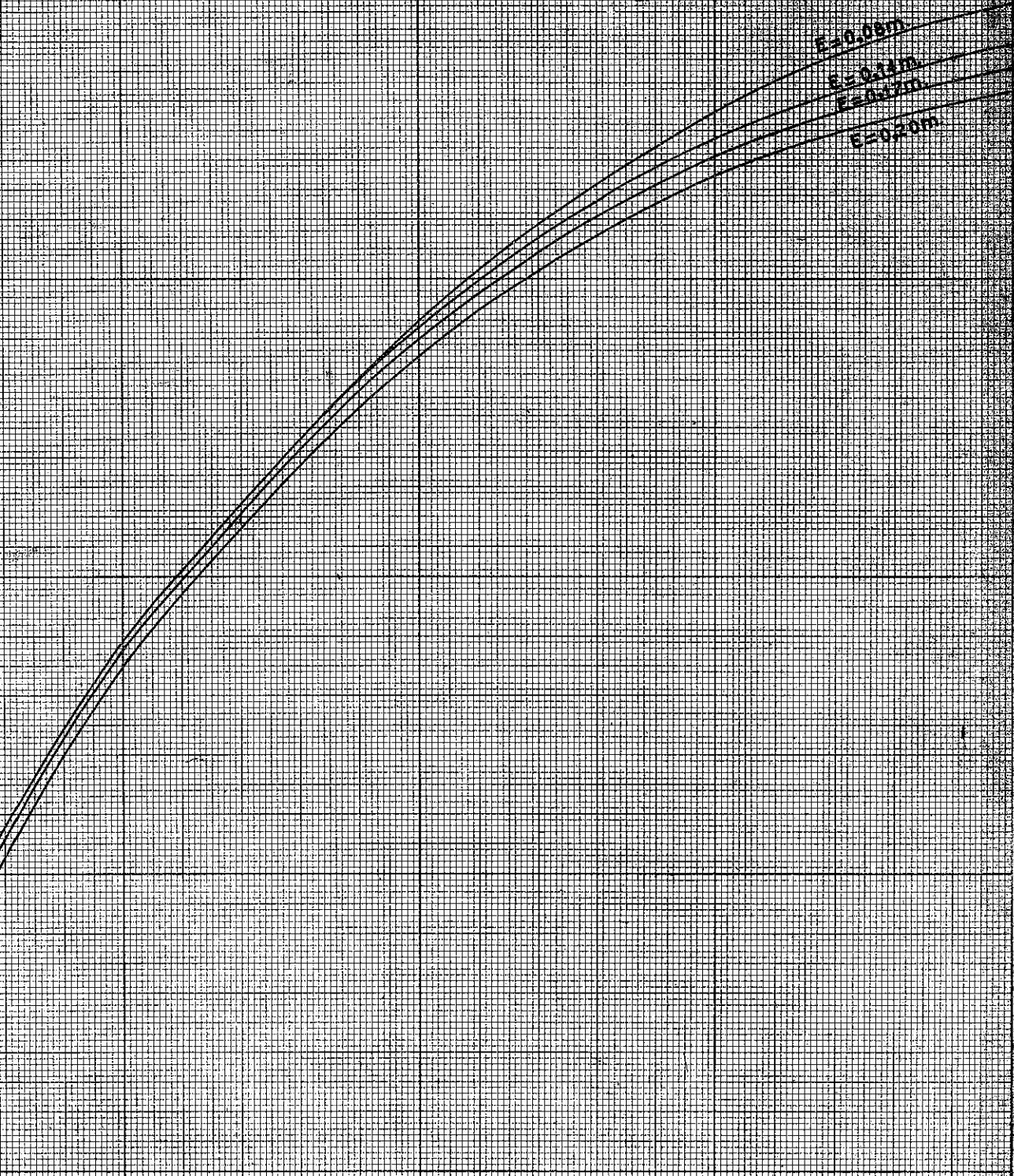
b=6m (Essieu B<sub>e</sub>)

## Moment longitudinal $M_b$



b 8m (Camions B<sub>c</sub>)

Moment transversal M<sub>G</sub>



Abaque N°3

$b=8m$  (Essieu B<sub>e</sub>)

Moment longitudinal M<sub>b</sub>

E=0.05m  
E=0.10m  
E=0.14m  
E=0.17m  
E=0.20m

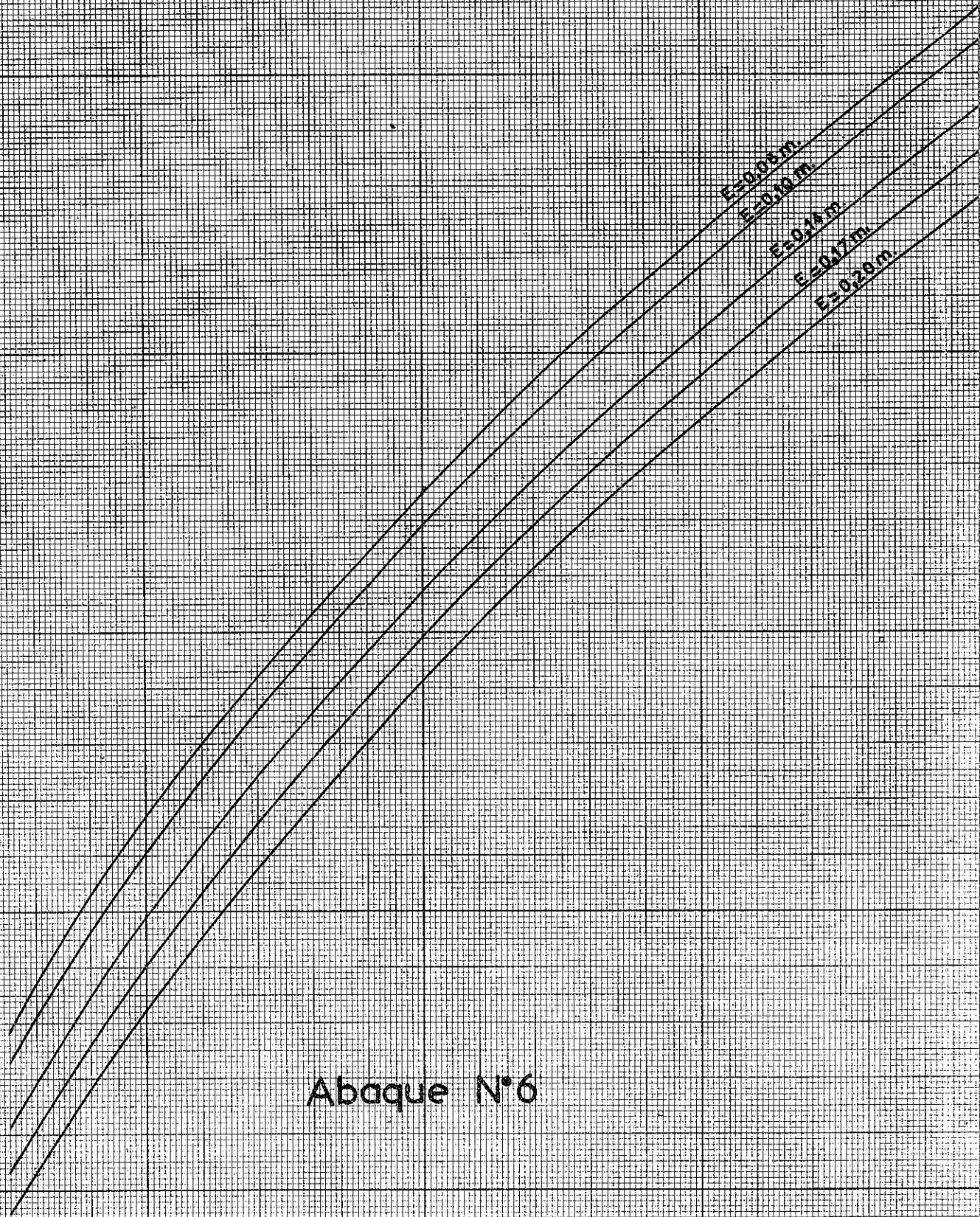
Abaque N°4

b = 10m (Camions B<sub>C</sub>)  
Moment transversal M<sub>C</sub>

E = 0,05M  
E = 0,1M  
E = 0,15M  
E = 0,2M

Abaque N°5

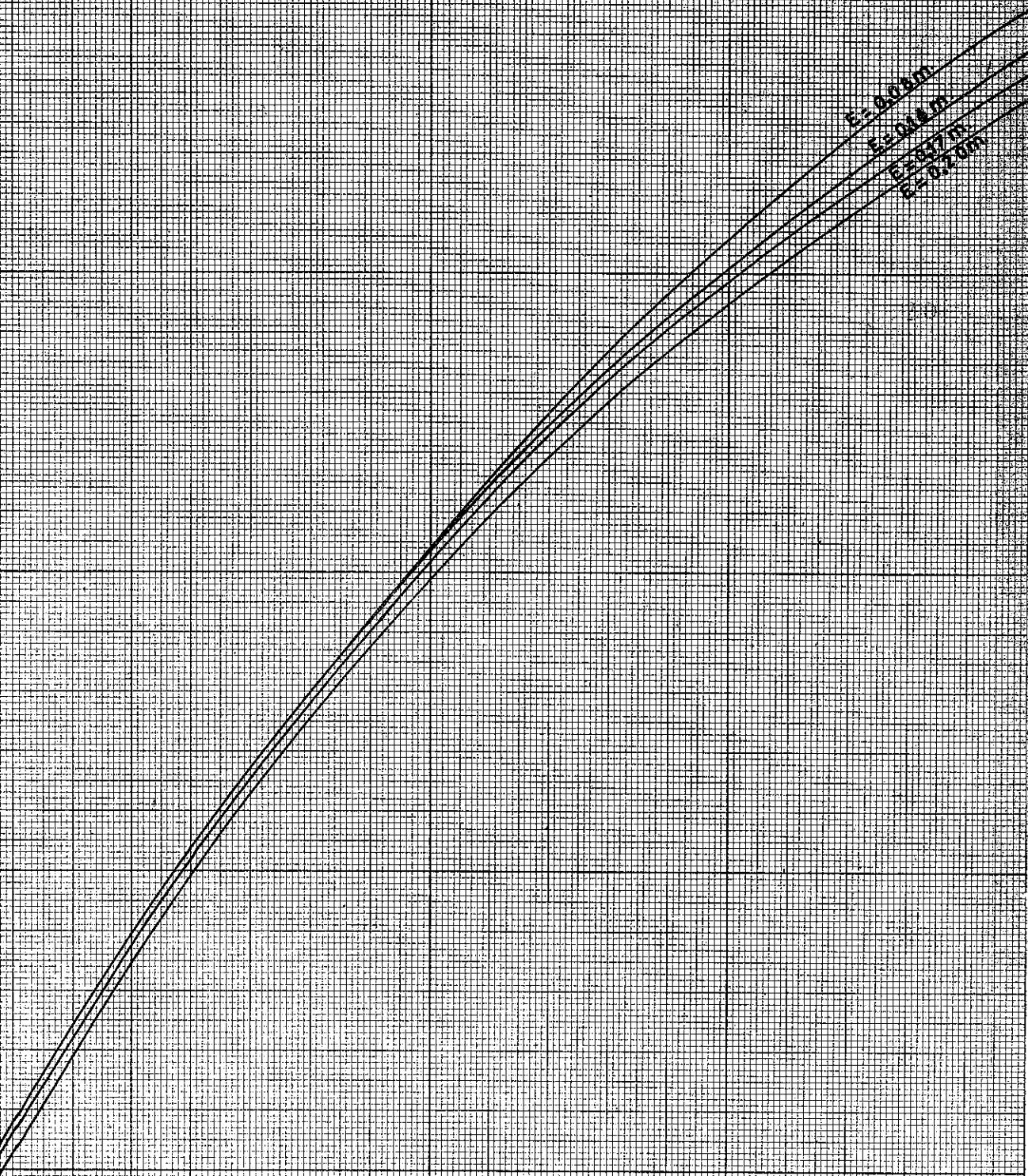
$B=10m$  (Essieu B<sub>e</sub>)  
Moment longitudinal  $M_B$



Abaque N°6

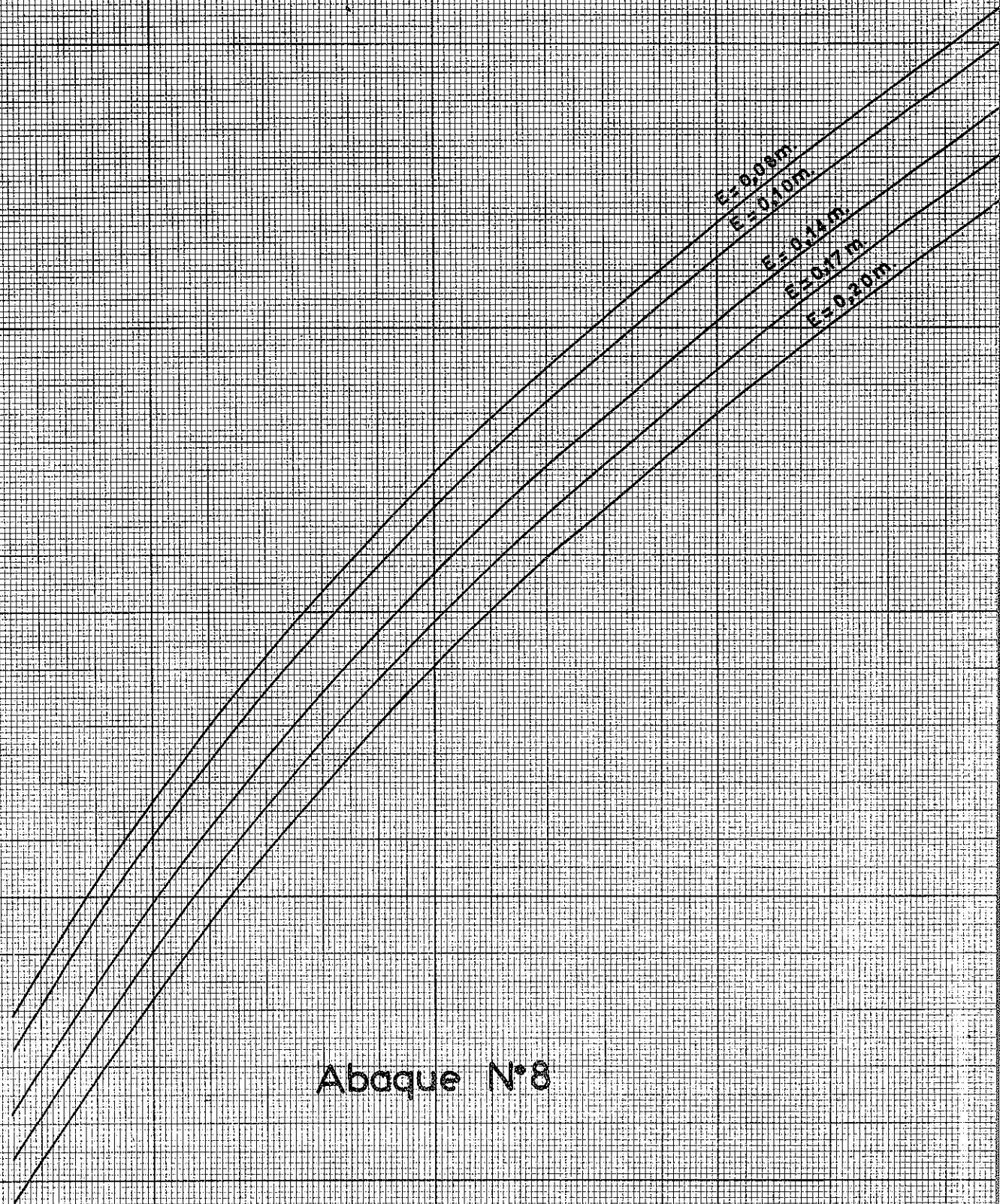
$b=12\text{m}$  (Camions B<sub>C</sub>)

Moment transversal M<sub>C</sub>

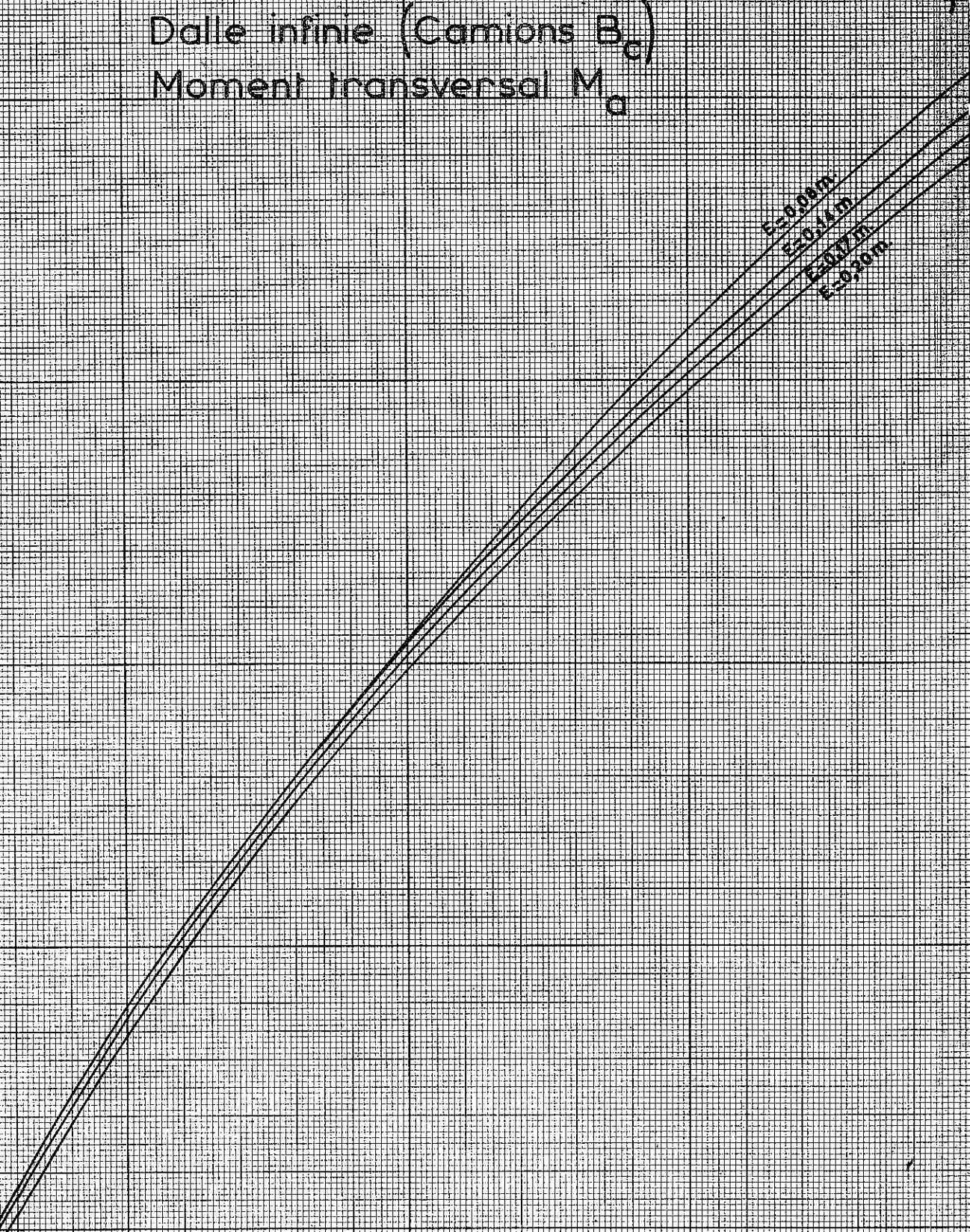


Abaque N°7

$b=12\text{ m}$  (Essieu B<sub>e</sub>)  
Moment longitudinal  $M_b$

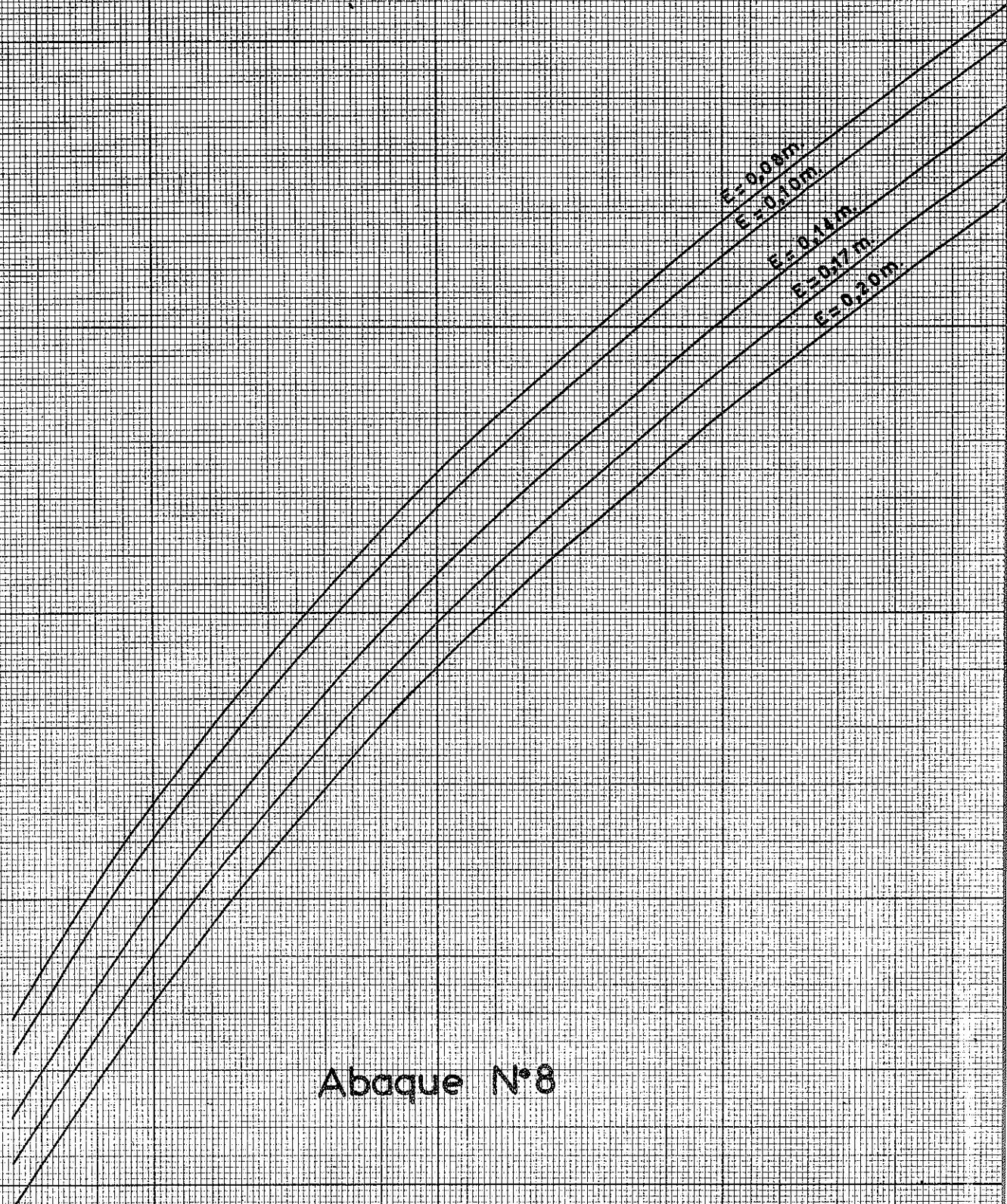


Dalle infinie (Camions B<sub>c</sub>)  
Moment transversal M<sub>a</sub>



Abaque N°9

$B=12\text{ m}$  (Essieu B<sub>e</sub>)  
Moment longitudinal  $M_B$



Abaque N°8

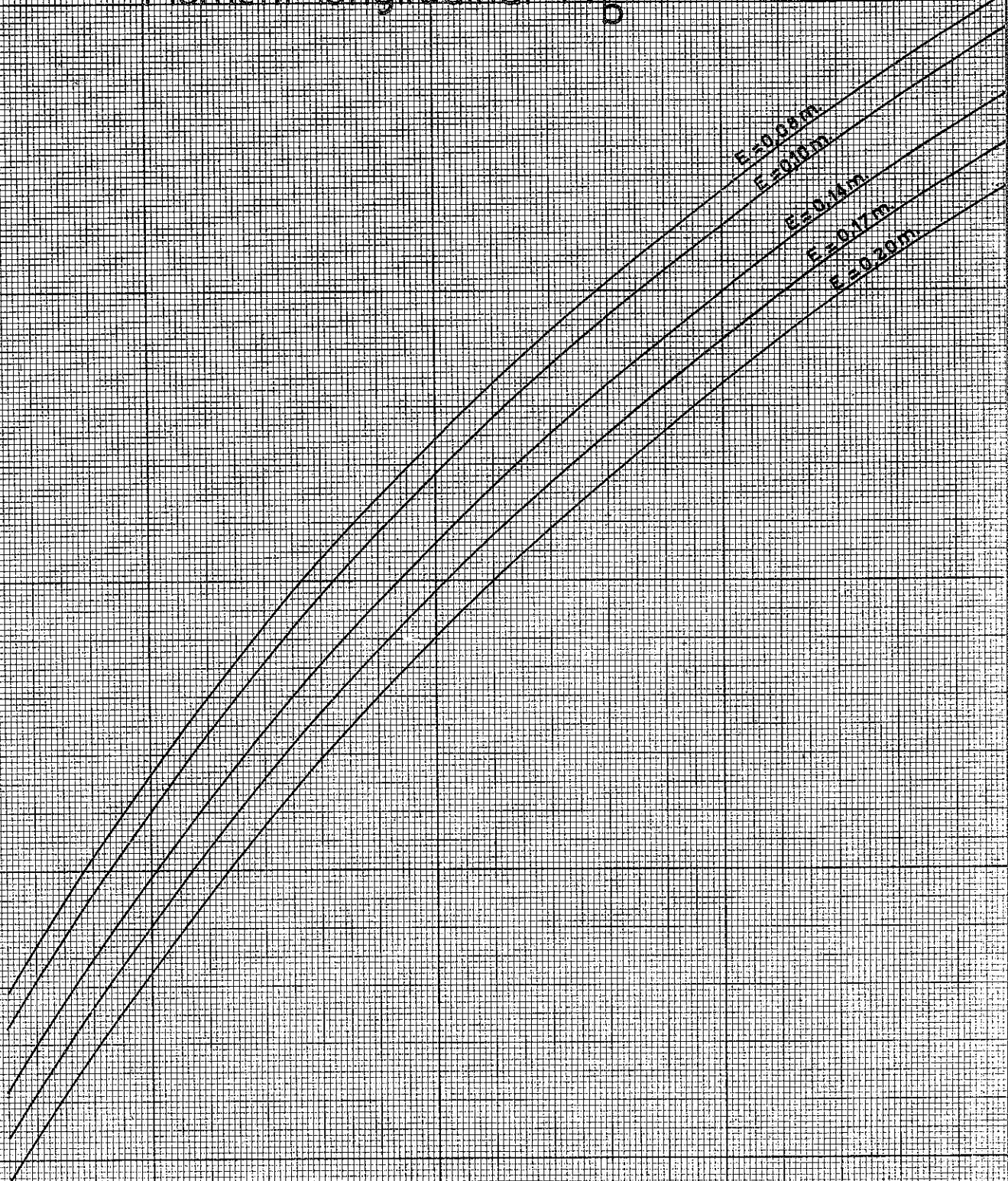
# Dalle infinie (Camions B<sub>c</sub>)

## Moment transversal M<sub>a</sub>

55,00m  
50,41m  
46,01m  
41,63m

Abaque N°9

Dalle infinie (Essieu B<sub>e</sub>)  
Moment longitudinal M<sub>z</sub>



Abaque N°10

$b=6m$  (Roue B<sub>r</sub>)

Moment transversal M<sub>a</sub>

E = 0,08 m

E = 0,10 m

E = 0,14 m

E = 0,17 m

E = 0,20 m

Abaque N°11

$b=8m$  (Roue B<sub>r</sub>)

Moment transversal M<sub>G</sub>

$E=0,08 m.$

$E=0,10 m.$

$E=0,14 m.$

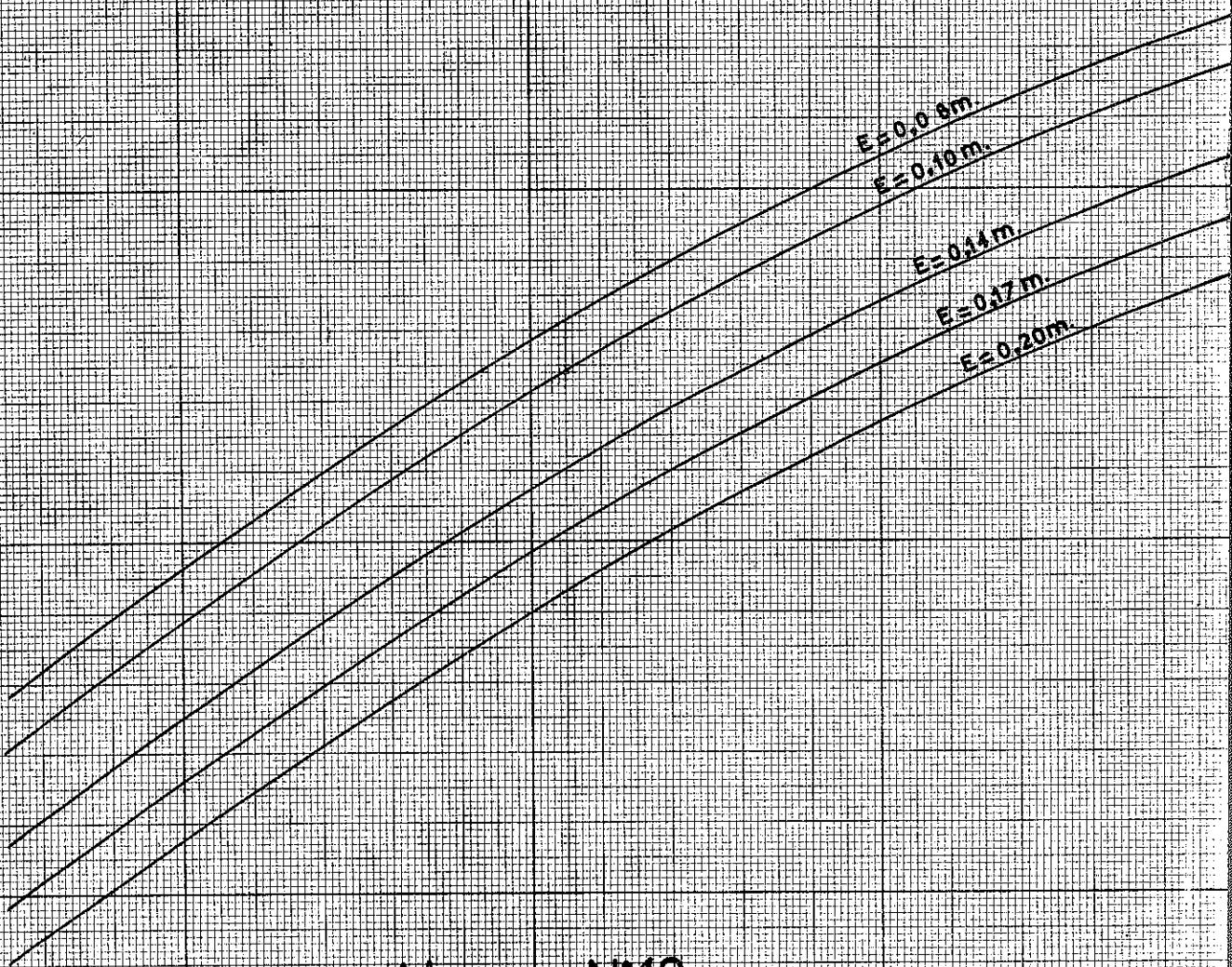
$E=0,17 m.$

$E=0,20 m.$

Abaque N°13

$b=6m$  (Roue B<sub>r</sub>)

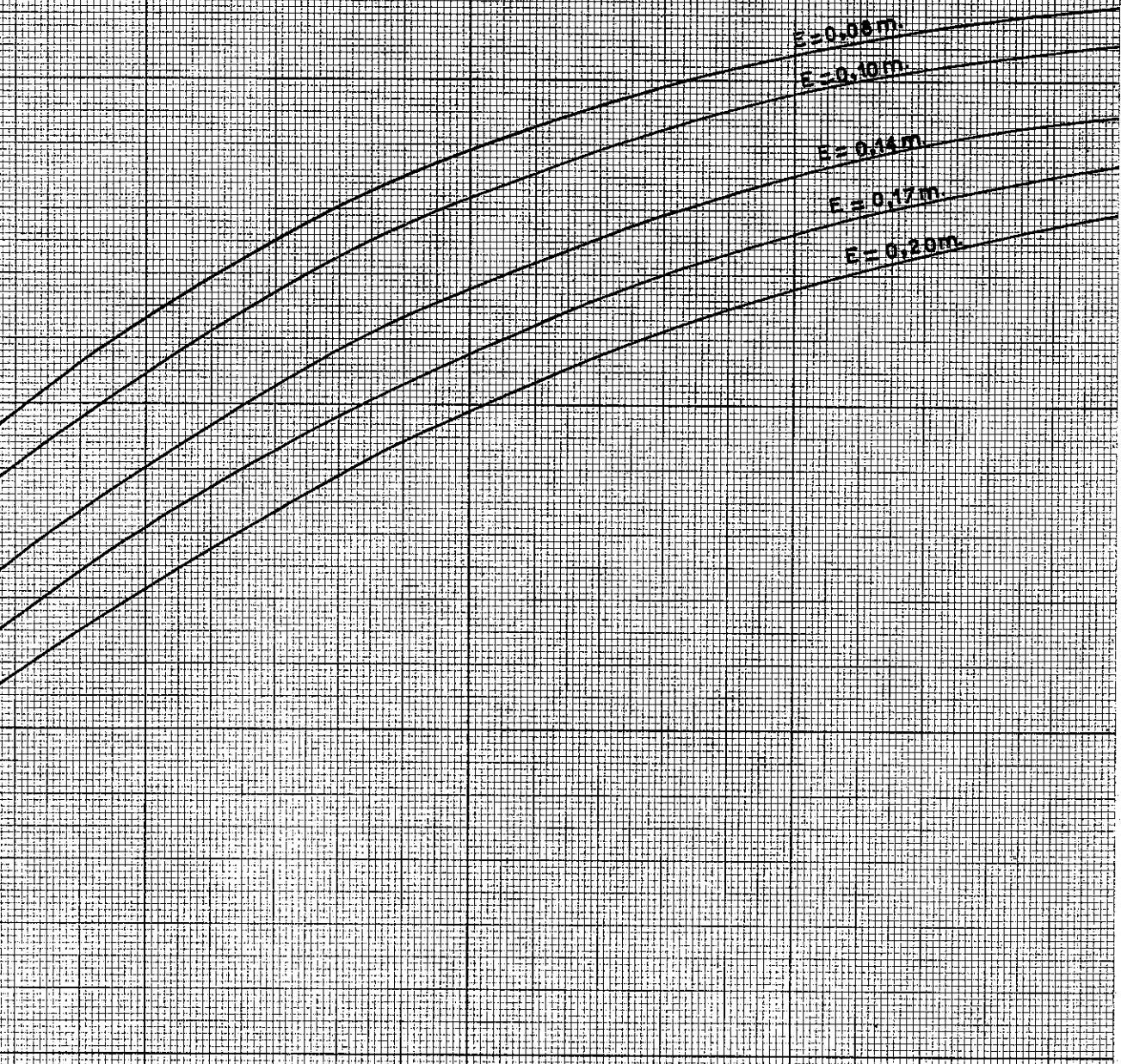
Moment longitudinal M<sub>b</sub>



Abaque N°12

$b=10\text{m}$  (Roue B)

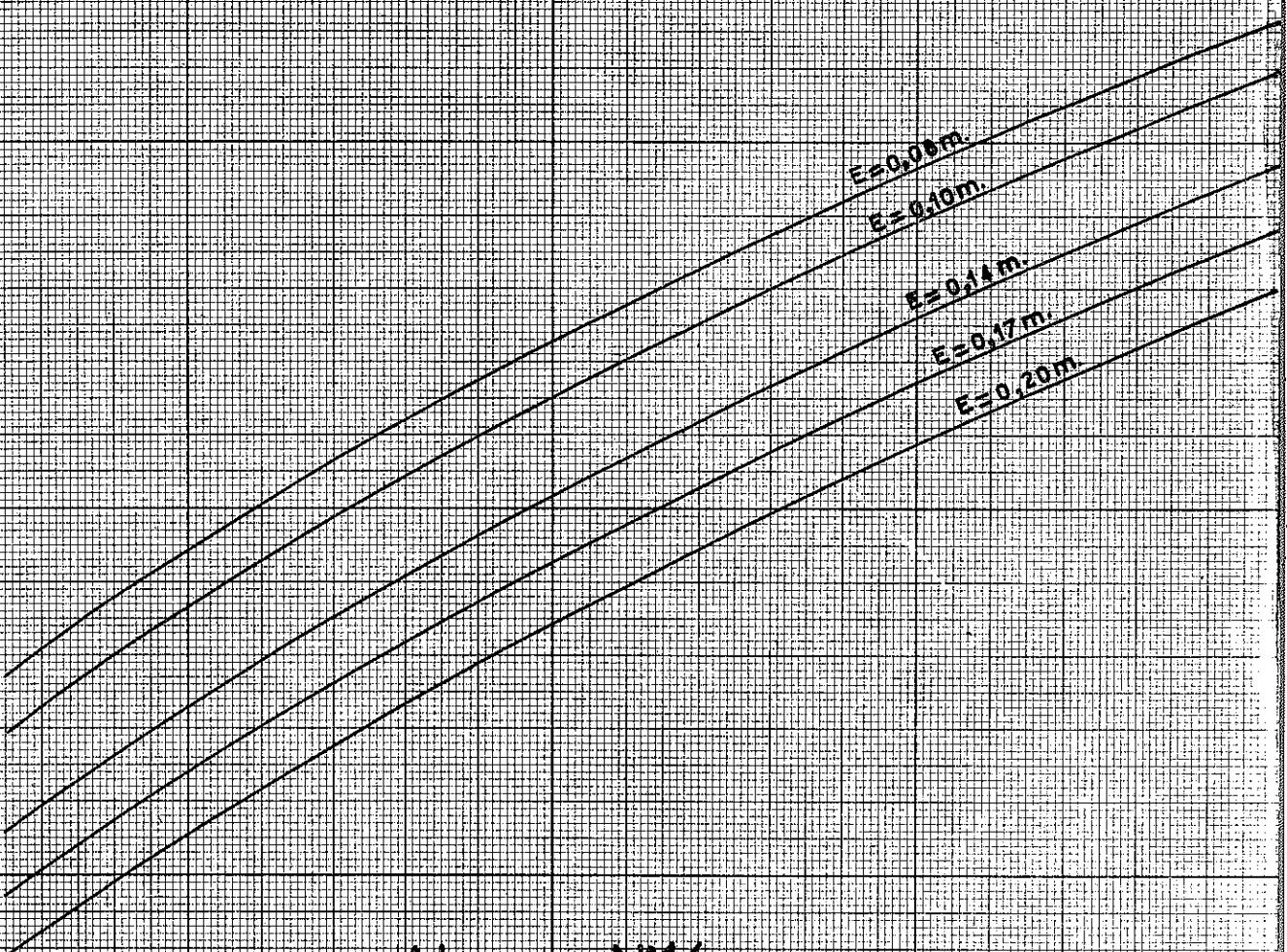
Moment transversal  $M_d$



Abaque N°15

$B=8\text{m}$  (Roue B)

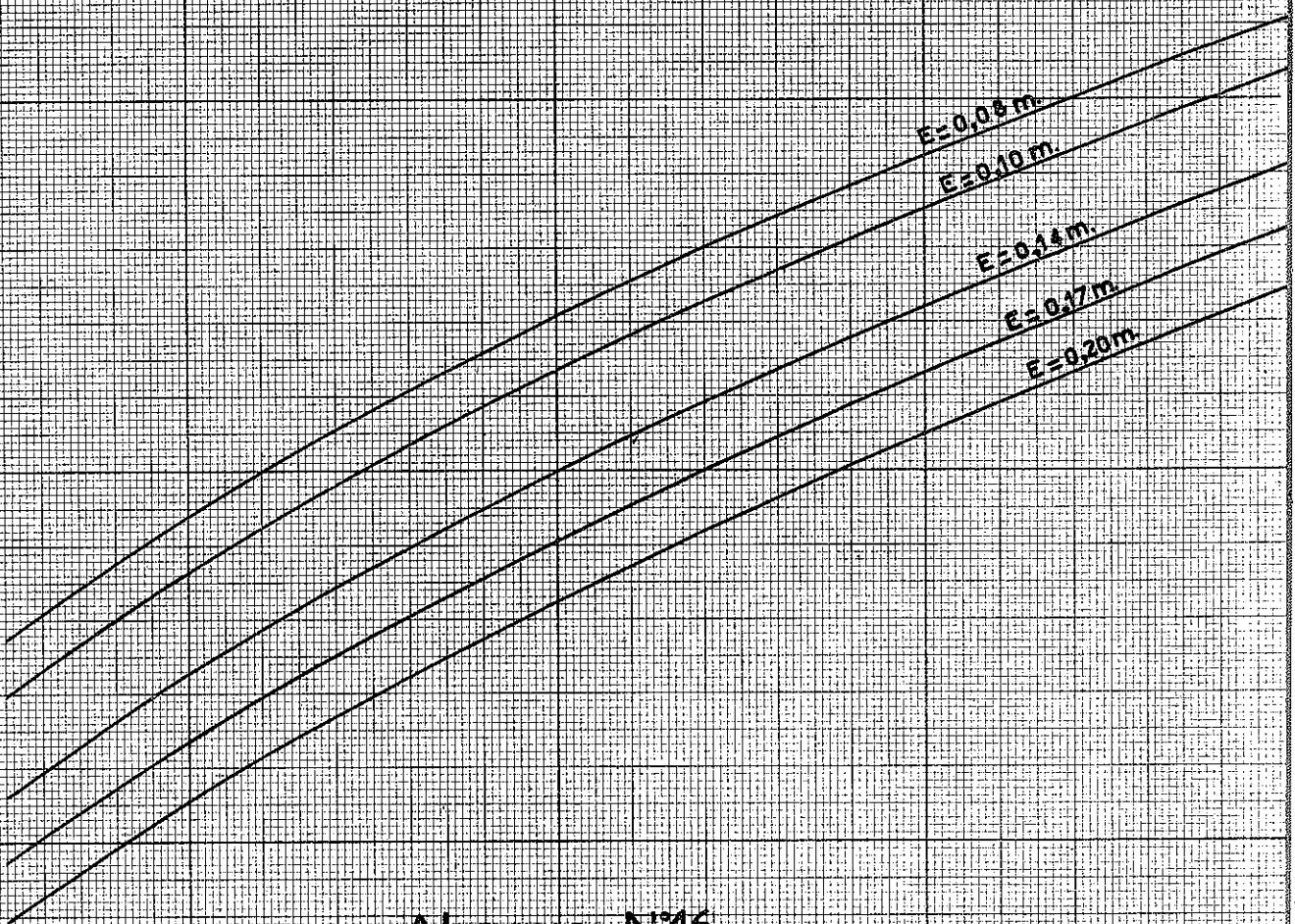
Moment longitudinal  $M_b$



Abaque N°14

$b=10m$  (Roue B<sub>n</sub>)

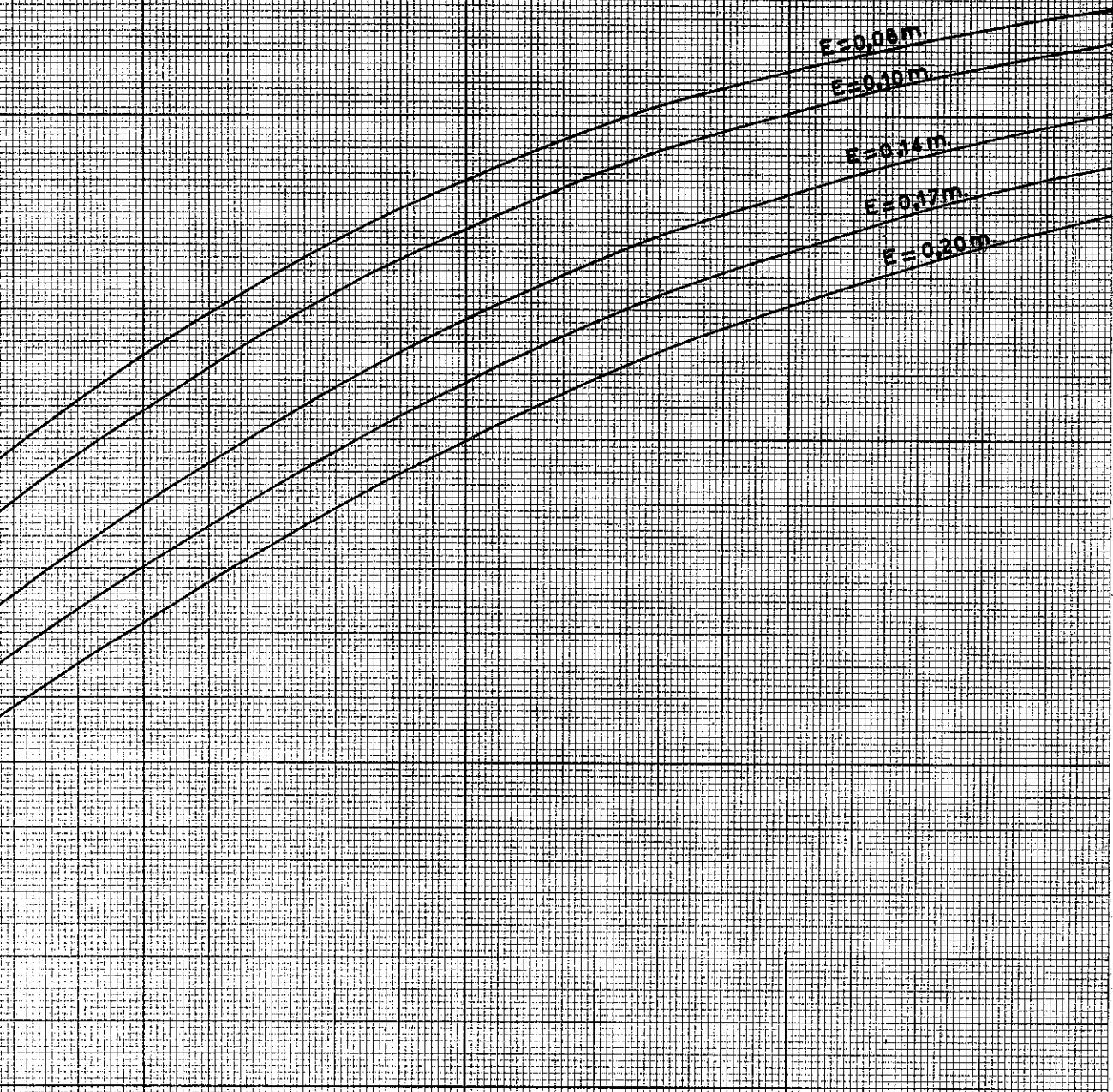
Moment longitudinal  $M_b$



Abaque N°16

$b=12\text{ m}$  (Roue B<sub>r</sub>)

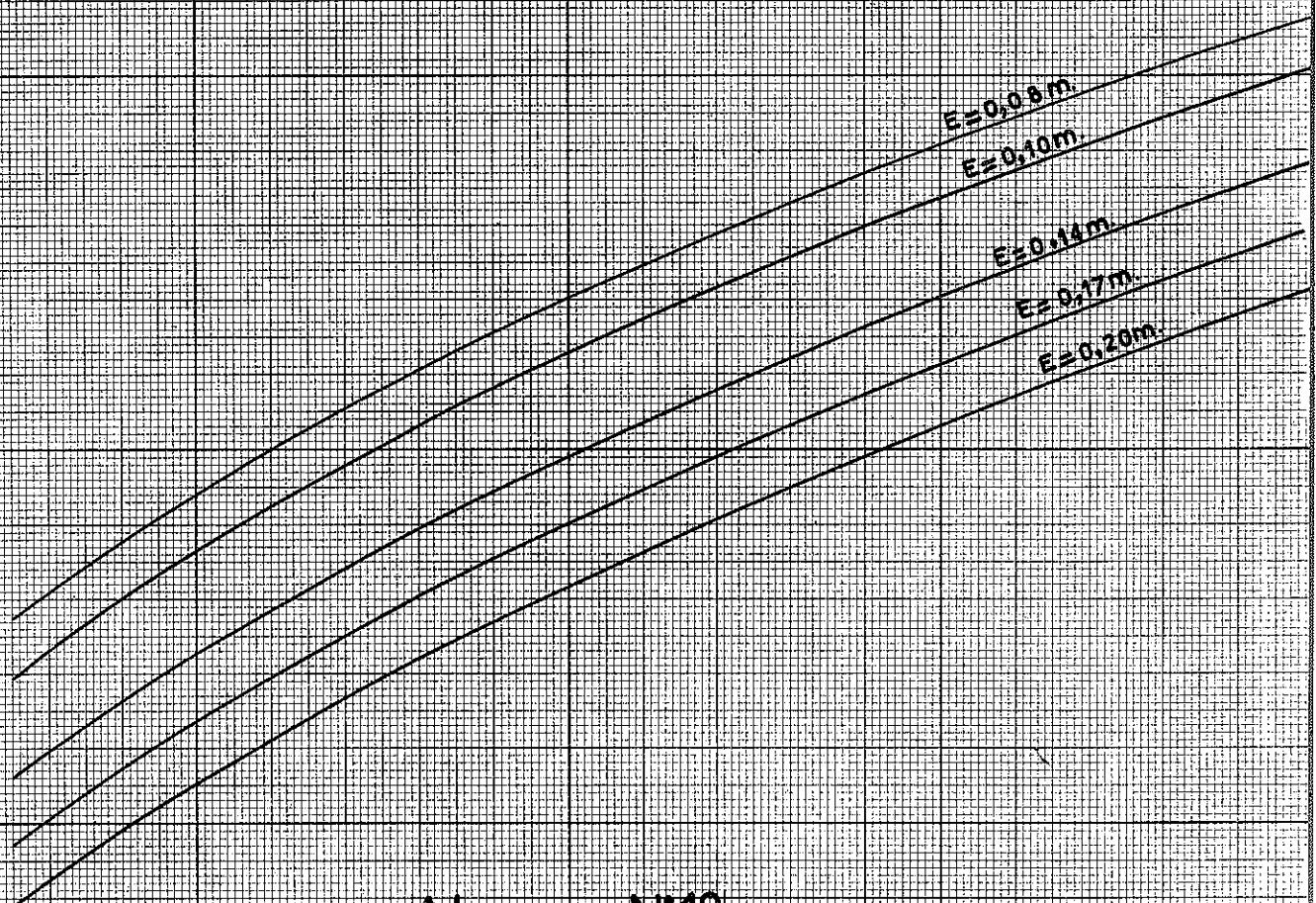
Moment transversal  $M_a$



Abaque N°17

$b=12\text{m}$  (Roue B<sub>r</sub>)

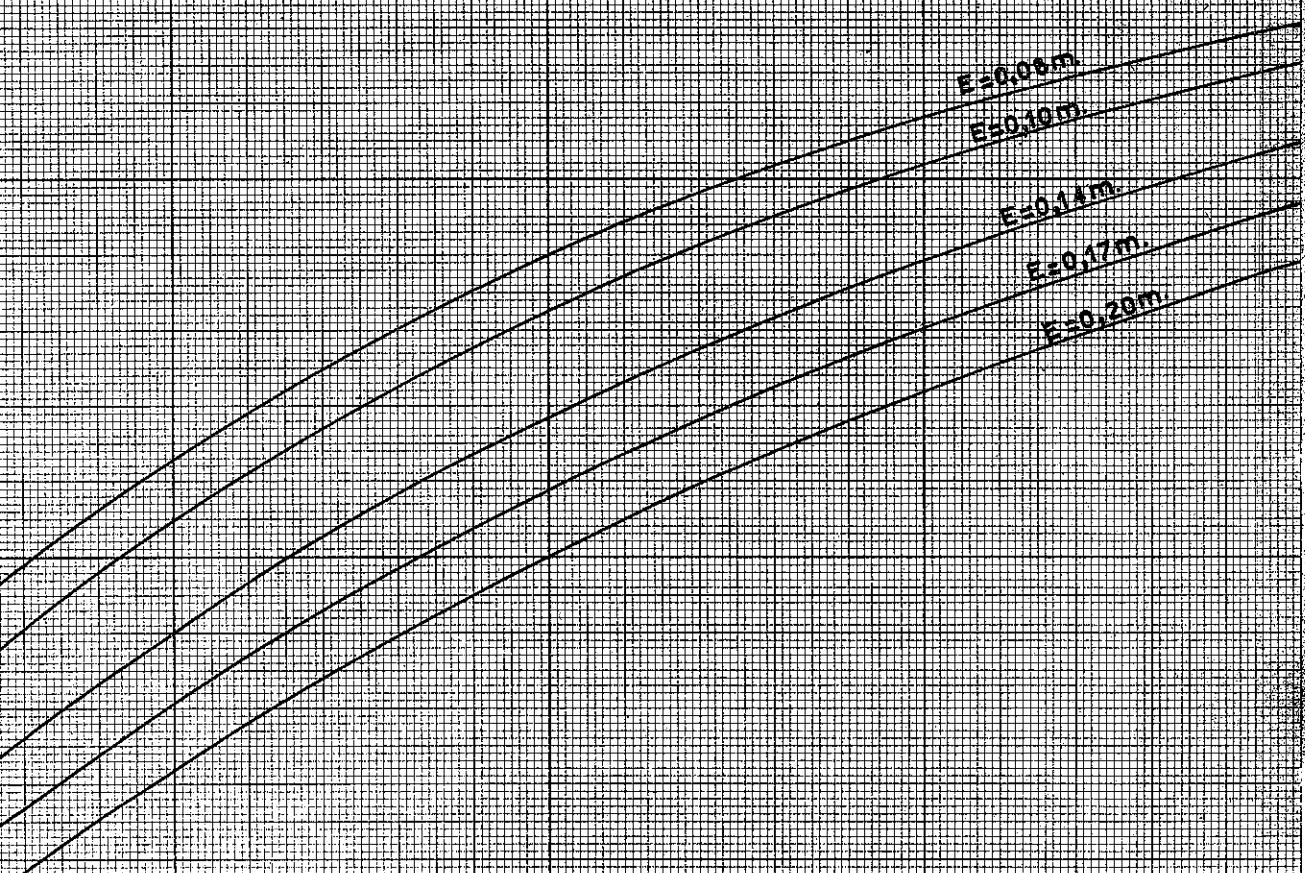
Moment longitudinal  $M_b$



Abaque N°18

# Dalle infinie (Roue B<sub>r</sub>)

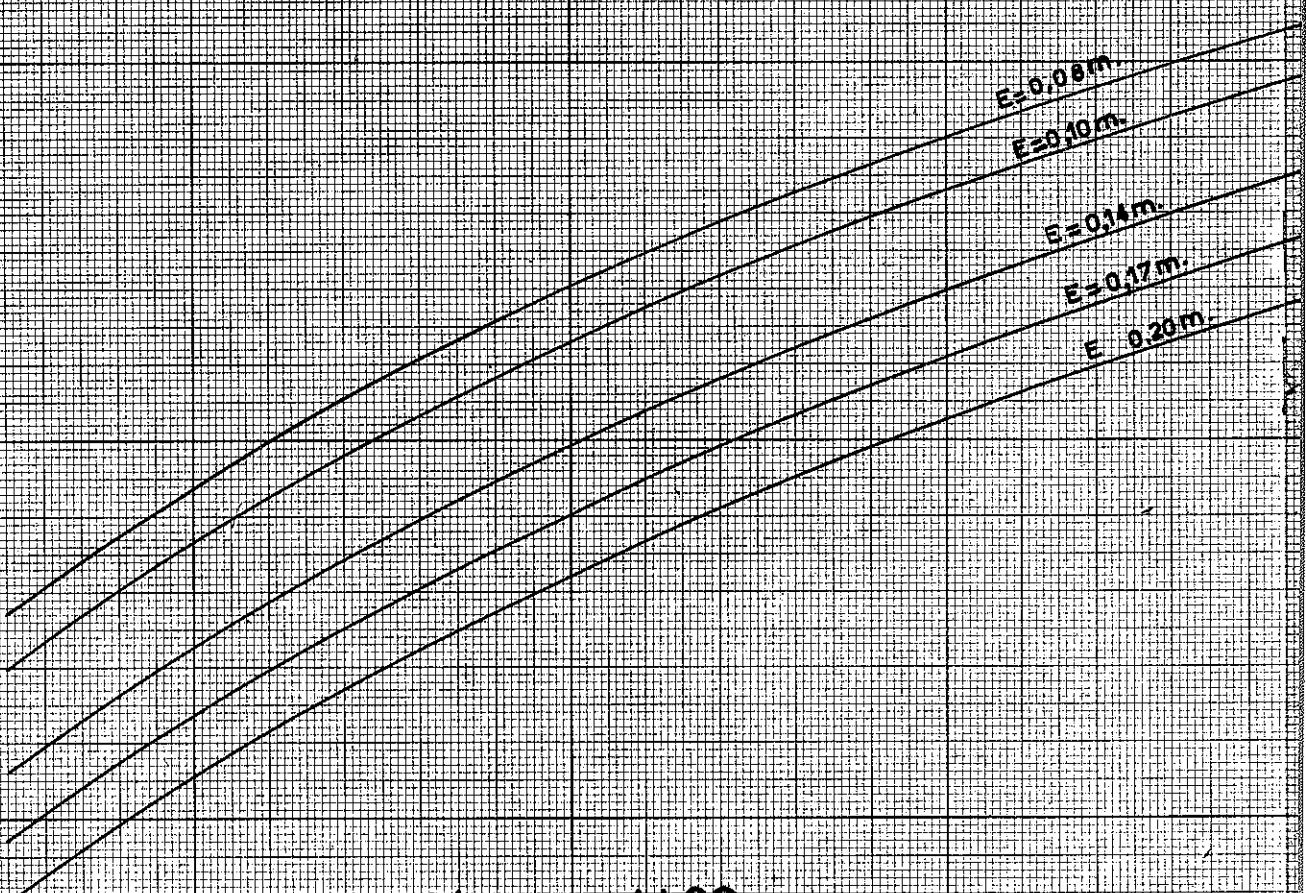
Moment transversal M<sub>O</sub>



Abaque N°19

# Dalle infinie (Roue B<sub>n</sub>)

## Moment longitudinal M<sub>D</sub>

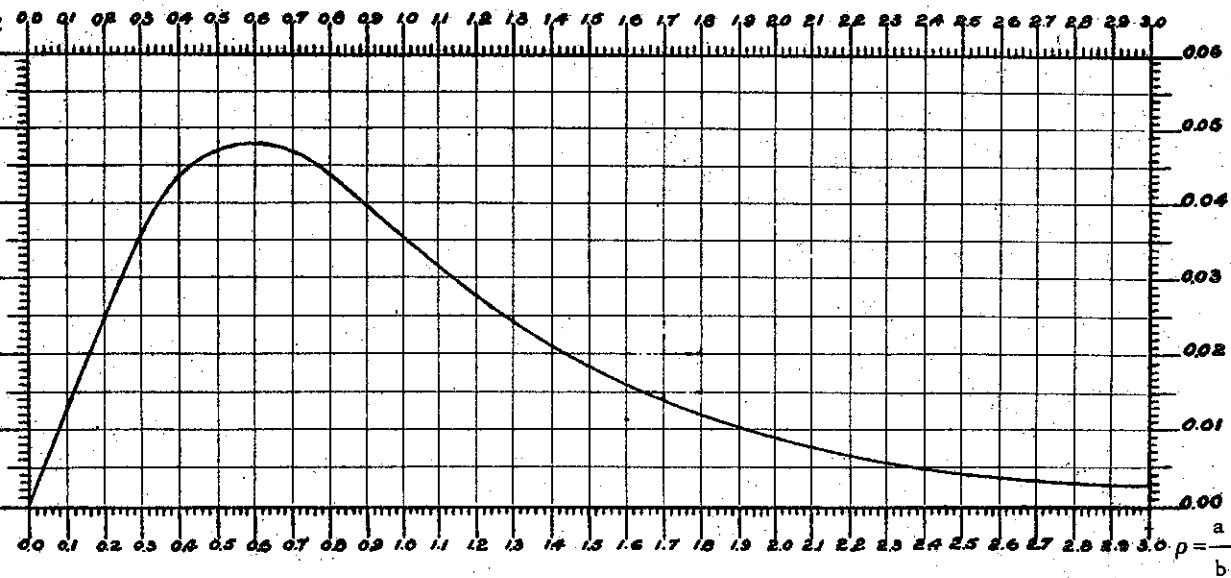


Abaque N°20

## ANNEXE

### ABAQUE N° 21

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE PLAQUE RECTANGULAIRE  
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE  
 $P = 1$  UNIFORMEMENT REPARTIE



L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction  $M_1$  obtenue avec l'argument  $\rho = \frac{a}{b}$  ( $a < b$ )  
la fonction  $M_2$  obtenue avec l'argument inverse  $\rho' = \frac{b}{a}$

On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$$M_a = M_1 + \nu M_2 \quad (\text{à multiplier par la charge totale } P)$$

$$M_b = M_2 + \nu M_1$$

: coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton  
0,30 pour l'acier

## CALCUL DES DALLES RECTANGULAIRES SOUMISES A DES CONDITIONS D'APPUI DIVERSES

### INTRODUCTION

Les nouveaux abaques du S.C.E.T. présentés par ailleurs donnent directement dans les cas les valeurs les plus défavorables des moments  $M_a$  et  $M_b$  dus aux surcharges B au centre d'une rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés.

Lorsque la dalle est partiellement encastrée sur ses côtés on évalue habituellement les efforts réels en affectant les résultats trouvés de coefficients forfaits, conformément à l'article 22) du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. qui stipule :

"Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation pourront être de 15% à 25% selon les conditions d'enca斯特rement. Les moments d'enca斯特rement sur les grands seront évalués respectivement au moins à 40% et à 50% des moments fléchissants maximaux évalués "hypothèse de l'articulation."

Le commentaire du dit paragraphe précise par ailleurs :

"En principe, dans un plancher, prendre en compte une réduction de 15% pour une dalle de 25% pour une dalle continue sur ses quatre côtés.

Dans un pont à poutre sous chaussée dont le hourdis de couverture déborde en encorbellement on pourra prendre une réduction de 20% pour les dalles de rive et de 25% pour les dalles centrales ('existent que si le pont comporte plus de trois poutres). Dans tous les cas, on n'évaluera pas les efforts d'encastration à moins de 50% des moments maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation.

L'attention est attirée sur ce que les moments d'encastration sur les petits côtés peuvent prendre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés."

Cependant il arrive que l'application de ces coefficients forfaits se révèle trop éloignée de la réalité ceci dans un sens contraire à la sécurité. C'est parfois notamment le cas des moments d'encastration sur les côtés de la dalle.

1,1 - Par exemple dans le cas d'une dalle comportant 3 poutres ou nervures parallèles et symétriquement par rapport à la poutre centrale, (fig. 1) tout se passe comme s'il y avait un appui parfait sur cet appui (la rotation y étant nulle).

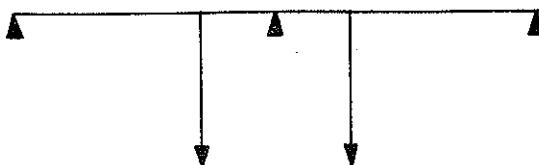


Fig. 1

L'approximation forfaitaire ci-dessus n'est plus valable. Par exemple pour une surcharge uniforme  $s \text{ t/m}^2$  et une dalle infinie ou assimilée ( $b/a > 2,5$ ) la règle forfaitaire précédente conduirait à un moment sur appui central de  $0,5 \times \frac{s a^2}{8} = \frac{s a^2}{16}$  alors que l'encaissement parfait conduit à  $\frac{s a^2}{12}$ .

**1,2 - Moment longitudinal :** En ce qui concerne le moment longitudinal  $M_b$  tel qu'il est défini dans la précédente note, (rappelons que l'axe de ce moment est parallèle à  $ox$ ) on ne risque guère de le sous-évaluer en travée pour les raisons suivantes :

-  $M_b$  est faible dès que  $\frac{b}{a} > 2,5$  ce qui est le cas général des dalles des ponts en béton armé ; tout se passe comme si la dalle travaillait comme une poutre dans le sens de la petite portée ;

-  $M_b$  est également faible pour les surcharges étroites et longues dans le sens de  $oy$  (cas d'une chenille sur un pont).

- Pour des charges localisées (roues de camions) les conditions d'appui sur les bords longs de la dalle jouent peu sur la valeur de  $M_b$ . On ne fera donc pas d'erreur importante en l'évaluant comme si la dalle était articulée sur les bords.

Par contre le moment longitudinal peut atteindre des valeurs importantes au milieu de l'entretoise formant petit côté de la dalle. Le calcul à partir de méthodes simplistes risque pour ce dernier de conduire à des mécomptes (figure 2).

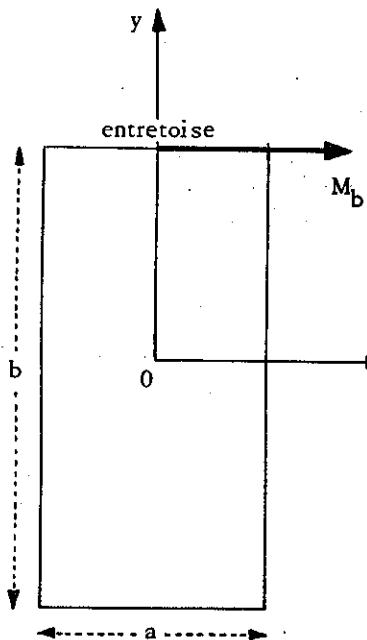


Fig. 2

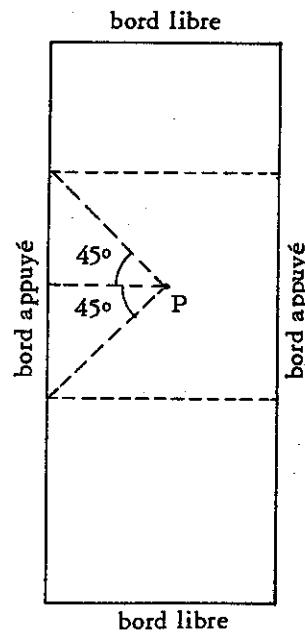


Fig. 3

**1,3 - Dans le cas de dalles à 2 bords libres,** le calcul à partir des abaques n'est pas applicable non plus. Lorsque les bords constituant appui sont suffisamment longs et que la surcharge est répartie, on peut faire le calcul comme dans une poutre de même portée et de largeur unité.

Mais pour une surcharge concentrée l'approximation qui consiste à l'affecter à une bande de dalle obtenue par une répartition horizontale à  $45^\circ$  est souvent assez grossière (figure 3).

**1,4 - Une solution très générale** pour résoudre ces divers cas qui sortent du cadre des hypothèses d'appui des abaques Pigeaud ou des abaques du S.C.E.T. est donnée par les abaques de Pücher.

Dans le cas particulier de surcharges uniformément réparties sur toute la dalle, on pourra utiliser les résultats de Marcus donnés à la fin de la présente note.

## UTILISATION DES ABAQUES DE PUCHER..(1)

Ces abaques sont établis pour des dalles rectangulaires

ant leurs côtés dans les rapports  $0,8 - 1 - 1,2$  et  $\infty$  (applicable dès que  $\frac{b}{a} > 2,5$ )  
 ôtés libres (figurés) articulés (figurés) ou encastrées (figurés) ainsi que pour les dalles circulaires.

L'intégration de l'équation de Lagrange  $\Delta\Delta w = 0$  donne la valeur  $w(u, v, x, y)$  de la flèche  
 e par un point M (x, y) de la dalle sous l'action de la force verticale  $F = 1$  appliquée au point A(u, v).  
 orès le théorème de réciprocité de Maxwell,  $w(u, v, x, y) = w(x, y, u, v)$ .

On en déduit les valeurs des fonctions suivantes qui permettent de déterminer les efforts  
 citant la dalle en M sous cette action :

$$m_x = -\lambda \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$m_y = -\lambda \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$m_{xy} = m_{yx} = -\lambda \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$q_x = -\lambda \frac{\partial \Delta w}{\partial x} \text{ et } q_y = -\lambda \frac{\partial \Delta w}{\partial y} \quad (\Delta w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2})$$

$\nu$  = coefficient de Poisson (acier : 0,3  
 béton : 0,15)

$$\lambda = \frac{E e^3}{12(1-\nu^2)} \quad (E : \text{Module d'élasticité} \quad e : \text{épaisseur de la dalle})$$

Les fonctions  $m_x, m_y, m_{xy}, q_x, q_y$ , sont données par les abaques.

Les efforts s'en déduisent :

ments fléchissants unitaires transversal  $M_a = m_x + \nu m_y$

longitudinal  $M_b = m_y + \nu m_x$

ment de torsion unitaire :  $m_{xy} = m_{yx}$

orts tranchants unitaires :  $q_x$

$q_y$

## Emploi des abaques.

Les abaques donnent les surfaces d'influence de ces efforts par leurs lignes de niveaux (lieux des points A d'application de la force  $F = 1$  donnant une valeur constante de l'effort en M). A chaque point remarquable M correspond un abaque.

$\ell$  désignant - pour une plaque rectangulaire, la longueur du grand côté  
- pour une bande (de longueur infinie) : la largeur.

les abaques sont établis dans les coordonnées réduites sans dimensions suivantes :

$$\xi = \frac{x}{\ell}; \quad \eta = \frac{y}{\ell}, \quad \delta = \frac{u}{\ell} \quad \text{et} \quad \epsilon = \frac{v}{\ell}$$

Pour une charge ponctuelle on lira donc sur l'abaque correspondant au point M ( $a\xi$ ) où l'on cherche les efforts, la cote z ( $\delta, \epsilon$ ) obtenue à partir des coordonnées réduites du point d'application de la charge.

Pour une charge répartie de densité p sur l'aire  $\Sigma$  il faut calculer l'intégrale  $I = \iint \Sigma p z (\delta, \epsilon) d\delta d\epsilon$ . Si p est constant cela revient à calculer le volume du prisme de base  $\Sigma$  et compris entre la surface d'influence et le plan de référence  $0\xi\eta$ .

Si  $\Sigma$  est faible et loin de A, on évalue la cote moyenne  $\bar{z}$  dans la zone  $\Sigma$  et on prend  $I = p \bar{z}$ .

Dans le cas contraire on effectue un nombre impair de coupes verticales équidistantes de e et on mesure les aires de chaque coupe  $S_0, S_1, \dots, S_{2n}$ . Le volume cherché est donné par la formule de Simpson :

$$V = \frac{e}{3} \left[ S_0 + 4S_1 + 2S_2 + 4S_3 + \dots + 4S_{2n-1} + S_{2n} \right] \text{(figure 4).}$$

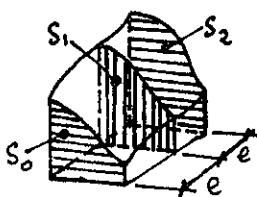


Figure: 4

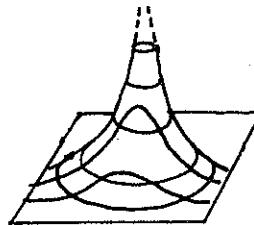


Figure: 5

**Remarques :** 1) Certaines surfaces d'influence ont une cote infinie au droit du point d'application des charges. Mais le volume de la "cheminée" dont le sommet est à l'infini a une valeur finie et négligeable au-dessus de la dernière ligne de niveau de l'abaque (Figure 5).

2) Des surcharges quasi-ponctuelles (roues de camion) peuvent conduire dans le plan moyen de la dalle à des surfaces de charge non négligeables compte tenu de la répartition habituelle à 45° dans l'épaisseur de la dalle. On peut donc être amené même pour ces charges à calculer une intégrale. On verra un exemple dans le paragraphe 3,2 ci-après.

En définitive, les valeurs lues correspondant à un système de charges concentrées  $P_i$  et charges réparties  $p$  sur l'aire  $\Sigma$  sont :

$$f = \sum P_i z_i$$

$$g = \iint_{\Sigma} p z(\delta, \varepsilon) d\delta d\varepsilon$$

Les valeurs réelles des efforts sont :

Charges concentrées	Charges réparties
---------------------	-------------------

Pour $m_x$ et $m_y$	$\frac{1}{8\pi} f$	$\frac{\ell^2}{8\pi} g$
---------------------	--------------------	-------------------------

$m_{xy}$

Pour $q_x$ et $q_y$	$\frac{1}{8\pi} - \frac{1}{\ell} f$	$\frac{1}{8\pi} g$
---------------------	-------------------------------------	--------------------

On en déduit :

$$M_a = m_x + \nu m_y \quad (\nu = 0,15 \text{ pour le béton})$$

$$M_b = m_y + \nu m_x$$

## EMPLES D'APPLICATION DES ABAQUES

3,1 - Exemple 1 - Dalle à bords libres de 10 m de portée . - Effet d'une roue de 10 t placée au centre.

es :  $a = 10 \text{ m}$   
 $b = 6 \text{ m } 70$  (chaussée de 5 m 50 + 2 trottoirs de 0 m 60)  
 $\frac{b}{a} = \frac{2}{3}$

surcharge : roue de 6 t du camion B<sub>c</sub> placée au centre  
coefficent de majoration dynamique : 1,33, ce qui équivaut à une roue de 8 t.

L'abaque N° 50 donne : (1)

$$z \# 12,5$$

$$m_x = \frac{1}{8\pi} \times 12,5 \times 8 = 3,98 \quad \left( \frac{1}{8\pi} = 0,03979 \# 0,04 \right)$$

noter que le Titre des abaques N° 50 et 51 mentionne par erreur  $\frac{b}{a} = 0,75$  alors que l'abaque a été établi pour  $\frac{b}{a} = \frac{2}{3}$ .

Sur des ouvrages importants, un calcul plus poussé pourra être obtenu grâce au programme électrique MRB du Service Spécial des Autoroutes.

L'abaque N° 51 donne :

$$z = 6$$

$$m_y = \frac{1}{8\pi} \times 6 \times 8 = 1,91$$

$$\text{d'où } M_a = 3,98 + 0,15 \times 1,91 = 4,25 \text{ tonnes-mètres/mètre}$$

$$M_b = 1,91 + 0,15 \times 3,98 = 2,51 \text{ tonnes-mètres/mètre}$$

Si on faisait le calcul simpliste consistant à assimiler la dalle à une poutre et à répartissant la charge sur la largeur  $b$  puisque les droites de répartition à  $45^\circ$  ne coupent pas le bord appuyé (figure 6) on obtiendrait :

$$M_a = \frac{P_a}{4b} = \frac{8 \times 10}{4 \times 6,7} = 2,98 \text{ tonnes-mètres.}$$

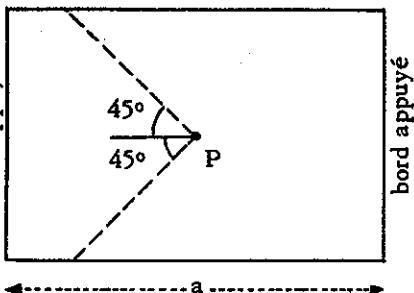


Fig. 6

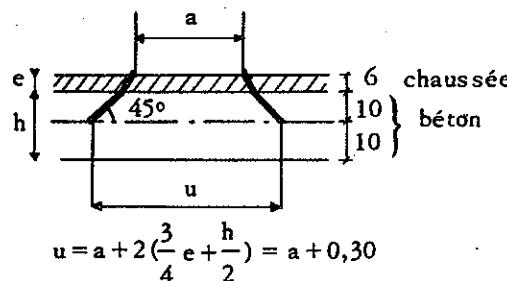


Fig. 7

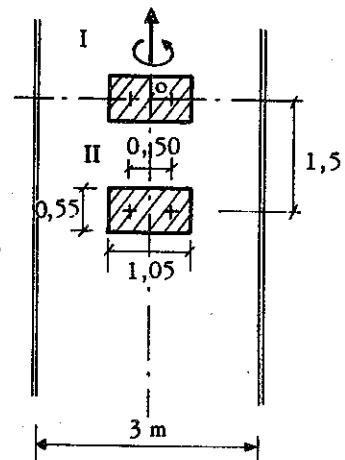


Fig. 8

### 3,2 - Exemple 2

Dalle de pont, de largeur 3 m, de longueur infinie, encastrée sur ses deux bords de longueur infinie.

Epaisseur de chaussée : 6 cm, de béton = 20 cm,  $\begin{cases} \text{charge permanente :} \\ 0,06 \times 2,1 + 0,2 \times 2,5 = 0,626 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

Calculer le moment transversal au centre 0 de la dalle sous l'action de la surcharge  $B_c$ .

Coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1,35$ .

Dimensions des impacts à considérer dans le plan moyen de la dalle . (figure 7)

Les impacts de 2 roues arrière de 2 camions  $B_c$  accolés (roue de gauche du camion de droite et roue de droite de celui de gauche) se recoupent.

Le groupe de 4 roues arrière de 2 camions  $B_c$  accolés donne donc 2 impacts rectangulaires, de côtés :  $\begin{cases} \text{- sens transversal : } u = 0,5 + 0,25 + 0,3 = 1,05 \text{ m} \\ \text{- sens longitudinal : } v = 0,25 + 0,3 = 0,55 \text{ m} \end{cases}$  (fig. 8)

### 1 - Moment transversal dû à la charge permanente.

pas de flexion longitudinale (longueur infinie et charge uniforme). Le moment est donc obtenu par la formule des poutres:

$$M_{xp} = 0,626 \times \frac{3,0^2}{24} = 0,235 \text{ tm/m}$$

### 2 - Moment transversal dû à l'essieu I

Le volume à calculer, compris entre le plan horizontal de cote 0, les plans verticaux limitant l'impact I, et la surface d'influence, comprend la "cheminée" dont le sommet est à l'infini. On ne peut lire facilement une cote moyenne. Nous allons calculer ce volume en faisant des coupes verticales équidistantes, en mesurant l'aire de chaque coupe, et en calculant le volume par la formule de Simpson.

A cause de la symétrie, nous ne calculerons que le  $\frac{1}{4}$  du volume

Distance entre les coupes verticales :

$$\text{dans la réalité } \frac{1}{4} \times 0,55 = 0,1375 \text{ m}$$

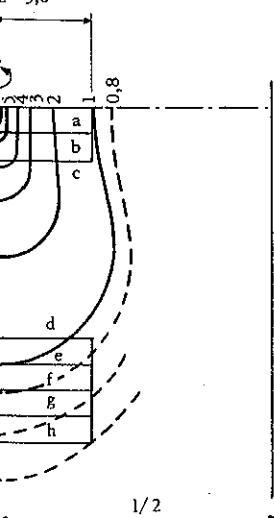
$$\text{soit } \frac{0,1375}{3,0} \ell = 0,0458 \ell$$

Volume défini par l'impact B, en tenant compte de ce que les côtes données par les es sont multipliées par  $8\pi$ , et que nous n'avons mesuré qu'un quart de ce volume.

$$V = 4 \times \frac{1}{8\pi} \times 0,0458 \times \underbrace{\frac{1}{3}(0,51 + 4 \times 0,491 + 0,469)}_{\substack{\text{échelle} \\ \text{formule de Simpson}}} = 0,00715$$

$$\text{Moment transversal dû à l'essieu I : } p \ell^2 V \frac{1,35 \times 2 \times 6,0}{0,55 \times 1,05} \times 3,0^2 \times 0,00715 = 1,80 \text{ tm/m} \quad (1)$$

$$\frac{1,05}{2} \times \frac{1}{3,0} = 0,175 \text{ l}$$



Section a

6	0,015 × 1 = 0,015
5	0,03 × 4 = 0,12
4	0,04 × 2 = 0,08
3	0,08 × 4 = 0,32
2	0,1 × 2 = 0,20
1	0,175 × 4 = 0,70
0	0,175 × 1 = 0,175

aire a =  $\frac{1}{3} \times 1 \times 1,53 = 0,51$   
(application de la formule  
 $a = \frac{e}{3} (y_0 + 4y_1 + 2y_2 + \dots + y_6)$

Section b

6	1,08*	0,02 × 1 = 0,02
5	0,04 × 4 = 0,16	
4	0,06 × 2 = 0,12	
3	0,11 × 4 = 0,44	
2	0,175 × 1 = 0,175	
1	0,175	0,915

$$\begin{aligned} & \frac{2}{3} \times 0,8 \times 0,02 = 0,011 \\ & \frac{1}{3} \times 1 \times 0,915 = 0,305 \\ & 1 \times 0,175 = 0,175 \\ & \text{aire b} = \frac{0,491}{0,491} \end{aligned}$$

Section c

6	1,05*	0,035 × 1 = 0,035
5	0,06 × 4 = 0,24	
4	0,11 × 2 = 0,22	
3	0,175 × 4 = 0,70	
2	0,175 × 1 = 0,175	

= 1,37

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} \times 1 \times 1,37 = 0,457 \\ & \frac{2}{3} \times 0,5 \times 0,035 = 0,012 \\ & \text{aire c} = 0,469 \end{aligned}$$

$$\text{cote moyenne de l'impact I : } 1,8 \times \frac{8\pi}{(1,35 \times 2 \times 6,0)} = 2,8$$

**3 - Moment dû à l'essieu II :** on peut recommencer le procédé des coupes verticales. Mais on peut estimer, en ce cas, une cote moyenne approximative, soit ici environ 0,8

$$\text{Moment transversal du à l'essieu II : } \frac{0,8}{8\pi} \times (1,35 \times 2 \times 6,0) = 0,52 \text{ tm/m}$$

**4 - Le moment longitudinal en 0,** dans le même cas de charge, calculé par la même méthode vaut :

$$\frac{2,1}{8\pi} (1,35 \times 2 \times 6,0) = 1,35 \text{ tm/m} \quad (\text{Essieu I})$$

$$-\frac{0,55}{8\pi} (1,35 \times 2 \times 6,0) = -0,35 \text{ tm/m} \quad (\text{Essieu II})$$

**5 - Les valeurs précédentes** sont celles de  $m_x$  et  $m_y$  qui supposent un coefficient de Poisson nul. En prenant en compte  $\gamma = 0,15$  on obtient le moment  $M_a$  transversal au centre 0 de la dalle :

$$0,235 + (1,80 + 0,15 \times 1,35) + (0,52 - 0,15 \times 0,35) = \underline{\underline{2,70 \text{ tm/m}}}$$

#### 4 - RESULTATS DIVERS DEDUITS DES ABAQUES DE PUCHER.

Plaque rectangulaire libre sur ses 2 bords parallèles de longueur  $a$  (cf. aussi à ce sujet : Olsen et Reinitz-huber : Die zweiseitig gelagerte Platte ; W. Ernst Berlin 1944).

$$4,11 - \text{ Si } \frac{b}{a} < \frac{1}{2}$$

Le coefficient de flexion transversal  $m_y$  (d'axe ox) est faible.

On pourra assimiler la dalle à une poutre de portée  $a$  et ayant même condition d'appui sur les côtés  $b$ .

Par exemple pour une plaque uniformément chargée avec la densité  $p$  on aura au centre de la plaque :

$$m_x = \frac{pa^2}{8} \text{ (par unité de largeur)}$$

$$m_y \neq 0$$

$$\text{d'où } M_a \neq m_x = \frac{pa^2}{8} \text{ (par unité de largeur)}$$

$$4,12 - \frac{1}{2} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$$

On interpolera linéairement entre les valeurs données par les abaques pour  $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$  et  $\frac{b}{a} = \frac{2}{3}$

$$4,13 - \frac{b}{a} > \frac{2}{3}$$

Le coefficient de flexion transversal  $m_y$  devient important. On appliquera les résultats de l'ordre pour la bande de largeur  $b$  infinie : bande infinie dans les 2 sens pour l'étude de la zone centrale et bande demi-infinie pour l'étude du bord libre.

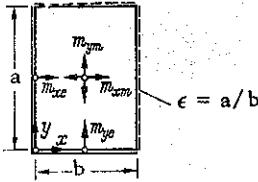
## RESULTATS DE MARCUS

On pourra utiliser les résultats du tableau suivant dû à Marcus notamment lorsque les moments des côtés de la dalle sont différents des valeurs pour lesquels sont établis les abaques de l'ordre.

$m_x$  et  $m_y$  ont les mêmes significations que précédemment ; l'indice  $\nu$  se rapporte au centre de la dalle, l'indice  $e$  se rapporte au milieu du côté intéressé (voir figure). On déduira les moments issants unitaires des valeurs de  $m_x$  et  $m_y$  par les mêmes formules que précédemment :

$$M_a = m_x + \nu m_y \quad (\text{à multiplier par } pa^2)$$

$$M_b = m_y + \nu m_x \quad (\text{à multiplier par } pa^2)$$



Condition d'appui	$m_{xm}$	$m_{ym}$	$m_{xe}$	$m_{ye}$
□	$\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}\right)$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}\right)$	-	-
□	$\frac{45}{128} \cdot \frac{\epsilon^4}{2+5\epsilon^4} \left(1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+5\epsilon^4}\right)$	$\frac{1}{4} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+5\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+5\epsilon^4}\right)$	$-\frac{5}{8} \cdot \frac{\epsilon^4}{2+5\epsilon^4}$	-
□	$\frac{1}{4} \cdot \frac{\epsilon^4}{5+2\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+2\epsilon^4}\right)$	$\frac{45}{128} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+2\epsilon^4} \left(1 - \frac{75}{32} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+2\epsilon^4}\right)$	-	$-\frac{5}{8} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+2\epsilon^4}$
□	$\frac{9}{128} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+\epsilon^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}\right)$	$\frac{9}{128} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}\right)$	$-\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+\epsilon^4}$	$-\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}$
□	$\frac{5}{24} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+5\epsilon^4} \left(1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+5\epsilon^4}\right)$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+5\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+5\epsilon^4}\right)$	$-\frac{5}{12} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+5\epsilon^4}$	-
□	$\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^4}{5+\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+\epsilon^4}\right)$	$\frac{5}{24} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+\epsilon^4} \left(1 - \frac{25}{18} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+\epsilon^4}\right)$	-	$-\frac{5}{12} \cdot \frac{\epsilon^2}{5+\epsilon^4}$
□	$\frac{1}{12} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+2\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+2\epsilon^4}\right)$	$\frac{9}{128} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+2\epsilon^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+2\epsilon^4}\right)$	$-\frac{1}{6} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+2\epsilon^4}$	$-\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+2\epsilon^4}$
□	$\frac{9}{128} \cdot \frac{\epsilon^4}{2+\epsilon^4} \left(1 - \frac{15}{32} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+\epsilon^4}\right)$	$\frac{1}{12} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{9} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+\epsilon^4}\right)$	$-\frac{1}{8} \cdot \frac{\epsilon^4}{2+\epsilon^4}$	$-\frac{1}{6} \cdot \frac{\epsilon^2}{2+\epsilon^4}$
□	$\frac{1}{24} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}\right)$	$\frac{1}{24} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4} \left(1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}\right)$	$-\frac{1}{12} \cdot \frac{\epsilon^4}{1+\epsilon^4}$	$-\frac{1}{12} \cdot \frac{\epsilon^2}{1+\epsilon^4}$

VALEURS DE  $m_{xm}$ ,  $m_{ym}$ ,  $m_{xe}$ ,  $m_{ye}$

Conditions d'appui	$b/a$	$m_{xm}$	$m_{ym}$	$m_{xe}$	$m_{ye}$
	0,4	$1/368,40 = 0,002714$	$1/ 58,94 = 0,01696$		
	0,6	$1/ 94,94 = 0,01053$	$1/ 34,18 = 0,02926$		
	0,8	$1/ 44,29 = 0,02258$	$1/ 28,34 = 0,03528$		
	1	$1/ 27,43 = 0,03646$	$1/ 27,43 = 0,03646$		
	1,25	$1/ 18,14 = 0,05512$	$1/ 28,34 = 0,03528$		
	1,5	$1/ 13,87 = 0,07210$	$1/ 31,21 = 0,03204$		
	2	$1/ 10,57 = 0,09458$	$1/ 42,29 = 0,02364$		
	2,5	$1/ 9,43 = 0,10603$	$1/ 58,94 = 0,01696$		
	$\infty$	$1/ 8,00 = 0,12500$	0		
$m_{xe}$	0,4	$1/287,03 = 0,003484$	$1/ 60,82 = 0,01644$	$-1/133,00 = -0,007519$	
$m_{xe}$	0,6	$1/ 85,30 = 0,01172$	$1/ 38,04 = 0,02629$	$-1/ 32,69 = -0,03059$	
$m_{xe}$	0,8	$1/ 44,66 = 0,02239$	$1/ 34,35 = 0,02911$	$-1/ 15,81 = -0,06324$	
$m_{xe}$	1	$1/ 29,93 = 0,03341$	$1/ 36,75 = 0,02721$	$-1/ 11,20 = -0,08928$	
$m_{xe}$	1,25	$1/ 22,30 = 0,04484$	$1/ 44,53 = 0,02245$	$-1/ 9,31 = -0,10740$	
$m_{xe}$	1,5	$1/ 19,02 = 0,05258$	$1/ 56,28 = 0,01777$	$-1/ 8,63 = -0,11585$	
$m_{xe}$	2	$1/ 16,46 = 0,06075$	$1/ 89,26 = 0,01120$	$-1/ 8,20 = -0,12195$	
$m_{xe}$	2,5	$1/ 15,52 = 0,06443$	$1/133,32 = 0,007501$	$-1/ 8,08 = -0,12373$	
$m_{xe}$	$\infty$	$1/ 14,22 = 0,07031$	0	$-1/ 8,00 = -0,12500$	
$m_{ve}$	0,4	$1/614,74 = 0,001627$	$1/ 98,36 = 0,01017$	$-1/320,50 = -0,003120$	$-1/ 51,28 = -0,01950$
$m_{ve}$	0,6	$1/145,73 = 0,006862$	$1/ 52,46 = 0,01906$	$-1/ 69,73 = -0,01434$	$-1/ 25,10 = -0,03984$
$m_{ve}$	0,8	$1/ 62,18 = 0,01608$	$1/ 39,79 = 0,02513$	$-1/ 27,53 = -0,03632$	$-1/ 17,62 = -0,05675$
$m_{ve}$	1	$1/ 37,15 = 0,02692$	$1/ 37,15 = 0,02692$	$-1/ 16,00 = -0,06250$	$-1/ 16,00 = -0,06250$
$m_{ve}$	1,25	$1/ 25,47 = 0,03926$	$1/ 39,79 = 0,02513$	$-1/ 11,28 = -0,08868$	$-1/ 17,62 = -0,05675$
$m_{ve}$	1,5	$1/ 20,62 = 0,04850$	$1/ 46,39 = 0,02155$	$-1/ 9,58 = -0,10438$	$-1/ 21,55 = -0,04639$
$m_{ve}$	2	$1/ 16,98 = 0,05888$	$1/ 67,94 = 0,01472$	$-1/ 8,50 = -0,11765$	$-1/ 34,00 = -0,02941$
$m_{ve}$	2,5	$1/ 15,74 = 0,06354$	$1/ 98,36 = 0,01017$	$-1/ 8,20 = -0,12188$	$-1/ 51,28 = -0,01950$
$m_{ve}$	$\infty$	$1/ 14,22 = 0,07031$	0	$-1/ 8,00 = -0,12500$	0

VALEURS DE  $m_{xm}, m_{ym}, m_{xe}, m_{ye}$

ditions d'appui	b/a	$m_{xm}$	$m_{ym}$	$m_{xe}$	$m_{ye}$
	0,4	$1/263,39 = 0,003797$	$1/ 63,96 = 0,01563$	$-1/105,75 = -0,009456$	
	0,6	$1/ 87,62 = 0,01141$	$1/ 44,77 = 0,02233$	$-1/ 30,52 = -0,03277$	
	0,8	$1/ 50,42 = 0,01983$	$1/ 46,18 = 0,02165$	$-1/ 17,86 = -0,05599$	
	1	$1/ 37,47 = 0,02668$	$1/ 55,74 = 0,01794$	$-1/ 14,40 = -0,06944$	
	1,25	$1/ 31,07 = 0,03218$	$1/ 75,01 = 0,01333$	$-1/ 12,98 = -0,07702$	
	1,5	$1/ 28,31 = 0,03532$	$1/ 100,73 = 0,009927$	$-1/ 12,47 = -0,08017$	
	2	$1/ 26,09 = 0,03833$	$1/ 168,95 = 0,005919$	$-1/ 12,15 = -0,08230$	
	2,5	$1/ 25,24 = 0,03962$	$1/ 258,13 = 0,003874$	$-1/ 12,06 = -0,08291$	
	$\infty$	$1/ 24,00 = 0,04167$	0	$-1/ 12,00 = -0,08333$	
	0,4	$1/538,27 = 0,001858$	$1/100,62 = 0,009938$	$-1/246,38 = -0,004059$	$-1/ 52,56 = -0,01902$
	0,6	$1/138,61 = 0,007214$	$1/ 57,44 = 0,01741$	$-1/ 58,30 = -0,01715$	$-1/ 27,98 = -0,03574$
	0,8	$1/ 66,24 = 0,01509$	$1/ 48,41 = 0,02066$	$-1/ 26,65 = -0,03752$	$-1/ 22,74 = -0,04397$
	1	$1/ 44,18 = 0,02263$	$1/ 50,57 = 0,01977$	$-1/ 18,00 = -0,05555$	$-1/ 24,00 = -0,04167$
	1,25	$1/ 33,92 = 0,02948$	$1/ 61,16 = 0,01635$	$-1/ 14,46 = -0,06917$	$-1/ 30,12 = -0,03320$
	1,5	$1/ 29,71 = 0,03366$	$1/ 77,69 = 0,01287$	$-1/ 13,18 = -0,07584$	$-1/ 39,55 = -0,02528$
	2	$1/ 26,54 = 0,03768$	$1/124,40 = 0,008038$	$-1/ 12,37 = -0,08081$	$-1/ 66,00 = -0,01515$
	2,5	$1/ 25,42 = 0,03933$	$1/186,98 = 0,005348$	$-1/ 12,15 = -0,08228$	$-1/101,28 = -0,009874$
	$\infty$	$1/ 24,00 = 0,04167$	0	$-1/ 12,00 = -0,08333$	0
	0,4	$1/1005,13 = 0,0009949$	$1/160,82 = 0,006218$	$-1/480,77 = -0,002080$	$-1/ 76,92 = -0,01300$
	0,6	$1/229,50 = 0,004357$	$1/ 82,62 = 0,01210$	$-1/104,59 = -0,009561$	$-1/ 37,65 = -0,02656$
	0,8	$1/ 94,51 = 0,01058$	$1/ 60,49 = 0,01653$	$-1/ 41,30 = -0,02421$	$-1/ 26,43 = -0,03783$
	1	$1/ 55,74 = 0,01794$	$1/ 55,74 = 0,01794$	$-1/ 24,00 = -0,04167$	$-1/ 24,00 = -0,04167$
	1,25	$1/ 38,71 = 0,02583$	$1/ 60,49 = 0,01653$	$-1/ 16,91 = -0,05912$	$-1/ 26,43 = -0,03783$
	1,5	$1/ 32,04 = 0,03121$	$1/ 72,10 = 0,01387$	$-1/ 14,37 = -0,06959$	$-1/ 32,33 = -0,03093$
	2	$1/ 27,28 = 0,03665$	$1/109,13 = 0,009163$	$-1/ 12,75 = -0,07843$	$-1/ 51,00 = -0,01961$
	2,5	$1/ 25,73 = 0,03887$	$1/160,81 = 0,006218$	$-1/ 12,31 = -0,08125$	$-1/ 76,92 = -0,01300$
	$\infty$	$1/ 24,00 = 0,04167$	0	$-1/ 12,00 = -0,08333$	0

$m_{ye}$

$m_{ve}$



## COUVERTURE DE TABLIER DE PONT METALLIQUE AU MOYEN D'UNE DALLE EN ACIER ET BETON ASSOCIES

(Dalle type ROBINSON)

### DEFINITION.

La couverture étudiée est constituée par une dalle mince en béton (7 à 10 cm d'épaisseur moyenne) associée à une tôle inférieure en acier par l'intermédiaire d'organes dits "connecteurs" destinés à assurer la liaison acier-béton.

On peut parvenir à la conception d'une telle dalle par les considérations suivantes :

Lorsqu'on cherche à réduire le plus possible l'épaisseur d'une dalle sous chaussée en armé classique, on est pratiquement limité à un minimum de l'ordre de 17 cm par la considération résistance au poinçonnement sous l'effet de la surcharge B<sub>r</sub> (roue de 10 t). Or les essais effectués sur dalles type ROBINSON ont montré que l'épaisseur de béton nécessaire n'était plus conditionnée par la résistance au poinçonnement du fait de la présence de la tôle continue d'acier. Rien n'empêche de réduire son épaisseur à celle strictement nécessaire pour assurer la résistance à la flexion, au vu du fait d'une augmentation de la quantité d'acier tendu. Mais précisément le fait de remplacer une paire de barres par une tôle continue conduit à augmenter notablement la quantité d'acier au mètre.

On ne peut pas en effet réduire l'épaisseur de la tôle à moins de 8 mm environ sous peine d'avoir des déformations exagérées au moment du coulage du béton. Cela correspond à 8 dm<sup>3</sup> par m<sup>2</sup> (soit 62 kg), alors que dans une dalle en béton armé classique, la quantité d'acier est de l'ordre de la moitié.

Mais cette surabondance de l'acier peut être utilisée en faisant intervenir la tôle non seulement dans la résistance à la flexion locale de la dalle (flexion dans une maille élémentaire limitée par les longerons et pièces de pont), mais aussi dans la flexion générale de l'ouvrage, autrement dit dans les sections des membrures supérieures des longerons, pièces de pont ou poutres.

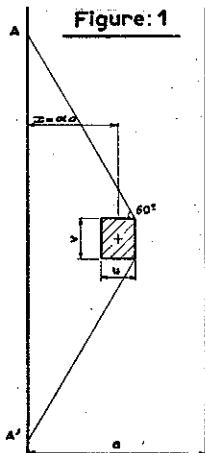
Tout ce qui précède suppose que l'on ait trouvé le moyen de faire des deux éléments bétonnier un ensemble monolithique, donc d'accrocher le béton à l'acier, le frottement étant notamment nécessaire pour s'opposer aux contraintes de glissement au contact acier-béton:

Tel est le rôle essentiel des **connecteurs**, pièces métalliques fixées à la tôle d'acier et dont leur rôle est étudié pour transmettre au mieux les efforts de glissement au contact acier-béton.

Les formes les plus efficaces de connecteurs ont été déterminées par des essais. On pourra se reporter utilement à ce sujet à l'article de M. ROBINSON, Ingénieur Général des Ponts & Chaussées, dans les Mémoires de l'Association Internationale des Ponts & Charpentes de 1952.

Nous nous bornerons ci-après à la description du type de connecteur classique qui a été utilisé dans plusieurs projets d'ouvrages d'art étudiés par le S.C.E.T.

Le calcul d'une dalle ROBINSON comportera donc deux types de justifications :



a) Justification à la flexion de l'ensemble acier-béton. Cette justification est conduite comme pour la dalle en béton armé classique, les armatures de traction étant remplacées par le tôle d'acier. Cependant, les essais ont montré que pour le calcul des efforts tranchants sur appuis on pouvait admettre une diffusion des efforts conforme à la figure 1 ci-contre (angle de  $60^\circ$ ). On admet par ailleurs que la courbe enveloppe des efforts tranchants est assimilable à une droite.

b) Justification des connecteurs. Seul ce dernier calcul est spécial à la dalle ROBINSON. Nous l'exposons ci-après.

## 2 - DETERMINATION DES CONNECTEURS.

### 2,1 - Description d'un connecteur.

Un connecteur est constitué, conformément à la figure 2 ci-contre :

- par un plat soudé à la tôle d'acier à sa partie inférieure ; ce plat comporte une partie inclinée à  $45^\circ$  sur la tole et une tête parallèle à la tôle.
- par des "chapeaux" constitués par des ronds lisses soudés aux têtes des connecteurs de part et d'autre de celles-ci. Ces chapeaux solidarisent entre eux les divers connecteurs d'une même file et assurent, grâce à l'adhérence, une bonne répartition des efforts transmis dans le béton.

La justification de la résistance d'un connecteur comporte :

- le calcul de l'effort de glissement à transmettre par le connecteur ;
- le dimensionnement en fonction de cet effort des diverses parties du connecteur.

### 2,2 - Calcul de l'effort de glissement au contact acier-béton.

En un point d'abscisse  $x$  de la face de contact acier-béton, le béton est soumis de la part de l'acier à une contrainte de cisaillement  $t$  égale, d'après le théorème de Cauchy, à la contrainte de cisaillement sur la face perpendiculaire à  $Ox$ . (figure 3). Celle-ci est égale à :

$$t = \frac{d}{dx} \left( \frac{M}{z} \right)$$

$M$  : moment fléchissant dans la section d'abscisse  $x$   
par unité de largeur de dalle

$T$  : effort tranchant relatif à la section d'abscisse  $x$   
par unité de largeur de dalle

$z$  : bras de levier du couple élastique

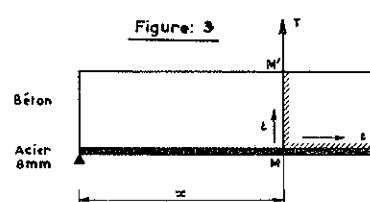
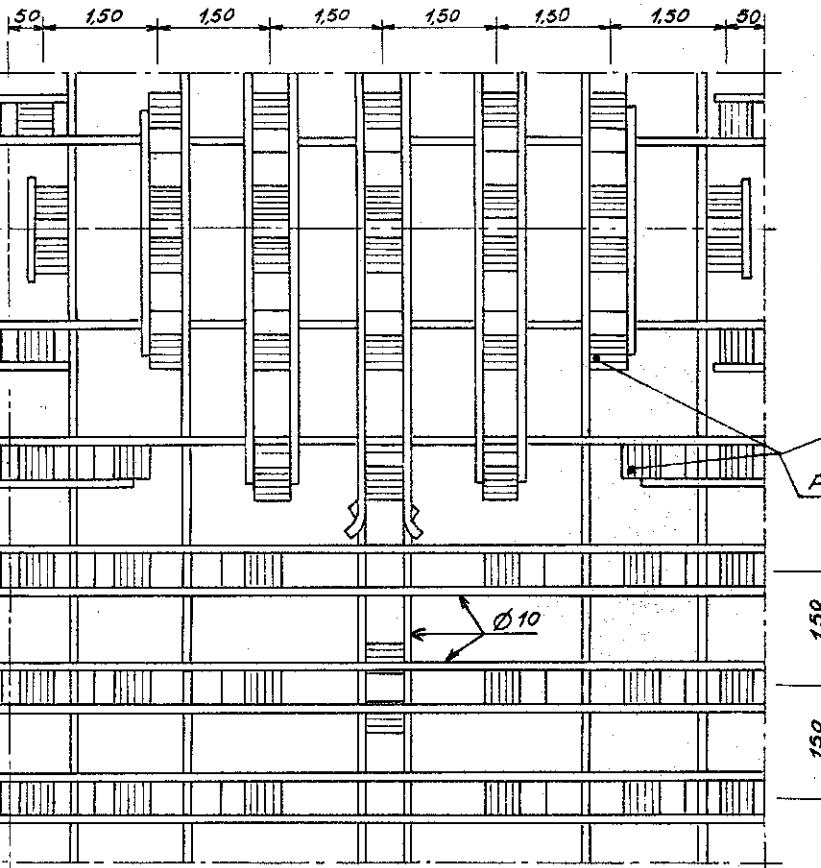
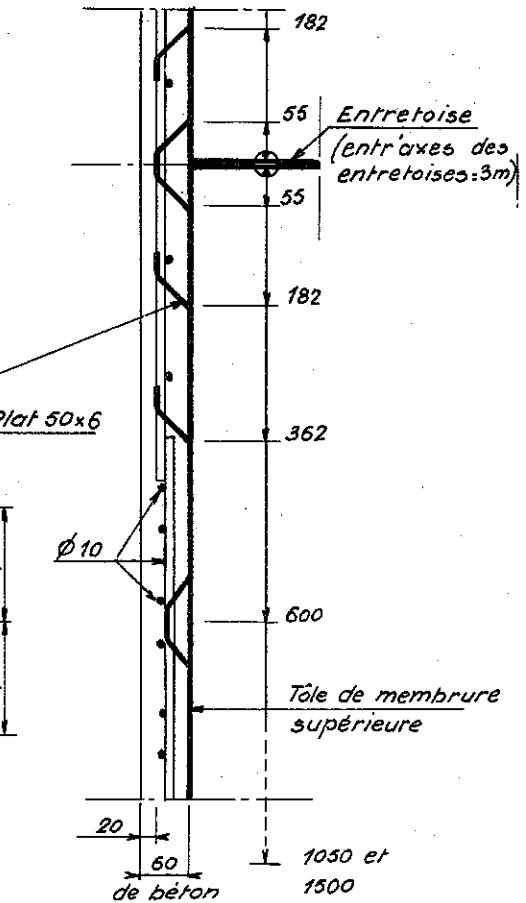


Figure 3  
t : contrainte de cisaillement en  $N$  (acier sur béton)  
T : effort tranchant dans la section  $MM'$

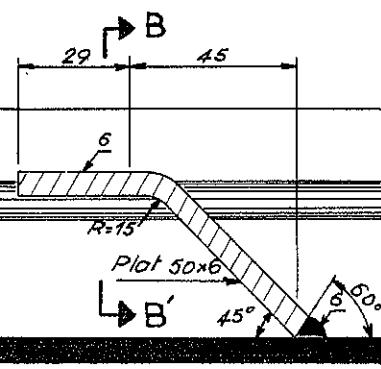
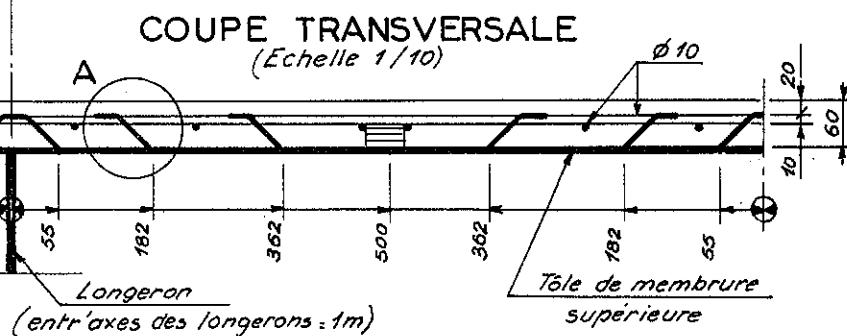
# EXEMPLE DE DALLE ROBINSON



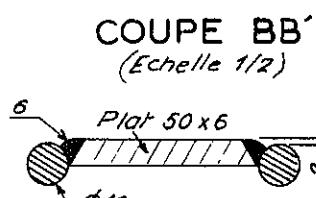
PLAN (Echelle 1/10)



COUPE LONGITUDINALE  
(Echelle 1/10)



DETAIL A  
(Echelle 1/10)



Tôle de membrane supérieure (8 à 20mm)

PLATELAGE  
DU PONT DE  
SAINT-CHRISTOPHE à  
L'ORIENT

Epaisseur de la chaussée: 4cm

Dalles élémentaires: 1x3 m

Bien que la dalle soit le plus souvent d'épaisseur constante (tôle horizontale) nous traiterons le problème dans le cas général d'une tôle cintrée permettant de réduire l'épaisseur de la dalle sur appui au minimum compatible avec la résistance au poinçonnement (soit 6 cm environ). Soit alors  $\alpha$  l'angle de la tôle avec l'horizontale à l'abscisse  $x$  supposée située dans la moitié gauche de la travée (voir figure 4). Les résultats relatifs à la moitié droite s'obtiendraient par symétrie.

On a alors :

$$t = \frac{d}{dx} \left( \frac{M}{z} \right) = \frac{1}{z} \times \frac{dM}{dx} - \frac{M}{z^2} \frac{dz}{dx} = \frac{T}{z} - \frac{M}{z^2} \operatorname{tg} \alpha \quad \left( \frac{dz}{dx} \neq \operatorname{tg} \alpha \right)$$



Figure: 4

Nous aurons une valeur de  $t$  par excédent en ne retenant que le 1er terme  $T/z$  qui est la valeur de  $t$  pour une dalle d'épaisseur constante.

En définitive on prendra comme effort de glissement par unité de largeur de dalle pour un intervalle compris entre les abscisses  $x_{i-1}$  et  $x_i$  la valeur :

$$\int_{x_{i-1}}^{x_i} \frac{T}{z} dx$$

Si on a par ailleurs  $n$  files de connecteurs par unité de largeur de dalle espacées de  $d$  cet effort sera pour la demi travée et pour une file :

$$dx \int_0^{\ell/2} \frac{T}{z} dx \quad (d = \frac{1}{n})$$

On déterminera pratiquement les intervalles  $x_{j-1} \dots x_i$  encadrant les connecteurs  $C_j$  de telle façon que tous les connecteurs d'une même file au nombre  $p$  aient à supporter un effort identique.

En définitive l'effort de glissement à transmettre par un connecteur sera :

$$G = \frac{d}{P} \int_0^{\ell/2} \frac{T}{z} dx$$

On vérifiera alors les conditions suivantes :

- a) Les sections de plats doivent être suffisantes pour résister à l'effort  $G\sqrt{2}$  (compte tenu de l'inclinaison à  $45^\circ$  sur la tôle).
- b) Les sections de soudures de pieds de plats doivent être suffisantes pour résister à  $G\sqrt{2}$ .
- c) Les sections des aciers ronds constituant les chapeaux devant être suffisantes pour équilibrer l'effort  $G$ .
- d) L'adhérence des chapeaux au béton sur la plus courte distance entre 2 connecteurs d'une même file doit être suffisante pour assurer la transmission de l'effort  $G$ .
- e) Les sections des soudures de tête entre plats et chapeaux doivent être suffisantes pour équilibrer l'effort  $G$ .

On prendra soin lors de la mise en place du béton de prévoir des étais sous la dalle. Sinon, il viendra d'examiner la stabilité de la tôle.

## PRISE EN COMPTE DE LA TOLE D'ACIER DANS LA RESISTANCE A LA FLEXION GENERALE.

Comme on l'a vu, la contrainte maximale de la tôle sous les efforts dûs à la flexion locale est inférieure à la contrainte admissible. On pourra donc prendre en compte sa section dans des membrures supérieures des éléments de tablier, sous réserve que les contraintes obtenues par superposition des efforts dûs à la flexion locale d'une part et à la flexion générale d'autre part, restent dans les limites admissibles. Cette condition sera presque toujours largement assurée pour les raisons suivantes :

1<sup>o</sup>) La contrainte maximale de la tôle sous flexion locale est obtenue pour le sens transversal et que la contrainte maximale sous la flexion générale est obtenue dans le sens longitudinal de la tôle (qui est presque toujours le sens longitudinal du tablier).

2<sup>o</sup>) La contrainte maximale de la tôle dans la flexion locale est obtenu pour le système B, alors que la contrainte maximale dans la flexion générale est presque toujours obtenue pour le système A (les surcharges militaires les plus lourdes seraient à examiner spécialement).

3<sup>o</sup>) Sous la flexion locale la tôle est toujours soumise à une traction ; sous la flexion générale elle est soumise à une compression sauf aux abords des sections de moment négatif s'il en existe.

Ce ne sera donc qu'au voisinage de ces points qu'une vérification sera nécessaire.

## CONCLUSION - DOMAINE D'UTILISATION.

L'économie sur le volume de béton et sur les coffrages est largement compensée par les économies et le prix des connecteurs. Aussi pour les portées courantes, la dalle en béton armé classique est généralement plus économique.

Par contre, la dalle ROBINSON est intéressante :

- soit lorsque les conditions du projet obligent à limiter au strict minimum l'épaisseur de la dalle sous chaussée.
- soit pour les grandes portées lorsque le poids mot à une incidence importante sur le prix des poutres principales.

Au mètre carré de tablier la comparaison s'établit en effet comme suit par rapport à une dalle en béton armé classique : (en prenant dans les 2 cas une épaisseur voisine du minimum).

a) Poids d'une dalle en béton armé de 17 cm d'épaisseur :

$$\begin{array}{lcl} \text{Chaussée et chape} & : 0,06 \times 2,1 & = 0,126 \\ \text{Béton armé} & : 0,17 \times 2,5 & = 0,425 \\ \hline \text{Total} & & 0,551 \text{ t/m}^2 \end{array}$$

b) Poids d'une dalle ROBINSON de 7 cm d'épaisseur de béton avec tôle associée de 8 mm :

$$\begin{array}{lcl} \text{Chaussée et chape} & : 0,06 \times 2,1 & = 0,126 \\ \text{Béton} & : 0,07 \times 2,5 & = 0,175 \\ \text{Tôle} & : 0,008 \times 7,85 & = 0,063 \\ \hline \text{Total} & & 0,364 \text{ t/m}^2 \end{array}$$

Si le poids mort a une importance particulière, on peut réduire à  $350 \text{ kg/cm}^2$  environ ce dernier chiffre en diminuant l'épaisseur de la dalle sur appui au minimum compatible avec la résistance au poinçonnement, soit 6 cm environ.

En définitive, l'utilisation d'une dalle ROBINSON comme dalle de couverture d'un pont métallique pourra être intéressante à partir d'une portée de l'ordre de 70 m dans les conditions économiques actuelles.

### EXEMPLE DE CALCUL D'UNE DALLE ROBINSON

#### I - DONNEES.

La dalle étudiée appartient à un pont à 4 poutres sous chaussée espacées de 2,50 m comportant deux voies de circulation.

Les dimensions de la dalle entre ses appuis sont :

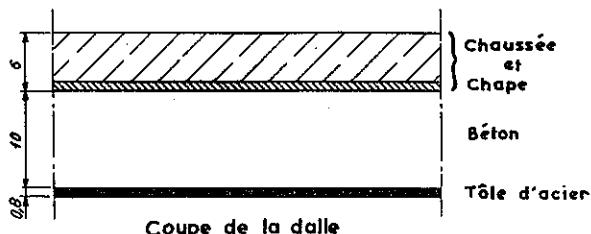
- sens transversal :  $a = 2,50 \text{ m}$

- sens longitudinal :  $b = 88,50 \text{ m}$

L'épaisseur de la tôle inférieure en acier A 52 S est de 8 mm. La dalle de béton a une épaisseur de 10 cm. Cette épaisseur, relativement importante, est nécessaire par la portée de 2,50 m. La dimension transversale d'une dalle ROBINSON est plus souvent de 1 m à 1,50 m.

#### 2 - CHARGES APPLIQUEES ET COEFFICIENT DE MAJORIZATION DYNAMIQUE.

##### 2.1. Charge permanente par mètre carré.



$$\begin{aligned} \text{Tôle} &: 0,008 \times 7,85 = 0,063 \\ \text{Béton armé} &: 0,10 \times 2,5 = 0,250 \\ \text{Chaussée et chape} &: 0,06 \times 2,1 = 0,126 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total :} & 0,439 \text{ t/m}^2 \\ \text{soit} & 440 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

##### 2.2. Surcharges.

La chaussée possède deux voies de circulation. Sur chaque voie on peut placer sur les 7,50 m de longueur, les essieux d'un seul camion.

$$\text{d'où } S = 2 \times 30\,000 = 60\,000 \text{ kg.}$$

##### 2.3. Valeur du coefficient de majoration dynamique.

Il est calculé pour un carré de côté égal à la distance entre axes des poutres de rive soit  $L = 7,50 \text{ m}$ .

En tenant compte des différents éléments du tablier on obtient un poids au mètre linéaire de kg. D'où pour un carré de 7,50 m de côté :

$$P = 3\ 200 \times 7,50 = 24\ 000 \text{ kg.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 0,2 \times 7,5} + \frac{0,4}{1 + 4 \times \frac{24\ 000}{60\ 000}}$$

$$\text{d'où } \delta = 1,39$$

## EFFORTS

### 3.1. Moments fléchissants.

On utilisera les abaques du S.C.E.T. (cas de la dalle infinie) pour l'étude des surcharges B.

### 3.11. Charge permanente

On a au centre de la dalle :

$$M_a = \frac{440 \times 2,5^2}{8} = 343,7 \text{ kgm/m}$$

$$M_b = 0,15 M_a = 52 \text{ kgm/m}$$

### 3.12. Surcharges.

#### a) Sens transversal

La lecture de l'abaque n° 9 "Dalle infinie (camions B<sub>c</sub>) Moment transversal M<sub>a</sub>" nous donne

$$E = \frac{3}{4} 6 + \frac{1}{2} 10,8 \neq 10 \text{ cm}$$

$$M_a = 2\ 980 \text{ kgm/m}$$

compte tenu de  $\delta$  et du coefficient de pondération :

$$M_a = 2\ 980 \times 1,39 \times 1,2 = 4\ 971 \text{ kgm/m}$$

#### b) Sens longitudinal

La lecture de l'abaque n° 10 "Dalle infinie (essieu B<sub>e</sub>) moment longitudinal M<sub>b</sub>" nous donne :

$$M_b = 1\ 730 \times 1,39 \times 1,2 = 2\ 886 \text{ kgm/m}$$

A noter qu'en raison de la faible épaisseur de la dalle ROBINSON on ne peut guère compter en enca斯特rement même partiel sur appui. Aussi ne fait-on pas d'abattement sur les moments en travée.

### 3.13. Moments fléchissants totaux (avec pondération des surcharges).

$$M_a = 343 + 4\ 971 = 5\ 314 \text{ kgm/m}$$

$$M_b = 52 + 2\ 886 = 2\ 938 \text{ kgm/m}$$

### 3,2 Efforts tranchants.

Les armatures destinées à assurer la résistance à l'effort tranchant étant identiques sur chacun des côtés de la dalle, on calculera les efforts tranchants dans le sens transversal qui sont supérieurs aux efforts tranchants dans le sens longitudinal.

#### 3,21. Charge permanente.

L'effort tranchant par unité de longueur dû à la charge permanente est égal à

$$\text{milieu du grand côté} : T_o = 440 \times \frac{2,5}{2} = 550 \text{ kg/m}$$

$$\text{au centre de la dalle } T_1 = 0$$

#### 3,22. Surcharges.

Nous supposons qu'une charge  $P$  répartie sur un rectangle  $u \times v$ , dont le centre de gravité 0 est à distance  $\alpha$  de la ligne d'appui, produit par unité de longueur, l'effort tranchant :

$$T'_o = P_x \frac{(1 - \alpha)}{AA'}$$

avec

$$AA' = v + (2\alpha a + u)\sqrt{3}$$

ce qui revient à admettre une répartition des efforts à  $60^\circ$  conformément à la figure 2

$$\text{D'où : } T'_o = P_x \frac{1 - \alpha}{v + (2\alpha a + u)\sqrt{3}}$$

#### 3.221. Effort tranchant sur appui.

Le cas de charge le plus défavorable correspond à la figure n° 3

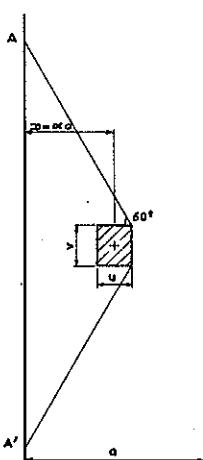


Figure: 2

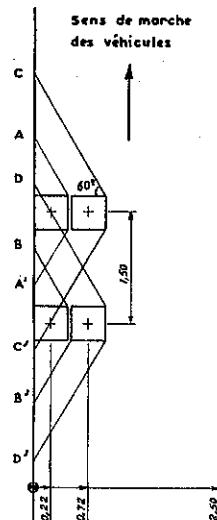


Figure: 3

Pour la première file de roues (file de gauche)

$$x = \frac{u}{2} = 0,22 \quad \alpha_1 = \frac{0,22}{2,5} = 0,088 \quad 1 - \alpha_1 = 0,912$$

Pour la seconde :

$$x = \frac{u}{2} + 0,50 = 0,72 \quad \alpha_2 = 0,288 \quad 1 - \alpha_2 = 0,712$$

Les longueurs de répartition sont égales à :

$$A A' = B B' = 0,44 + (2 \times 0,22 + 0,44) \sqrt{3} = 1,964 \text{ m}$$

$$C C' = D D' = 0,44 + (2 \times 0,72 + 0,44) \sqrt{3} = 3,696 \text{ m}$$

$$\text{On trouve également : } AB' = AA' + 1,50 = 3,464 \text{ m}$$

Calculons l'effort tranchant sur la longueur  $AB'$  visiblement la plus sollicitée

$$T = 2 P (1 - \alpha_1) + 2 P (1 - \alpha_2) \frac{AC'}{CC'}$$

1ère file      2ème file

d'où l'effort tranchant par unité de longueur

$$\frac{2 P}{A B'} \left[ (1 - \alpha_1) + (1 - \alpha_2) \frac{AC'}{CC'} \right]$$

d'où compte tenu de  $\delta$  et du coefficient de pondération :

$$T'_o = 1,39 \times 1,2 \times \frac{2 \times 6000}{3,464} (0,912 + 0,712 \times \frac{2,83}{3,696}) = 8419 \text{ kgm/m}$$

### 3.222. Effort tranchant au centre de la dalle.

Le cas de charge le plus défavorable correspond au schéma ci-contre. (figure 4)

Pour la première file de roues :

$$x = \frac{2,50}{2} + \frac{u}{2} = 1,47 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = -0,588$$

$$1 - \alpha_1 = 0,412$$

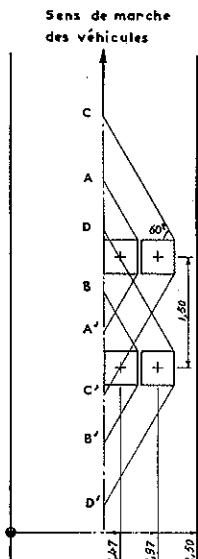


Figure: 4

Pour la seconde file :

$$x = \frac{2,50}{2} + \frac{u}{2} + 0,50 = 1,97$$

$$\alpha_2 = 0,788$$

$$1 - \alpha_2 = 0,212$$

Les valeurs de AA', BB', CC', DD', AB' sont les mêmes que ci-dessus.

D'où :  $T_1 = 1,39 \times 1,2 \times \frac{2 \times 6\,000}{3,464} (0,412 + 0,212 \frac{2,83}{3,696}) = 3\,318 \text{ kgm/m}$

### 3.23. Efforts tranchants totaux (pondérés)

- sur appui

$$T_0 = 550 + 8,419 = 8\,969 \text{ kg/m}$$

- au centre de la dalle

$$T_1 = 3\,318 \text{ kg/m}$$

D'où la ligne enveloppe de l'effort tranchant pour une demi-dalle (figure 5)

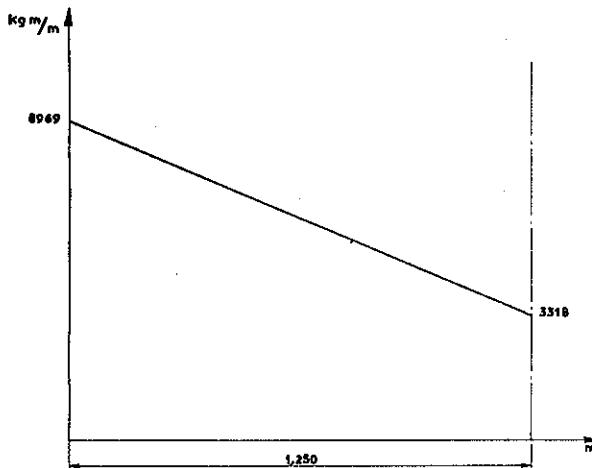


Figure: 5 Enveloppe des efforts tranchants

## 4 - CONTRAINTES.

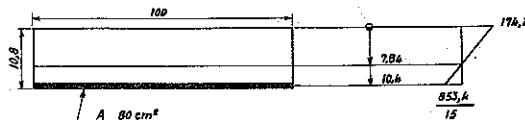
### 4.1. Contraintes dues au moment fléchissant.

On ne vérifie que la section transversale.

Schéma de la section et contraintes de flexion

$M = 5\ 314 \text{ kgm/m}$

Figure: 6



$$\frac{174,2}{7,84} = 22,22$$

$$\frac{853,4}{15 (10,4 - 7,84)} = 22,22$$

Forces	Bras de levier par rapport à l'armature tendue	Moments
$\times 100 \times 7,84 \times 174,2$	$68\ 286$	$5\ 319$
$- 80 \times 853,4$	$- 68\ 272$	$0$
	$\underline{14}$	$\underline{5\ 319}$

Le béton de la dalle est dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$ ; on peut donc compter dans les meilleures hypothèses d'exécution sur :

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times 300 = 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ (article 6 du règlement)}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,024 \times 300 = 7,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\tau}_b = 2,3 \times 7,2 = 16,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (article 19 du règlement)}$$

$$\overline{\sigma}_a^2 \text{ dans la tôle vaut } 27 \text{ kg/mm}^2.$$

#### 4.2. Contraintes dues à l'effort tranchant.

##### 1 - Cisaillement du béton.

On a  $z = 7,79 \text{ cm}$  d'où la contrainte maximale de cisaillement :

$$\frac{T}{bz} = \frac{8.969}{100 \times 7,79} = 11,5 \text{ kg/cm}^2 < 16,5 \text{ kg/cm}^2$$

##### 2 - Justification des connecteurs.

Au voisinage de chaque appui, la dalle comporte des files de connecteurs espacées de  $0,15 \text{ m}$  en axe, composées chacune de deux ronds  $\varnothing 14$  soudés à 4 plats  $55 \times 8$  en acier Ac 42 soudés nèmes sur la tôle inférieure.

Ces plats sont destinés à équilibrer les efforts de glissement entre tôle et béton. Compte

tenu de l'espacement des files de 0,15 m les plats doivent équilibrer l'effort :

$$0,15 \int_0^{1,25} \frac{T(x) dx}{z}$$

Ils sont disposés dans une même file de façon à équilibrer chacun le quart de cet effort :

On divise l'aire comprise entre  $T(x)$ , les 2 axes et la droite  $x = 1,25$  en 4 parties d'aires égales et chaque file est soudée sur la tôle au droit du centre de gravité de l'aire correspondante (figure 7).

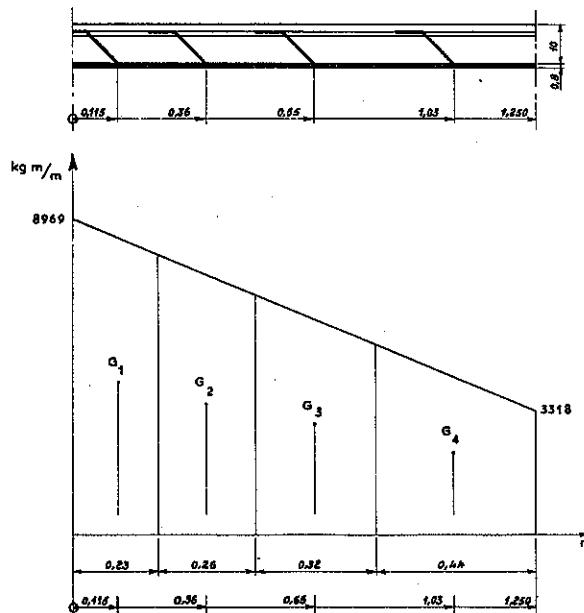


Figure : 7

L'effort de glissement total vaut :

$$0,15 \int_0^{1,25} \frac{T(x) dx}{z} = 0,15 \frac{8.969 + 3318}{2 \times 0,0779} \times 1,25 = 14.787$$

et l'effort à transmettre par un connecteur est de :

$$G = \frac{14787}{4} = 3697 \text{ kg}$$

D'où les contraintes dans les différents éléments.

a) Section des plats.

Effort à transmettre :  $3697 \sqrt{2} = 5227 \text{ kg}$

Contrainte de traction :  $\frac{5\ 227}{55 \times 8} = 11,88 \text{ kg/mm}^2$

Contrainte de traction admissible :  $3/4 \times 24 = 18 \text{ kg/mm}^2$  (article 9 du titre V du fascicule 61 du C.P.C.)

b) Soudure d'un plat sur la tôle.

Les conditions de travail de cette soudure sont complexes.

Bien que cela ne corresponde pas exactement à la réalité, on a l'habitude de vérifier, ce qui est défavorable, que la soudure peut supporter une contrainte de cisaillement  $t \perp$  parallèle au plat (tant un angle de  $45^\circ$  avec la tôle) correspondant à un effort de glissement égal à  $G\sqrt{2}$ .

En admettant que l'épaisseur du cordon de soudure soit égale à celle du plat et qu'on retourne le cordon aux deux extrémités ce qui permet de ne pas déduire la longueur des cratères d'extrémités, la tension dans le cordon est alors :

$$\frac{5\ 227}{55 \times 8} = 11,88 \text{ kg/mm}^2$$

La contrainte admissible pour un cisaillement  $t \perp$  et pour une soudure d'atelier est  $N/2 = 18 \text{ kg/mm}^2$  (article 18 du titre V du fascicule 61 du C.P.C.).

c) Aciers ronds  $\varnothing 14$

La section des deux barres étant de  $325,7 \text{ mm}^2$ , la contrainte de traction vaut

$$\frac{3\ 697}{325,7} = 11,35 \text{ kg/mm}^2$$

Contrainte de traction admissible :  $2/3 \times 24 = 16 \text{ kg/mm}^2$  (article 7 du titre VI du règlement)

d) Adhérence des ronds  $\varnothing 14$ .

La contrainte maximale se trouve dans l'intervalle situé entre les deux premiers plats.

La surface d'adhérence est égale à  $2 \times 4,40 \times 24 = 211,2 \text{ cm}^2$

La contrainte est donc égale à

$$\frac{3\ 697}{211,2} = 17,50 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte d'adhérence admissible :  $2,5 \overline{\sigma_b} = 2,5 \times 7,2 = 18 \text{ kg/cm}^2$  (article 23 du titre VI du règlement)

e) Soudure du plat aux barres  $\varnothing 14$ .

Les deux cordons de 7 mm ont 42 mm de longueur. La section utile est donc

de  $(42 - 2 \times 7) \times 2 = 392 \text{ mm}^2$ .

La contrainte totale de cisaillement vaut :

$$\frac{3\,697}{392} = 9,43 \text{ kg/mm}^2$$

Contrainte admissible :  $2/5 \times 24 = 9,6 \text{ kg/mm}^2$  (article 18 du titre V du règlement.)

*Les documents compris dans le présent bulletin sont propriété de l'Administration.*

*Ils ne peuvent être reproduits même partiellement, sans l'autorisation du Service Central d'Etudes Techniques.*