

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67



DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aerogare (Seine)

Tel : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tel : 734.37.74

F. PONS

Ingenieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingenieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingenieur en Chef

M. GERBAULT

Ingenieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

O B J E T

Le dossier pilote PSI-DE 67 concerne les tabliers à dalle continue, élégie, d'inertie constante ou variable et en béton précontraint de 2 à 6 travées. Ces tabliers sont utilisés pour les passages supérieurs à trois travées sans appuis sur le terre plein central ou à deux travées, sur autoroutes de tout type. Ils peuvent trouver également leur emploi dans certains passages inférieurs.

Ce dossier est une refonte du dossier PS-DE 64 qui avait été établi par MM. GERBAULT Ingénieur des Ponts et Chaussées et AUBIGNAT Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat.

L'exemple d'application traité est conforme au nouveau règlement de béton précontraint.

BORDEREAU DES PIECES

I - PIECES PILOTES -

- 1.1. - Notice
- 1.2. - Vue perspective (PS-DE 4670/IV 3 travées)
- 1.3. - Morphologie d'ensemble (PS-DE 4670/IV 3 travées)
- 1.4. - Dimensionnement
- 1.5. - Cadre pratique de récapitulation des efforts
- 1.6. - Note de calcul théorique de la précontrainte
- 1.7. - Cadre pratique d'application numérique
- 1.8. - Réalisation des élégissements

2 - MODELE D'APPLICATION (PS-DE 4670/IV 3 travées)

- 2.1.1. - Elévation et plan
- 2.1.2. - Plans de coffrage des piles et des piles culées
- 2.2. - Coupe transversale
- 2.3. - Présentation des données sans commentaires
- 2.4. - Extrait de la note de calcul électronique
- 2.5. - Récapitulation des efforts
- 2.6. - Cadre de calcul de la précontrainte
- 2.7.1. - Epure de câblage
- 2.7.2. - Plans de ferrailage du tablier
- 2.8. - Avant-métré du tablier
- 2.9. - Système d'ancrage pour appuis de rive

3 - ANNEXE (PS-DE 4780/I 2 travées)

- 3.1. - Notice explicative
- 3.2. - Vue perspective
- 3.3. - Morphologie d'ensemble
- 3.4. - Coupe transversale
- 3.5. - Epure de câblage
- 3.6. - Schéma d'une pile culée type
- 3.7. - Avant-métré du tablier.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aerogare (Seine)

Tel : 587.51.41

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tel : 734.37.74

F. PONS

Ingenieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingenieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingenieur en Chef

M. GERBAULT

Ingenieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

PIECES PILOTES

- 1.1. - Notice
- 1.2. - Vue perspective (PS-DE 4670/IV - 3 travées)
- 1.3. - Morphologie d'ensemble (PS-DE 4670/IV - 3 travées)
- 1.4. - Dimensionnement
- 1.5. - Cadre pratique de récapitulation des efforts
- 1.6. - Note de calcul théorique de la précontrainte
- 1.7. - Cadre pratique d'application numérique
- 1.8. - Réalisation des élégissements

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

Notice

1.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

S O M M A I R E

CHAPITRE 1 - BUT DU DOSSIER

- 1.1 - Introduction
- 1.2 - Réduction du nombre d'appuis
- 1.3 - Utilisation des élégissements
- 1.4 - Introduction de l'inertie variable

CHAPITRE 2 - DOMAINE D'EMPLOI DU DOSSIER

- 2.1 - Limitation du taux d'élégiissement
- 2.2 - Limitation du biais
- 2.3 - Passages supérieurs précontraints à trois travées continues
- 2.4 - Passages supérieurs précontraints à deux travées continues
- 2.5 - Généralisation
- 2.6 - Avantages du type
 - 2.6.1 - Esthétique
 - 2.6.2 - Elégissements
 - 2.6.3 - Facilités de conception et de calcul
 - 2.6.4 - Avantages propres à l'utilisation du béton précontraint
- 2.7 - Sujétions attachées au type
 - 2.7.1 - Soulèvement des appuis de rive
 - 2.7.2 - Réalisation des élégissements
 - 2.7.3 - Conditions d'exécution

CHAPITRE 3 - COMPOSITION DU DOSSIER

- 3.1 - Pièces pilotes
- 3.2 - Modèle d'application (PS-DE 4670/IV, 3 travées)
 - 3.2.1 - Le tablier
 - 3.2.2 - Les appareils d'appuis
 - 3.2.3 - Les appuis
- 3.3 - Annexe (PS-DE 4780/I, 2 travées)

CHAPITRE 4 - CONCLUSION

CHAPITRE 1 - BUT DU DOSSIER PSI-DE 67

1.1. - Introduction -

Le présent dossier fait suite au dossier PS-DE 64 qu'il annule et remplace. Il s'en distingue essentiellement par les trois points suivants :

- il applique la nouvelle Instruction Provisoire relative à l'emploi du béton précontraint (circulaire ministérielle n° 44 du 12 Août 1965).

- il reprend en la perfectionnant la méthode de construction du câblage longitudinal du tablier.

- il traite complètement un exemple d'application, le PS-DE 4670/IV, passage supérieur à trois travées sans appui sur le terre-plein central.

Pour répondre à certains besoins un troisième sous-dossier a été joint, concernant un passage supérieur à deux travées. Seuls quelques plans et dessins y figurent, complétés par un avant-métré.

Ce dossier concerne particulièrement les tabliers en béton, précontraint longitudinalement, à dalle élégie (ou évidée), d'inertie variable. Cependant les méthodes de calculs exposées restent entièrement valables pour des structures porteuses constituées de dalles précontraintes, pleines ou élégies, de hauteur constante ou non. Ces méthodes permettent de rechercher rapidement et avec le minimum d'essais le dimensionnement de la dalle et de la précontrainte, ainsi que le tracé des câbles. Elles peuvent paraître à première vue lourdes de calculs, mais elles se prêtent à un déroulement systématique du calcul, ce qui nous a permis d'envisager leur automatisation complète dans un programme de calcul électronique, appelé M.C.P. (Méthode du câble Concordant construit par Points), actuellement en voie d'achèvement. Ce programme sera complété par la prise en compte d'un type particulier de dalle; il s'agit de la dalle simplement nervurée - dalle pleine présentant des encorbellements latéraux importants.

1.2. - Réduction du nombre d'appuis -

La très large majorité des passages supérieurs construits sur autoroute présentent quatre travées, en prenant appui sur le terre-plein central. Il s'agit des trois ponts types bien connus : PS-BA (à poutres sous chaussée en béton armé), PS-DA (à dalle en béton armé) et PS-BP (à dalle précontrainte).

La recherche de structures plus légères pour l'oeil de l'utilisateur et dégageant la perspective sur la plate-forme autoroutière, nous a conduit à étudier des ouvrages sans appui sur le terre-plein central.

Le PS-DE à trois travées est une solution au problème ainsi posé. Il prend place à côté d'autres ouvrages types qui répondent au même problème, le pont à béquilles (PS-BQ) et le pont en ossature mixte acier-béton (PS-OM).

La dalle élégie est également une solution au franchissement de l'autoroute par un passage supérieur à deux travées, pour lequel les appuis latéraux ont été volontairement supprimés pour des motifs particuliers.

Par les portées qu'elle peut franchir (20 à 25 mètres en hauteur constante) la dalle élégie se présente comme le prolongement de la dalle pleine précontrainte.

1.2. - Utilisation des élégissements -

L'élégissement des dalles, qui permet un gain appréciable de poids propre pour une faible diminution d'inertie, est une technique qui tend à se généraliser à partir d'une certaine épaisseur. Le programme de calcul électronique CED permet de calculer les efforts dans ce type de dalle, en tenant compte des variations de rigidité transversale introduites par les élégissements.

Le dossier PSI-DE 67 fait le point de l'expérience acquise dans la mise en oeuvre de différents matériaux constitutifs des élégissements, et tente d'orienter les utilisateurs éventuels dans le choix de ces matériaux.

1.4. - Introduction de l'inertie variable -

S'il est légitime de prévoir des ouvrages à inertie constante lorsque les portées ne dépassent pas 25 mètres, il s'est avéré nécessaire de faire varier l'inertie longitudinale lorsque les portées varient de 25 à 35 mètres, comme le cas se présente pour les passages supérieurs à deux ou trois travées, et lorsque l'on désire conserver l'emploi économique de câbles filants.

Le passage à l'inertie variable est d'autant plus aisé que les efforts sont calculés automatiquement par le programme C.E.D. et que la nouvelle méthode de détermination du câblage s'affranchit totalement des difficultés dues aux variations d'inertie.

CHAPITRE 2 - DOMAINE D'EMPLOI DU DOSSIER -

2.1. - Limitation du taux d'élégissement -

{ Le pourcentage d'élégissement doit être compris entre 25 %
et 30 %.

Cette recommandation est évidemment indépendante de la structure et du nombre de travées.

Il faut entendre par pourcentage d'élégissement le rapport de la surface des vides à la surface totale d'une section droite de la dalle porteuse. Dans le cas d'une dalle élégie présentant des encorbellements latéraux, l'élégissement supplémentaire introduit par ces encorbellements doit être pris en compte dans le taux ainsi défini. Autrement dit, on rapporte la somme de tous les vides à la section, supposée rectangulaire et pleine, de même largeur.

La valeur minimale de 25 % que nous préconisons est conséquence d'une raison d'ordre économique. Au-dessous de cette valeur, une structure élégie est à déconseiller car les dépenses supplémentaires occasionnées par la mise en oeuvre des élégissements ne seraient plus compensées par le gain obtenu sur la réduction de la charge permanente et donc sur le nombre des câbles de précontrainte. Mieux vaudrait, dans ce cas, adopter une dalle pleine.

La valeur maximale de 30 % est une limite technique provenant de deux origines différentes. La première est que pour un taux d'élégissement supérieur il n'est plus possible de négliger la déformabilité de la dalle sous l'effet des efforts tranchants transversaux. La seconde est que la présence des élégissements conduit à grouper les câbles en paquets. Ces paquets, dont les dispositions doivent respecter la note technique N° 66-1 du Service Central d'Etudes Techniques, doivent présenter, lors de leur passage entre les buses, une certaine couverture de béton et permettre la vibration du béton. Il importe donc de donner une épaisseur suffisante au béton situé entre deux buses voisines. Ce sont ces considérations qui nous ont conduits à limiter aux environs de 30 % la valeur plafond du taux d'élégissement.

2.2. - Limitation du biais -

Quoique la structure en dalle précontrainte élégie soit utilisable pour des biais très prononcés, on ne pourra considérer avoir affaire à un pont type PS-DE ou PI-DE que si le biais géométrique de la dalle (angle de l'axe de la voie portée avec les lignes d'appuis) est limité à 60 grades : pour des biais plus prononcés les calculs classiques deviennent erronés et il faut utiliser d'autres moyens, tels que la méthode M.R.B., pour la détermination des efforts ; ce problème n'est d'ailleurs pas encore entièrement résolu.

D'autre part, lorsque l'angle de biais mécanique est compris entre 60 et 70 grades, le ferrailage transversal ne peut plus être disposé parallèlement aux appuis. Au cas où l'ouvrage serait prévu avec des goussets suivant l'intrados, on sortirait également du cadre du dossier pilote.

2.3. - Passages supérieurs précontraints à trois travées continues -

Le domaine d'utilisation du dossier pilote PSI-DE 67 est essentiellement celui des passages supérieurs précontraints longitudinalement en dalle à trois travées continues, d'inertie variable par l'introduction de goussets plans au voisinage des appuis,

et d'élévations en travées. Un exemple d'application entièrement traité figure au sous-dossier 2.

Le PS-DE à trois travées est utilisable sur autoroute de tout type tant que le biais géométrique est supérieur à 60 grades. Toutefois, les ouvrages à trois travées continues présentent un risque de décollement des appuis de rive lorsque la longueur de la travée de rive rapportée à celle de la travée centrale est inférieure à 0,5. Nous verrons dans la pièce 2.9. de ce dossier comment on peut y remédier.

2.4. - Passages supérieurs précontraints à deux travées continues -

Ce dossier ne comporte pas de cadre d'application numérique et de modèle d'application entièrement traité de passage supérieur à deux travées continues; toutefois le calcul du tablier s'effectue exactement de la même façon et les pièces 1.5., 1.6. et 1.7. peuvent être aisément démarquées par simple suppression de quelques lignes ou colonnes. Quelques plans et dessins forment le sous-dossier 3.

Les seules sujétions propres à ce type résident dans la constitution des appuis, et spécialement des appuis de rive. En effet, tant pour des considérations esthétiques qui veulent que l'ouvrage paraisse solidement appuyé, que dans le but de réduire sensiblement les portées, on a intérêt à constituer les appuis de rive par des piles culées classiques émergeant aux deux tiers environ de la hauteur des talus et dissimulées par des murs de front et des murs en retour. Les dispositions à adopter pour ce type d'appui font l'objet de la pièce 3.6. du présent dossier.

2.5. - Généralisation -

Le dossier PSI-DE 67 concerne plus particulièrement les deux types d'ouvrages examinés dans les paragraphes précédents. Cependant on peut remarquer qu'il peut prétendre, tout comme le dossier C.E.D., qu'il prolonge, à un domaine d'emploi beaucoup plus général; en effet :

- le dossier peut être utilisé pour un plus grand nombre de travées en adaptant simplement le cadre d'application numérique,

- la loi d'inertie peut être quelconque et on peut tout aussi bien adopter une structure avec goussets, la génération automatique prévue dans le dossier C.E.D. ou tout autre profil imposé par l'esthétique ou les circonstances,

- le dossier est également valable pour des ouvrages en dalle pleine sans la moindre modification,

- enfin rien n'est particulier aux passages supérieurs et on peut parfaitement utiliser le dossier PSI-DE 67 pour des passages inférieurs. Avec cependant la réserve que, selon la largeur du tablier, on peut être amené à prévoir une précontrainte transversale, ce qui ne modifie toutefois en rien le calcul du câblage longitudinal.

En définitive, le domaine généralisé d'emploi du dossier PSI-DE 67 est celui des passages supérieurs ou inférieurs, de 2 à 6 travées, constitués par des dalles continues, précontraintes longitudinalement, d'inertie constante ou variable, élégies ou non. La dalle élégie de hauteur constante prend le relais de la dalle précontrainte du type PS-BP pour des travées dont les portées sont supérieures à 23 mètres. La dalle élégie d'inertie variable trouve son domaine d'application courant au point de vue économique pour des portées de l'ordre de 25 mètres à 35 mètres. Elle peut donc s'adapter, en passage supérieur, aux quatre types de plateforme autoroutière.

La dalle à nervure unique et à grands encorbellements latéraux présente en ce qui concerne les portées le même domaine d'emploi que la dalle élégie. Le coût d'un ouvrage de ce type s'avère d'ailleurs du même ordre de grandeur que le tablier à dalle élégie correspondant. Retenir ce type ou la dalle élégie est donc souvent affaire de goût, à ceci près que la mise en oeuvre du béton du tablier pose moins de problèmes dans la dalle nervurée, mais que le calcul de répartition transversale des charges et des efforts transversaux est plus délicat à mener. Cependant une grande largeur sera plutôt favorable à la dalle élégie, alors qu'un biais prononcé le sera à la dalle nervurée. Nous tenons à signaler que l'automatisation du calcul des dalles à grands encorbellements sera assurée par le programme M.C.P. La méthode de recherche du câblage longitudinal, exposée dans ce dossier, s'applique à ce type de structure.

Il faut toutefois noter que le choix de câbles filants tout le long de l'ouvrage n'est justifiable que pour des ouvrages de faible longueur (≤ 80 m). Pour des ouvrages plus longs il conviendra de prévoir des arrêts intermédiaires ou des câbles chapeaux. Cependant la méthode de calcul proposée s'applique sans graves modifications.

2.6. - Avantages du type -

2.6.1. - Esthétique -

Les tabliers PS-DE à trois travées dégagent largement la perspective de l'autoroute en ne prenant pas appui sur le terre-plein central. La travée centrale atteint ainsi une portée importante agréable à la vue par son aspect élancé sobre et rationnel. Cela est rendu possible par l'utilisation du béton précontraint et de la variation d'inertie longitudinale.

Les appuis types (voiles de 50 cm d'épaisseur) ne conviennent pas pour un tel tablier, car ils apparaissent trop grêles par rapport à une structure de 1 m à 1,20 m d'épaisseur sur appuis. Dans l'exemple d'application nous avons représenté des appuis à fruit négatif de 90 cm d'épaisseur en tête, de 60 cm à la base.

Dans le cas de franchissement présentant un gabarit très surabondant, il semble préférable de retenir des piles d'épaisseur constante.

Le PS-DE à deux travées prend appui sur le terre-plein central par l'intermédiaire d'une pile, qui s'écarte également des piles types par son épaisseur (0,80 m à 1 m). Cet ouvrage dégage l'autoroute par demi-plate-forme.

Il est fréquent de constater chez les Ingénieurs une certaine réticence vis-à-vis de ce type qu'ils considèrent comme peu esthétique. Il ne semble cependant pas que ces craintes soient justifiées. Des ouvrages semblables ont été construits à l'étranger et présentant un aspect heureux; leur emploi est spécialement recommandé dans les courbes qui sont ainsi balisées par l'appui central, ou comme P.S. d'échangeur lorsque la plateforme de l'autoroute s'élargit du fait de la présence de voies supplémentaires de dégagement, empiétant sur les talus et rendant impossible une implantation satisfaisante de piles de rive; dans ce dernier cas on trouve également avantage à établir les appuis extrêmes avant les crêtes de talus parce que, fréquemment, des carrefours sont aménagés aux têtes de l'ouvrage.

Il faut toutefois se préoccuper beaucoup de la géométrie de l'appui central qui est déterminante pour l'allure de l'ouvrage. Des voiles massifs présentant, près du tablier, une épaisseur voisine de celui-ci, et s'amincissant vers la base semblent constituer des solutions à la fois simples et agréables à l'œil; il faut cependant noter que cette façon de procéder n'est pas rationnelle dans le cas de piles reposant sur semelles et supportant le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui; elle le serait par contre pour des piles encastrées sur le tablier et articulées à la base.

D'autre part, si l'on peut prôner, pour les ouvrages à trois ou quatre travées, des piles culées totalement enterrées, il n'en est pas de même pour l'ouvrage à deux travées qui semblerait pour le profane ne reposer que sur un appui et les remblais. C'est une raison qui vient s'ajouter aux considérations économiques pour orienter le choix des appuis de rive vers des piles-culées émergeant d'une certaine hauteur des talus et affectant l'aspect de petites culées.

En site urbain il arrive fréquemment que l'on soit tenu par des questions de gabarit; on peut alors remplacer les goussets par des câbles chapeaux sur appui central et passer avec une dalle à inertie constante de grand élanement.

2.6.2. - Elégissements -

Les élégissements permettent un gain appréciable de poids mort pour une faible perte d'inertie. Lorsqu'on atteint un taux

d'élégissement de 30 % (surface des "vides" rapportée à la surface des "vides" plus celles des "pleins") la perte d'inertie est d'environ 10 %. Le gain de poids et la réduction des sections à proximité de leur centre de gravité se traduisent par une économie d'acier dur de précontrainte et, moins nettement, par une économie de béton; il est en effet courant de considérer que le coût de fourniture et de mise en place des buses équivaut à peu près au prix du béton qu'elles remplacent. Cette estimation est pessimiste si l'on envisage l'utilisation de matériaux d'élégissement tels que le bois ou le carton avec lesquels on peut espérer un gain non négligeable sur cette règle empirique. Le gain sur le poids entraîne en outre une économie sur l'échafaudage.

2.6.3. - Facilités de conception et de calcul -

Les ouvrages types du S.S.A.R. doivent être simples de conception et de réalisation. Or l'inertie variable conduit à des calculs manuels fastidieux, surtout en béton précontraint, qui l'ont souvent fait proscrire pour les ouvrages courants.

Grâce au programme électronique C.E.D., cette difficulté disparaît puisque les efforts sont fournis aussi simplement dans une dalle d'inertie variable que dans une dalle d'épaisseur constante.

Prolongeant C.E.D., le dossier PSI-DE 67 fournit une méthode simple de détermination du câblage qui s'affranchit des difficultés de détermination des moments hyperstatiques et permet d'avoir rapidement un "câble moyen" satisfaisant.

Ainsi le calcul d'une dalle à inertie variable devient aussi simple que celui d'une dalle d'épaisseur constante. Ce calcul sera entièrement automatisé par le programme M.C.P.

2.6.4. - Il faut noter à l'actif du PSI-DE 67 les avantages propres à l'utilisation du béton précontraint :

a/ - Souplesse et robustesse -

Le moment de rupture élevé de la dalle pleine précontrainte, le fonctionnement en flexion composée sous l'effort normal de précontrainte de la section de la dalle au-dessus d'un appui susceptible de tasser, permettent de supporter sans dommage des tassements différentiels d'appuis de plusieurs centimètres. Cette considération permet de projeter ce type d'ouvrage sur des sols de qualité moyenne ou médiocre.

Cette faible sensibilité aux tassements différentiels d'appuis permet de dire que le projeteur serait inquieté par la dégradation de la ligne rouge de la voie portée avant de redouter une faiblesse de l'ouvrage.

b/ - Simplicité de construction et économie -

Le béton précontraint permet de gagner à la fois sur la main-d'oeuvre et sur les délais d'exécution. Il y a en effet séparation nette des tâches confiées à la main-d'oeuvre non qualifiée et des opérations conduites par des spécialistes.

La précontrainte en deux étapes permet au béton "jeune" (7 à 8 jours) de se porter lui-même très tôt, et on peut donc procéder à un décintrement et un décoffrage rapides assurant une rotation accélérée de ces équipements et de leurs équipes de service.

La condition déterminante, lors de la première mise en précontrainte, est d'obtenir une résistance suffisante du béton pour supporter les pressions exercées sous les ancrages.

Les PS-DE, qui présentent un avantage esthétique certain par rapport aux ouvrages à quatre travées, ne sont pas pour autant beaucoup plus chers, l'augmentation de la quantité de béton et d'acier dur dans le tablier étant en partie compensée par la réduction du nombre des appuis. La solution élégiée à 2 travées paraît même pouvoir concurrencer les ouvrages à quatre travées.

Il faut noter à ce sujet que les faibles réactions d'appui sur appuis de rive dans les ouvrages à trois travées continues permettent un allègement des piles culées et souvent un relèvement de leur niveau de fondation, particulièrement intéressant dans le cas des passages en déblais.

Cependant il apparaît indéniable que les PS-DE à trois travées, sans appui sur le terre-plein central, sont plus chers que les PS-BP à 4 travées et que les PS-DA sur autoroute à plateforme de type IV (de l'ordre de 10 à 15 %, pour des ouvrages fondés sur semelles). Leur emploi doit donc résulter d'une appréciation dans chaque cas d'espèce, les avantages attachés à leur réalisation devant être jugés suffisants pour justifier le supplément de prix.

2.7. - Sujétions attachées au type -

En dehors de celles qui constituent en fait ses limites d'emploi, les sujétions principales attachées à ce type d'ouvrage sont les suivantes :

2.7.1. - Soulèvement des appuis de rive -

Dans le cas de passages supérieurs à trois travées, du fait de la géométrie du franchissement, le rapport de la travée de rive à la travée centrale est faible, ce qui introduit des risques de soulèvement d'appuis sur culée. D'autant plus que nous prenons en compte le cas de charge le plus défavorable majoré de 40 ou 50 % sans autre coefficient de majoration ou pondération. Cette sujétion limite la longueur des travées de rive à 0,5 ou 0,6 fois la longueur de la

travée centrale. Il est cependant possible de descendre en dessous de cette valeur, comme c'est le cas des franchissements courants d'autoroute en passage supérieur, en prenant certaines précautions, qui sont les suivantes.

Tout d'abord ne pas éléger les travées de rive. Ensuite créer une réaction positive artificielle par l'un ou la combinaison des trois procédés suivants :

- prévoir un lest sur la culée; ce lest est un simple épaissement de la dalle sur une largeur d'environ un mètre;

- excentrer les câbles vers le bas aux abouts des dalles. Compte tenu de l'encombrement des ancrages et du groupage en paquets des câbles, l'excentrement admissible aux abouts reste très limité;

- disposer des appareils d'appui spéciaux constituant des ancrages vis-à-vis des réactions négatives.

Les deux premiers procédés ne permettent de compenser que de faibles réactions négatives. Le troisième est certainement le plus intéressant mais il demande des appareils spéciaux, délicats de mise en oeuvre. Nous proposons dans la pièce 2.9. un appareil d'ancrage dont nous donnons la description complète.

2.7.2. - Réalisation des élégissements -

Le dossier fait le point de l'expérience acquise en ce qui concerne le choix et la réalisation des élégissements.

Quelques utilisateurs, ayant eu le tort de négliger cette partie d'ouvrage, ont eu des déconvenues de différents ordres : soulèvement ou déversement des buses, lors du bétonnage, manque de place pour les câbles de précontrainte, etc ... autant de causes à l'augmentation du prix des travaux.

La technique des dalles élégies a essentiellement pour but de réduire la quantité d'acier dur nécessaire, toutes choses restant sensiblement égales par ailleurs. Or les premières expériences ont été faites avec des matériaux soit trop chers à l'achat, soit présentant des sujétions importantes de mise en oeuvre, de telle manière que l'on a pu dire que le gain recherché était annulé, voire même que le prix de l'ouvrage élégi dépassait celui d'un ouvrage indentique conçu en dalle pleine.

Ceci montre assez que la technique des dalles élégies ne vaut que par la modicité du prix et la simplicité de mise en oeuvre des buses d'élégement. Il faut également que toutes les précautions soient prises pour s'opposer à la poussée d'Archimède et au déversement des buses sous l'action de la vibration du béton.

L'expérience prouve que les nouveaux matériaux proposés pour la réalisation des vides d'élégissements permettent de satisfaire à ces différentes conditions.

La pièce 1.8. donne d'utiles indications à ce sujet, mais le projeteur doit se pénétrer de l'importance de ce problème pour ne pas s'exposer à de graves déboires.

2.7.3. - Conditions d'exécution -

Elles sont fixées par la "Directive provisoire pour l'exécution des ponts en béton précontraint" du 5 Avril 1966.

Le maître d'œuvre doit savoir en particulier ce qui est exactement projeté, quelles seront les phases de construction et les contraintes qui régneront au cours de ces différentes phases, et quels seront les états à vide et en charge de l'ouvrage.

CHAPITRE 3 - COMPOSITION DU DOSSIER -

Comme tous les dossiers d'ouvrages types du S.S.A.R., le PSI-DE 67 est composé d'une première partie "Pièces pilotes" destinée à guider l'utilisateur dans le choix, le dimensionnement et le calcul des ouvrages et d'une seconde partie "Exemple d'application" traitant complètement un tablier du type considéré. Un troisième sous-dossier a été ajouté, traitant sommairement du PS-DE à deux travées.

3.1. - Pièces pilotes -

- Les pièces 1.2. et 1.3. servent essentiellement à donner aussitôt au lecteur une idée précise de l'esthétique et de la morphologie du passage supérieur à trois travées.

- La pièce 1.4. "Dimensionnement" permet d'obtenir rapidement un plan de coffrage qui ne sera pas remis en cause par les calculs relatifs à la précontrainte. Elle donne également la force de précontrainte correspondant à la hauteur de dalle retenue.

Le dimensionnement du couple (F, h) - force de précontrainte, épaisseur de la structure - peut être obtenu selon trois options:

- 1°/ Rechercher F pour h donné
- 2°/ Rechercher la structure d'épaisseur minimale
- 3°/ Rechercher le dimensionnement optimal donnant le franchissement de coût minimal.

Pour ces recherches, non seulement les conditions mécaniques ont été prises en compte, mais encore les conditions géométriques de compatibilité d'un coffrage et d'un câblage, et ceci

dans le cas général d'une structure de hauteur variable, dont l'intrados a été fixé.

L'exposé des données économiques prises en compte dans ce dimensionnement optimal peut paraître minutieux; en fait l'exemple numérique fourni à la suite fait apparaître l'importance relative des divers paramètres en jeu et la possibilité de simplifications dans les cas courants.

Les trois options de dimensionnement présentées correspondent à l'état définitif de l'ouvrage. Il ne faut pas perdre de vue, au cours de ces opérations, une phase intermédiaire importante, celle où la dernière précontrainte a été appliquée, alors que les superstructures du tablier ne sont pas encore mises en place. Le lecteur en a été clairement averti. Moyennant certaines hypothèses, nous donnons le moyen de vérifier le dimensionnement pour cette phase et au besoin de le réajuster.

- La pièce 1.5. indique comment récapituler utilement les résultats de la note de calcul électronique issue du programme C.E.D.

- La pièce 1.6. expose la méthode de calcul et de justification de la précontrainte, du ferrailage transversal, des étriers et des ferrailages passifs pour les reprises de traction en phase provisoire.

Elle trouve son prolongement immédiat dans la pièce 1.7. (cadre d'application numérique) conçue pour un ouvrage à trois travées continues, mais aisément modifiable pour un nombre de travées différent.

Les différentes justifications produites pour la précontrainte correspondent aux diverses phases constructives du tablier.

- La pièce 1.8. fait le point de l'expérience acquise en matière d'élégissements et conseille le lecteur dans le choix des matériaux constitutifs des buses et sur leur mode de fixation.

3.2. - Modèle d'application : le PS 4670/IV

Le passage supérieur étudié permet le franchissement d'une autoroute de type IV en déblais par un chemin de 6 mètres de chaussée encadré par deux trottoirs de 1 mètre, selon un biais de 70 grades.

On a choisi un ouvrage biais, dissymétrique, soumis à des réactions négatives sur appuis de rive, ceci afin de lui donner la plus grande généralité possible.

De même le choix des systèmes de précontrainte (câbles S.T.U.P. 12 Ø 8 avec recul à l'ancrage) et d'un profil à goussets a pour but d'explorer les difficultés propres au type.

Le modèle est un ouvrage à trois travées continues sans appui sur le terre-plein central.

3.2.1. - Le tablier -

Le tablier est élégi uniquement dans la travée centrale. Les élégissements sont interrompus à 1 m des appuis, de telle sorte que la section sur pile peut être considérée comme pleine. En effet, vis-à-vis de la justification des contraintes, on doit considérer qu'après l'interruption d'un élégissement, les sections restent élégies, les vides allant décroissant selon un angle égal à $\text{Arctg } 1/3$ avec l'horizontale. Autrement dit, les sections ne doivent être considérées comme pleines qu'après une distance égale à $3/2 \varnothing$, \varnothing étant le diamètre des buses.

Les dalles élégies doivent être pourvues d'étriers. Le calcul de ces armatures de cisaillement dû à l'effort tranchant général a été conduit conformément à l'Instruction Provisoire relative à l'emploi du béton précontraint. Par souci de sécurité, nous avons considéré les sections sur piles intermédiaires comme élégies, vis-à-vis de l'effort tranchant général.

Les calculs justificatifs nous ont fait adopter en travée de rive un espacement maximal de 0,50 m entre chaque cours d'étriers, qui dans le cas présent ont été utilisés comme supports de câble. On obtient ainsi une section d'acier de $9 \times 2 \varnothing 8 \text{ ADx}$ tous les 0,50 m, ce qui nous donne une densité de 2,26 cm^2 au mètre carré utile de tablier, excepté dans les sections situées jusqu'à 0,50 m de part et d'autre des goussets, pour lesquelles nous avons doublé cette densité.

Dans la travée centrale nous avons disposé des étriers supplémentaires pour reprendre les cisaillements dans le béton près des élégissements. Ils sont espacés de 0,67 m. Ils sont également en $\varnothing 8 \text{ ADx}$. Il correspond ainsi une densité totale d'étriers de 3,40 cm^2/m^2 de tablier, surabondante partout sauf dans les sections situées au début des goussets pour lesquelles la vérification à la rupture nous impose une file d'étriers supplémentaire. Cette densité rapportée au m^2 de béton au niveau du feuillet moyen, élégissements déduits, correspond à 7,76 cm^2/m^2 . Dans une dalle élégie, cette dernière densité ne doit en aucun cas être inférieure à 7,5 cm^2/m^2 quelle que soit la nuance des armatures.

Nous avons retenu des cadres et étriers en ADx pour plusieurs raisons. La première est qu'en général les sections d'étriers résultant du minimum constructif sont surabondantes, même en ADx. La seconde est que pour une dalle de hauteur variable on peut être amené à retoucher les étriers, donc à les déplier et replier. La dernière est que l'on soude en général des barrettes réglant les câbles sur les porte-câbles par soudure électrique par point, et qu'il est préférable dans ce cas d'avoir des fers en ADx.

Le minimum constructif retenu pour le ferrailage transversal supérieur ou inférieur est de 5 Ø 10 HA au mètre. On peut également retenir 4 Ø 12 HA au mètre, si l'on préfère des fers plus rigides.

Le minimum constructif pour le ferrailage longitudinal supérieur ou inférieur est de 4 Ø 10 HA au mètre linéaire pour les parties pleines de la dalle, ce qui correspond à une section d'acier au moins égale à $\frac{1}{1000}$ de la section de béton, et de 6 Ø 10 HA/ml dans les parties éléguées, valeurs planchers au-dessous desquelles nous proposons de ne pas descendre.

L'extrait de la note de calcul électronique présentée dans ce dossier résulte de l'application du programme CED 63. Depuis l'établissement du dossier, le programme CED a été refondu et il convient d'utiliser le nouveau programme CED 66. Ceci explique quelques retouches manuelles que nous avons été contraints d'apporter aux résultats pour tenir compte de la masse volumique de béton précontraint qui est réglementairement de 2,5 t/m³. Le lecteur en a été clairement averti dans la pièce 2.5. "Récapitulation des efforts". Néanmoins, même avec le CED 66 de nouvelles retouches manuelles resteront nécessaires; elles ont été faites dans la pièce 2.5. Elles concernent:

- les efforts dus à la dalle seule (ils s'obtiennent par une simple différence).
- la prise en compte de la somme à valoir sur la charge permanente seulement lorsqu'elle agit défavorablement - alors que CED 66 la prend systématiquement en compte.
- l'évaluation des moments transversaux dans les directions de ferrailage, et en particulier les moments minimaux.

La justification de la précontrainte tient compte des différentes phases de construction. Nous avons supposé que les câbles étaient tendus par moitié. La première moitié des câbles est tendue après 7 jours alors que le béton a atteint une résistance suffisante vis-à-vis des compressions exercées au niveau des ancrages (240 à 250 kg/cm²).

La seconde moitié est tendue 21 jours après - soit à 28 jours au moins-. Le béton présente alors une résistance suffisante à la compression pour résister aux compressions qui s'exercent, alors que le poids mort correspondant aux superstructures n'est pas encore en place.

Nous avons tenu compte de la perte par relaxation dans les premiers câbles pendant les 21 jours, au stade de la vérification à 28 jours (temps t₂). Par contre nous n'avons pas tenu compte des pertes dues au retrait et au fluage du béton pendant ces 21 jours. Ce qui, au temps t₂, nous place en sécurité vis-à-vis des contraintes calculées, et nous permettrait de prendre, si cela

était nécessaire, $0,58 \sigma_{28}$ comme compression admissible à cette date au lieu de $0,55 \sigma_{28}$ comme prescrit par les Instructions.

Nous avons procédé à une troisième vérification, correspondant à la mise en service de l'ouvrage, époque fixée à trois mois environ après la lère mise en précontrainte, alors qu'une partie des pertes différées n'est pas mise en jeu.

Enfin les dernières vérifications concernent l'ouvrage dans son état définitif, toutes pertes effectuées.

Tous les calculs justificatifs sont consignés dans la pièce 2.6., que nous avons abondamment commentée pour mieux guider l'utilisateur qui remplirait la note de calcul correspondante (pièce 1.7.).

Dans cette pièce figurent également les justifications de tous les ferraillements passifs - ferraillements transversaux, étriers, reprise des tractions en phase provisoire etc...

Nous avons également étudié la répartition des armatures de cisaillement vis-à-vis du poinçonnement exercé par les appareils d'appui. Au droit des piles-culées, les sections minimales d'étriers correspondant aux dispositions constructives du chevêtre incorporé sont surabondantes, il n'y a pas eu lieu de prévoir d'étriers supplémentaires. Au droit des piles, la vérification au poinçonnement nous a conduit à prévoir des étriers supplémentaires autour des appareils d'appui.

La note de calcul s'achève sur l'examen des tassements différentiels d'appuis admis par la structure. Le critère admis est de ne pas faire travailler le béton au-delà de σ'_{28} en charge (25 kg/cm² dans le cas d'espèce) pour éviter le risque de fissuration apparente. Un ferraillement adéquat est calculé pour répartir au mieux ces fissures.

A noter deux dispositions constructives importantes que nous développons dans la pièce 1.8 (Elégissements) : la fixation des buses et leur drainage.

La fixation doit être très soignée pour ne pas risquer de désordres dus à la poussée d'Archimède au moment du coulage du béton. Le drainage doit être réalisé aux points bas des buses afin d'évacuer les eaux qui risqueraient de s'y accumuler par condensation ou infiltration.

3.2.2.- Les appareils d'appuis -

Sur piles intermédiaires, nous avons prévu des appuis discontinus type "FREYSSINET". Ce sont des articulations fixés à section réduite de béton.

Les piles sont suffisamment souples et résistantes pour équilibrer les efforts dus aux freinages et effets linéaires différés.

Néanmoins des appuis en néoprène fretté peuvent très bien être retenus (en particulier sur sol de fondation rocheux).

Les appareils d'appuis sur culées sont constitués de plaques en néoprène fretté. Dans le cas d'espèce, en présence de réactions négatives, ils sont combinés avec des appareils d'ancrage, dont la description est donnée à la pièce 2.9. Comme l'axe de rotation de ces appuis est matérialisé à une certaine latitude près, due au jeu laissé volontairement entre les pièces et qui permet au néoprène de se distordre, on doit veiller à implanter soigneusement ces appareils en fonction du biais et de la largeur du tablier. On se reportera aux indications données dans la pièce 2.9.

Bien entendu l'emploi d'appareils d'appuis constitués de bielles est tout à fait possible; mais semble-t-il, ils seraient plus chers que ceux décrits dans le dossier et tout aussi délicats à implanter.

3.2.3. - Les appuis -

Nous donnons en 2.1.2. les plans de coffrage des piles et piles-culées que nous avons été amenés à retenir.

Comme nous l'avions déjà signalé, elles diffèrent des piles types du dossier P.P. du S.S.A.R., car elles s'appliquent à des structures plus épaisses et de hauteur variable.

Les piles demandent à être adaptées selon la largeur du tablier.

Les piles-culées sont munies de petits murs en retour, juste suffisants pour protéger les appareils d'appuis des terres.

Les piles étant plus épaisses que les piles types de 0,50 mètre d'épaisseur, les portées des travées centrales doivent être déterminées en conséquence.*

De même pour les travées de rive, dans le cas où l'on ne désire pas enterrer les appareils d'appuis, les portées doivent être déterminées à partir de l'intersection du talus avec l'arête

* Cette mise au point n'a pas été faite dans l'exemple d'application du sous-dossier 2.

supérieure et extérieure du chevet de la pile-culée, et en ajoutant à la distance ainsi trouvée celle qui sépare la section déterminée de l'axe des appareils d'appuis.

3.3. - Passage supérieur à deux travées -

Un troisième sous-dossier a été constitué pour donner quelques plans et dessins sur un passage supérieur à deux travées.

Les pièces 3.2, 3.3 et 3.6 donnent essentiellement au lecteur une idée générale de l'esthétique et de la morphologie du passage supérieur à deux travées.

Les pièces 3.4 et 3.5 (câblage et ferrailage) ont été faites à partir de l'étude des efforts longitudinaux et du dimensionnement de la force de précontrainte; nous n'en donnons pas ici les calculs justificatifs.

Nous donnons dans la pièce 3.1 une notice descriptive de ce type d'ouvrage, on s'y reportera pour plus de précision.

CHAPITRE 4- CONCLUSION -

Le dossier PSI-DE 67 propose une technique : celle de la dalle précontrainte élégie, intéressant les dalles dont l'épaisseur en travée est comprise entre 70 cm et 1 m, et qui permet d'obtenir des travées continues dont les portées peuvent atteindre 25 mètres environ en hauteur constante, et 35 mètres environ en hauteur variable.

Cette gamme de portées permet d'apporter une solution au franchissement des autoroutes de tout type par des passages supérieurs sans appuis sur le terre-plein central, dans le cas du PS à trois travées, ou sans appui en pieds de talus pour les PS à deux travées.

Dans les deux cas l'allègement de l'aspect des ouvrages est certain, quand on le compare aux PS classiques à quatre travées.

Le dossier PSI-DE 67 est d'utilisation souple, puisqu'il peut s'appliquer à des structures d'inertie constante ou variable, pleines ou élégies, dont le nombre de travées n'est pas fixé impérativement par le type. Les méthodes de dimensionnement et de calculs restent applicables.

Enfin le dossier PSI-DE 67 donne une nouvelle méthode de détermination du câblage qui se distingue par sa souplesse et son automatisme, annonçant par là même sa programmation électronique, qui est en voie d'achèvement (dossier M.C.P.).

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE. 67

PIECES PILOTES

(PSDE 4670/IV 3 travées)

Vue perspective

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

1.2

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967



Cette perspective a été établie avec le
concours de l'agence FRANCE - NORD
Le montage photographique a été établi
par la section du paysage du S.S.A.R.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
 PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE. 67

PIECES PILOTES

(PSDE 4670/IV 3Travées)

Morphologie d'ensemble

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

1.3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
 B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)
 Tel : 587. 51.41.

CHEF DU SERVICE
 38, rue Liancourt
 PARIS 14 - Tel : 734. 37.74

F. PONS
 Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
 Gestionnaire

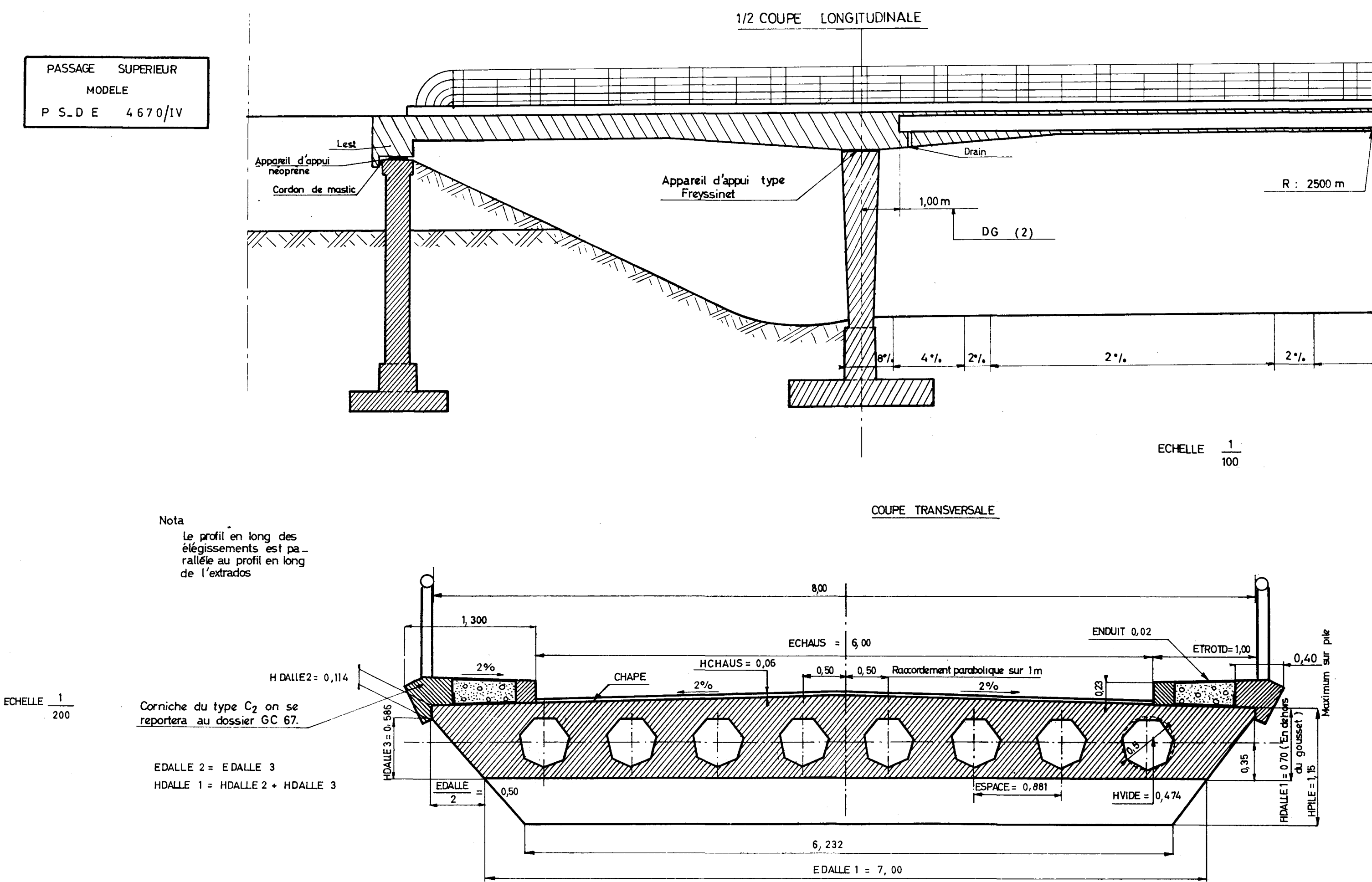
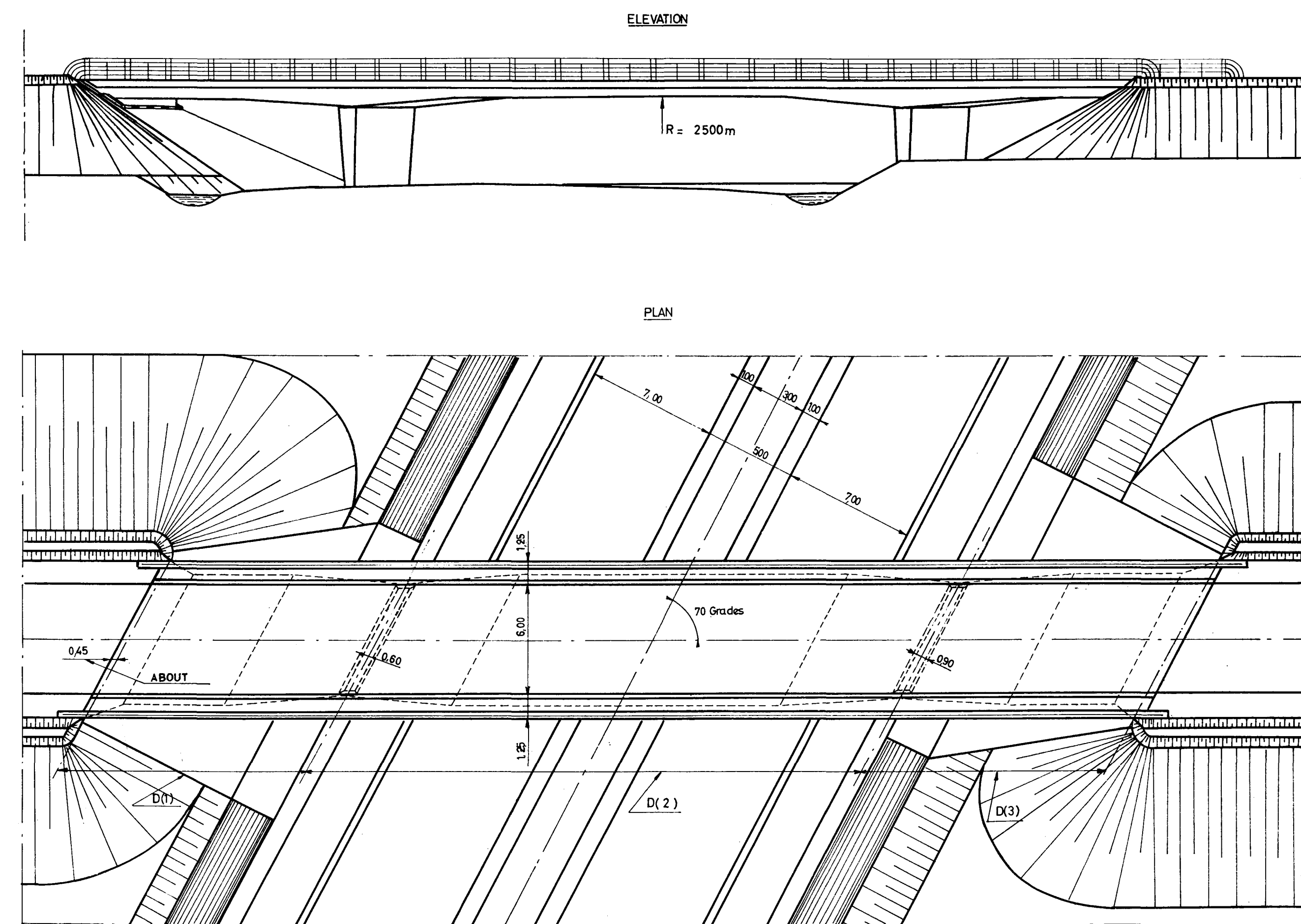
G. MONNERET
 Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
 Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
 Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
 Ingénieur en Chef
 Adjoint au Chef du Service

MAI 1967



PASSAGE SUPERIEUR A TROIS TRAVEES
 EN DALLE ELEGIE PRECONTRAITE
 (Autoroute A 7, département de VAUCLUSE)



(Photo A.P.I.C. AVIGNON)

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

Dimensionnement

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

1.4

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

M AI 196.

B O R D E R E A U

I - <u>PRINCIPE</u>	page 1
2 - <u>PREDIMENSIONNEMENT</u>	2
2 - 1 : Passage supérieur à trois travées continues :	2
: Epaisseurs	
: Portées des travées de rive	
: Elégissements	
: Forme de l'Intrados	
2 - 2 : Passages supérieurs à deux travées continues :	4
: Epaisseurs	
: Elégissements	
: Forme de l'Intrados	
3 - <u>DIMENSIONNEMENT</u>	5
3 - 1 : Dimensionnement en épaisseur minimale	5
3 - 2 : Dimensionnement en géométrie imposée	16
3 - 3 : Dimensionnement optimal	18
<u>ANNEXE</u> - Exemple d'application : PS-DE 4670/IV	

D I M E N S I O N N E M E N T

I - PRINCIPE :

Dans le stade actuel des études, le dimensionnement par abaques ou programmation électronique n'est pas encore réalisé, aussi doit-on utiliser les règles suivantes, d'emploi aisé, qui, à partir d'un premier calcul de dégrossissage, permettent d'obtenir les éléments du dimensionnement recherché.

La méthode proposée consiste à se donner a priori une géométrie acceptable de la structure qui permette de faire un premier calcul électronique des efforts. On a alors, pour la largeur totale de la dalle, les valeurs de M_1 (moment minimal), de M_2 (moment maximal) et de $\Delta M = M_2 - M_1$, dans toutes les sections.

On peut également avoir M_1 , M_2 et ΔM , avec une bonne approximation par un calcul direct à la main, en supposant l'ouvrage à inertie constante. Ces valeurs interviennent dans les formules du dimensionnement que nous exposons au chapitre 3 et qui permettent :

- soit de fixer définitivement une géométrie de la structure et de calculer une force de précontrainte à la fois convenable et minimale par section. C'est le dimensionnement en géométrie imposée.

- soit de chercher à obtenir une épaisseur minimale lorsque la question de dégagement de gabarit l'impose. C'est le dimensionnement en épaisseur minimale.

- soit de chercher l'épaisseur économique, compte tenu des prix des matériaux et de leur mise en oeuvre. On obtient alors la quantité de béton et la force de précontrainte optimales, c'est-à-dire qui donnent le franchissement de coût minimum. C'est le dimensionnement optimal.

S'il le désire et au vu des résultats portant sur les valeurs de la force de précontrainte utile dans quelques sections déterminantes par travée, le projeteur pourra déterminer des arrêts de câble en travée pour ajuster la force de précontrainte à la hauteur de chaque section.

Comme les relations que nous donnons peuvent paraître compliquées à première vue, nous avons traité, en annexe à cette note, le dimensionnement de l'exemple d'application de ce dossier : le PS-DE 4 670/IV.

2 - PREDIMENSIONNEMENT

2 - 1 : Passage supérieur à trois travées continues

α) - Epaisseurs

Des essais effectués, il apparaît que l'on obtient une bonne approximation du dimensionnement en prenant, pour les ouvrages courants :

$$\frac{l}{42} \quad \text{pour l'épaisseur en travée}$$
$$\frac{l}{27} \quad \text{pour l'épaisseur sur appui}$$

l représente la portée de la travée centrale.

β) - Portées des travées de rive

Si on désigne par θl et ψl ces portées on devra avoir en principe :

$$\theta \text{ et } \psi \geq 0,5$$

Sinon on risque d'obtenir des soulèvements des appuis de rive qui ne peuvent être repris que par un lestage ou un ancrage conduisant à des sujétions importantes.

De faibles réactions négatives des appuis de rive peuvent être reprises par un excentrement des câbles à leurs extrémités, mais cette solution ne convient que lorsqu'on ne dépasse pas quelques tonnes de réaction négative ($R > -10t$).

On peut également constituer un lestage en épaississant le tablier sur appui par une sorte de chevêtre - mais cette solution ne conduit pas non plus à une réaction positive importante. Dans le cas de réaction négative importante on pourra adopter le système d'ancrage préconisé dans le dossier pièce 2.9.

γ) - Elégissements

Une étude de MM. COSTE et THENOZ, Ingénieurs des Ponts et Chaussées, permet de généraliser l'application de la méthode de MM. GUYON et MASSONNET pour le calcul de la flexion transversale, à partir du calcul des rigidités à la torsion et à la flexion compte tenu des élégissements ; les résultats de cette étude sont inclus dans le programme C.E.D. 66 il est donc inutile

d'en donner ici les développements mathématiques.

Toutefois cette étude met en lumière les précautions qu'il faut prendre vis-à-vis du cisaillement dans le sens transversal et des déformations correspondantes. Il en résulte que lorsque la surface des vides dépasse 30 % de la surface de l'ossature résistante (y compris la surface des vides) on ne peut plus négliger les déformations transversales dues à l'effort tranchant et une étude plus poussée s'avère nécessaire.

Aussi avons-nous adopté la règle suivante pour ce type d'ouvrage : si on désigne par s la surface des vides et par S la surface de l'ossature résistante :

$$0,25 < \frac{s}{S+s} < 0,30$$

En ce qui concerne l'arrêt des élégissements dans le sens longitudinal de l'ouvrage, il est apparu que pour résister convenablement aux efforts tranchants il convient de les interrompre à une distance supérieure à 1,5 fois le diamètre d'un élégissement de part et d'autre des lignes d'appuis. Les sections sur appuis pourront alors être calculées comme pleines.

Une section pleine, mais proche d'une section où les élégissements sont interrompus, doit être considérée comme élégie, le diamètre des élégissements fictifs pris en compte étant pris égal à $(1 - \frac{x}{1,5 \varnothing}) \varnothing$

(\varnothing étant le diamètre équivalent des élégissements réels et x la distance entre la section calculée et celle d'arrêt des élégissements).

Si les élégissements sont interrompus près des appuis, même si la section peut être considérée comme pleine sur appui, il conviendra de faire une vérification aux efforts tranchants au voisinage de l'appui là où les sections risquent d'être considérées comme élégies.

Au début du calcul, avant de déterminer les fuseaux limites, il conviendra en outre de déterminer la position de la ligne moyenne en fonction de ce qui vient d'être dit ci-dessus.

Par ailleurs, pour l'ouvrage à trois travées, les travées de rive ne doivent pas en général être élégies pour $\theta < 0,6$, car il est nécessaire d'avoir du poids mort dans ces travées pour s'opposer aux réactions d'appuis négatives.

5) - Forme de l'Intrados -

Sous réserve que le rapport des épaisseurs en travées et sur appuis soit convenable, on peut donner la forme que l'on désire à l'intrados. Cependant deux possibilités principales sont à considérer.

1) - Génération automatique prévue dans le programme C.E.D.

Cette solution a l'avantage de conduire à des courbes harmonieuses et d'être automatique. La courbe d'intrados de la travée centrale est un cercle; les travées de rive sont constituées par des ellipses.

2) - Profil avec goussets

Cette solution, qui a été retenue pour le modèle d'application ci-après, a l'intérêt de ne nécessiter que des coffrages plans, donc moins onéreux. Elle nous a paru, par ailleurs, être d'un aspect esthétique agréable.

Tant du point de vue esthétique que mécanique la longueur des goussets doit être comprise entre $L/14$ et $L/15$.

2 - 2 : Passages supérieurs à deux travées continues

α) - Épaisseur à la clé et sur appuis

Compte tenu des mêmes considérations que pour le P.S. à trois travées, les épaisseurs minimales à prendre en compte ne devront pas être inférieures à :

$$\frac{l}{20} \quad \text{sur appui central}$$

$$\frac{l}{30} \quad \text{en travée et sur culée}$$

l est la longueur d'une travée, ou de la travée la plus longue en cas de dissymétrie.

Il est à préciser que pour le dimensionnement de ces ouvrages les sections critiques à considérer sont :

- la section sur appui central
- les sections à $0,4 l$
- les sections débuts de goussets

β) - Élégissements

Mêmes remarques que pour le P.S. à trois travées en ce qui concerne le pourcentage d'élégissement et l'arrêt des buses d'élégissements. Il n'y a par contre aucun risque de soulèvement sur appuis pour ce type d'ouvrage.

δ) - Forme de l'Intrados.

La longueur des goussets, dans le cas où l'on adopterait cette solution, devrait varier entre $\frac{l}{4}$ et $\frac{l}{5}$

On peut également concevoir une décroissance linéaire de l'épaisseur à partir de l'appui central jusqu'à la culée.

3 - DIMENSIONNEMENT :

Nous allons maintenant définir une méthode de dimensionnement que nous proposons pour le type de structure que nous avons en vue dans ce dossier : dalle de hauteur constante ou variable, pleine ou élégiée. Cette méthode doit permettre, en fixant à priori la forme de l'intrados de la structure, la forme de la section transversale et le cas échéant le pourcentage d'élégissement et la longueur des buses, de déterminer l'épaisseur et la force de précontrainte nécessaire dans une section quelconque.

Nous examinerons successivement trois cas qui se posent couramment aux Ingénieurs :

- dimensionnement en épaisseur minimale
- dimensionnement de la précontrainte en géométrie imposée
- dimensionnement optimal au sens économique, c'est-à-dire recherche du coût minimal du franchissement

Nous utiliserons dans ce qui suit, les résultats obtenus dans la pièce I.6 - "Note de calcul théorique de la précontrainte"

Il est également nécessaire de s'aider d'un premier calcul des efforts à partir d'un prédimensionnement.

3.1 - Dimensionnement en épaisseur minimale :

Le problème du dimensionnement en épaisseur minimale est celui 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.

Pour fixer les idées, il est nécessaire de se donner préalablement un ordre de grandeur de ce dimensionnement (par exemple l'épaisseur en milieu de travée centrale estimée en fraction de la portée).

Nous désignerons dans ce qui suit par

H I N I C la hauteur de la section critique (c) dans le dimensionnement initial (Hauteur Initiale Critique)

H M I M C la hauteur minimale de la section critique (c), vis-à-vis de la condition mécanique. (Hauteur Minimale Mécaniquement Critique)

F M I M C la force de précontrainte imposée par H M I M C

H M I G C la hauteur minimale de la section critique, vis-à-vis de la condition géométrique. (Hauteur Minimale Géométriquement Critique)

F M I G C la force de précontrainte correspondant à H M I G C

Nous avons retenu ces notations, différentes de la pièce I.6, en vue de la programmation prochaine de tous les calculs qui suivent.

3.1.1 - Condition mécanique :

Nous avons vu (pièce 1-6 page n° 26) que la condition mécanique exige que, dans chaque section, la force de précontrainte F soit comprise entre deux valeurs F_{MIN} et F_{MAX}

$$(1) \quad F_{MIN} = + \frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_1 d_m h$$

$$(2) \quad F_{MAX} = - \frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_b d_m h$$

$d_m = \frac{S}{h}$ représentant la largeur moyenne de la dalle.

et que la plus petite valeur mécaniquement possible de h , est donnée, en chaque section, par la relation :

$$(3) \quad h_{MIN} = \sqrt{\frac{2 \Delta M}{d_m \eta (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)}}$$

ce qui entraîne $F_{MIN} = F_{MAX}$. Cette solution qui donne la hauteur minimale vis-à-vis de la condition mécanique en une section, 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 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 de cette section est désignée par H M I M C.

La valeur de la force de précontrainte minimale mécanique en la "section critique" est alors impérativement fixée et nous avons

$$(4) \quad F_{MIMC} = + \frac{\Delta M}{\eta H_{MIMC}} + \bar{\sigma}_1 d_m H_{MIMC} = - \frac{\Delta M}{\eta H_{MIMC}} + \bar{\sigma}_b d_m H_{MIMC}$$

Si l'on représente les deux courbes F_{MIN} et F_{MAX} en fonction de h (voir figure I), H M I M C et F_{MIMC} sont les valeurs des coordonnées du point d'intersection A des deux branches d'hyperboles qui nous intéressent.

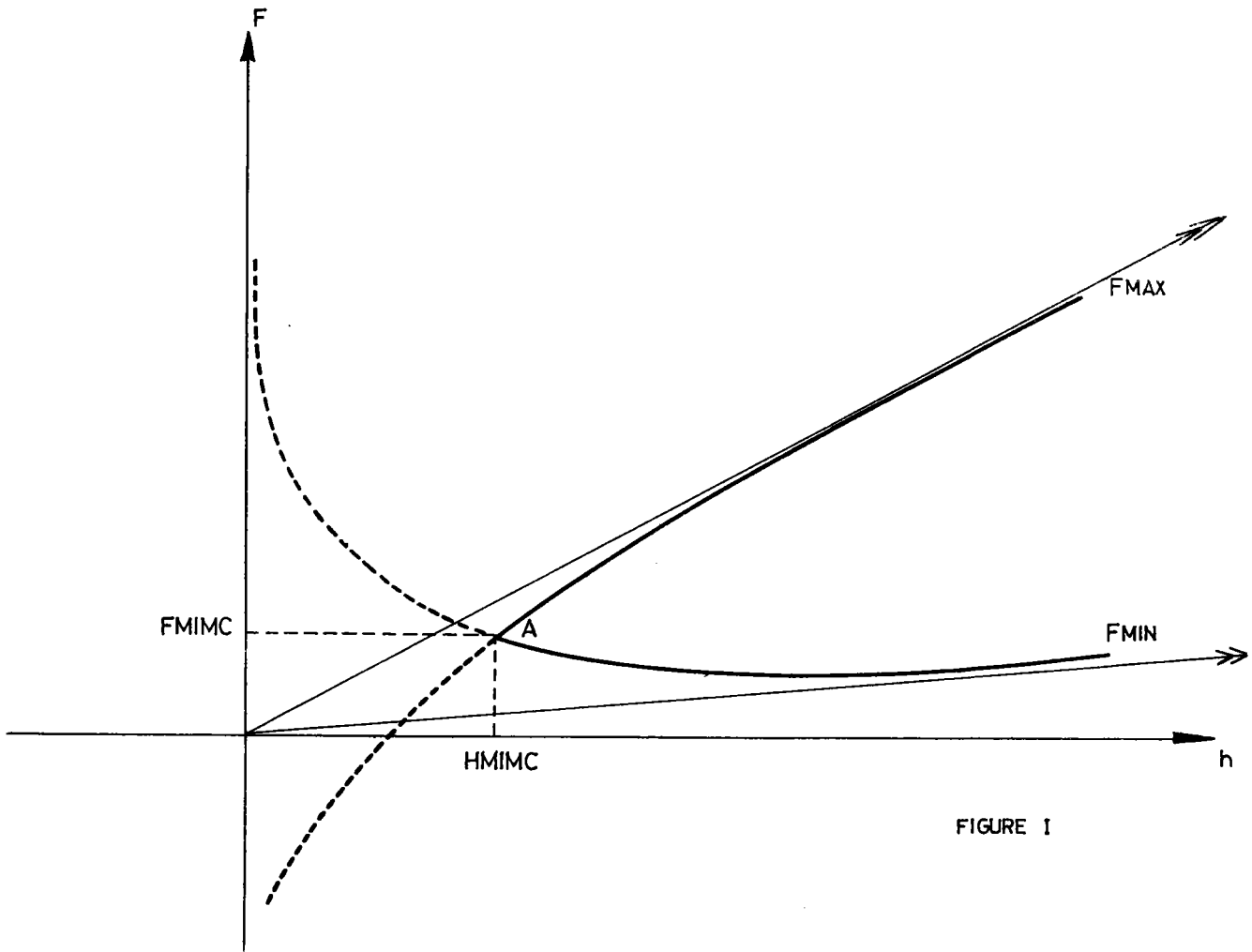


FIGURE I

3.1.2 - Condition géométrique :

Il reste à vérifier que la forme intrinsèque du câble reste bien dans la structure. C'est ce que nous avons appelé la condition géométrique. On peut vérifier cette condition en appliquant, dans chaque travée, les relations données dans la pièce 1-6 page 27.

Si ces relations sont satisfaites, l'épaisseur minimale de la structure est bien celle donnée par la condition mécanique.

Si ces relations ne sont pas satisfaites, la force de précontrainte F_{MIMC} étant fixée impérativement pour H_{MIMC} comme nous venons de le voir, il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur de la structure, ce qui permettra de faire varier la force de précontrainte.

Nous allons montrer maintenant qu'en faisant un certain nombre d'approximations admissibles pour la recherche de H_{MIGC}, hauteur minimale de la section critique respectant la condition géométrique, de valeur voisine de H_{INIC}, les relations de la condition géométrique nous

donnent, dans chaque travée i , une relation entre la force de précontrainte F_{GEOM} et la hauteur h de la "section critique"

Cette inéquation pour une travée intermédiaire est :

$$(5) \quad \frac{1}{2} \left[e_c(A_i) + e_c(A_{i+1}) \right] - e_{c(0,5 l_i)} \leq h + \Delta Y_{(0,5 l_i)} - 2 \delta + \Delta \bar{z}^*$$

e_c représente l'excentrement du câble concordant et pour une travée de rive

$$(6) \quad \begin{matrix} 0,6 e_c(A_1) + 0,4 e_c(A_2) & - & e_{c(0,4 l_1)} & \leq & h + \Delta Y_{(0,4 l_1)} - 1,4 \delta - 0,6 v_s(A_1) + \Delta \bar{z}^* \\ \text{ou}(A_n) & & \text{ou}(A_{n-1}) & & \text{ou}(0,6 l_n) & & \text{ou}(0,6 l_n) & & \text{ou}(A_n) \end{matrix}$$

ΔY étant en valeur algébrique la différence entre la hauteur de la section considérée $A_i, A_{i+1}, 0,5 l_i, 0,4 l_i$, etc... et celle de la section critique.

ΔY est positif ou négatif suivant que h est plus petit ou plus grand que la hauteur de la section considérée.

Nous allons exprimer le 1er membre de l'inéquation et $\Delta \bar{z}$ en fonction de h , hauteur de la "section critique". Pour cela nous admettrons que le rendement géométrique η et le rapport $\frac{V_\delta}{V_i} = -\lambda$ restent constants pour une section donnée, lorsque h varie. Ceci est d'autant plus valable que les variations de h restent faibles.

L'expression e_c s'écrit :

$$e_c = e_i + k (e_\delta - e_i)$$

où k est un polynôme dont l'expression change avec la travée considérée. Seuls nous intéressent les points de passage obligés, qui sont les points hauts et bas du tracé du câble, ce sont ceux qui interviennent dans la condition géométrique.

Nous supposerons (cf. pièce 1-6 page 27) que sur appuis intermédiaires $k = k_1$, et pour le milieu des travées intermédiaires $k = k_2$. Sur culées, nous aurons $k = k_3$

k_1, k_2, k_3 sont des constantes, définies à l'avance, comprises entre 0 et 1.

Lorsque le fuseau limite résultant provient du fuseau limite de non-traction, dans la section considérée l'expression e_c s'écrit :

$$e_c = \eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F} \right) \left[(1 - k_j) V_i + k_j V_\delta \right] - \frac{(1 - k_j) M_1 + k_j M_2}{F}$$

* Cf pièce 1-6 page 26 et 28.

comme $\frac{v_s}{v_i} = -\lambda$ nous avons :

$$v_s = \frac{\lambda}{1+\lambda} (h + \Delta Y)$$

$$v_i = -\frac{1}{1+\lambda} (h + \Delta Y)$$

d'où

$$e_c = \eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{\frac{F}{S}}\right) \frac{(1+\lambda)^{kj-1}}{1+\lambda} (h + \Delta Y) - \frac{(1-kj)M_1 + kj M_2}{F}$$

Lorsque le fuseau limite résultant provient du fuseau limite de compression, l'expression e_c

s'écrit de la même manière en remplaçant $\left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{\frac{F}{S}}\right) \frac{(1+\lambda)^{kj-1}}{1+\lambda}$ par $\left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\frac{F}{S}}\right) \frac{\lambda - kj(1+\lambda)}{1+\lambda}$

On peut, pour chaque section, constater sur le dimensionnement initial et avec la valeur de F correspondant aux conditions mécaniques lequel des deux fuseaux "compression" ou "non traction" est le fuseau limite, en comparant e_{s_t} à e_{s_c} d'une part, et e_{i_t} à e_{i_c} d'autre part.

Quand il y a doute sur l'origine du fuseau limite résultant, c'est que les deux fuseaux sont voisins. On peut choisir l'un ou l'autre pour fuseau résultant, car de toute façon le point recherché est alors sensiblement le même dans les deux cas.

Dans ce qui suit nous admettrons que la force de précontrainte est constante pour toutes les sections et égale à la force de précontrainte F_{GEOM} dans la section critique.

L'expression $(1-kj) M_1 + kj M_2$ peut s'écrire :

$$(1-kj) M_1 + kj M_2 = M_{cp} + (1-kj) M_{s-} + kj M_{s+}$$


avec M_{cp} = moment de la charge permanente

M_{s+} et M_{s-} étant les moments extrêmes dus aux surcharges


Dans le deuxième membre de cette dernière égalité, seul varie le moment de la charge permanente M_{cp} .

Pour une travée intermédiaire, dans le premier membre de l'inégalité (5), les termes contenant les moments de charge permanente peuvent s'écrire, en les regroupant :

$$-\frac{1}{2} \left[M_{cp(A_i)} + M_{cp(A_{i+1})} \right] + M_{cp(0,5l_i)} = -\frac{1}{2} \left[M_{cp(A_i)} + M_{cp(A_{i+1})} \right] + M_{cp(0,5l_i)} + 2,5 \frac{l_i^2}{8} b_1 (h - HINIC)$$



DANS LA STRUCTURE MINIMUM
GÉOMETRIQUE




DANS LA STRUCTURE INITIALE


De même pour une travée de rive, nous pouvons écrire :

$$-0,4 M_{cp(A_2)} + M_{cp(0,4l_1)} = -0,4 M_{cp(A_2)} + M_{cp(0,4l_1)} + 0,12 \times 2,5 \frac{l_1^2}{l_n^2} b_1 (h - HINIC)$$

ou (A_{n-1}) ou $(0,6l_n)$ ou (A_{n-1}) ou $(0,6l_n)$ ou l_n^2



Dans la structure minimum
géométrique



Dans la structure
initiale

avec b_1 = largeur de la partie de la section transversale sur laquelle porte la variation d'épaisseur de la structure (voir figure II)

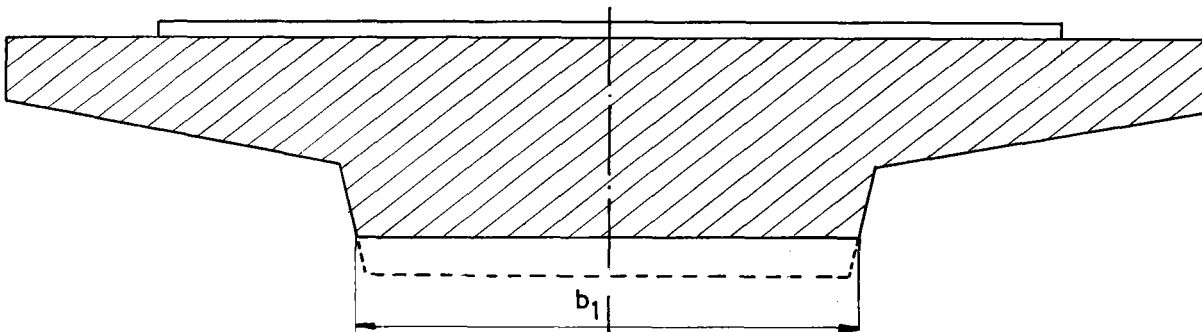


Fig II

Enfin la valeur de $\Delta \gamma_1$, qui est égale à :

$$\Delta \gamma_1 = \frac{1}{2} \left[V_{\Delta(A_i)} + V_{\Delta(A_{i+1})} \right] - V_{\Delta(0,5l_i)}$$

peut s'exprimer en fonction de h. Dans le cas d'une travée intermédiaire:

$$\Delta z = \left[\frac{\lambda}{2(1+\lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_i)} + \left[\frac{\lambda}{2(1+\lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} - \left[\frac{\lambda}{1+\lambda} (h + \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)}$$

Dans le cas d'une travée de rive nous aurons :

$$\Delta z = 0,4 \frac{\lambda}{1+\lambda} (h + \Delta Y)_{(A_2)} + 0,6 \frac{\lambda}{1+\lambda} (h + \Delta Y)_{(A_1)} - \frac{\lambda}{1+\lambda} (h + \Delta Y)_{(0,4 l_1)} \quad \text{ou } (A_{n-1}) \quad \text{ou } (A_n) \quad \text{ou } (0,6 l_n)$$

Ainsi les relations de la condition géométrique donnent, pour chaque travée, une inéquation entre F_{GEOM} et la hauteur h de la section critique.

A titre d'exemple, l'inéquation, entre F_{GEOM} et h, dans une travée intermédiaire lorsque le fuseau de non traction est prépondérant sur appuis et le fuseau de compression prépondérant en milieu de travée, s'exprime ainsi :

$$(7) \quad \left[\eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F} \right) \frac{(1+\lambda) k_1 - 1}{2(1+\lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_i)} + \left[\eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F} \right) \frac{(1+\lambda) k_1 - 1}{2(1+\lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} - \left[\frac{(1-k_1) M_{01} + k_1 M_{02}}{2F} \right]_{(A_i)} - \left[\frac{(1-k_1) M_{01} + k_1 M_{02}}{2F} \right]_{(A_{i+1})} - \left[\eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F} \right) \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} (h + \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)} + \frac{(1-k_2) M_{01} + k_2 M_{02}}{F} + 2,5 \frac{l_i^2}{8F} b_1 (h - h_{\text{NIC}}) \leq h + \Delta Y_{(0,5 l_i)} - 2 \delta + \left[\frac{\lambda}{2(1+\lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_i)} + \left[\frac{\lambda}{2(1+\lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} - \left[\frac{\lambda}{1+\lambda} (h + \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)}$$

avec M_{o1} et M_{o2} valeurs extrêmes des moments fléchissants appliqués à la section (X) pour le dimensionnement donné initialement.

S et S_o sont les aires nettes des sections considérées pour la structure respectant la condition géométrique et pour la structure initiale. Elles sont liées par la relation :

$$S = S_o + b_1 (h - HINIC)$$

en remplaçant S par sa valeur, l'inéquation ci-dessus devient :

$$\begin{aligned} & \frac{1}{F} \left[2,5 \frac{l_i^2}{8} b_1 (h - HINIC) + \left[(1 - k_2) M_{o1} + k_2 M_{o2} \right]_{(0,5 l_i)} - \left[\frac{(1 - k_1) M_{o1} + k_1 M_{o2}}{2} \right]_{(A_i)} \right. \\ & - \left[\frac{(1 - k_1) M_{o1} + k_1 M_{o2}}{2} \right]_{(A_{i+1})} - \left[\eta \bar{\sigma}_1 (S_o + b_1 (h - HINIC)) \frac{(1 + \lambda) k_1 - 1}{2(1 + \lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_i)} \\ & \left. - \left[\eta \bar{\sigma}_1 (S_o + b_1 (h - HINIC)) \frac{(1 + \lambda) k_1 - 1}{2(1 + \lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} + \left[\eta \bar{\sigma}_b (S_o + b_1 (h - HINIC)) \frac{\lambda - k_2(1 + \lambda)}{1 + \lambda} (h + \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)} \right] \\ & \leq h + \Delta Y_{(0,5 l_i)} - 2\delta + \left[\frac{\lambda}{2(1 + \lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_i)} + \left[\frac{\lambda}{2(1 + \lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} - \left[\frac{\lambda}{1 + \lambda} (h + \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)} \\ & - \left[\eta \frac{(1 + \lambda) k_1 - 1}{2(1 + \lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_i)} - \left[\eta \frac{(1 + \lambda) k_1 - 1}{2(1 + \lambda)} (h + \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} + \left[\eta \frac{\lambda - k_2(1 + \lambda)}{1 + \lambda} (h + \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)} \end{aligned}$$

Ordonnons en h :

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{F} \left\{ h^2 \left[\left[\eta \bar{\sigma}_b b_1 \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} \right]_{(0,5 l_i)} - \left[\eta \bar{\sigma}_1 b_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \right]_{(A_i)} - \left[\eta \bar{\sigma}_1 b_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \right]_{(A_{i+1})} \right] \right. \\
 & + h \left[2,5 \frac{l_i^2}{8} b_1 + \left[\eta \bar{\sigma}_b \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} (S_o - b_1 HINIC + b_1 \Delta Y) \right]_{(0,5 l_i)} - \left[\eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 HINIC + b_1 \Delta Y) \right]_{(A_i)} \right. \\
 & \left. \left. - \left[\eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 HINIC + b_1 \Delta Y) \right]_{(A_{i+1})} \right] - 2,5 \frac{l_i^2}{8} b_1 HINIC + \left[(1 - k_2) Mo_1 + k_2 Mo_2 \right]_{(0,5 l_i)} \right. \\
 & \left. - \left[\frac{(1 - k_1) Mo_1 + k_1 Mo_2}{2} \right]_{(A_i)} - \left[\frac{(1 - k_1) Mo_1 + k_1 Mo_2}{2} \right]_{(A_{i+1})} + \left[\eta \bar{\sigma}_b \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} (S_o - b_1 HINIC) \Delta Y \right]_{(0,5 l_i)} \right. \\
 & \left. - \left[\eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 HINIC) \Delta Y \right]_{(A_i)} - \left[\eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 HINIC) \Delta Y \right]_{(A_{i+1})} \right\} \\
 & \leq h \left[1 + \left[\frac{\lambda}{2(1+\lambda)} \right]_{(A_i)} + \left[\frac{\lambda}{2(1+\lambda)} \right]_{(A_{i+1})} - \left[\frac{\lambda}{1+\lambda} \right]_{(0,5 l_i)} - \left[\eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \right]_{(A_i)} - \left[\eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \right]_{(A_{i+1})} \right. \\
 & \left. + \left[\eta \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} \right]_{(0,5 l_i)} \right] + \frac{\Delta Y - 2 \delta}{(0,5 l_i)} + \frac{\lambda \Delta Y}{2(1+\lambda)}_{(A_i)} + \frac{\lambda \Delta Y}{2(1+\lambda)}_{(A_{i+1})} - \frac{\lambda \Delta Y}{1+\lambda}_{(0,5 l_i)} \\
 & - \eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Delta Y_{(A_i)} - \eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Delta Y_{(A_{i+1})} + \eta \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} \Delta Y_{(0,5 l_i)}
 \end{aligned}$$

Nous allons retenir la force de précontrainte minimum compatible avec les conditions géométriques. L'inégalité (7) se transforme alors en une équation.

$$\begin{aligned}
 F_{\text{GEOM}} = & \frac{h^2 \left[\eta \bar{\sigma}_b b_1 \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} \Big|_{(0,5l_i)} - \eta \bar{\sigma}_1 b_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_i)} - \eta \bar{\sigma}_1 b_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_{i+1})} \right]}{h \left[1 + \frac{\lambda}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_i)} + \frac{\lambda}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_{i+1})} - \frac{\lambda}{1+\lambda} \Big|_{(0,5l_i)} \right]} \\
 & + h \left[2,5 \frac{l_i^2}{8} b_1 + \eta \bar{\sigma}_b \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} (S_o - b_1 \text{HINIC} + b_1 \Delta Y) \Big|_{(0,5l_i)} - \eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 \text{HINIC} + b_1 \Delta Y) \Big|_{(A_i)} \right. \\
 & \left. - \eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_i)} - \eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_{i+1})} + \eta \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} \Big|_{(0,5l_i)} \right] \\
 & - \eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_{i+1})} (S_o - b_1 \text{HINIC} + b_1 \Delta Y) \Big] - 2,5 \frac{l_i^2}{8} b_1 \text{HINIC} + \left[(1-k_2) M_{o1} + k_2 M_{o2} \right] \Big|_{(0,5l_i)} \\
 (8) \quad & + \Delta Y \Big|_{(0,5l_i)} - 2\delta + \frac{\lambda \Delta Y}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_i)} + \frac{\lambda \Delta Y}{2(1+\lambda)} \Big|_{(A_{i+1})} - \frac{\lambda \Delta Y}{(1+\lambda)} \Big|_{(0,5l_i)} \\
 & - \left[\frac{(1-k_1) M_{o1} + k_1 M_{o2}}{2} \right] \Big|_{(A_i)} - \left[\frac{(1-k_1) M_{o1} + k_1 M_{o2}}{2} \right] \Big|_{(A_{i+1})} + \eta \bar{\sigma}_b \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} (S_o - b_1 \text{HINIC}) \Delta Y \Big|_{(0,5l_i)} \\
 & - \eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Delta Y \Big|_{(A_i)} - \eta \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} \Delta Y \Big|_{(A_{i+1})} \\
 & - \eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 \text{HINIC}) \Delta Y \Big|_{(A_i)} - \eta \bar{\sigma}_1 \frac{(1+\lambda)k_1-1}{2(1+\lambda)} (S_o - b_1 \text{HINIC}) \Delta Y \Big|_{(A_{i+1})} \\
 & + \eta \frac{\lambda - k_2(1+\lambda)}{1+\lambda} \Delta Y \Big|_{(0,5l_i)}
 \end{aligned}$$

Ces formules, qui à première vue semblent compliquées exprimées littéralement, se simplifient quand on les traite avec les valeurs numériques, d'autant plus que réglementairement $\bar{\sigma}_1 = 0$.

Traçons la courbe représentative de F_{GEOM} en fonction de h . Cette courbe présente deux asymptotes dont l'une parallèle à l'axe des F orientée vers les F positifs.

/page 8

Il est à noter que, compte tenu des approximations faites, la courbe F_{GEOM} n'est valable que pour des valeurs relativement voisines de $H M I M C$, ou de la hauteur prédimensionnée de la section critique $H I N I C$.

Lorsque la courbe représentative de F_{GEOM} passe au-dessus du point A, intersection des courbes F_{MIN} et F_{MAX} , c'est-à-dire lorsque $F_{GEOM} > F_{M I M C}$ pour $h = H M I M C$, il apparaît clairement (voir figure III) que la plus petite valeur possible de la hauteur et la valeur de la force de précontrainte qui lui correspondent sont données par les coordonnées $H M I G C$ et $F M I G C$ du point d'intersection A' des courbes F_{MAX} et F_{GEOM} .

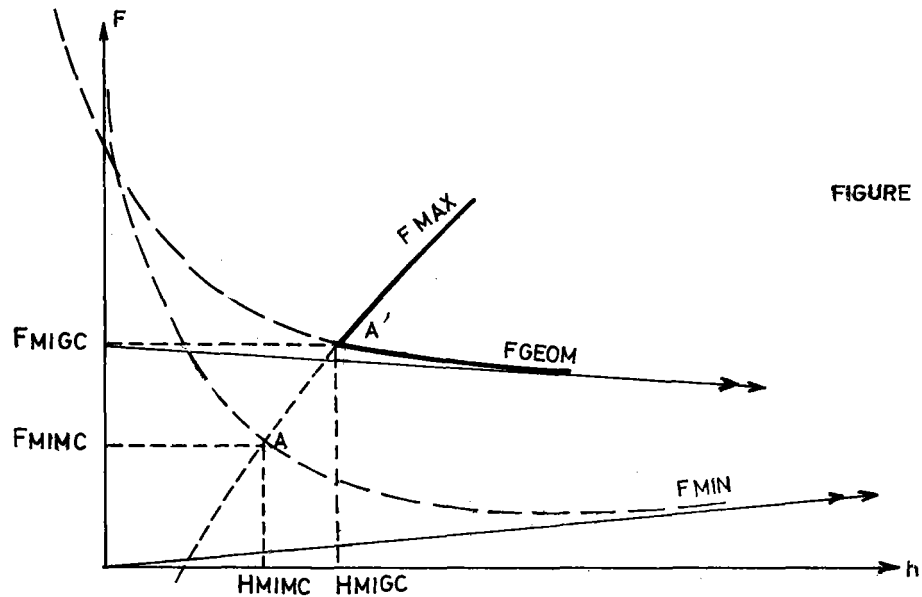


FIGURE III

Mais lorsque (fig. IV) la courbe représentative de F_{GEOM} passe au-dessous du point A, c'est-à-dire lorsque $F_{GEOM} \leq F_{M I M C}$ pour $h = H M I M C$, les valeurs $F_{M I M C}$ et $H M I M C$ vérifient la condition géométrique. Ce sont ces valeurs minimales que nous adopterons.

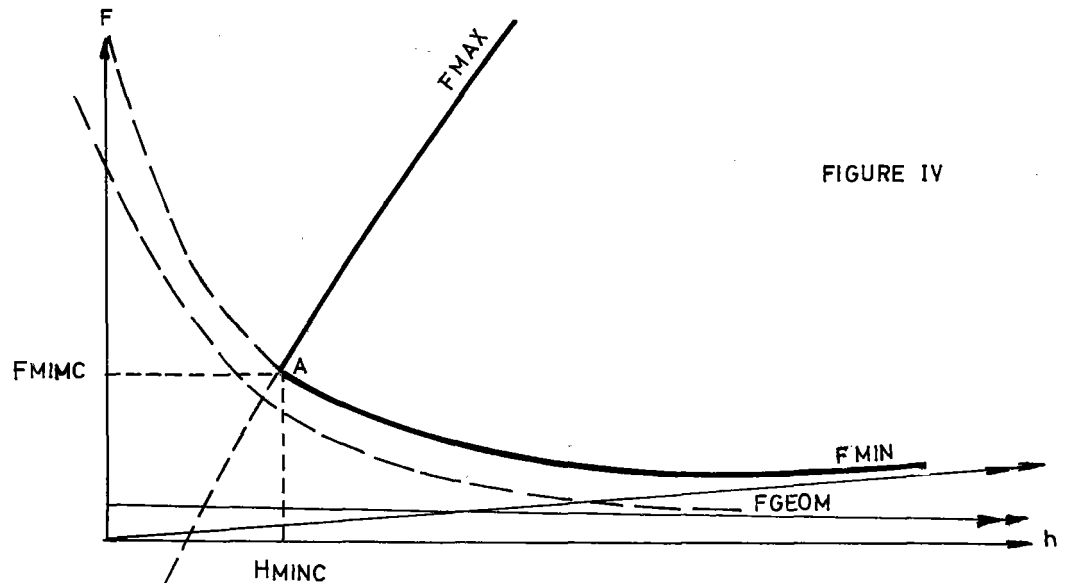


FIGURE IV

D'une manière pratique nous commencerons par calculer $F_{G E O M}$ pour $h = H M I M C$

dans (8) /

Si la valeur trouvée ainsi pour $F_{G E O M}$ est inférieure à $F M I M C$, la condition mécanique est prépondérante et nous adopterons les valeurs $H M I M C$ et $F M I M C$. Dans le cas contraire la condition géométrique est prépondérante et nous remplacerons $F_{G E O M}$ par la relation (2) donnant $F_{M A X}$ en fonction de h . Nous résoudrons l'équation du 3ème degré en h ainsi obtenue. La racine positive supérieure à $H M I M C$ est la valeur $H M I G C$ que nous adopterons. La force de précontrainte $F M I G C$ s'obtient en portant la valeur de $H M I G C$ dans la relation (2).

3.2 - Dimensionnement en géométrie imposée :

Il ne s'agit alors que de déterminer la force de précontrainte minimale à adopter.

Pour cela, on recherche d'abord la "section critique" telle que nous l'avons définie ci-dessus, et l'on vérifie préalablement que la hauteur imposée pour cette section satisfait à la fois à la condition mécanique et à la condition géométrique.

condition mécanique : Nous devons avoir :

$$h^2 \geq \frac{2 \Delta M}{\eta d_m (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)} \quad \text{c'est-à-dire} \quad h \geq H M I M C$$

condition géométrique : Comme nous pouvons exprimer dans la section critique $F_{G E O M}$, en fonction de h , par une relation (8), il suffit de vérifier que pour la hauteur imposée on a $F_{G E O M} \leq F_{M A X}$ (voir figures V et VI). Si $F_{G E O M} > F_{M A X}$, la hauteur imposée n'est pas acceptable et la plus petite valeur possible pour la hauteur dans la section critique est donnée par l'abscisse du point d'intersection A' de $F_{M A X}$ et $F_{G E O M}$.

Après s'être assuré que la hauteur imposée est acceptable, il est aisé de déterminer la plus petite force de précontrainte possible. Cette force de précontrainte devant satisfaire à la fois à la condition mécanique et à la condition géométrique. Si pour la hauteur imposée on a

$$F_{G E O M} \leq F_{M I N} \quad \text{on adopte} \quad F_{M I N}$$

$$F_{M I N} < F_{G E O M} \leq F_{M A X} \quad \text{on adopte} \quad F_{G E O M}$$

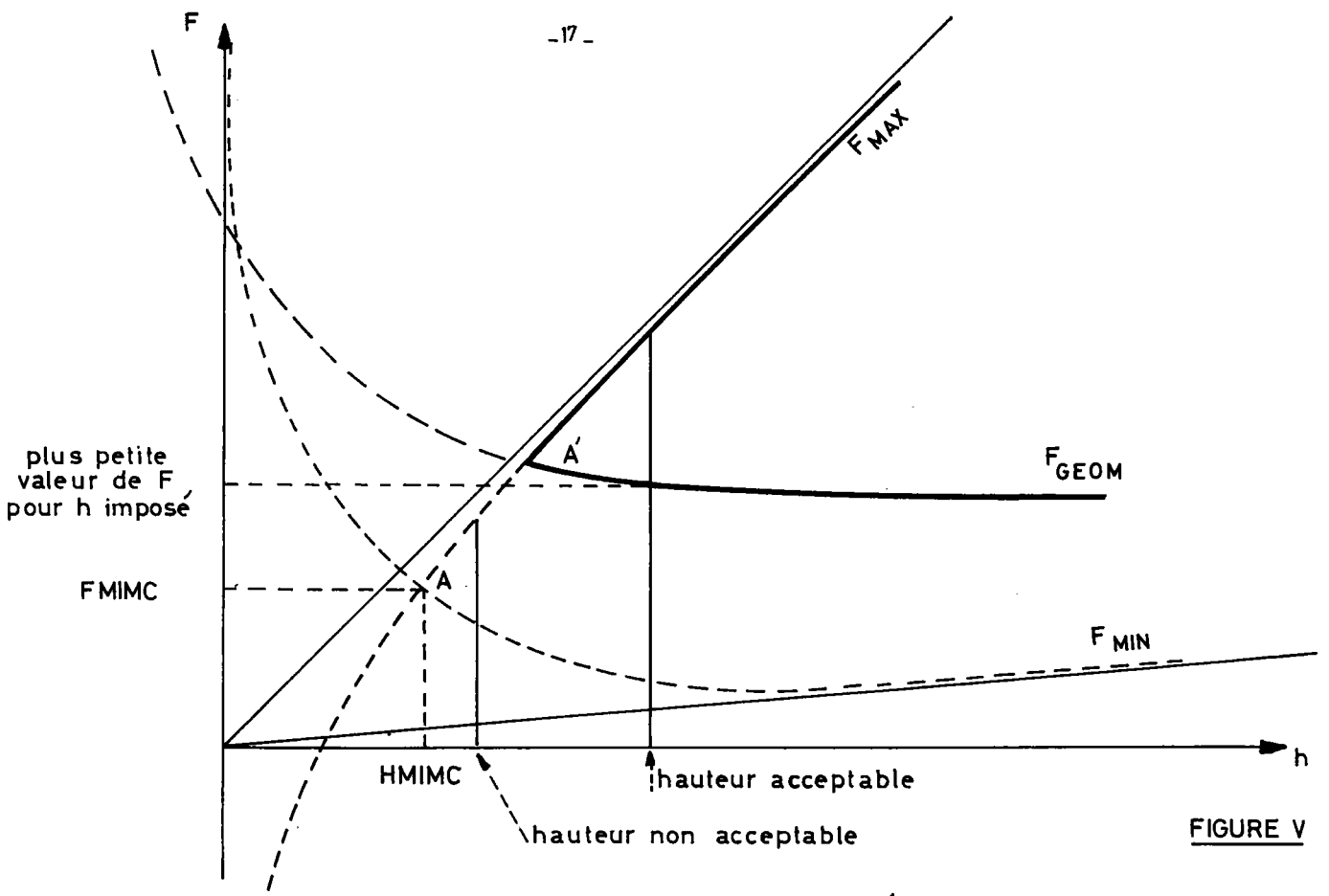


FIGURE V

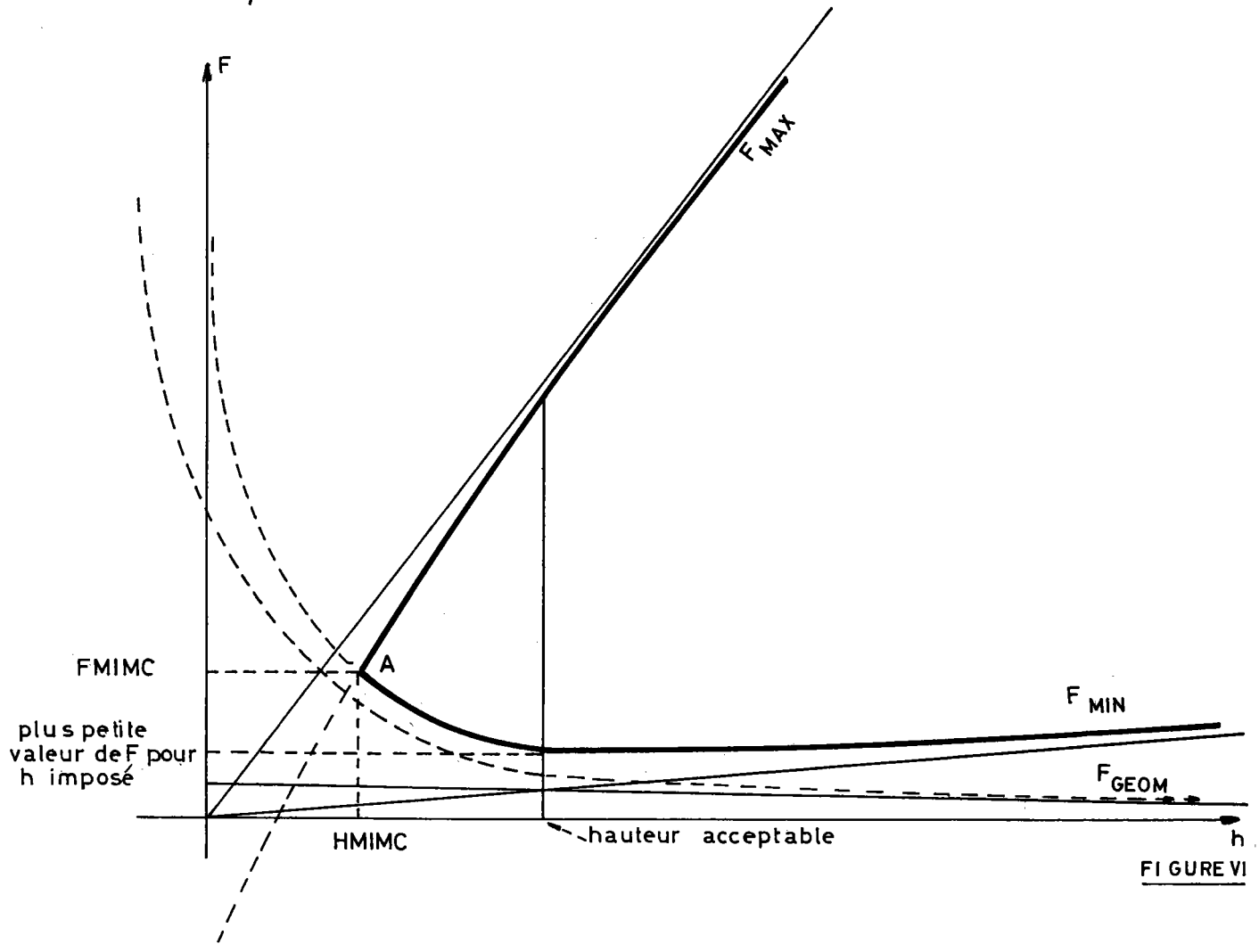


FIGURE VI

3.3 - Dimensionnement optimal :

On recherche alors à rendre minimum le prix du tablier. La variation de prix dP est fonction de l'accroissement d'épaisseur du tablier dh et de l'augmentation de la force de précontrainte dF ; on a :

$$dP = \frac{\partial P}{\partial F} dF + \frac{\partial P}{\partial Q} dh = NdF + Q dh$$

a) Dans cette équation NdF représente la dépense supplémentaire due à une augmentation de la force de précontrainte dF

$$NdF = p \times \sum l_i \times dF$$

p représente le prix de l'acier dur, toutes sujétions comprises, par tonne d'effort de précontrainte transmis et par mètre de longueur de tablier.

b) Qdh représente la somme des augmentations du coût des différentes parties de l'ouvrage, pour une augmentation de hauteur dh .

$Q_1 dh =$ coût du béton pour béton précontraint supplémentaire :

$$Q_1 dh = \text{Prix/m}^3 \times b_1 \times \sum l_i \times dh$$

b_1 représente la largeur de la partie de la section transversale sur laquelle porte la variation d'épaisseur de la structure.

$Q_2 dh =$ coût des coffrages supplémentaires :

$$Q_2 dh = \text{Prix/m}^2 \times 2 \frac{\sum l_i}{\sin \alpha} dh$$

α représente, dans la section transversale, l'angle que fait avec l'horizontale le flanc de la partie de la dalle sur laquelle porte la variation d'épaisseur (fig. IX). Ce terme est toujours très faible.

$Q_3 dh =$ coût des remblais supplémentaires des rampes d'accès : *
(fig. VII)

$$Q_3 dh = \text{Prix/m}^3 \times 2 \left[b_2 L + \frac{LH}{\text{tg } \beta} \right] dh$$

b_2 largeur de la plateforme

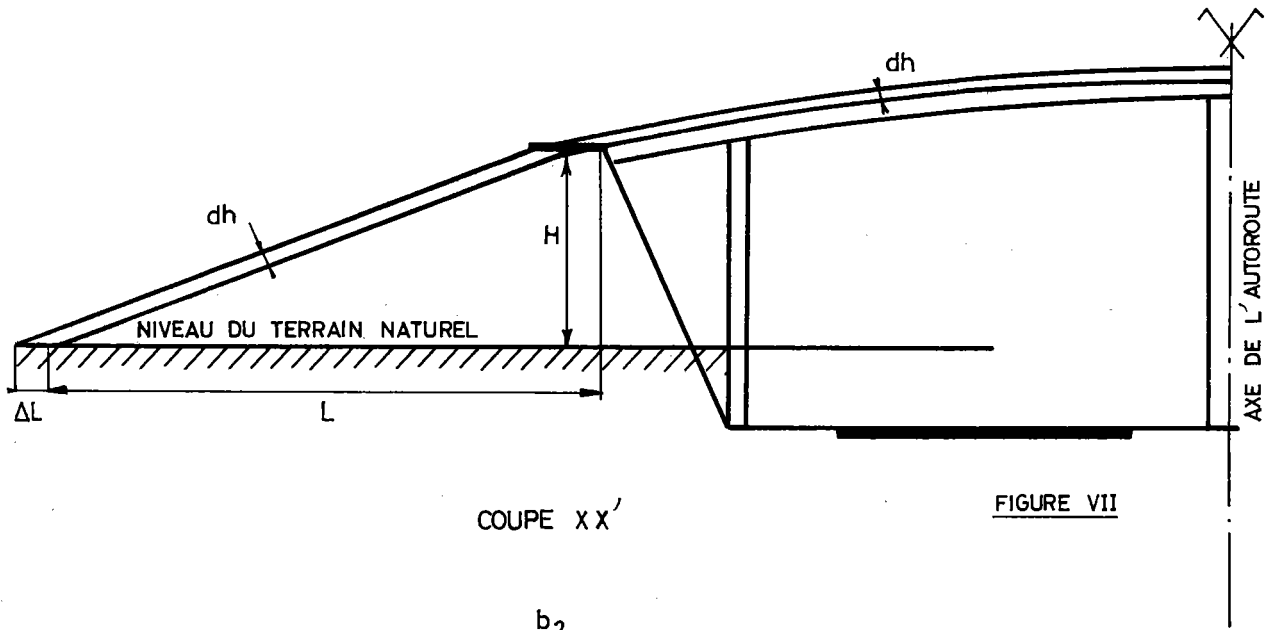
L longueur du remblai suivant l'axe de la voie portée

H hauteur du remblai par rapport au terrain naturel au droit de la pile culée

$\text{tg } \beta$ est la pente des talus de la rampe d'accès.

Cette formule tient compte de l'augmentation des remblais des deux côtés de l'ouvrage, en supposant que leurs longueurs sont égales. Sinon, on prendra pour L la moyenne des deux longueurs.

* A négliger si le gabarit dégagé est surabondant.



COUPE X X'

FIGURE VII

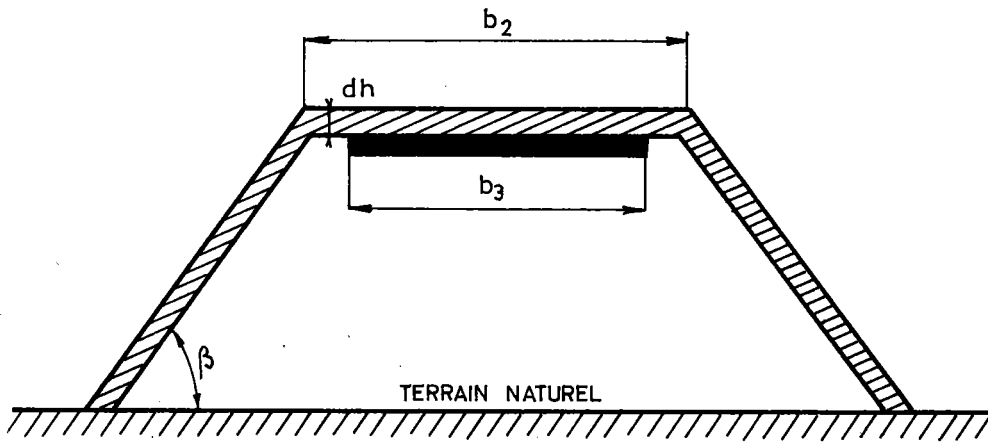


FIGURE VIII

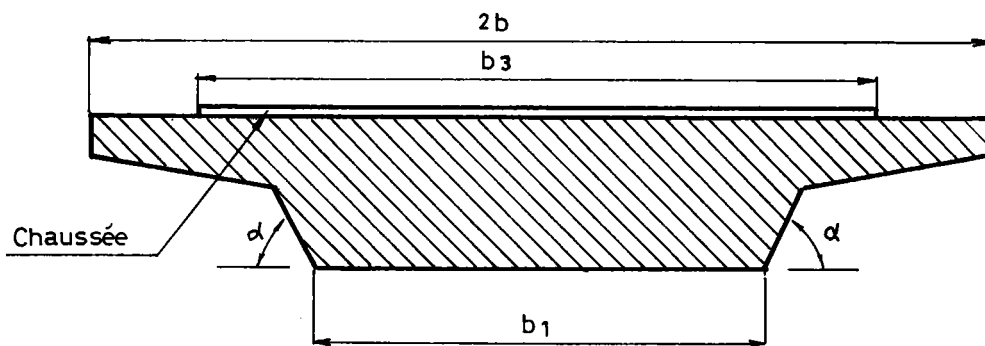


FIGURE IX

Q_4 = coût de la chaussée supplémentaire (figure VII) *

$$Q_4 \text{ dh} = \text{Prix/m}^2 \times 2b_3 \frac{L}{H} \times \text{dh}$$

Cette relation représente les dépenses supplémentaires en chaussée neuve, des deux côtés de l'ouvrage.

b_3 largeur de la chaussée

Q_5 dh = coût du supplément de fondation (figure X)

Dans le cas de fondations superficielles sur semelles en béton armé, l'expression Q_5 dh représente l'augmentation de prix dû au coût du béton armé supplémentaire pour semelle, l'augmentation de surface de semelles permettant de reprendre le supplément de réaction d'appui, entraîné par la hauteur supplémentaire dh de dalle

$$Q_5 \text{ dh} = \text{Prix/m}^3 \text{ de BA pour semelle} \times H_s \times 25 b_1 \left[\frac{(n-1)A_{Rp}}{Q_{adm_p}} + 2 \frac{A_{Rc}}{Q_{adm_c}} \right] \text{dh}$$

Le prix du m³ doit contenir coffrages, armatures et terrassements.

H_s représente la hauteur des semelles

Q_{adm_p} , Q_{adm_c} est la pression admissible du sol de fondation, réduite de la pression des terres qui la surmontent, respectivement pour les piles et les culées.

n est le nombre de travées

A_{Rp} représente l'aire totale de la ligne d'influence de la réaction d'appui sur l'appui intermédiaire le plus chargé

A_{Rc} représente l'aire totale de la ligne d'influence de la réaction d'appui sur la culée la plus chargée.

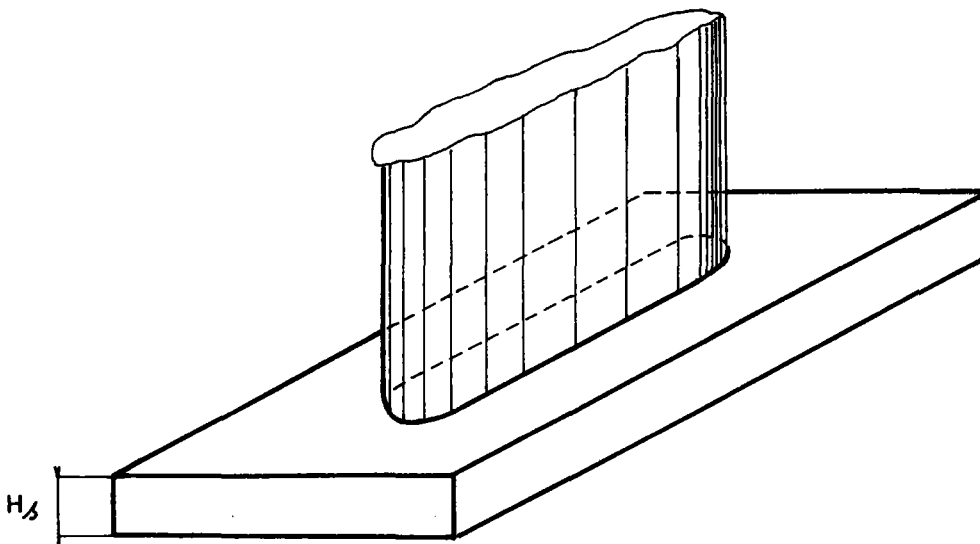


FIGURE X.

* cf. L'observation qui précède pour Q_3 . A négliger en cas de longueur de raccordement surabondante en plan.

Toutes les unités employées sont la tonne, le mètre, et également l'unité de monnaie.

$$\text{Nous avons alors : } Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$$

On voit que la valeur de Q ne dépend que des prix des matériaux, de la géométrie de l'ouvrage (hormis l'épaisseur recherchée) et des conditions topographiques.

Puisque nous désirons aboutir à un coût minimum du tablier nous écrirons que dP est nul, soit :

$$N d F + Q d h = 0$$

$$\frac{d F}{d h} = -\frac{Q}{N}$$

en posant $\gamma = +\frac{Q}{N}$ on a :

$$\boxed{\frac{d F}{d h} = -\gamma}$$

γ est une constante pour un ouvrage donné.

Nous savons aussi que F et h doivent satisfaire à la fois à la condition mécanique et à la condition géométrique.

Nous examinerons donc successivement la condition mécanique et la condition géométrique.

Nous désignerons dans ce qui suit par :

- H O P M C la hauteur optimale de la section critique vis-à-vis de la condition mécanique.
- F O P M C la force de précontrainte optimale correspondant à H O P M C
- H O P G C la hauteur optimale de la section critique vis-à-vis de la condition géométrique.
- F O P G C la force de précontrainte optimale correspondant à H O P G C de la section critique vis-à-vis de la condition géométrique.
- H E C O C la hauteur la plus économique compte tenu des conditions mécanique et géométrique.
- F E C O C la force de précontrainte correspondant à H E C O C .

a) Condition mécanique :

Considérons la "section critique" telle que nous l'avons définie précédemment.

Pour que la condition mécanique soit satisfaite, il faut que F , fonction de h , soit comprise entre les deux valeurs.

$$F_{\text{MIN}} = \frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_1 d_m h \quad (1)$$

$$F_{\text{MAX}} = -\frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_b d_m h \quad (2)$$

et que
$$h^2 \geq \frac{2 \Delta M}{\eta d_m (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)} \quad (3)$$

Remarquons de suite que la condition $\frac{dF}{dh} = -\gamma$ n'est pas possible avec F_{MAX} , car $\frac{dF_{\text{MAX}}}{dh}$ est toujours positif. Considérons donc F_{MIN} .

La relation (1) peut s'écrire en dérivant par rapport à h .

$$h \cdot \frac{dF}{dh} + F - 2 \bar{\sigma}_1 d_m h = 0$$

et avec $\frac{dF}{dh} = -\gamma$

nous avons $F_{\text{opt}} = h(2 \bar{\sigma}_1 d_m + \gamma) \quad (8)$

$$H_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{\Delta M}{\eta (\bar{\sigma}_1 d_m + \gamma)}} \quad (9)$$

Pour que la condition mécanique soit satisfaite, il faut que l'on ait, compte tenu de la relation (3) :

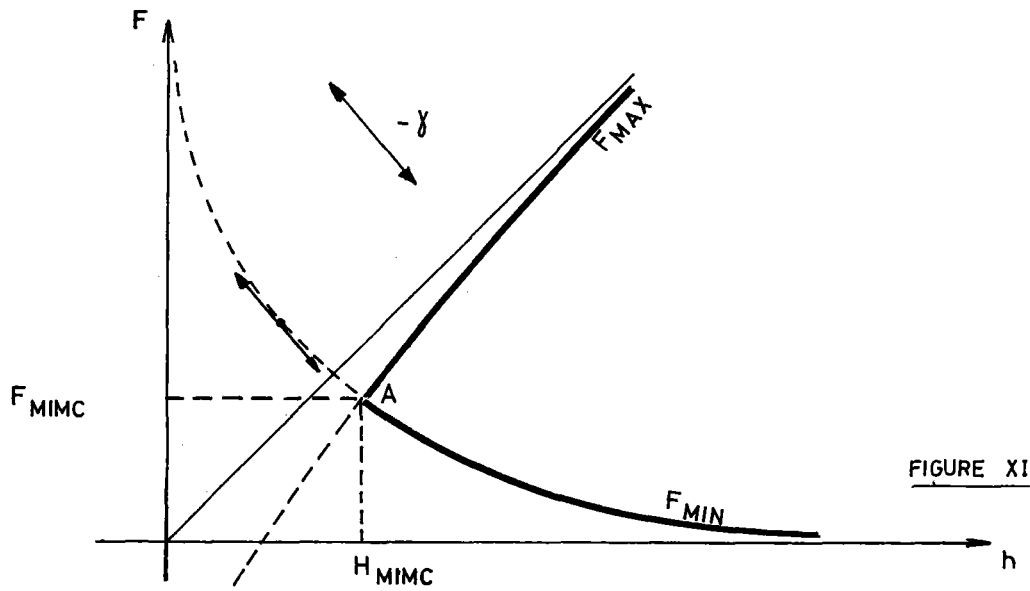
$$\frac{\Delta M}{\eta (\bar{\sigma}_1 d_m + \gamma)} \geq \frac{2 \Delta M}{\eta d_m (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)}$$

d'où

$$\gamma \leq \frac{\bar{\sigma}_b - 3\bar{\sigma}_1}{2} \cdot d_m$$

Lorsque cette condition est satisfaite, le point de contact de la tangente de pente $-\gamma$ à la courbe F_{MIN} , a pour abscisse une valeur supérieure à H_{MIMC} .

Si cette condition n'est pas réalisée, c'est-à-dire si $\gamma > \frac{\bar{\sigma}_b - 3\bar{\sigma}_1}{2} d_m$ l'optimum économique n'est pas possible car $dP \neq 0$. On est alors amené à rechercher le minimum économique ; c'est de toute façon le coût minimal du franchissement, compatible avec les conditions mécaniques et géométriques. Dans ce cas (figure XI.) on adoptera H_{MIMC} et F_{MIMC} , qui sont les valeurs des coordonnées du point de la courbe F_{MIN} où la pente de la tangente est la plus voisine de $-\gamma$ si toutefois la condition mécanique est prépondérante.



b) Condition géométrique

Nous avons vu précédemment que la condition géométrique pour une travée, pouvait s'exprimer par une équation (7) donnant F_{GEOM} en fonction de h , dans la "section critique".

Le problème du dimensionnement optimal économique est donc celui de la recherche sur les courbes F_{MIN} et F_{GEOM} d'un point dont la tangente à l'une de ces courbes ait pour pente $-\gamma$.

Lorsque le dimensionnement optimal n'est pas possible (on a alors $dP \neq 0$), on recherche le minimum économique, c'est-à-dire le prix le plus faible du franchissement.

Pour la commodité de la discussion, nous distinguerons deux cas.

1er cas : $\gamma > \frac{\overline{\sigma_b} - 3\overline{\sigma_1}}{2}$

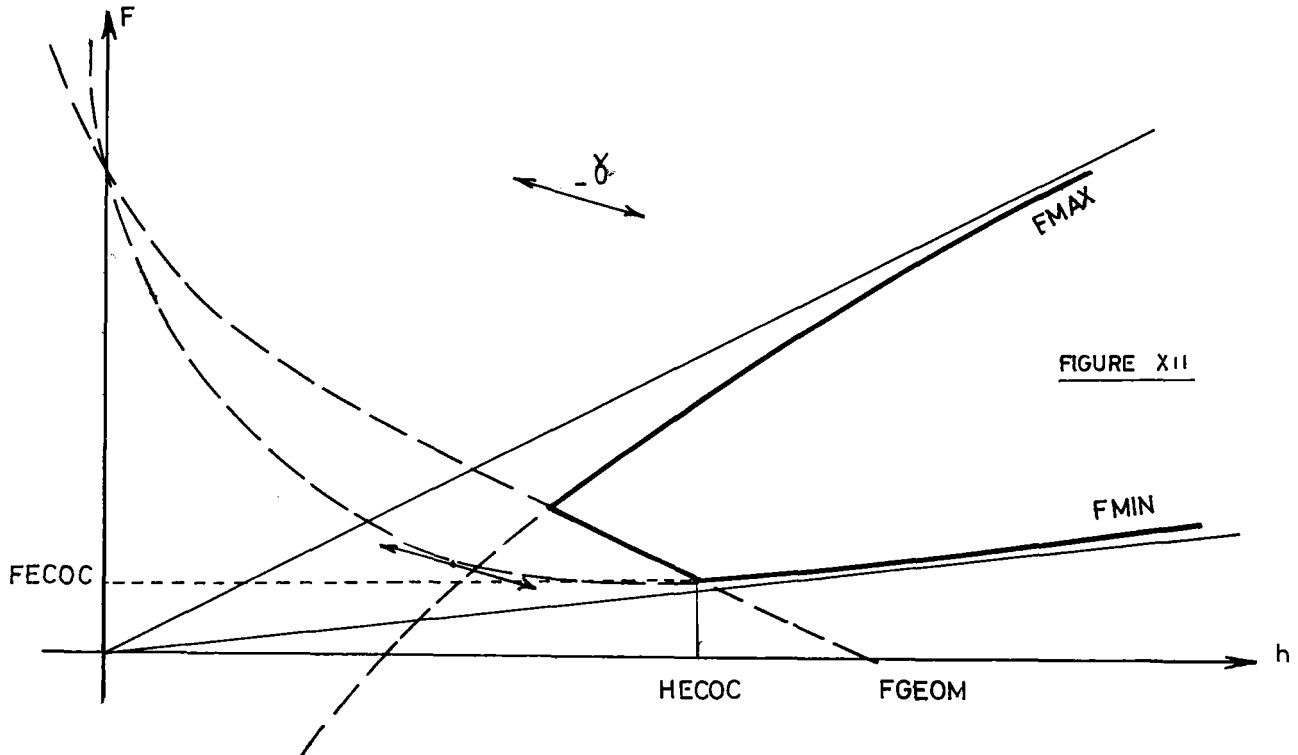
Dans ce cas le point de F_{MIN} , où la tangente à cette courbe a pour pente $-\gamma$, ne répond pas à la condition mécanique.

On est alors amené à chercher sur F_{GEOM} un point où la tangente à cette courbe a pour pente $-\gamma$, et qui réponde à la condition mécanique.

est $< -\gamma$

Il est bien évident que si la pente de l'asymptote non verticale de F_{GEOM} , ce point n'existe pas. Il n'y a pas d'optimum économique car $dP \neq 0$, mais le minimum économique est réalisé pour les valeurs de F et h données par les coordonnées du point d'intersection de F_{MIN} et F_{GEOM} . Ce point d'intersection, qui répond aux conditions mécanique et géométrique, est aussi le point de F_{GEOM} où la pente de la tangente à cette courbe se rapproche le plus de $-\gamma$ (figure XII). Il a pour coordonnées $H E C O C$ et $F E C O C$.

Il est à noter que les courbes F_{GEOM} et F_{MIN} se coupent toujours, car l'asymptote non verticale de F_{GEOM} coupe l'axe des h (en effet, dans l'équation (7) au numérateur le terme en h^2 est toujours négatif, et celui de h toujours positif au dénominateur.)



L'abscisse $H O P G C$ du point de F_{GEOM} où la pente de la tangente a pour valeur $-\gamma$ est donnée par l'équation $\frac{d F_{GEOM}}{d h} = -\gamma$. Portons cette valeur de $h = H O P G C$ dans les équations F_{MIN} , F_{MAX} , F_{GEOM} .

Si $F_{GEOM} < F_{MIN}$, il n'y a pas d'optimum économique ($dP \neq 0$). Le minimum économique est réalisé comme précédemment pour les valeurs de F et de h données par les coordonnées du point d'intersection de F_{MIN} et F_{GEOM} .

Si $F_{MIN} \leq F_{GEOM} \leq F_{MAX}$ - (voir figure XIII.)

Nous adopterons les valeurs $HOPGC$ et $FOPGC$ qui répondent aux conditions mécanique et géométrique.

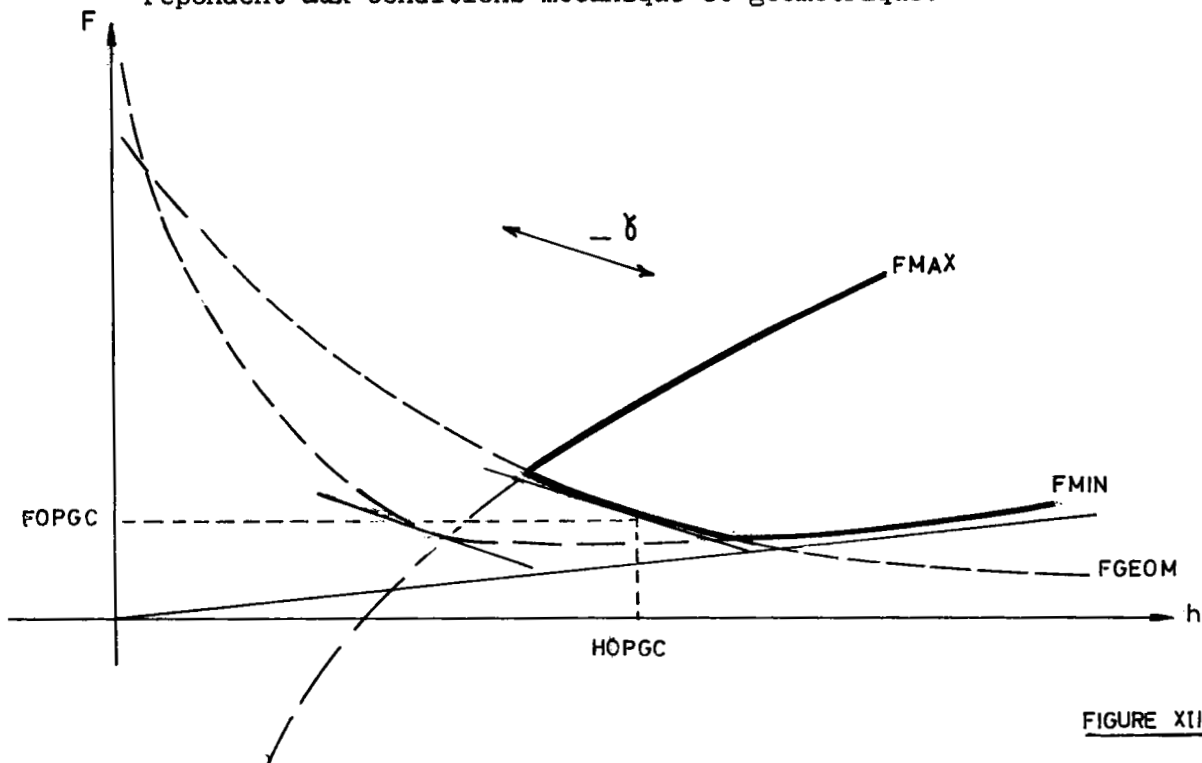


FIGURE XIII

Si $F_{GEOM} > F_{MAX}$, il n'y a pas d'optimum économique $dP \neq 0$ mais le minimum économique est réalisé pour les valeurs de F et de h données par les coordonnées du point d'intersection de F_{MAX} et F_{GEOM} , soit $H M I G C$ et $F M I G C$. En effet ce point, qui répond aux deux conditions géométrique et mécanique, est aussi le point de F_{GEOM} où la tangente à cette courbe se rapproche le plus de $-\gamma$

2ème cas $\gamma = \frac{\bar{\sigma}_b - 3\bar{\sigma}_1}{2}$

Dans ce cas le point de F_{MIN} , où la tangente à cette courbe a pour pente $-\gamma$, répond à la condition mécanique.

L'abscisse $HOPMC$ de ce point est donnée par l'équation

$$\frac{dF_{MIN}}{dh} = - \frac{\Delta M}{\eta h^2} - \bar{\sigma}_1 dm = -\gamma$$

d'où

$$h = \sqrt{\frac{\Delta M}{\eta(\gamma + \bar{\sigma}_1 dm)}}$$

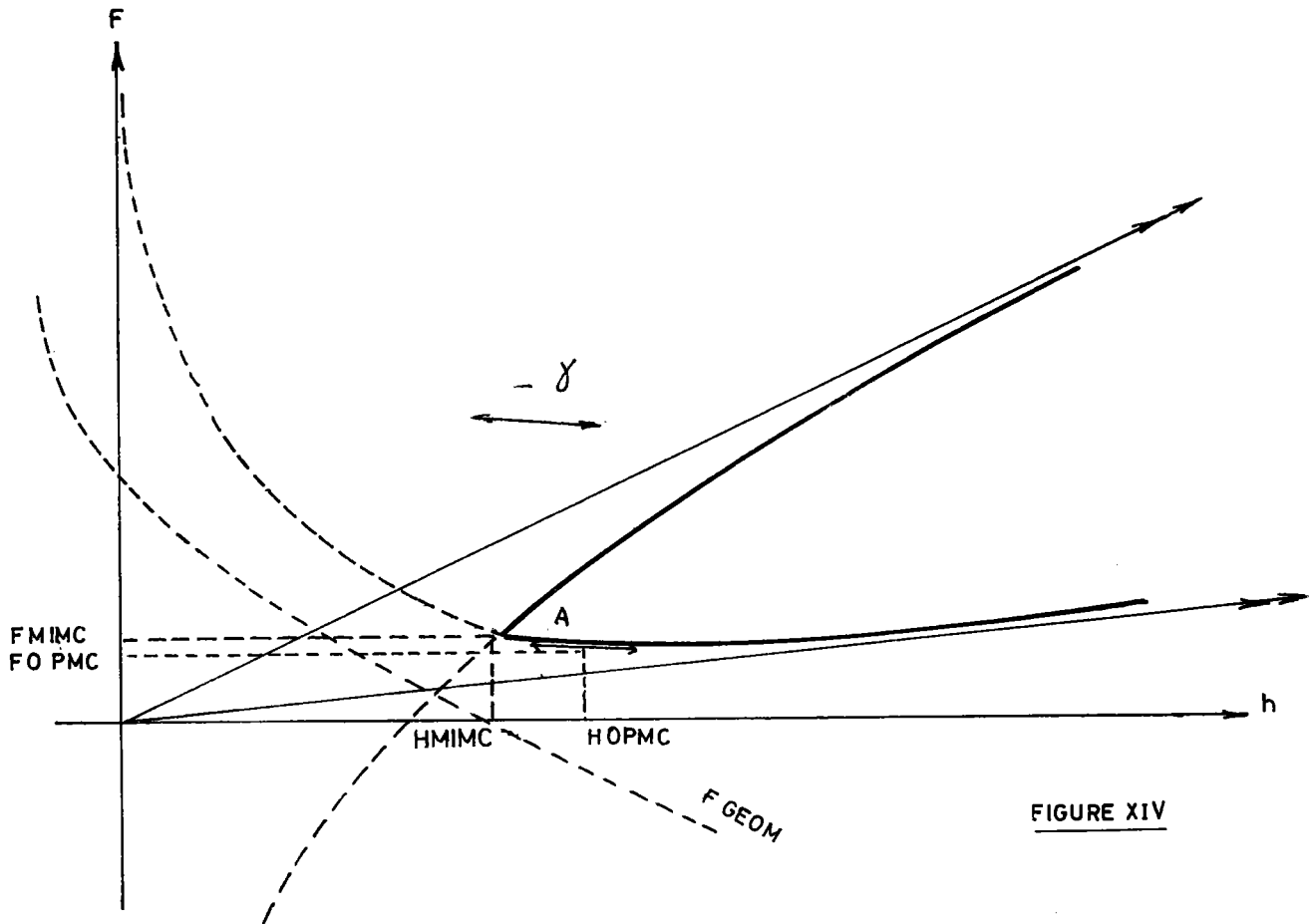
Portons cette valeur de $h = H O P M C$ dans les équations F_{MIN} et F_{GEOM} -

Si l'on a :

$F_{GEOM} \leq F_{MIN}$ La condition géométrique est vérifiée. On adopte alors les valeurs $H O P M C$ et $F O P M C$ (voir figure XIV)

$F_{GEOM} > F_{MIN}$ Les valeurs $H O P M C$ et $F O P M C$ ne satisfont pas à la condition géométrique.

On est alors ramené au problème précédent : le cas, c'est-à-dire la recherche de $H O P G C$ et $F O P G C$ ou $H E C O C$ ou $F E C O C$.



REMARQUE IMPORTANTE

Au stade du dimensionnement, il ne faut pas perdre de vue qu'une vérification importante par ses conséquences doit être faite en phase provisoire, lorsque les derniers câbles viennent d'être tendus, alors que les charges extérieures appliquées ne proviennent que du poids de l'ossature résistante.

Il importe de vérifier que le béton ne se trouve pas trop écrasé. La contrainte de compression du béton doit rester inférieure à $0,55 \sigma_j$. Les tractions qui apparaissent dans le béton à ce stade peuvent toujours être reprises par des armatures passives, qui limiteront l'ouverture des fissures, destinées d'ailleurs à se refermer après mise en place des superstructures du tablier.

Dans le cas d'un PS-DE à 3 travées cette vérification doit être faite dans la section située au milieu de la travée centrale, et peut être sur les sections d'appuis lorsque l'on craint que les goussets ne présentent pas une hauteur suffisante.

Pour ce type d'ouvrage on pourra mener cette vérification en supposant que la force de précontrainte en phase provisoire est de l'ordre de 1,27 fois la force de précontrainte toutes pertes effectuées.

$$F_{PROV} = F_{(t_2)} \approx 1,27 F_{t\infty}$$

Dans le cas de la section située à $0,5 h_2$ on vérifiera que

$$\sigma_b = \frac{F_{PROV}}{S} + (M_{oss} + F_{PROV} \times e_c) \frac{V_c}{J} \leq 0,55 \sigma_{28}$$

Si cette condition n'est pas vérifiée pour le dimensionnement retenu, il convient de libérer dans cette dernière formule le paramètre h en écrivant chaque terme en fonction de h (cf. exemple d'application en annexe).

EXEMPLE D'APPLICATION POUR LE PS-DE 4670/IVI - DETERMINATION DE LA SECTION CRITIQUE :

Nous avons défini la "section critique" comme étant celle qui en portant à partir de l'intrados donné, la valeur de la hauteur minimale mécanique $h = h = \sqrt{\frac{2 \Delta M}{\eta d_m (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)}}$ relève le plus l'extrados.

Nous voyons que lorsque la dalle est de hauteur constante, la section critique est celle où $\frac{\Delta M}{\eta}$ est le plus grand.

Dans le cas du PS DE 4670/IV, il est aisé de voir que la section critique est la section G4 (49,14m), section de fin du gousset dans la travée de rive droite. $\frac{\Delta M}{\eta h}$ y est maximum.

II - TRACE DES COURBES F_{MIN} , F_{MAX} et F_{GEOM} , pour la section critique.a) Courbes F_{MIN} et F_{MAX}

En G4 nous avons

(cf. pièce 2-6)

$$\Delta M = 540,7 \text{ t}\cdot\text{m.}$$

$$\eta = 0,319$$

$$d_m = \frac{S}{h} = \frac{5,224}{0,70} = 7,462 \text{ m}$$

D'autre part

$$\bar{\sigma}_1 = 0 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 1260 \text{ t/m}^2$$

Nous pouvons donc écrire

$$F_{MIN} = \frac{\Delta M}{\eta h} = \frac{540,7}{0,319h} = \frac{1695}{h}$$

$$F_{MAX} = -\frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_b d_m h = -\frac{1695}{h} + 9402 h$$

Ces courbes ont été représentées sur la figure A, p. IV

Elles se coupent en un point A de coordonnées:

$$h_{MIMC} = \sqrt{\frac{2 \Delta M}{\eta d_m (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)}} = 0,60 \text{ m}$$

$$F_{MIMC} = \frac{\Delta M}{\eta h} = 2825 \text{ t}$$

b) Courbes FGEOM.

Traçons la courbe FGEOM pour la travée centrale avec pour dimensionnement initial, celui de l'exemple d'application, $h = 0,70$ m et en G4

$$F = F_{MIN} = \frac{\Delta M}{\eta h} = 2421 \text{ t}$$

Préalablement déterminons lequel des deux fuseaux "compression" ou "non traction" est prépondérant sur appuis et en milieu de travée. Nous avons

en A_2) $(e_{st} - e_{sc} = 0,563 - 1,015) = -0,452$ Fuseau de non traction en limite supérieure
 $(e_{it} - e_{ic} = 0,479 - 0,108) = 0,371$ Fuseau de non traction en limite inférieure

en A_3) $(e_{st} - e_{sc} = 0,568 - 1,020) = -0,452$ Fuseau de non traction en limite supérieure
 $(e_{it} - e_{ic} = 0,476 - 0,105) = 0,371$ Fuseau de non traction en limite inférieure

en $0,5l_2$) $(e_{st} - e_{sc} = -0,189 + 0,177) = -0,012$ Fuseau de non traction en limite supé-
 rieure
 $(e_{it} - e_{ic} = -0,302 + 0,286) = -0,016$ Fuseau de compression en limite inférieure

Nous pouvons donc écrire la condition géométrique pour la travée cen-

trale avec $\frac{1}{2} [e_{cA2} + e_{cA3}] - e_{c,0,5l_2} \leq h + \Delta Y_{0,5l_2} - 2\delta + \Delta z$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta Y_{0,5l_2} = 0 \\ \Delta z = V_{s(A2)} - V_{s,0,5l_2} = 0,545 - 0,332 = 0,213 \text{ m.} \\ \delta = 0,115 \text{ m (paquets de 6 câbles } 2 \times 3) \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} e_{cA2} \text{ et } e_{cA3} \text{ sont égaux à } e_{it} + k_1 (e_{st} - e_{it}) \\ \text{et } e_{c,0,5l_2} \text{ est égal à } e_{ic} + k_2 (e_{st} - e_{ic}) \end{array} \right\} \text{ avec } \begin{array}{l} k_1 = 0,2 \\ k_2 = 0,8 \end{array}$$

Remplaçons dans cette condition $\eta, \lambda, M_{o1} + M_{o2}, S_o$ par les valeurs numériques suivantes tirées de la pièce 2-6.

Sections	η	λ	M_{o1}	M_{o2}	S_o
A_2	0,315	0,900	-1622,8	-948,7	8,284
A_3	0,315	0,900	-1615,1	-959,9	8,284
$0,5l_2$	0,395	0,902	380,6	776,4	3,895

Cette équation s'écrit tous calculs faits:

$$F_{GEOM} = \frac{354,04h^2 + 2005,09h + 732,18}{1,29h + 0,03}$$

Cette courbe est représentée sur la figure A.

Il est inutile d'écrire la condition géométrique pour les travées de rive, car la condition géométrique de la travée centrale est dans le cas de cet ouvrage la plus défavorable.

III - DIMENSIONNEMENT EN EPAISSEUR MINIMALE.

Nous voyons immédiatement sur la figure A que la hauteur minimale mécanique HMIMC vérifie la condition géométrique.

Si nous remplaçons dans l'équation F_{GEOM} , h par 0.60 m nous avons

$$F_{GEOM} = 2565 \text{ t} < F_{MIN}$$

Nous adopterions donc pour un dimensionnement en épaisseur minimale :

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$F = 2825 \text{ t}$$

IV - DIMENSIONNEMENT OPTIMAL

Calculons préalablement $\gamma = \frac{Q}{N}$

Nous avons

$$N = p \sum l_i = 0,50 \text{ F/tm} \times 57,29 \text{ m} = 28,64$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$$

avec

béton	$Q_1 = 180 \text{ F/m}^3 \times 7 \times 57,29 = 72 \ 185$
coffrage	$Q_2 = 40 \text{ F/m}^2 \times 2 \times 57,29 \sqrt{2} = 6 \ 462$
Remblais	$Q_3 = 6 \text{ F/m}^3 \times 2 (8 \times 105 + 105 \times 4,20) = 15 \ 372$
Chaussée	$Q_4 = 20 \text{ F/m}^2 \times 2 \times 6 \times \frac{105}{4,20} = 6000$
Fondation	$Q_5 = 350 \text{ F/m}^3 \times 0,60 \times 2,5 \times 7 \times 2 \left(\frac{27,36}{30} + \frac{1,61}{18} \right) = 7 \ 350$

donc $Q = 107 \ 369$

d'où $\gamma = 3749$

Nous voyons que γ est inférieur à $\frac{\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1}{2} d_m = \frac{1280}{2} \times 7,46 = 4774$

Il y a donc un point de F_{MIN} , où la pente de la tangente est égale à $-\gamma$ et qui répond à la condition mécanique.

L'abscisse est donnée par $\frac{d F_{MIN}}{d h} = - \frac{\Delta M}{\eta h^2} = - \gamma$

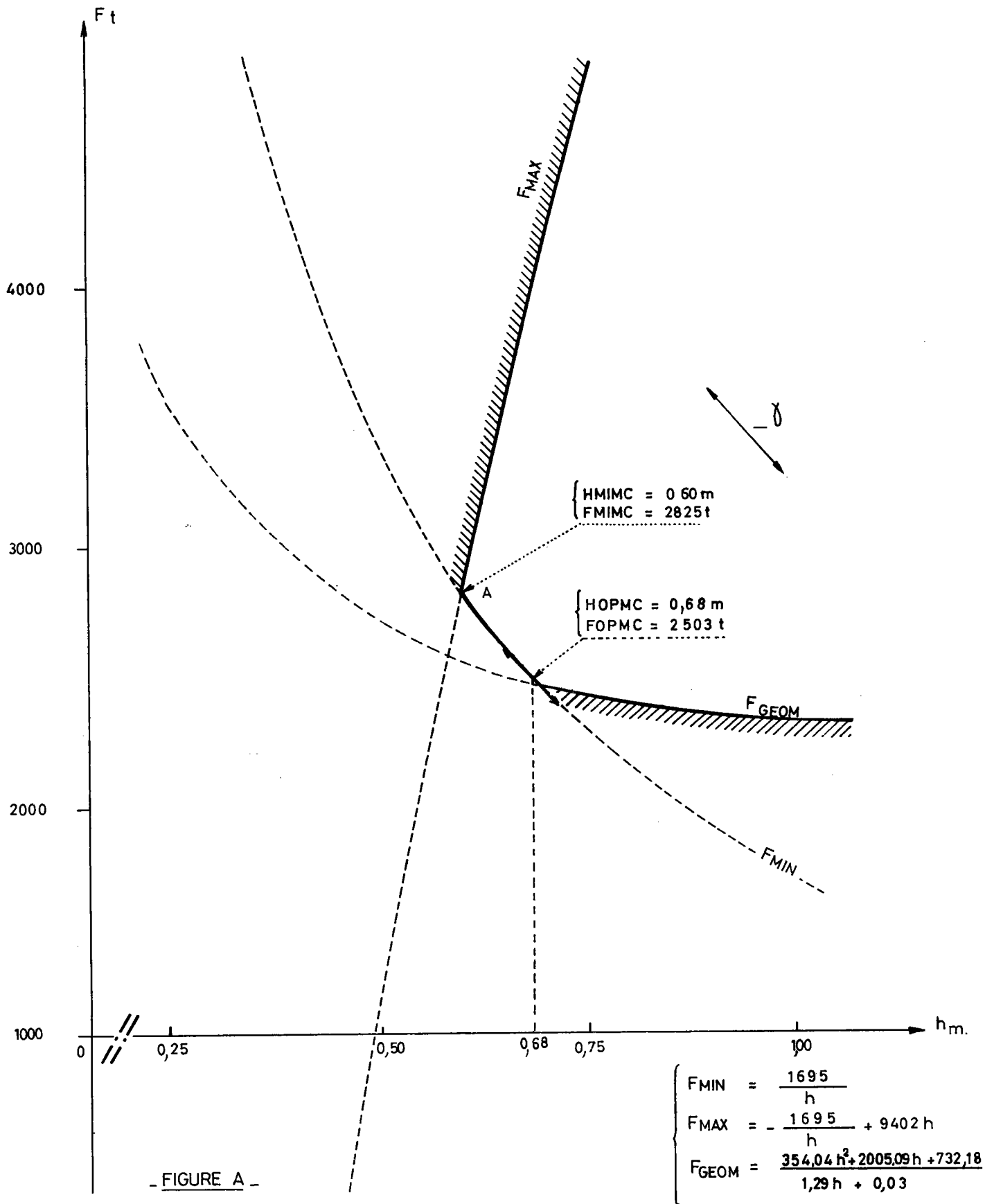
La hauteur optimale économique de la dalle en travée serait donc
HOPMC = 0,68 m

Ce point répond au problème posé* car pour cette épaisseur,

$$F_{GEOM} = 2491 \text{ t} \text{ est inférieure à } F_{MIN} = 2503 \text{ t.}$$

* La discussion est aisée, en s'aidant de la figure A, dans les autres cas. On remarquera de plus que dans le cas d'espèce une variation d'épaisseur entre 0,60 m et 0,70 m n'a qu'une incidence très faible sur le bilan de l'opération. On se placera donc normalement du côté de la sécurité par rapport à H O P M C.

Diagramme F, h



- FIGURE A -

V - DIMENSIONNEMENT EN GEOMETRIE IMPOSEE -

Nous nous sommes fixés dans l'exemple d'application $h = 0,70$ m. La force de précontrainte correspondante dans la section critique est alors :

$$F = F_{\text{GEOM}} (0,70 \text{ m}) \# 2476 \text{ t}$$

D'où le choix retenu de 50 câbles de 50 t de précontrainte utile.

VI - VERIFICATION EN PHASE PROVISOIRE -

Pour le dimensionnement retenu ($h = 0,70$ m), vérifions la section située à $0,5 \ell_2$ milieu de la travée centrale.

La contrainte de compression du béton sur la fibre inférieure est égale à :

$$\sigma_b \# \frac{1,27 \times 2470}{3,812} - (307,6 - 1,27 \times 2470 \times 0,217) \frac{0,368}{0,184}$$

$$\sigma_b \# 823 + 1361 - 615 = 1569 \text{ t/m}^2.$$

Or la contrainte admissible à 28 jours, époque des dernières mises en tension, est égale à :

$$0,55 \sigma_{28} = 0,55 \times 3000 = 1650 \text{ t/m}^2.$$

Nous devons donc nous attendre à un bon comportement de l'ouvrage. Il n'est pas évidemment de même pour le dimensionnement en hauteur minimale, pour lequel il convient d'être très prudent, car cette condition risque de devenir prépondérante. Comme les ouvrages types doivent rester des ouvrages simples à construire il ne faut pas rechercher un fractionnement exagéré dans le temps de plusieurs mises en tension successives, ou encore un artifice qui serait d'approvisionner du poids mort provisoirement sur la dalle pendant les dernières mises en tension.

Considérons cette même vérification pour $h = \text{HMIMC} = 0,60$ m.

$$\text{Nous avons : } F_{\text{PROV}} \# 1,27 F_{\text{MIN}} = 1,27 \times 2825 = 3588 \text{ t}$$

$$S \# 0,74 \times d_m \times h = 0,74 \times 7,45 \times 0,60 = 3,30 \text{ m}^2$$

$$\lambda = 0,90 \text{ d'où } v_i = - \frac{0,60}{1 + 0,90} = - 0,316 \text{ m}$$

$$v_d = 0,284 \text{ m.}$$

$$\eta = 0,395 \quad \text{d'où} \quad I = -\eta SV_s V_i = 0,115$$

$$e_c \neq 0,165$$

$$\text{Moss} \neq 307,6 - 2,5 \frac{\int_0^2}{8} \times 7 \times 0,10 = 114 \text{ t.m.}$$

$$\text{D'où} \quad \sigma_b = \frac{3588}{3,30} - (114 - 3588 \times 0,165) \frac{0,316}{0,165}$$

$$\sigma_b = 1087 + 1134 - 218 \quad \approx 2000 \text{ t/m}^2$$

Ce qui nécessite un béton de résistance au moins égale à

$$\sigma_{28} = \frac{200}{0,55} = 365 \text{ Kg/cm}^2$$

Au cas où l'on se tiendrait à un béton de résistance égale à 300 Kg/cm² à 28 jours, on recherchera la hauteur minimale correspondante et suffisante pour que la condition en phase provisoire soit vérifiée, en écrivant

$$F_{\text{PROV}} = 1,27 F_{t\infty} \text{ en fonction de } h$$

en prenant

$$F_{t\infty} = F_{\text{MIN}}(h) \quad \text{si } h < 0,68 \text{ m}$$

$$\text{et} \quad F_{t\infty} = F_{\text{GEOM}}(h) \quad \text{si } h > 0,68 \text{ m}$$

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

Cadre pratique de récapitulation des efforts

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

1.5

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

Les lettres indicées **A**, **B** etc.... donnent la correspondance avec la note de calcul électronique.

A CARACTERISTIQUES INITIALES DE L'OUVRAGE (Unités = tonne, mètre et dérivées)

NOMBRE DE TRAVEES = Symétrie $\left\{ \begin{array}{l} \text{longitudinale} = \\ \text{transversale} = \end{array} \right.$

Portées : Travée 1 = Travée 2 = Travée 3 =

- Encorbellement du tablier aux extrémités =
- Epaisseur chevêtre incorporé ou pile =
- Epaisseur de la chaussée =
- Poids des superstructures (au mètre linéaire) =
- Biaïis mécanique =

Largeurs :

- Trottoir gauche = Bande de guidage = Chaussée =
- Bande d'arrêt d'urgence = Trottoir droite =

Précisions des calculs :

NU = NDIV =

Précontrainte =

- Diamètre ext. des gaines =
- Nombre de gaines =
- Module d'élasticité du béton sous charge permanente =

Coefficient de POISSON = 0,20

(Coefficient conventionnel pour ouvrage précontraint ~~seulement~~ dans le sens longitudinal)

Paramètre d'entretoisement =

Paramètre de torsion =

Coefficient de majoration de charge permanente = 1,02

(somme à valoir)

Elégissement =

- Largeur =

- Hauteur ou diamètre =

- Nombre de cavernes =

Distance d'une extrémité des cavernes par rapport à :

Travée 1

Travée 2

Travée 3

- L'appui gauche =

- L'appui droite =

Caractéristiques géométriques

Page 3 de la note de C.E.

Epaisseur de la dalle en travée =

Epaisseur de la dalle sur appuis centraux =

* Longueur des goussets plans =

Largeur utile droite de la dalle =

Cette pièce permet, à partir des résultats de la note de calcul électronique de récapituler les efforts d'une manière plus conforme aux habitudes. Cette récapitulation est faite à partir d'une note de calcul conforme au dossier-pilote C.E.D. 66.

* Cette dimension n'apparaît pas dans la note de calcul électronique.

B

CONSTANTES ET COEFFICIENTS

CONSTANTES MECANIQUES

B1

(Ces valeurs servent pour la détermination des courbes $M_b(\alpha)$
Cf: pages 9 à 12 de la pièce 1-7.)

TRAVEES CONSTANTES	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
A			
B			
C			

NOTA: Pour obtenir les constantes mécaniques réelles à partir des chiffres qui précèdent il convient de les diviser par l'inertie de la première section de l'ouvrage et par le module d'élasticité du béton.

POSITION DES FOYERS

B2

(Ces valeurs servent pour la détermination des courbes $M_b(\alpha)$
Cf: pages 9 à 12 de la pièce 1-7.)

TRAVEES FOYERS	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
FOYER DE GAUCHE			
FOYER DE DROITE			

NOTA: Ces valeurs représentent les distances focales rapportées à la portée des travées considérées

COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

B3

C.M.D TRAVEES	C.M.D CIVIL	C.M.D MILITAIRE
TRAVEE 1		
TRAVEE 2		
TRAVEE 3		

COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE DES SURCHARGES POUR LE CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION LONGITUDINALE B4

Ces valeurs ne sont donnees qu'à titre justificatif et n'interviennent pas dans la suite des calculs.

COEFFICIENTS TRAVEES	B_c	A	TROTTOIRS	B_e	B_r
TRAVEE 1					
TRAVEE 2					
TRAVEE 3					

AIRES DES LIGNES D'INFLUENCE

Ces valeurs ne sont données qu'à titre justificatif et n'interviennent pas dans la suite des calculs.

	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TOTALITE
--	----------	----------	----------	----------

EFFET	APPUI				
-------	-------	--	--	--	--

C1

MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUI	APPUI 2				
	APPUI 3				

C2

EFFORTS	TRAVÉE 1	APPUI 1				
		APPUI 2G				
TRANCHANTS	TRAVÉE 2	APPUI 2-D				
		APPUI 3G				
SUR APPUI	TRAVÉE 3	APPUI 3D				
		APPUI 4				

C3

REACTIONS D'APPUI	APPUI 1				
	APPUI 2				
	APPUI 3				
	APPUI 4				

Les aires d'influence des réactions R1 et R4 sur les appuis 1 et 4 ne comprennent pas les parties en consoles (abouts) dont la portée biaise est $\lambda = 0,45m$.

REACTIONS D'APPUI

E

(exprimées en tonnes pour la largeur totale)

REACTIONS D'APPUI EXTREMES SOUS LES DIVERS CAS DE SURCHARGE

(charges permanentes non comprises)

SURCHARGES SECTIONS	REACTIONS D'APPUI MAXIMALES					REACTIONS D'APPUI MINIMALES				
	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI B.C	CHAR	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI B.C	CHAR
	TRAVEE chargée	REACTION d'appui				TRAVEE chargée	REACTION d'appui			
REACTION D'APPUI 1										
REACTION D'APPUI 2										
REACTION D'APPUI 3*										
REACTION D'APPUI 4										

REACTIONS D'APPUI EXTREMES SOUS LES CAS LES PLUS DEFAVORABLES

(Ces valeurs servent dans la pièce 1.7 page 4)

Cette valeur est donnée dans la première colonne du tableau des réactions d'appui extrêmes de la note CED 66.

SECTION	NATURE DE LA REACTION	REACTION D'APPUI 1	REACTION D'APPUI 2	REACTION D'APPUI 3	REACTION D'APPUI 4
1	CHARGE PERMANENTE				
*	2 SOMME A VALOIR				
3 (1)X(2)	A VIDE AVEC SOMME A VALOIR				
**	4 SURCHARGE MAXIMALE > 0				
5	REACTION MAXIMALE				
**	6 SURCHARGE MINIMALE < 0				
7	REACTION MINIMALE	***			***

* La somme à valoir ne sera prise en compte que dans le cas le plus défavorable.

** Obtenue par comparaison des valeurs données dans le tableau des réactions d'appui extrêmes de la note CED 66. (Cf. tableau ci-dessus)

*** Avant pondération spéciale destinée à donner une marge de sécurité au soulèvement.

EFFORTS TRANCHANTS F (exprimés en tonnes pour toute la largeur de l'ouvrage)

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES SOUS LES DIVERS CAS DE SURCHARGE.

(Charges permanentes non comprises.)

SURCHARGES SECTIONS	EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX					EFFORTS TRANCHANTS MINIMAUX				
	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI B C	CHAR	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI B C	CHAR
	TRAVEE CHARGEE	EFFORT TRANCHANT				TRAVEE CHARGEE	EFFORT TRANCHANT			
APPUI 1										
APPUI 2 G										
APPUI 2 D										
APPUI 3 G										
APPUI 3 D										
APPUI 4										

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES SOUS LES CAS DE CHARGE LES PLUS DEFAVORABLES.

(Ces valeurs servent dans la pièce 1:7 page 25)

Cette valeur est donnée dans la première colonne du tableau des efforts tranchants extrêmes de la note CED 66.

	SECTIONS	APPUI 1	APPUI 2 G	APPUI 2 D	APPUI 3 G	APPUI 3 D	APPUI 4
		NATURE DE L'EFFORT					
1	CHARGE PERMANENTE						
* 2	SOMME A VALOIR						
3 (1)+(2)	A VIDE AVEC SOMME A VALOIR						
** 4	SURCHARGE MAXIMALE						
5	EFFORT TRANCHANT MAXIMUM						
** 6	SURCHARGE MINIMALE						
7	EFFORT TRANCHANT MINIMUM						
** 8	Surcharge militaire maximale						
** 9	Surcharge militaire minimale						
10	Effort tranchant maximum						
11	Effort tranchant minimum						

* La somme à valoir ne sera prise en compte que dans le cas le plus défavorable .

** Obtenue par comparaison des valeurs données dans le tableau des efforts tranchants extrêmes de la note CED 66 . (Cf. tableau ci-dessus)

6 Récapitulation des moments transversaux pour $\gamma=0$ (tm/ml)

(Ces valeurs servent dans la pièce 1 - 7 page 35 au calcul des moments transversaux.)

TRAVÉE 1

SECTIONS	MOMENT TRANSVERSAL pour $\gamma=0$		
	0,25 l_1	0,50 l_1	0,75 l_1
SURCHARGES			
A			
B _C			
TROTTOIR			

TRAVÉE 2

SECTIONS	MOMENT TRANSVERSAL pour $\gamma=0$	
	0,25 l_2	0,50 l_2
SURCHARGES		
A		
B _C		
TROTTOIR		

TRAVÉE 3

SECTIONS SURCHARGES	MOMENT TRANSVERSAL pour $\nu=0$		
	$0,25 l_3$	$0,50 l_3$	$0,75 l_3$
A			
B _C			
TROTTOIR			

H

EFFET D UNE DENIVELLATION DE 0,01 m SUR CHAQUE APPUI SUCCESSIVEMENT

Appuis Moments (tm)	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4
SUR APPUI 2				
SUR APPUI 3				

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

Note de calcul théorique de la précontrainte

1.6

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37.74

F. PONS

**Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire**

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

**Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service**

MAI 1967

S O M M A I R E

CHAPITRE 1 - BASES DU CALCUL

- 1.1. - Règlements
- 1.2. - Matériaux
 - 1.2.1. - Béton
 - 1.2.2. - Aciers
- 1.3. - Calcul automatique des efforts

CHAPITRE 2 - CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

- 2.1. - Hypothèses de base
 - 2.1.1. - Câble continu de culée à culée
 - 2.1.2. - Hypothèse du câble moyen
- 2.2. - Adaptation des résultats de la note de calcul électronique
 - 2.2.1. - Sections déterminantes
 - 2.2.2. - Ecrêtement des moments sur appuis
 - 2.2.3. - Interpolation parabolique
 - 2.2.4. - Abouts
- 2.3. - Pertes de tension
 - 2.3.1. - Principes généraux
 - 2.3.2. - Pertes statiques
 - 2.3.3. - Pertes au cours du temps
 - 2.3.4. - Récapitulation des pertes
 - 2.3.5. - Tableau des forces de précontrainte

2.4. - Recherche du tracé du câble moyen

- 2.4.1. - Principe de la méthode
- 2.4.2. - Etude des fuseaux limites
- 2.4.3. - Recherche de la force de précontrainte
- 2.4.4. - Efforts dus à la précontrainte
- 2.4.5. - Recherche du tracé d'un câble moyen
- 2.4.6. - Reprise des réactions négatives sur appuis de rive
- 2.4.7. - Câble définitif

CHAPITRE 3 - EFFORTS TRANCHANTS ET EFFET DU RELEVAGE DES CABLES

- 3.1.1. - Sécurité relative au cisaillement
- 3.1.2. - Effet du relevage des câbles
- 3.1.3. - Efforts tranchants extrêmes
- 3.1.4. - Vérification de la sécurité vis-à-vis du cisaillement

3.2. - Calcul des étriers

CHAPITRE 4 - VERIFICATION A LA RUPTURE

- 4.1. - Calcul vis-à-vis du moment fléchissant
- 4.2. - Calcul vis-à-vis de l'effort tranchant

CHAPITRE 5 - VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

- 5.1. - Définition des contraintes
- 6.2. - Tableau de vérification des contraintes sous les divers états

CHAPITRE 6 - FERRAILLAGE TRANSVERSAL HORIZONTAL

- 6.1. - Principe du calcul
- 6.2. - Détermination des contraintes transversales
- 6.3. - Calcul du ferrailage transversal
- 6.4. - Ferrailage complémentaire

ANNEXE - Vérification sous les surcharges militaires.

Nota : pour le calcul du poinçonnement autour des appareils d'appuis et des effets des tassements sur la structure, se reporter à la pièce 2.6.

CETTE NOTE FIXE UNE METHODE DE CALCUL ET DE
JUSTIFICATION D'UNE ETUDE D'EXECUTION

CHAPITRE I - BASES DU CALCUL -

1.1. - Règlements -

- 1.1.1. - Fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Communes (Annexe II à la C.M. n° 65 du 19 Août 1960) :

Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art

Titre II "Programmes de surcharges et épreuves des ponts routes".

- 1.1.2. - Circulaire Ministérielle n° 27 du 11 Février 1946 "Instructions relatives aux conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art", compte-tenu des modifications précisées par la C.M. du 13 Août 1960, et du projet de nouvelle rédaction du § 4 de la circulaire, dont on trouvera l'extrait relatif aux ouvrages en béton précontraint dans le dossier PSI-BP 66 (pièce 2.5, § 1.1.4.).

- 1.1.3. - Circulaire Ministérielle n° 44 du 12 Août 1965 : "Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint".

- 1.1.4. - Fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Communes (Annexe 11 à la C.M. n° 70 du 14 Novembre 1964) :

Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

Titre VI "Conception et calcul des ouvrages en béton armé".

Il sera appliqué pour le calcul du ferrailage transversal, puisque les fissures dues au fonctionnement en béton armé dans le sens transversal sont compatibles avec le fonctionnement en béton précontraint dans le sens longitudinal.

1.2. - Matériaux -

1.2.1. - Béton -

- Le béton utilisé devra être de bonne qualité (dosage à 400 kg/m³) et de bonne compacité. La masse volumique du béton précontraint sera évaluée à 2,5 t/m³.

- La contrainte de rupture par compression simple du béton, mesurée à 28 jours sur cylindre, sera telle que :

$$\sigma_{28} \geq 300 \text{ Kg / cm}^2 \text{ (ou 294 bars)}$$

- La résistance à la rupture du béton par traction est égale à :

$$\sigma'_{28} = 7,14 + \frac{6}{100} \sigma_{28} \text{ (} \sigma'_{28} \text{ et } \sigma_{28} \text{ étant exprimés en kg/cm}^2 \text{)}$$

- Le domaine de sécurité sera, en règle générale, déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport 1 à 0,42. Ainsi la contrainte admissible de compression à la flexion longitudinale est égale à :

$$\bar{\sigma}_b = 0,42 \sigma_{28}$$

Mais par application de la première exception de l'article 11 de la Circulaire Ministérielle n° 34 de l'Instruction Provisoire relative à l'emploi du Béton Précontraint, les fibres extrêmes du tablier devront toujours être comprimées sous la flexion générale.

1.2.2. - Aciers -

a) - Aciers pour béton armé -

- Aciers H.A. pour flexion transversale,
- Aciers doux pour frettes, aciers de montage, etc...

Les contraintes admissibles de ces aciers sont données par l'article 7 du Titre VI, fascicule 61 du C.P.C.

- Armatures ordinaires sollicitées à la traction pendant la construction.

La contrainte maximale à la traction est limitée à $0,75 \sigma'_{en}$

b) - Etriers pour béton précontraint -

On appelle ainsi les armatures ordinaires capables de résister à l'effort tranchant.

La présence d'étriers est notamment obligatoire dans les dalles élégies, car le fonctionnement vis-à-vis des efforts tranchants du béton placé entre deux élégissements voisins peut être rapproché de celui de l'âme d'une poutre.

Contrainte admissible $\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \sigma'_{en}$

voir page 50 de la présente pièce.

c) Aciers durs à fils parallèles, torons parallèles ou multi-torons -

On se reportera à la pièce 1.4.1. du dossier pilote PSI-BP 66 (ou à toute édition ultérieure).

1.3. - Calcul automatique des efforts -

Dans l'attente de la parution prochaine du programme de calcul électronique complet et automatique des ponts dalles précontraints, élégis ou pleins, de hauteur constante ou variable, présentant ou non des encorbellements - Programme M.C.P. - le calcul automatique des efforts peut être obtenu à partir du programme C.E.D. 66, au dossier duquel on se reportera pour plus de précisions.

En résumé, le programme C.E.D. 66 permet le calcul des efforts longitudinaux et transversaux dans les dalles pleines ou élégies, à travées indépendantes ou continues (6 au maximum dans ce dernier cas), à inertie constante ou variable.

Le biais mécanique ne doit en aucun cas excéder 70 grades, sinon l'Ingénieur doit faire appel au programme M.R.B. 64 qui intègre par une méthode mathématique rigoureuse les équations aux dérivées partielles de la déformée d'une bande élastique et isotrope d'épaisseur constante.

Dans l'état actuel du programme le projeteur doit présumer du dimensionnement de l'ouvrage considéré.

La note de calcul électronique donne les efforts principaux qui sont nécessaires au dimensionnement définitif, à l'étude du câblage et des appuis, à savoir :

- les courbes enveloppes des moments longitudinaux,
- les moments transversaux,
- les efforts tranchants sur appuis,
- les réactions d'appuis,
- les effets d'une dénivellation d'appui de 0,01 m par appui,
- la déformation de l'ouvrage sous charge permanente et les lignes d'influence des déformations en milieu de travée.

Pour plus de lisibilité et pour obtenir une présentation plus conforme aux habitudes, les résultats principaux, nécessaires à la suite des calculs, ont été récapitulés dans la pièce 1.5.

CHAPITRE 2 - CALCUL DE LA PRECONTRAINTES -

2.1. Hypothèses de base -

2.1.1. - Câble continu de culée à culée -

Le PS-DE 66 est conçu pour être un ouvrage courant pour autoroutes et ne doit pas de ce fait présenter des sujétions particulières, aussi n'avons-nous pas prévu de câbles relevés présentant des arrêts successifs avec souvent des reprises d'ancrage sur appuis. Il ne semble pas que dans le domaine assigné au PS-DE 66 cette pratique soit d'un grand intérêt économique puisque les arrêts de câble provoquent des sujétions importantes (niches affaiblissant des sections déjà minces, cachetage des ancrages, drainage du tablier, etc...).

Toutefois si dans certains cas particuliers l'utilisation de câbles relevés s'avérait intéressante, la méthode de calcul exposée ci-après reste valable ; seuls quelques aménagements dans les cadres de calcul seraient nécessaires.

2.1.2. - Hypothèse du câble moyen -

Nous désignerons dans ce qui suit par "câble moyen" le câble équivalent à l'ensemble des câbles placés dans une même section transversale, c'est-à-dire le lieu des barycentres des points de passage des câbles affectés de poids proportionnels à la force de précontrainte qu'ils développent dans la section considérée.

2.2. - Adaptation des résultats de la note de calcul électronique -

2.2.1. - Sections déterminantes -

La note de calcul électronique fournit les efforts dans des sections espacées d'un pas de 1,50 m à partir de l'extrémité gauche de l'ouvrage prise comme origine. Les sections déterminantes (appuis, milieu de travée centrale, origine des goussets) ne sont pas calculées, il convient donc de rechercher la valeur des efforts qui les sollicitent, soit par interpolation parabolique pour les goussets ou les milieux de travées, soit à partir des aires des lignes d'influence pour les sections sur appuis.

2.2.2.- Ecrêtement des moments sur appuis -

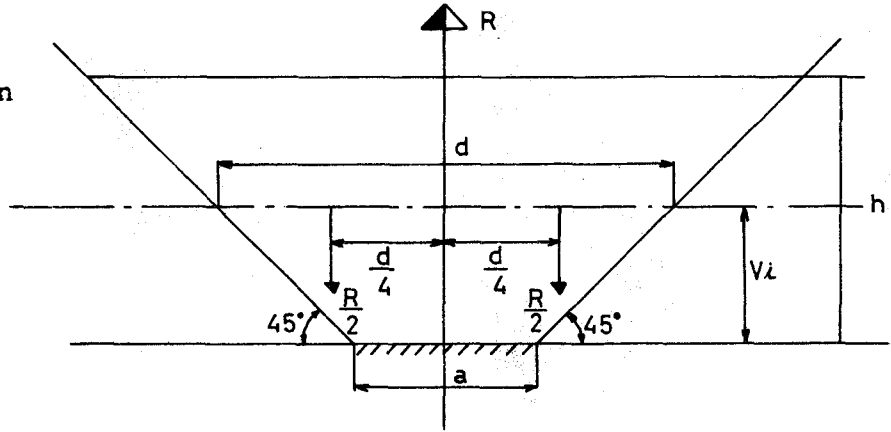
Conformément à la pratique courante, on admet que la réaction d'appuis se répartit à $\pi/4$ par rapport à la verticale, à partir de l'appareil d'appui, sur la fibre moyenne de la dalle.

Dans ces conditions, le moment correspondant peut être écrêté de la valeur : $\Delta M = \frac{Rd}{8}$ (R et ΔM pour toute la largeur de l'ouvrage).

d = longueur de répartition sur la fibre moyenne

a = largeur de l'appareil d'appui

$d = a + 2 V_i$



Par mesure de sécurité on placera au-dessus de chaque appui, dans la partie supérieure de la dalle, un ferrailage ordinaire longitudinal susceptible de reprendre les légères tractions introduites en supposant que l'écrêtement ΔM n'est pas réalisé.

Ce ferrailage recouvrira la zone représentée par le contour C_3 , tel qu'il est défini dans la pièce "Répartition des armatures de cisaillement aux environs des points d'appui concentrés des ponts dalles", diffusée par le Service Spécial des Autoroutes. Cette zone représente, en effet, la perturbation locale entraînée par la présence d'un appareil d'appui concentré, aussi bien vis-à-vis des contraintes de cisaillement que de la distribution des moments fléchissants (obtenue, par exemple, par intégration du supplément entraîné par l'effort de poinçonnement à l'effort tranchant).

2.2.3. - Interpolation parabolique -

La note de calcul électronique C.E.D. donne les caractéristiques géométriques des sections tous les nème de travée. Nous verrons plus loin que la détermination des fuseaux limites nécessite la connaissance des surfaces et des inerties dans les sections où l'on possède déjà les moments. Aussi convient-il de les déterminer, ce qui se fait aisément à l'aide du tableau ci-après qui fournit les coefficients dans l'égalité :

$$f(x + \alpha h) = A f(x) + B f(x + h) - C f(x - h)$$

2.2.4. - Abouts -

Dans le cas d'ouvrages présentant des encorbellements importants, il faut prendre garde à bien reprendre les efforts qui se développent dans les abouts de ces encorbellements.

INTERPOLATION PARABOLIQUE

α	A	B	C	α	A	B	C
0,01	0,999 9	0,005 05	0,004 95	0,51	0,739 9	0,385 05	0,124 95
0,02	0,999 6	0,010 20	0,009 80	0,52	0,729 6	0,395 20	0,124 80
0,03	0,999 1	0,015 45	0,014 55	0,53	0,719 1	0,405 45	0,124 55
0,04	0,998 4	0,020 80	0,019 20	0,54	0,708 4	0,415 80	0,124 20
0,05	0,997 5	0,026 25	0,023 75	0,55	0,697 5	0,426 25	0,124 75
0,06	0,996 4	0,031 80	0,028 20	0,56	0,686 4	0,436 80	0,123 20
0,07	0,995 1	0,037 45	0,032 55	0,57	0,675 1	0,447 45	0,122 55
0,08	0,993 6	0,043 20	0,036 80	0,58	0,663 6	0,458 20	0,121 80
0,09	0,991 9	0,049 05	0,040 95	0,59	0,651 9	0,469 05	0,120 95
0,10	0,990 0	0,055 00	0,045 00	0,60	0,640 0	0,480 00	0,120 00
0,11	0,987 9	0,061 05	0,048 95	0,61	0,627 9	0,491 05	0,118 95
0,12	0,985 6	0,067 20	0,052 80	0,62	0,615 6	0,502 20	0,117 80
0,13	0,983 1	0,073 45	0,056 55	0,63	0,603 1	0,513 45	0,116 55
0,14	0,980 4	0,079 80	0,060 20	0,64	0,590 4	0,524 80	0,115 20
0,15	0,977 5	0,086 25	0,063 75	0,65	0,577 5	0,536 25	0,113 75
0,16	0,974 4	0,092 80	0,067 20	0,66	0,564 4	0,547 80	0,112 20
0,17	0,971 1	0,099 45	0,070 55	0,67	0,551 1	0,559 45	0,110 55
0,18	0,967 6	0,106 20	0,073 80	0,68	0,537 6	0,571 20	0,108 80
0,19	0,963 9	0,113 05	0,076 95	0,69	0,523 9	0,583 05	0,106 95
0,20	0,960 0	0,120 00	0,080 00	0,70	0,510 0	0,595 00	0,105 00
0,21	0,955 9	0,127 05	0,082 95	0,71	0,495 9	0,607 05	0,102 95
0,22	0,951 6	0,134 20	0,085 80	0,72	0,481 6	0,619 20	0,100 80
0,23	0,947 1	0,141 45	0,088 55	0,73	0,467 1	0,631 45	0,098 55
0,24	0,942 4	0,148 80	0,091 20	0,74	0,452 4	0,643 80	0,096 20
0,25	0,937 5	0,156 25	0,093 75	0,75	0,437 5	0,656 25	0,093 75
0,26	0,932 4	0,163 80	0,096 20	0,76	0,422 4	0,668 80	0,091 20
0,27	0,927 1	0,171 45	0,098 53	0,77	0,407 1	0,681 45	0,088 55
0,28	0,921 6	0,179 20	0,100 80	0,78	0,391 6	0,694 20	0,085 80
0,29	0,915 9	0,187 05	0,102 95	0,79	0,375 9	0,707 05	0,082 95
0,30	0,910 0	0,195 00	0,105 00	0,80	0,360 0	0,720 00	0,080 00
0,31	0,903 9	0,203 05	0,106 95	0,81	0,343 9	0,733 05	0,076 95
0,32	0,897 6	0,211 20	0,108 80	0,82	0,327 6	0,746 20	0,073 80
0,33	0,891 1	0,219 45	0,110 65	0,83	0,311 1	0,759 45	0,070 55
0,34	0,884 4	0,227 80	0,112 20	0,84	0,294 4	0,772 80	0,067 20
0,35	0,877 5	0,236 25	0,113 75	0,85	0,277 5	0,786 25	0,063 75
0,36	0,870 4	0,244 80	0,115 20	0,86	0,260 4	0,799 80	0,060 20
0,37	0,863 1	0,253 45	0,116 55	0,87	0,243 1	0,813 45	0,056 55
0,38	0,855 6	0,262 20	0,117 80	0,88	0,225 6	0,827 20	0,052 80
0,39	0,847 9	0,271 05	0,118 95	0,89	0,207 9	0,841 05	0,048 95
0,40	0,840 0	0,280 00	0,120 00	0,90	0,190 0	0,855 00	0,045 00
0,41	0,831 9	0,289 05	0,120 95	0,91	0,171 9	0,869 05	0,040 95
0,42	0,823 6	0,298 20	0,121 80	0,92	0,153 6	0,883 20	0,036 80
0,43	0,815 1	0,307 45	0,122 55	0,93	0,135 1	0,897 45	0,032 55
0,44	0,806 4	0,316 80	0,123 20	0,94	0,116 4	0,919 80	0,028 20
0,45	0,797 5	0,326 25	0,123 75	0,95	0,097 5	0,926 25	0,023 75
0,46	0,788 4	0,335 80	0,124 20	0,96	0,078 4	0,940 80	0,019 20
0,47	0,779 1	0,345 45	0,124 55	0,97	0,059 1	0,955 45	0,014 55
0,48	0,769 6	0,355 20	0,124 80	0,98	0,039 6	0,970 20	0,009 80
0,49	0,759 9	0,365 06	0,124 95	0,99	0,019 9	0,985 05	0,004 95
0,50	0,750 0	0,375 00	0,125 00	1	0	1	0

En effet, on peut considérer que la précontrainte se diffuse sensiblement à 45° en plan à partir des ancrages. Donc les angles des abouts de l'ouvrage ne sont pas précontraints. De fait, de nombreuses fissures ont été constatées dans ces parties d'ouvrage.

On peut remédier à cet inconvénient, soit en ferraillant abondamment ces régions de l'ouvrage, soit en faisant aboutir des câbles de précontrainte dans les encorbellements ; mais on doit en ce cas reprendre par des ferraillements passifs les poussées au vide résultant de la courbure en plan de ces câbles.

2.3. - Pertes de tension -

2.3.1. - Principes généraux -

Les pertes de tension que l'on rencontre dans un ouvrage en béton précontraint sont de deux sortes :

- pertes statiques,
- pertes au cours du temps ou par déformations différées.

- Les pertes statiques comportent :

- les pertes le long du tracé (pertes en courbe, pertes par frottement parasite),
- les pertes dues à un recul éventuel d'ancrage,
- les pertes dues au raccourcissement élastique.

- Les pertes au cours du temps sont dues :

- à la relaxation des aciers,
- au retrait du béton
- au fluage du béton.

Pour la détermination des secondes, par souci de simplicité on calculera, conformément au nouveau règlement du Béton Précontraint, les pertes dues à chacune de ces trois actions et on les additionnera sans tenir compte de leurs interdépendances.

2.3.2. - Pertes statiques -

a) - Pertes le long du tracé -

Dans ce cas deux pertes élémentaires interviennent :

- frottement dans les courbes, lié à la déviation cumulée (angle total dont tourne la ligne d'action de la précontrainte d'un about à la section considérée).

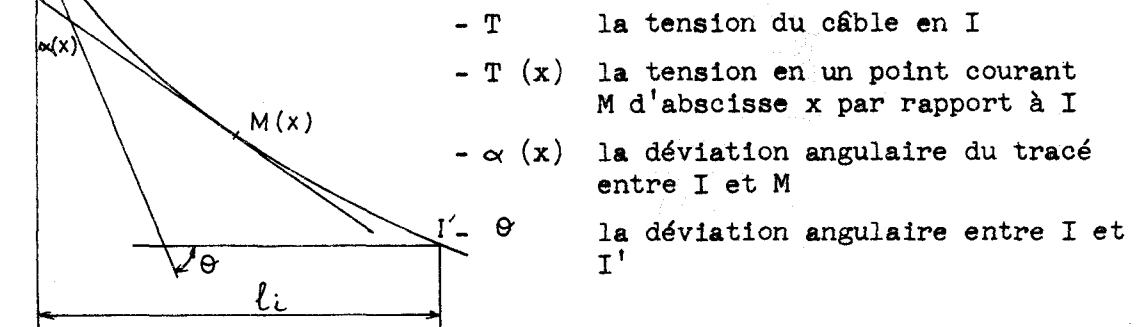
- frottement par déviation parasite (régularité du tracé, raideur de l'armature) qui croît avec la longueur.

{ Pour calculer ces termes de pertes on utilisera les valeurs de f et de φ données par les fiches des agréments ministériels des systèmes de précontrainte.

La tension initiale à la sortie des organes d'ancrage avant clavage doit être inférieure ou égale à T_G , la contrainte caractéristique de déformation garantie. Supposons cette tension égale à T_G .

a.1 - Pertes en courbes -

Soit un arc de tracé entre deux points I et I'. Si nous désignons par :



- T la tension du câble en I
- T (x) la tension en un point courant M d'abscisse x par rapport à I
- $\alpha (x)$ la déviation angulaire du tracé entre I et M
- θ la déviation angulaire entre I et I'

Nous aurons : $T(x) = T e^{-f\alpha(x)}$

α exprimé en radians, f est le coefficient de frottement du câble dans sa gaine, variable suivant le procédé de précontrainte.

Les exposants étant faibles, nous pouvons écrire :

$$T(x) = T [1 - f \alpha(x)]$$

La variation de tension entre I et M sera alors :

$$\Delta T(x) = - T f \alpha(x)$$

{ Il convient alors de déterminer graphiquement la position des points d'inflexion du tracé à justifier et la déviation angulaire cumulée θ du câble entre points d'inflexion (en hauteur et en plan).

Si nous supposons que I et I' représentent deux points d'inflexion successifs du tracé (ou une extrémité et le point d'inflexion le plus proche) la variation de tension entre I et I' sera :

$$\Delta T = - T f \theta$$

Nous supposons de plus que T varie linéairement entre I et I'.

a.2 - Pertes par déviation parasite -

Les déviations parasites de toutes natures provenant des imperfections de mise en place du câble et dépendant de la plus ou moins grande rigidité des gaines donnent lieu à des pertes que l'on admet généralement proportionnelles à x .

En désignant par φ la déviation parasite unitaire en m^{-1} nous aurons :

$$T(x) = T_e^{-\varphi x}$$

φ peut varier de 0,005 à 0,002 par mètre selon le système de précontrainte. L'exposant restant faible, nous pouvons supposer :

$$T(x) \approx T (1 - \varphi x)$$

La variation de tension entre I et M sera alors :

$$\Delta T(x) = - T \varphi x$$

a.3 - Total des pertes le long du tracé -

C'est le cumul, même dans les courbes, des deux catégories de pertes précédentes ; nous aurons, à la distance x :

$$\Delta T(x) = - T (f \alpha(x) + \varphi x)$$

f et φ définis ci-dessus, ne dépendant que du type de câble utilisé. Soit l_i la longueur du tracé entre les point I et I', nous supposons que :

$$\alpha(x) = \theta \frac{x}{l_i}$$

et la perte de tension totale sera :

$$\Delta T(x) = - T \left(f \frac{\theta}{l_i} + \varphi \right) x$$

$$\Delta T(l_i) = - T (f \theta + \varphi l_i)$$

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 la tension en tout point du câble.

Les pertes de tension sont représentées par un contour polygonal (voir exemple d'application).

b) - 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 posé T_0 (Ancrage) = TG. Toutefois, dans les organes d'ancrage du type FREYSSINET (système S.T.U.P.) le système d'ancrage est à coincement conique et il y a une rentrée d'ancrage après clavage de l'armature tendue, donc une perte de tension statique.

On trouvera dans les fiches d'agrément des procédés de précontrainte, la valeur de cette rentrée d'ancrage mesurée en millimètres pour les armatures S.T.U.P. usuelles. Les autres systèmes ne présentent pas de rentrée d'ancrage notable.

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 P_1S .

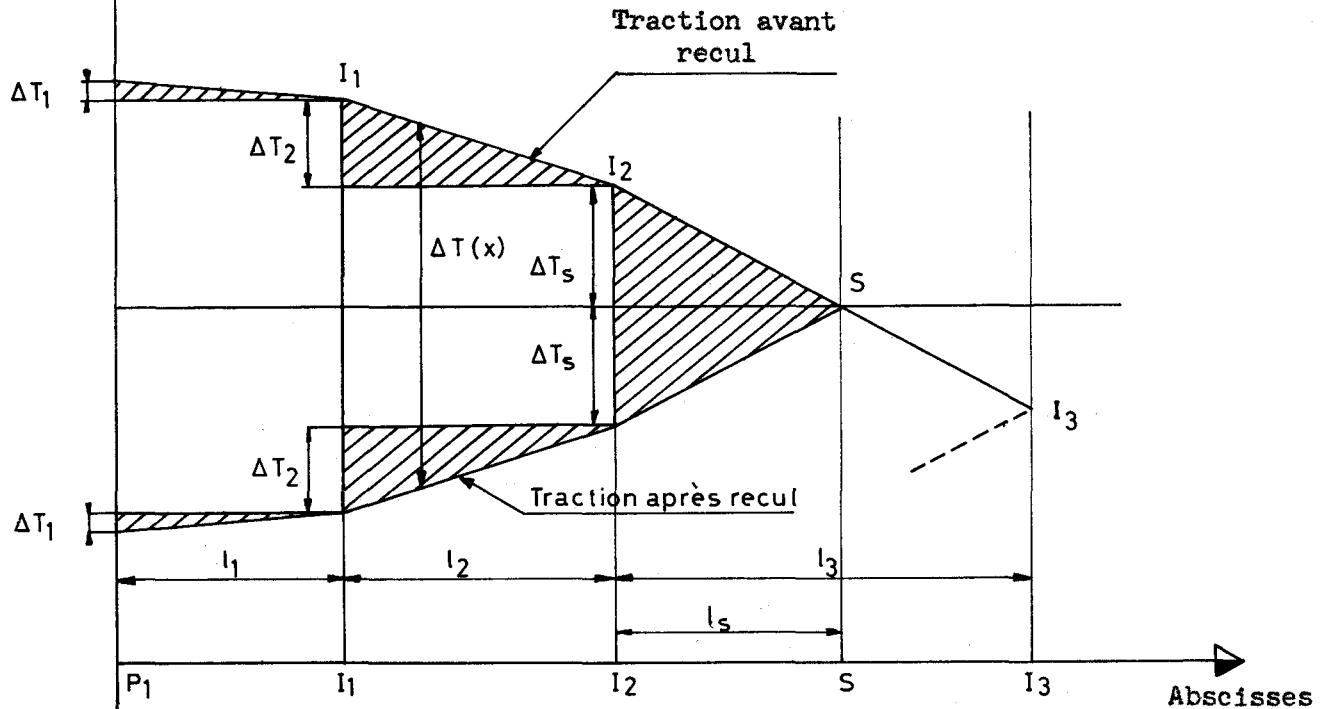
Pour calculer la perte de tension on évalue de deux manières différentes l'énergie de frottement dissipée au cours de la rétraction. Si nous appelons Δc la rentrée d'ancrage, nous aurons, d'après la loi de HOOKE :

$$\int_{P_1}^S \Delta T(x) dx = E \frac{\Delta c}{1.000}$$

x étant exprimé en mètres et Δc en millimètres.

On est donc amené à rechercher l'abscisse de S permettant de satisfaire, avec une précision suffisante, à l'égalité ci-dessus.

La méthode pratique consiste à préciser la position de S par rapport aux points d'inflexion du tracé.



Nous établirons un graphique du type ci-dessus où les aires, de part et d'autre de l'axe mené par S doivent être égales. Il apparaît aisément que, si on pose :

$$\int_{P_1}^{I_n} \Delta T(x) dx = S_n$$

$$S_n = \Delta T_1 l_1 + \Delta T_2 l_2 + \dots + \Delta T_n l_n + 2l_1 [\Delta T_2 + \dots + \Delta T_n] + 2l_2 [\Delta T_3 + \dots + \Delta T_n] + 2l_{n-1} \times \Delta T_n$$

$$S_n = S_{n-1} + \Delta T_n (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_{n-1} + l_n)$$

On cherche la valeur de S_n la plus voisine par défaut de $E \frac{\Delta c}{1000}$ et on déterminera la position de S en posant

$$K = \frac{\Delta T_{n+1}}{l_{n+1}} = \frac{\Delta T_s}{l_s}, \text{ d'où}$$

$$\frac{E \Delta c}{1000} = S_n + \Delta T_s (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_n + \frac{\Delta T_s}{K})$$

K représente la pente de segment de droite sur lequel se trouve S et on obtient ΔT_s , donc l_s , par résolution d'une équation du second degré.

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.

c) Tableau récapitulatif des pertes de tension statiques.

Pertes Sections	Dévi- ation angulaire α (grades)	Distance entre 2 points d'inflexion l_i (m)	Frottements Δt_f (x) (kg/mm ²)	Recul éventuel d'ancrage Δl_n (x) (kg/mm ²)	T_s (x) (kg/mm ²)
P ₁					
I ₁					
I ₂					
I ₃					
I ₄					
⋮					
I _n					

Les résultats de ce tableau permettent de tracer un diagramme linéaire des pertes statiques entre chaque point d'inflexion du tracé du câble. On en déduit alors la tension du câble en chaque section de calcul de l'ouvrage.

d) Pertes dues au raccourcissement élastique -

Le procédé de construction des ponts-dalles courants pour autoroutes en 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 mise en tension successive, si bien que des pertes de tension de raccourcissement élastique due à la non simultanété de mise en tension apparaissent. Généralement on opère en deux temps. Le premier consiste à mettre en précontrainte une première série de N_1 câbles, (en général pour un pont-dalle $N_1 = \frac{N}{2}$), le plus tôt possible afin de pouvoir décintrer l'ouvrage.

1°/ La perte moyenne de tension dans les armatures de la lère série de câbles en une section est égale à :

$$\Delta T_1 = \frac{1}{2} \frac{\sigma_{b1}}{E_i} E_a$$

- E_i , le module instantané du béton (21000 $\sqrt{\sigma_j}$ bars)
- E_a , le module d'élasticité de l'acier (20000 Kg /mm²)
- σ_{b1} , étant la contrainte du béton, dans la section considérée, au niveau du câble moyen, sous l'effet de la charge permanente (ossature résistante seule) et de l'effort de précontrainte appliqué. σ_{b1} s'obtient par une équation du 1er degré :

$$\sigma_{b1} = \frac{Moss \cdot e_d}{I} + N_1 \omega \left[\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right] \left[T_s - \frac{1}{2} \frac{\sigma_{b1}}{E_i} E_a \right]$$

Moss = moment dû à l'ossature seule

e_c = excentrement du câble concordant

e_d = excentrement du câble définitif

T_s = tension des armatures dans la section considérée toutes pertes statiques déduites y compris recul à l'ancrage.

ω = section d'acier utile d'un câble.

2°/ Le deuxième temps consiste à mettre en tension les câbles de la 2ème série (au nombre de $N_2 = N - N_1$) lorsque le béton a atteint une résistance suffisante. Ces câbles subissent également une perte de tension due au raccourcissement élastique pour non simultanété de mise en tension, dont la valeur moyenne a pour valeur :

$$\Delta T_2 = \frac{1}{2} \frac{\sigma_{b2}}{E_i} E_a$$

où E_i est pris égal à sa nouvelle valeur, au jour j de la 2ème mise en tension, soit $E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j}$.

σ_{b_2} représente ici la contrainte du béton au niveau du câble sous l'effet de la 2ème mise en précontrainte. Elle est donnée par une équation du 1er degré.

$$\sigma_{b_2} = N_2 \omega \left[\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right] \left[T_s - \frac{1}{2} \sigma_{b_2} \frac{E_a}{E_i} \right]$$

3°/ Enfin la mise en précontrainte de la 2ème série de câbles provoque un raccourcissement élastique de l'ouvrage, ce qui entraîne une perte de tension dans la 1ère série d'armatures dont la valeur est égale à :

$$\Delta T_3 = \sigma_{b_2} \frac{E_a}{E_i}$$

σ_{b_2} étant la contrainte dans le béton précédemment calculée.

e) Tableau récapitulatif des tensions après raccourcissement élastique de l'ouvrage -

Ce tableau comportera trois parties

1°/ Pertes dues à la non simultanété de la mise en tension de la 1ère série de câbles, d'où T_1

2°/ Pertes dues à la non simultanété de la mise en tension de la 2ème série de câbles, d'où T_2

3°/ Pertes dans la 1ère série de câbles dues à la mise en tension de la 2ème série, d'où T_3

La dernière colonne du tableau sera la tension T_m valeur moyenne des tensions T_2 et T_3 obtenues dans les deux dernières parties.

Cette valeur représente la tension d'une armature toutes pertes statiques déduites y compris les pertes dues au recul à l'ancrage, s'il y a lieu, et au raccourcissement élastique de la construction.

2.3.3. - Pertes au cours du temps ou par déformations différées :

a) Relaxation des aciers (art. 10 de l'Instruction Provisoire) :

C'est une perte de tension sous longueur constante. En un point déterminé d'une armature non toronnée la valeur de la relaxation au temps t_∞ est au moins égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$11 \left(\frac{\sigma_i}{R_G} - 0,55 \right) \times \text{rel } 120 \quad \text{et} \quad 8 \left(\frac{\sigma_i}{R_G} - 0,55 \right) \times \text{rel } 1000$$

$$* T_m = \frac{N_1 T_3 + N_2 T_2}{N}$$

- rel_{120} et rel_{1000} représentent respectivement les valeurs de la relaxation maximale de l'acier utilisé à 120 heures et à 1000 heures pour une tension initiale égale à $0,8 R_G$ (cf. pièce 1.4.1 du dossier pilote PSI-BP 66 et les arrêtés d'agrément).

- σ_i' est égal à la tension initiale au point considéré après déduction des pertes dues aux frottements et au raccourcissement élastique (les formules ne sont applicables que pour $\sigma_i' \geq 0,55 R_G$)

- On prendra $\sigma_i' = \sigma_m$ calculé dans le tableau précédent

- R_G est la contrainte de rupture garantie d'un fil pour armature de précontrainte.

La perte de tension par relaxation de l'acier sera la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\Delta T_4 = 11 \sigma_i' \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) \times rel_{120}$$

$$\Delta T_4 = 8 \sigma_i' \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) \times rel_{1000}$$

A défaut de justification expérimentale*, la relaxation ne doit pas être inférieure en aucun cas à :

$$0,4 \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right)$$

ce qui correspond à une valeur de 10 % lorsque

$$\sigma_i' = 0,8 R_G$$

Pour une armature de précontrainte toronnée, l'Instruction Provisoire indique qu'à défaut de justification expérimentale, on pourra admettre que la relaxation est égale à celle que l'on prendrait en compte pour une armature non toronnée constituée des mêmes fils, majorée de 20 %. En fait on trouvera dans le dossier pilote PSI-BP 66 pièce 1.4.1, des valeurs à admettre pour les armatures toronnées usuelles, en attendant la publication d'arrêtés d'agrément à ce sujet.

* Cette condition paraît devoir devenir prépondérante à mesure que certains traitements mécaniques, lors de l'élaboration des fils, feront apparaître des valeurs faibles de rel_{120} et rel_{1000} . En règle générale on ne considèrera pas, sans s'être renseigné au préalable auprès du Service Spécial des Autoroutes, que l'inscription dans un arrêté d'agrément des valeurs de rel_{120} et rel_{1000} suffise par elle-même pour dispenser d'appliquer cette dernière formule : en effet une telle dispense nécessite selon l'Instruction Provisoire des mesures de relaxation poussées pendant une longue période et une interprétation des résultats en vue de leur extrapolation.

b) - Retrait du béton (art. 9 de l'Instruction Provisoire) -

Pour des sites terrestres en France continentale, on pourra admettre que, pour des constructions non massives à l'air libre, le raccourcissement final ρ_0 peut être évalué à :

$2,5 \times 10^{-4}$ dans la moitié Nord et le quart Sud-Ouest de la France

$3,5 \times 10^{-4}$ dans le quart Sud-Est de la France, ce qui correspond à une détension lente et élastique des aciers qui, compte tenu du module $E_a = 20.000 \text{ kg/mm}^2$ valable pour les fils comme pour les torons, est égale suivant le site à :

$$\Delta T_5 = 2,5 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^4 = 5 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta T_5 = 3,5 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^4 = 7 \text{ kg/mm}^2$$

c) - Fluage du béton (art. 9 de l'Instruction Provisoire) -

On calculera le raccourcissement relatif de fluage ξ_f , comme une déformation élastique différée en fonction de la contrainte σ_b du béton, au niveau de l'armature intéressée, et de la résistance de celui-ci :

$$\xi_f = \frac{\sigma_b}{E_f}$$

Ce qui correspond à une détension des aciers qui, compte tenu du module $E_a = 20.000 \text{ kg/mm}^2$ valable pour des 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.

σ_b sera obtenu en résolvant l'équation du 1er degré

$$\sigma_b = \frac{M_{vide} \cdot e_d}{I} + N \omega \left(\frac{1}{S} + \frac{e_c \times e_d}{I} \right) \left(T_5 - \frac{\sigma_b \times E_a}{E_f} \right)$$

- M_{vide} est le moment dû à la charge permanente

- N est le nombre total de câbles

- T_5 est la tension toutes pertes statiques déduites y compris celles dues au raccourcissement élastique, à la relaxation et au retrait.

- E_f est le module de déformation sous fluage du béton

$$E_f = 10.500 \sqrt{\sigma_{28}} \text{ (bars)}$$

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, en vue de déterminer les forces de précontrainte correspondantes, au cours de ces différentes phases.

C'est pourquoi nous déterminerons maintenant :

a) Les tensions au temps t_1 , c'est-à-dire à l'issue de la mise en précontrainte de la 1ère série de câbles. Ce sont les valeurs T_1 données dans la partie n° 1 du tableau des pertes dues au raccourcissement élastique. Pour les ponts-dalles en général $t_1 = 7$ jours ($N_1 = \frac{N}{2}$).

b) Les tensions au temps t_2 , c'est-à-dire à l'issue de la mise en précontrainte de la 2ème série de câbles. Ce sont les valeurs T'_m que l'on calculera de la même façon que T_m (Tensions résultantes, toutes pertes par raccourcissement élastique déduites), mais en tenant compte d'une perte de tension par relaxation dans la 1ère série de câbles.

Nous supposons que $t_2 = t_1 + 3$ semaines, soit 28 jours. Dans ce cas cette perte sera prise égale à :

$$\Delta T'_4 = 3,6 \sigma'_i \left(\frac{\sigma'_i}{R_G} - 0,55 \right) \text{ rel } 1000$$

σ'_i étant égale à la tension T_{1i} , dans la 1ère série de câbles, pertes par raccourcissement élastique pour non simultanéité de mise en précontrainte déduites.

Cette valeur de la relaxation correspond à $0,9 \kappa_{1000}$ à 28 jours, avec

$$\sigma'_i = 0,8 R_G$$

- Nous négligerons les pertes dues au retrait et au fluage du béton pendant ces trois premières semaines. Les forces de précontrainte ainsi déduites seront légèrement supérieures aux valeurs réelles : l'hypothèse ainsi retenue nous place en sécurité pour les vérifications des contraintes après la 2ème mise en précontrainte.

c) Les tensions au moment de la mise en service de l'ouvrage, soit à 90 jours. Ce sont les valeurs T_{90} que l'on obtiendra en déduisant les tensions résultantes T_m du tableau des pertes par raccourcissement élastique, les pertes par relaxation, retrait et fluage à 90 jours.

Ces pertes par déformations différées à 90 jours sont données par les formules suivantes :

- pour la relaxation on prendra :

$$\text{rel } 90_j = 4,4 \left(\frac{\sigma'_i}{R_G} - 0,55 \right) \times \text{rel } 1000$$

où σ'_i est la tension T_m du tableau des pertes par raccourcissement élastique.

Cette valeur de la relaxation correspond à :

$$\text{rel } 90_j = 1,1 \times \text{rel } 1000, \text{ avec } \sigma'_i = 0,8 R_G$$

On obtient ainsi ΔT_{90_j} (relaxation) = $0,55 \Delta T_{\infty}$ (relaxation) = $0,55 \Delta T_4$ quand la 2^{ème} condition (rel₁₀₀₀) est prépondérante.

2.4. Recherche du tracé du câble moyen :

2.4.1. - Principe de la méthode :

a) On détermine la force de précontrainte dans les sections les plus sollicitées en écrivant d'une part que le fuseau limite existe - condition mécanique-, et d'autre part que la forme intrinsèque du câble moyen, considéré travée par travée, doit rester à l'intérieur de la dalle, compte tenu des couvertures minimales imposées et du groupage éventuel des câbles en paquets verticaux. On retient dans chacune de ces sections la plus grande des deux valeurs.

b) On trace le fuseau limite qui dépend dans chaque section de la force de précontrainte, donc des pertes de tension que l'on estimera à priori avec une bonne approximation sur un tracé approché.

c) On construit dans le fuseau limite un câble concordant passant par des points de passage obligé du fuseau. Cette construction se fait à partir de considérations sur les moments hyperstatiques de précontrainte que nous développerons au § 2.4.4 page 29

d) Par des transformations linéaires adéquates, on déplace le câble sans changer sa forme intrinsèque afin de le faire entrer dans la dalle en le centrant au mieux dans la structure. On obtient ainsi le câble moyen définitif, pour lequel les pertes de tension sont calculées avec précision.

e) On procède ensuite aux vérifications des contraintes.

*

2.4.2. - Etude des fuseaux limites

Par définition le fuseau limite est la zone où doit se trouver le centre de pression, au sens de la flexion composée, pour que l'on soit assuré que les contraintes maximale et minimale admises en compression ne sont pas dépassées sur les fibres extrêmes.

Ceci s'exprime, pour une section donnée, par les quatre conditions suivantes :

$$(1) \quad \left[\begin{array}{l} \frac{F}{S} + M_1 \frac{V_b}{I} + M_p \frac{V_b}{I} \geq \overline{\sigma}_1 \quad (a) \\ \frac{F}{S} + M_2 \frac{V_b}{I} + M_p \frac{V_b}{I} \leq \sigma_b \quad (b) \\ \frac{F}{S} + M_2 \frac{V_i}{I} + M_p \frac{V_i}{I} \geq \overline{\sigma}_1 \quad (c) \\ \frac{F}{S} + M_1 \frac{V_i}{I} + M_p \frac{V_i}{I} \leq \sigma_b \quad (d) \end{array} \right.$$

* Dans le cas de surcharges militaires, se reporter à l'annexe de la pièce 1.6. page 73.

Dans les inéquations (1) :

- M_1 et M_2 représentent les moments fléchissants extrêmes auxquels est soumise la section : $M_1 < M_2$ en valeur algébrique.

- M_p est le moment global de précontrainte, c'est-à-dire le moment isostatique F_e , plus le moment hyperstatique dû à la précontrainte, M_H .

- e représente l'excentrement du câble moyen rapporté au centre de gravité de la section et compté positivement vers le haut.

- V_s et V_i représentent les ordonnées des fibres extrêmes par rapport au centre de gravité de la section, avec la même convention de signe que pour e .

- $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_b$ représentent les contraintes minimale et maximale admissibles de compression du béton.

Dans la section considérée, nous pouvons écrire :

$$M_p = F_e + M_H$$

Si nous nous intéressons aux deux conditions dites "de non traction",* (inéquations (a) et (c) du système (1)) et aux deux conditions de "non compression excessive" (inéquations (b) et (d) du système (1)), il vient :

$$(3) \quad \left[\begin{array}{l} \gamma V_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F}\right) - \frac{M_1}{F} \leq e + \frac{M_H}{F} \leq \gamma V_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F}\right) - \frac{M_2}{F} \quad (e) \\ \gamma V_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F}\right) - \frac{M_1}{F} \leq e + \frac{M_H}{F} \leq \gamma V_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F}\right) - \frac{M_2}{F} \quad (f) \end{array} \right.$$

avec $\gamma = \left| \frac{1}{S V_i V_s} \right|$ qui représente le rendement géométrique de la section.

La double inégalité (e) délimite ce qu'il est convenu d'appeler le fuseau limite de "non traction".

De la même façon la double inégalité (f) délimite la zone où doit se trouver le câble pour que l'on ne risque pas de compression supérieure à $\bar{\sigma}_b$.

L'ensemble des inéquations (3) définit un fuseau limite résultant qui permet d'être assuré de respecter les 4 conditions fondamentales exprimées dans (1)

Le fuseau limite résultant apparaît donc comme la partie commune à deux fuseaux :

* Ces conditions sont dites de "non traction", car réglementairement $\bar{\sigma}_1$ est pris égal à zéro, c'est-à-dire qu'on admet la décompression totale de la fibre considérée.

- Le fuseau de "non traction" défini par les valeurs suivantes des excentremments :

$$(4) \quad \left\{ \begin{array}{l} e_{st} = \eta V_b \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{\frac{F}{S}} \right) - \frac{M_2}{F} \\ e_{it} = \eta V_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{\frac{F}{S}} \right) - \frac{M_1}{F} \end{array} \right.$$

- Le fuseau de compression défini par :

$$(5) \quad \left\{ \begin{array}{l} e_{sc} = \eta V_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\frac{F}{S}} \right) - \frac{M_2}{F} \\ e_{ic} = \eta V_b \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\frac{F}{S}} \right) - \frac{M_1}{F} \end{array} \right.$$

Le fuseau limite résultant défini par les excentremments e_b et e_i sera obtenu en prenant dans chaque section :

- la plus petite des deux valeurs e_{st} et e_{sc} pour e_b
- la plus grande des deux valeurs e_{it} et e_{ic} pour e_i

REMARQUE :

En supposant la section symétrique par rapport à un plan horizontal, $V_b = -V_i$, le fuseau de "non traction" est toujours le plus limitatif si $\frac{F}{S} < \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_b}{2}$

Sinon c'est le fuseau de "non compression excessive" qui est le plus limitatif.

Dans la méthode de détermination du tracé de câble que nous proposons, et que nous exposons au paragraphe ci-après, nous recherchons d'abord un câble "concordant" c'est-à-dire un câble qui ne donne aucun moment hyperstatique de précontrainte dans la structure : $M_H \equiv 0$. Le fuseau limite résultant que nous déterminons s'applique alors rigoureusement au câble concordant.

2.4.3 - Recherche de la force de précontrainte (se reporter à la pièce 1.4 "dimensionnement")

Pour qu'il soit possible de trouver un câble moyen répondant au problème, il faut satisfaire à deux conditions principales :

- a) - une condition mécanique : le fuseau limite résultant existe et le câble cherché lui est intérieur. Cette condition doit être satisfaite dans chaque section.
- b) - 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 décrite dans la pièce 1.4 "dimensionnement" et que, d'après des relations, nous allons établir plus loin. Ce couple (F,h) est différent selon que l'on recherche une épaisseur minimale, un optimum économique ou selon que l'on se fixe la géométrie de façon intangible.

a) - Condition mécanique : Existence du fuseau limite

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. Cette section fixe alors toute la géométrie de la structure, étant bien entendu que l'intrados est imposé à priori par l'Ingénieur. Ceci, sous réserve que la condition géométrique soit satisfaite.

- Nous appellerons cette section, "section critique".

Du point de vue mécanique une section est critique si, dans cette section, les limites supérieure et inférieure du fuseau limite résultant sont confondues, ce qui s'exprime par :

$$e_s - e_i = 0$$

La section critique à considérer dépend du type d'ouvrage et de la loi de variation d'inertie adoptée. Il convient de la rechercher avec soin en comparant les valeurs du couple (F, h) obtenues dans différentes sections qui peuvent être déterminantes, en choisissant le couple le plus intéressant, vis-à-vis du critère de dimensionnement retenu, et en vérifiant qu'il y a compatibilité tout le long de l'ouvrage, avec les conditions imposées dans les autres sections, compte-tenu d'une loi approximative de pertes de tension.

Dans une section quelconque, la condition d'existence du fuseau limite résultant, $e_s - e_i \geq 0$, s'exprime, d'après les inéquations (4) et (5), par :

$$F \geq \frac{\Delta M}{\eta h} + \sigma_1 S \quad \text{condition nécessaire d'existence du fuseau de "non traction"}$$

$$F \leq -\frac{A M}{\eta h} + \sigma_b S \quad \text{condition nécessaire d'existence du fuseau de "compression".}$$

et en vérifiant de plus que ces deux fuseaux ont bien une plage commune.

Soit :

$$(6) \quad \boxed{\frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_1 S \leq F \leq -\frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_b S}$$

S représente la surface nette de la section de l'ossature résistante, élargissements déduits.

ΔM représente la différence algébrique entre les moments extrêmes appliqués à la section considérée :

$$\Delta M = M_2 - M_1$$

Pour une structure donnée, $\Delta M, \eta, h$, et S sont fixés pour chaque section. On prendra $F = \frac{\Delta M}{\eta h} + \bar{\sigma}_1 S$, force de précontrainte minimale au point de vue mécanique pour chaque section. On comparera les valeurs obtenues tout le long de l'ouvrage ; on retiendra la valeur la plus grande, compte-tenu d'une loi approximative de perte de tension (cf. § C page 29 ci-après) et on en déduira d'après le § 2.4.2 qui précède le fuseau limite tout le long du tablier.

REMARQUE :

Pour que le problème soit possible, il faut évidemment que le 3ème membre de la double inégalité (6) soit au moins égal au premier, ce qui s'exprime par :

$$(7) \quad h^2 \geq \frac{2 \Delta M}{d_m \eta (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)}$$

$d_m = \frac{S}{h}$, représentant la largeur moyenne de la dalle.

Cette inéquation fournit à sa limite la plus petite valeur de h mécaniquement possible :

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{2 \Delta M}{d_m \eta (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_1)}}$$

et la valeur de la force de précontrainte qui lui correspond dans la section critique vaut :

$$F = \frac{\Delta M}{\eta h_{\min}} + \bar{\sigma}_1 S = -\frac{\Delta M}{\eta h_{\min}} + \bar{\sigma}_b S$$

b) - Condition géométrique : câble moyen entrant dans la structure -

Comme nous l'expliquerons plus loin au paragraphe 2.4.4, le moment global de précontrainte ne dépend que de la courbure du câble, donc de sa forme intrinsèque. Si nous déplaçons un câble concordant, qui répond au problème posé, c'est-à-dire qui satisfait au système d'équations (1) ou (3), sans changer sa forme ni ses extrémités, l'effet global dû à la précontrainte reste inchangé. Nous imposerons des points de passage obligé au câble concordant dans le fuseau limite au droit des sections sur appuis et au milieu des travées intermédiaires. Ces points seront définis par des coefficients de partition du fuseau tels que l'excentrement e_c du câble concordant soit égal à :

$$\begin{array}{ll} e_i + k_1 (e_s - e_i) & \text{sur appuis intermédiaires} \\ e_i + k_2 (e_s - e_i) & \text{en milieu de travée intermédiaire} \\ e_i + k_3 (e_s - e_i) & \text{sur culées} \end{array}$$

Les coefficients k_1, k_2, k_3 , sont compris entre 0 et 1. Le coefficient k_3 se détermine à partir de l'encombrement des appareils d'ancrage ; il est en général égal à 1/2 (le câble moyen sort très près du centre de gravité aux abouts), mais ne l'est pas nécessairement (cf. remarque b/ page 32).

Si l'on se fixe $k_1 = k_2 = k_3 = 1/2$, on construira le câble concordant qui se rapproche le plus de la ligne moyenne du fuseau limite. Les contraintes se répartiront au mieux entre les fibres extrêmes de la dalle, et le câble réel correspondant sera peu sensible à un dérèglement toujours possible sur chantier.

Lorsque la condition géométrique sera prépondérante, il sera intéressant de rechercher le câble le plus plat, c'est-à-dire le câble qui sera obtenu en faisant $k_1 = 0$ et $k_2 = 1$. Ce câble nécessitera un réglage soigné sur chantier.

b₁) - Cas d'une travée intermédiaire -

Dans une travée intermédiaire le câble moyen a ses excentrements maximaux sur appuis et ses excentrements minimaux en milieu de travée. Ce sont donc les excentrements dans ces sections qui définissent la flèche verticale totale du câble dans la structure.

Cette flèche verticale f_c est égale à (voir figure ci-après page 27) :

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{1}{2} \left[e_{c_{A_i}} + e_{c_{A_{i+1}}} \right] - \Delta z - e_c 0,5l_i \\ f_c &= \frac{1}{2} \left[(e_i + k_1(e_s - e_i))_{A_i} + (e_i + k_1(e_s - e_i))_{A_{i+1}} \right] - \Delta z - \left[e_i + k_2(e_s - e_i) \right]_{0,5l_i} \end{aligned}$$

Δz représente la variation de la fibre moyenne du tablier par rapport à l'extrados entre les appuis A_i et A_{i+1} et le milieu de travée :

$$\Delta z = \frac{1}{2} \left[v_s(A_i) + v_s(A_{i+1}) \right] - v_s(0,5l_i)$$

Pour que la forme intrinsèque du câble entre dans la structure, compte-tenu des couvertures minimales de béton, il faut et il suffit que la flèche du câble f_c soit au plus égale à la hauteur utile de la dalle, h_u .

La hauteur utile h_u représente l'épaisseur de la section où l'excentrement algébrique du câble est minimum. - C'est-à-dire à 0,5 l_i dans le cas envisagé d'une travée intermédiaire-, diminuée de deux fois la couverture minimale δ .*

$$h_u = h(0,5l_i) - 2\delta$$

Nous écrirons donc que $f_c \leq h_u$

$$\frac{1}{2} \left[(e_i + k_1(e_s - e_i))_{A_i} + (e_i + k_1(e_s - e_i))_{A_{i+1}} \right] - \Delta z - \left[e_i + k_2(e_s - e_i) \right]_{0,5l_i} \leq h_u$$

Nous rappelons que e_s et e_i représentent les excentres du fuseau limite résultant.

Si, dans la section considérée, ce fuseau résulte du fuseau de "non traction" :

$$e_i + k(e_s - e_i) = \eta v_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F}\right) - \frac{M_1}{F} + k \eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{F}\right) (v_s - v_i) - k \frac{M_2 - M_1}{F}$$

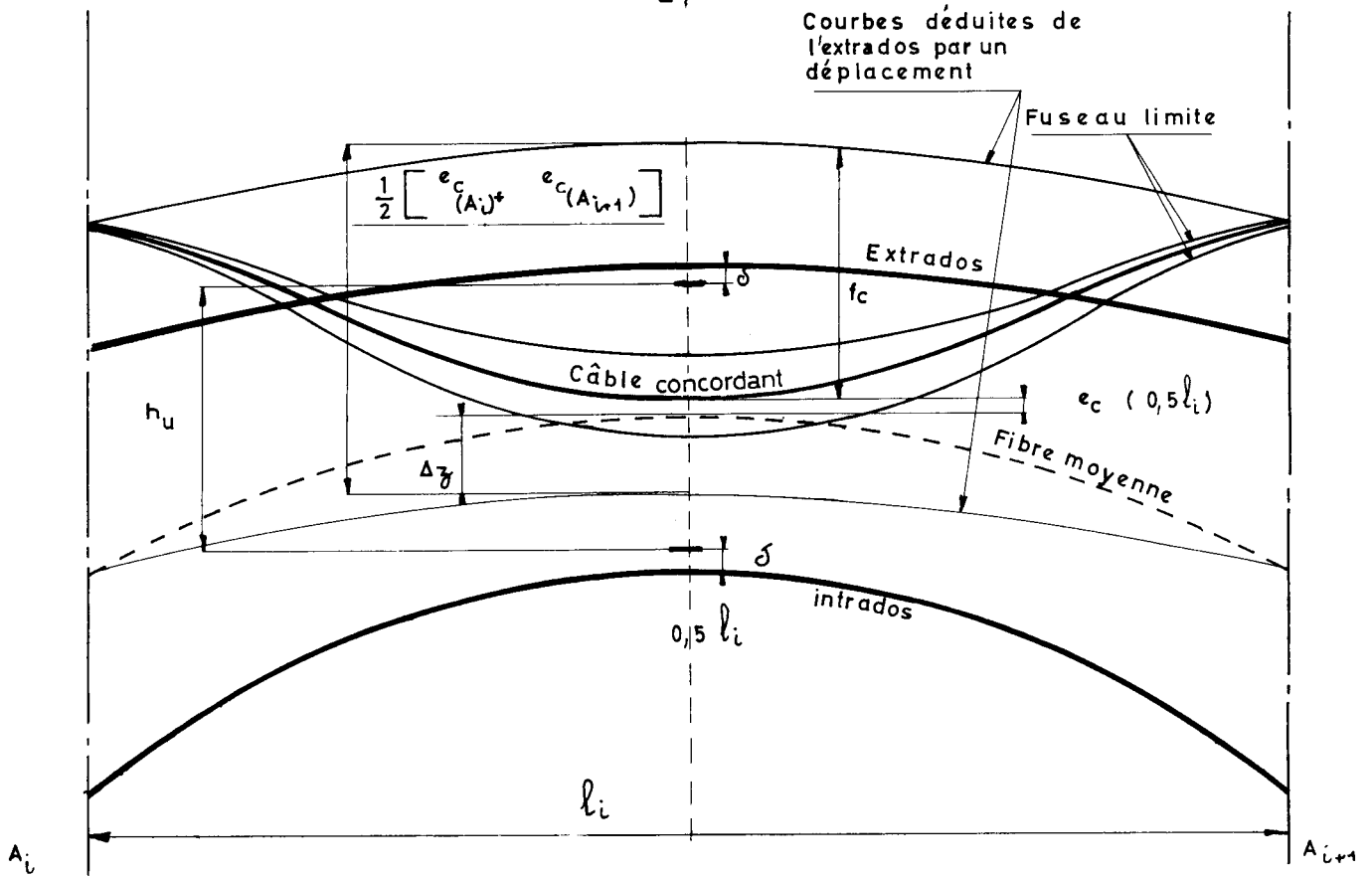
k prenant la valeur k_1 ou k_2 selon la section considérée.

Si au contraire, ce fuseau résulte du fuseau de "compression" :

$$e_i + k(e_s - e_i) = \eta v_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F}\right) - \frac{M_1}{F} + k \eta \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{F}\right) (v_i - v_s) - k \frac{M_2 - M_1}{F}$$

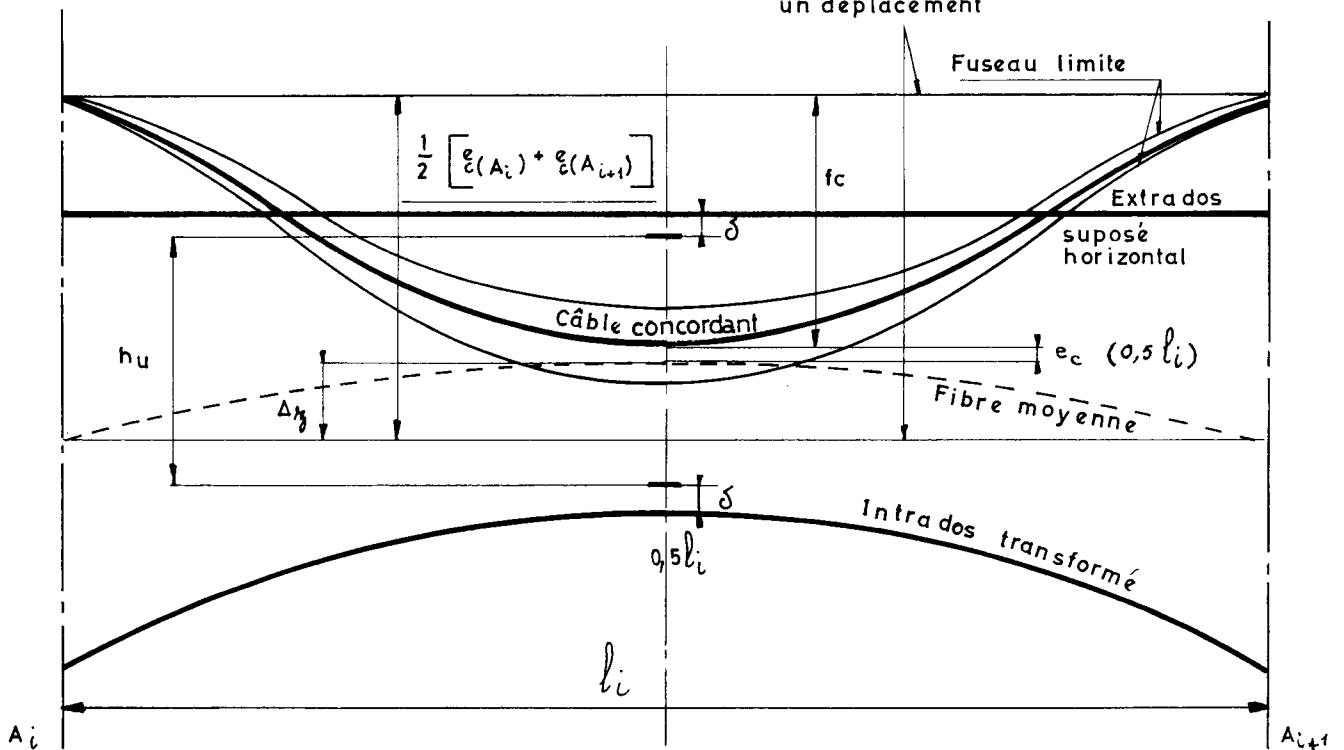
Il faut donc veiller à prendre les bonnes valeurs de e_c car le fuseau résultant peut être de nature différente sur appuis et en milieu de travée.

* Pour une travée de rive, la section à considérer est située au voisinage de 0,4 l_i (ou 0,6 l_n); cf. § b2 ci-après.



Remarque : Les relations précédentes ont été établies à partir d'un extrados épousant le profil en long de la voie portée. Elles restent valables si l'on suppose l'extrados horizontal, toutefois les épaisseurs des sections doivent rester identiques. L'intrados subit donc la même transformation qui fait passer de l'extrados courbe à l'extrados horizontal.

Courbes déduites de l'extrados par un déplacement



b₂) - Cas d'une travée de rive -

Dans une travée de rive le câble a son excentrement minimum à environ $0,4 l_1$ et sur culée le coefficient k_1 se trouve remplacé par le coefficient k_3 ; les formules établies en b₁ ne sont donc plus valables. En conservant les mêmes définitions qu'en b₁ nous aurons (voir figure ci-après), dans le cas de la travée 1

$$f_c = 0,6 e_{c(A1)} + 0,4 e_{c(A2)} - \Delta z - e_{c(0,4l_1)}$$

$$\text{avec } \Delta z = 0,4 v_{\Delta(A2)} + 0,6 v_{\Delta(A1)} - v_{\Delta(0,4l_1)}$$

$$e_{c(A1)} = \left[e_i + k_3(e_s - e_i) \right]_{A1}$$

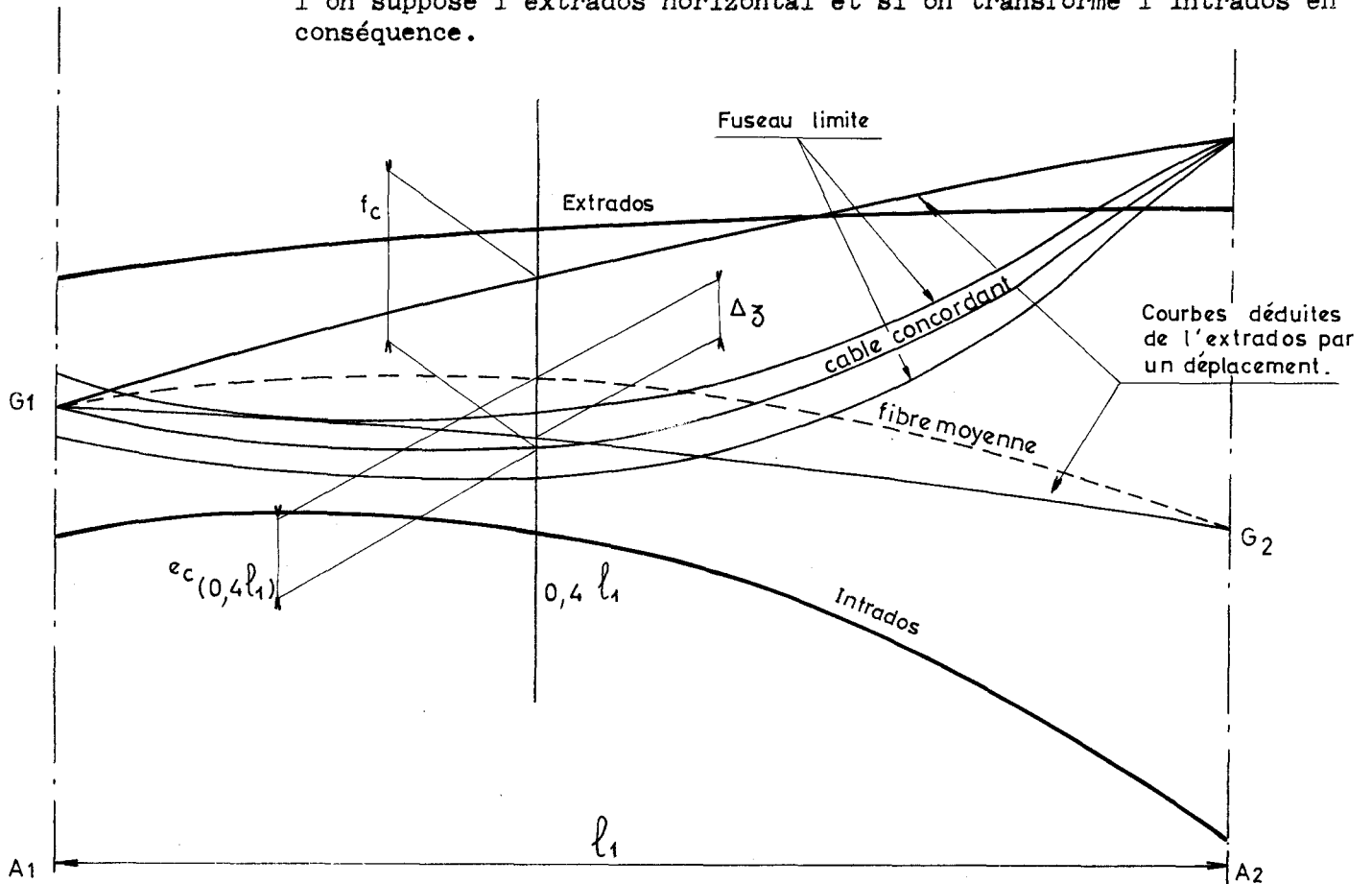
$$e_{c(A2)} = \left[e_i + k_1(e_s - e_i) \right]_{A2}$$

$$\text{et } h_{u(0,4l_1)} = h(0,4l_1) - 1,4 j - 0,6 v_{sA1}$$

ce qui nous donne la condition géométrique :

$$0,6 e_{c(A1)} + 0,4 e_{c(A2)} - \Delta z - e_{c(0,4l_1)} \leq h_u \quad (9)$$

De même qu'en b₁, la formule reste rigoureusement valable, si l'on suppose l'extrados horizontal et si on transforme l'intrados en conséquence.



Dans le cas de la travée n il suffit de changer 1 en n-1 et 2 en n pour les indices des appuis, et les coefficients 0,4 par 0,6 et réciproquement, et intervertir k_1 et k_3 .

c) - Conclusion

La valeur F de la force de précontrainte à adopter sera la plus grande des deux valeurs obtenues en comparant la valeur résultant de la condition mécanique dans la section critique à celle résultant de la condition géométrique dans chaque travée.

On examinera alors si le fuseau limite obtenu à la fin du § a, qui précède satisfait aux conditions du § b, sinon on majorera F le long de l'ouvrage pour satisfaire aux inéquations du § b.

La méthode de recherche du couple (F, h) qui utilise les relations établies ci-dessus est décrite dans la pièce 1.4 "Dimensionnement".

d) - Tracé du fuseau limite

Connaissant la force de précontrainte F, il faut se donner une approximation de la loi de pertes de tension pour connaître F dans chaque section et pouvoir tracer un fuseau limite.

Nous évaluerons cette loi sur un premier tracé approchant de très près le câble concordant recherché.

Les pertes de tension du câble concordant et du câble moyen définitif sont équivalentes puisque ces deux câbles ont la même forme intrinsèque. Les pertes dues au retrait et au fluage du béton seront calculées en prenant comme contrainte du béton la contrainte agissant au niveau du câble moyen réel. On possède alors tous les éléments pour tracer le fuseau limite et on récapitulera les opérations correspondantes dans le tableau ci-après. (page 30)

2.4.4. Efforts dus à la précontrainte

Nous n'avons considéré jusqu'ici que les efforts dus aux charges permanentes et surcharges sur l'ouvrage. Or, la précontrainte est une force extérieure qui introduit des contraintes de flexion composée dues :

- à la force F supposée centrée,
- au moment isostatique F_e

En outre, du fait de l'hyperstaticité de la structure, la précontrainte provoque des réactions complémentaires et des moments hyperstatiques qu'il importe de calculer.

a) - Calcul du moment hyperstatique de précontrainte M_H :

Pour plus de précision, se reporter à "l'étude d'une méthode de câblage automatique" de MM. GERBAULT et LERAY, Ingénieurs des Ponts et Chaussées au Service Spécial des Autoroutes. *

* Jusqu'à publication du dossier pilote M.C.P, ce document sera fourni sur simple demande.

L'action de la précontrainte est équivalente à (cf. "Béton pré-contraint" de Monsieur GUYON) :

- un effort normal F tangent à la ligne moyenne,
 - une charge continue verticale due à la courbure du câble et égale à $-\frac{F}{R}$ (R = rayon de courbure du câble).
 - une charge verticale continue due à la courbure de la poutre et égale à $\frac{F}{R'}$ (R' = rayon de courbure de la ligne moyenne),
 - des moments d'attache aux abouts des câbles : $F_1 e_1$ et $F_{n+1} e_{n+1}$
- en cas de brisure de la ligne moyenne (goussets), à des efforts concentrés, qui s'exercent aux changements de direction de la ligne moyenne, égaux à $F \sin \delta$ (δ = déviation de la ligne moyenne).

En effet, en un point x , l'effet de la précontrainte est représenté par $F\vec{t}$, \vec{t} étant le vecteur unitaire tangent à la courbe $y(x)$, c'est-à-dire au câble moyen.

$$\begin{aligned} d(F\vec{t}) &= \vec{t} dF + F d\vec{t} \\ &= \vec{t} dF + \vec{n} \frac{F}{R} ds \\ \frac{1}{R} &= \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}} \end{aligned}$$

Le câble étant très peu incliné sur l'horizontale nous négligerons le terme y'^2 devant 1, nous pouvons donc considérer \vec{t} comme horizontal et \vec{n} comme vertical.

dF représente la variation d'effort normal. La densité de charge verticale répartie (fictive) due à la courbure du câble est :

$$W(x) = -Fy'' = -\frac{F}{R}$$

De même la densité de charge due à la courbure du tablier est :

$$W(x) = Fz'' = \frac{F}{R'}$$

$z(x)$ étant l'ordonnée de la fibre moyenne du tablier.

Le signe moins provient de la convention de signe adoptée. Dans ces conditions, les efforts dus à la précontrainte se résument à :

- un effort normal $F(x)$ appliqué au centre de gravité de la section considérée,
- un moment fléchissant M_p égal à la somme, d'une part, des effets de la courbure du câble et de celle de la ligne moyenne représentés par

$$\int_{A_1}^{A_{n+1}} -AB(x, \alpha) F(\alpha) \left[y''(\alpha) - z''(\alpha) \right] d\alpha \quad (10)$$

et, d'autre part, des effets dus aux moments d'attache aux extrémités du câble et ceux dus aux brisures de la ligne moyenne (goussets, élégissements).

$\mathcal{M}(x, \alpha)$ représente la ligne d'influence du moment fléchissant dans la section x pour une charge unité se trouvant dans la section α

- M_p représente le moment global de précontrainte.

Nous avons rapporté le câble $y(x)$ et la ligne moyenne $z(x)$ à un même axe. L'excentrement du câble moyen est égal à

$$e(x) = y(x) - z(x)$$

En intégrant deux fois par parties l'expression (10) et moyennant des approximations valables pour la gamme des ouvrages étudiés, on aboutit à :

$$M_p = F(x) \cdot e(x) - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) \cdot e(\alpha) \frac{\partial^2 \mathcal{M}(x, \alpha)}{\partial \alpha^2} d\alpha$$

Or le moment global de précontrainte est égal à la somme du moment "isostatique" F_e et du moment hyperstatique M_H de précontrainte :

$$M_p = F_e + M_H$$

Il apparaît donc immédiatement :

$$M_H = - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \mathcal{M}_{\alpha^2}''(x, \alpha) d\alpha$$

$\mathcal{M}_{\alpha^2}''(x, \alpha)$ est la dérivée seconde par rapport à α de la ligne d'influence du moment fléchissant dans la section x .

b) - Remarques importantes

- L'expression de M_H qui précède englobe les effets dus aux moments d'attache aux abouts et ceux dus aux brisures de la ligne moyenne (goussets, élégissements) ; elle serait également valable si l'ouvrage comportait des arrêts de câbles intermédiaires.

- En raison de la décomposition des effets de la précontrainte, le moment global de précontrainte ne dépend que de la courbure du câble, donc de sa forme intrinsèque, et non de sa position, si l'on ne déplace pas les abouts. Il est donc illusoire de vouloir, suivant des errements courants, modifier M_H pour augmenter le moment global.

- Si nous avons trouvé une solution, dont l'expression est $y_i(x)$ dans la travée l_i ;

$$y_i(x) + B_i \frac{x}{l_i} + C_i$$

où B_i et C_i sont deux constantes, est également solution.

En d'autres termes, des transformations linéaires par travées, portant sur le câble et laissant fixes les extrémités, ne changent pas les courbures du câble, donc son action n'est pas modifiée et l'effet global de la précontrainte reste le même.

- $M(x, \alpha)$ est linéaire en x

$$M(x, \alpha) = \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) M_{i-1}(\alpha) + \frac{x}{l_i} M_i(\alpha) + \mu(x, \alpha)$$

- $M_{i-1}(\alpha)$ et $M_i(\alpha)$ représentent les lignes d'influence du moment fléchissant sur les appuis A_{i-1} et A_i . $\mu(x, \alpha)$, terme isostatique, est linéaire en x et en α

donc :
$$\frac{\partial^2 M(x, \alpha)}{\partial x^2} = \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) M_{i-1}''(\alpha) + \frac{x}{l_i} M_i''(\alpha)$$

Le moment hyperstatique de précontrainte, sur l'appui A_i , a donc pour expression :

$$M_{H(A_i)} = - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) M_i''(\alpha) e(\alpha) d\alpha \quad (11)$$

Nous observons que $e(\alpha)$ intervient linéairement sous le signe somme.

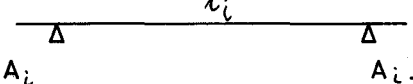
c) - Conséquences pour le tracé du câble :

Les remarques précédentes montrent que l'on peut s'affranchir du calcul de M_H en choisissant un "câble concordant", c'est-à-dire un câble donnant un moment hyperstatique nul sur tout l'ouvrage. Le fuseau limite déjà tracé s'applique alors intégralement.

Un tel câble est confondu avec sa ligne d'action. Il peut bien souvent sortir de la dalle. Mais à partir de son tracé, on peut obtenir une infinité de câbles donnant le même effet de précontrainte, par le jeu des transformations linéaires indiquées ci-dessus. Nous retiendrons celui qui sera le mieux centré dans la structure.

d) - Calcul de $M_i''(\alpha)$

$M_i''(\alpha)$ peut se calculer de la façon suivante, d'après le cours de résistance des matériaux de M. COURBON :



The diagram shows a horizontal line representing a beam segment of length l_i between two supports labeled A_i and A_{i+1} . The distance between the supports is indicated by a horizontal line with a triangle above it, and the length l_i is written above this line.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_i = \frac{1}{\varphi_i'} \times \frac{\omega_i'}{\Delta_i} + \frac{\omega_i''}{\Delta_i} \\ M_{i+1} = -\frac{\omega_i'}{\Delta_i} - \frac{1}{\varphi_i} \times \frac{\omega_i''}{\Delta_i} \end{array} \right.$$

ω_i' et ω_i'' sont les rotations de la travée i supposée isostatique, sous la charge unité à l'abscisse α :

$$\Delta_i = b_i \left(\frac{1}{\varphi_i \varphi_i'} - 1 \right)$$

Or, nous savons que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial^2 \omega_i'}{\partial \alpha^2} = \frac{1}{EI(\alpha)} \left(1 - \frac{\alpha}{l_i} \right) \\ \frac{\partial^2 \omega_i''}{\partial \alpha^2} = -\frac{1}{EI(\alpha)} \times \frac{\alpha}{l_i} \end{array} \right.$$

donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_i''(\alpha) = \frac{1}{\Delta_i EI(\alpha)} \left[\frac{1 - \frac{\alpha}{l_i}}{\varphi_i'} - \frac{\alpha}{l_i} \right] \\ M_{i+1}''(\alpha) = \frac{-1}{\Delta_i EI(\alpha)} \left[1 - \frac{\alpha}{l_i} - \frac{\alpha}{l_i \varphi_i} \right] \end{array} \right.$$

Les $M_i''(\alpha)$ sont donc des fonctions linéaires à $\frac{1}{I(\alpha)}$ près.

Application à un PS à trois travées continues : *

Charge se trouvant dans la travée 1 ($\varphi_1 = 0$) :

$$M_2''(\alpha) = \frac{\alpha \varphi_1'}{b_1 I R(\alpha) l_1}$$

* NOTA : Nous ne donnons ici que le tableau relatif au calcul de M_2'' ; le calcul de M_3'' donnerait lieu à un tableau identique.

charge se trouvant dans la travée 2 :

$$M_2''(\alpha) = \frac{1}{l_2 \Delta_2 I_R(\alpha)} \left[\frac{l_2 - \alpha}{\varphi_2'} - \alpha \right]$$

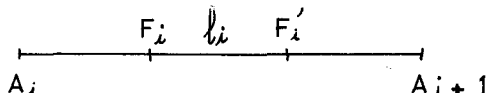
charge se trouvant dans la travée 3 : ($\varphi_3' = 0$)

$$M_2''(\alpha) = \frac{-\varphi_2 \varphi_3 (l_3 - \alpha)}{l_3 b_3 I_R(\alpha)}$$

dans ces formules :

- b_1, b_2, b_3 , sont les constantes mécaniques telles qu'on les trouve dans la note de calcul électronique CED 66.

- $\varphi_1', \varphi_2, \varphi_2', \varphi_3$ sont les positions des foyers définies par M. COURBON comme étant le rapport :

$$\varphi_i = \frac{A_i F_i}{F_i A_{i+1}} \quad \varphi_i' = \frac{F_i' A_{i+1}}{A_i F_i}$$


alors que les valeurs données dans CED 63 représentent le rapport de la distance focale à la longueur totale de la travée. Dans CED 66, les valeurs de φ et φ' sont données selon la définition de M. COURBON.

- $I_R(\alpha)$ représente l'inertie relative de la section considérée à la première section à gauche de l'ouvrage ; elle est donnée sous cette forme dans la note CED.

- l_1, l_2, l_3 représentent les longueurs des travées.

Le calcul de M_2'' peut être résumé dans le tableau ci-après applicable à un ouvrage à trois travées (pour un ouvrage à deux travées le tableau correspondant peut être aisément démarqué).

- 36 -
CALCUL DE $\mathcal{M}_2''(\alpha)$

TRAVEE 1

α	$\alpha \varphi_1'$	$I_R(\alpha)$	$b_1 I_R(\alpha) l_1$	$\mathcal{M}_2''(\alpha)$

$$l_1 =$$

$$\varphi_1 = 0$$

$$\varphi_1' =$$

$$b_1 =$$

TRAVEE 2 $l_2 =$ $\varphi_2 =$ $\varphi_2' =$ $b_2 =$ $\Delta_2 =$

α	$I_R(\alpha)$	$l_2 \Delta_2 I_R(\alpha)$	$l_2 - \alpha$	$\frac{l_2 - \alpha}{\varphi_2'}$	$\frac{l_2 - \alpha}{\varphi_2'} - \alpha$	$\mathcal{M}_2''(\alpha)$

TRAVEE 3 $l_3 =$ $\varphi_3 =$ $\varphi_3' = 0$ $b_3 =$

α	$l_3 - \alpha$	$\varphi_2 \varphi_3 (l_3 - \alpha)$	$I_R(\alpha)$	$l_3 b_3 I_R(\alpha)$	$\mathcal{M}_2''(\alpha)$

2.4.5 - Recherche du tracé d'un câble moyen :

a) Recherche d'un câble concordant :

Le moment hyperstatique de précontrainte dans une section quelconque est une combinaison linéaire des moments hyperstatiques qui s'exercent sur les appuis qui l'encadrent. Il nous faut donc construire un câble tel que M_H soit nul sur chaque appui.

Pour ce faire, nous définirons dans chaque section de calcul le point de passage e_c du câble concordant par rapport aux bornes inférieures et supérieures du fuseau limite, e_i et e_s . Nous poserons :

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

avec $0 \leq k \leq 1$

Dans une travée intermédiaire, nous prendrons pour k un polynôme du 4^e degré en m , abscisse réduite de la section rapportée à l'appui de gauche le plus voisin ($m = \frac{x}{l_i}$)

$$k = m(1-m) \left[4(k_2 - k_1) - \alpha_i \left(m - \frac{1}{2}\right)^2 \right] + k_1$$

Ce polynôme est choisi de telle sorte que :

$$\left. \begin{array}{l} k(0) = k(1) = k_1 \\ k\left(\frac{1}{2}\right) = k_2 \\ \frac{dk}{dm}\left(\frac{1}{2}\right) = 0 \end{array} \right\} \text{Valeurs fixées à l'avance sur appuis inter-} \\ \text{médiaires et en milieu de travée.}$$

Il dépend linéairement d'un paramètre α_i , k devant respecter en toute section la double inégalité :

$$0 \leq k \leq 1$$

Cela implique :

$$-16 \left[\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_2} \right]^2 \leq \alpha_i \leq 16 \left[\sqrt{k_1} + \sqrt{k_2} \right]^2$$

Dans une travée de rive, nous prendrons pour k un polynôme du 2^e degré en m

travée 1 $k = k_3 + (k_1 - k_3)m - \alpha_1 m(1-m)$

travée n $k = k_1 + (k_3 - k_1)m - \alpha_n m(1-m)$

dépendant linéairement d'un paramètre α_1 ou α_n et prenant sur appuis les valeurs k_1 ou k_3 fixées à l'avance.

La double inégalité $0 \leq k \leq 1$ implique

$$- \left[\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_3} \right]^2 \leq \alpha_1 (\text{ou } \alpha_n) \leq \left[\sqrt{k_1} + \sqrt{k_3} \right]^2$$

Nous sommes donc en présence d'un tracé construit par points et dépendant de n paramètres α_i . Nous rendrons ce tracé concordant en annulant les moments hyperstatiques de précontrainte sur les $(n-1)$ appuis intermédiaires.

Ceci donne un système de $n-1$ équations linéaires en α_j :

$$\int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e_i(\alpha) M_j''(\alpha) d\alpha + \int_{A_1}^{A_{n+1}} k(\alpha) F(\alpha) \left[e_s(\alpha) - e_i(\alpha) \right] M_j''(\alpha) d\alpha = 0$$

- j variant de 1 à n et k prenant les expressions indiquées ci-dessus.

Dans chaque équation les n paramètres α_j sortent du signe somme, les coefficients seront calculés numériquement dans les tableaux d'intégration.

Ceci nous permet de trouver un câble concordant dépendant d'un paramètre. Pour rendre son tracé le plus régulier possible, nous recherchons celui qui groupe au mieux les valeurs des α_i autour de leur valeur moyenne admissible, cette valeur moyenne étant pondérée par le carré de la longueur du segment définissant le domaine d'existence des α_j . Cela revient à rendre minimum l'expression suivante :

$$\frac{(\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_n - \bar{\alpha}_n)^2}{\left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_3})^2 + (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_3})^2 \right]^2} + \frac{\sum_{j=2}^{n-1} (\alpha_j - \bar{\alpha}_j)^2}{16^2 \left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_2})^2 + (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_2})^2 \right]^2}$$

$$\text{avec } \bar{\alpha}_j = B \left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_2})^2 - (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_2})^2 \right]$$

$$\text{et } \bar{\alpha}_1 \text{ et } \bar{\alpha}_n = \frac{1}{2} \left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_3})^2 - (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_3})^2 \right]$$

Nous utiliserons pour ce faire la méthode des "Multiplicateurs de Lagrange" (cf exemple d'application pièce 2.6 § 2.4.2)

Nous avons ainsi 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. Sa 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 obligé fixés à l'avance. Il répond donc au problème posé.

Remarque : Le calcul approché des pertes de précontrainte, dont nous avons parlé ci-dessus, porte sur un tracé voisin du câble concordant recherché. On pourra construire ce premier tracé en faisant $\alpha_j = 0$ quelque soit j .

D'où pour une travée intermédiaire

$$k = k_1 + 4 \left(k_2 - k_1 \right) m \left(1 - m \right)$$

et pour une travée de rive

$$k = k_3 + \left(k_1 - k_3 \right) m \quad \text{pour la travée } l$$

$$k = k_1 + \left(k_3 - k_1 \right) m \quad \text{pour la travée } n$$

b) Recherche d'un câble moyen définitif :

Pour obtenir le "câble moyen" définitif il ne reste plus qu'à effectuer des transformations linéaires par travées sur $y(x)$, sans changer les ordonnées aux abouts, afin de centrer le câble moyen dans la structure.

Ces transformations introduisent des moments hyperstatiques de précontrainte mais ne changent rien à l'effet global de la précontrainte.

Par conséquent si, sur appui A_i , nous déplaçons le câble de ΔA_i compté algébriquement, le moment hyperstatique de précontrainte dégagé sur cet appui est égal à :

$$M_H(A_i) = - F(A_i) \cdot \Delta A_i^*$$

Il ne reste plus qu'à dresser le tableau des ordonnées définitives du câble.

2.4.6 - Reprise des réactions négatives sur appuis de rive

Dans le cas des ouvrages à trois travées continues, et lorsque le rapport de la longueur de la travée de rive à la longueur de la travée centrale est inférieure à 0,5, on risque d'avoir des soulèvements d'appuis sur culée.

Il est d'usage d'assurer la sécurité vis-à-vis des soulèvements d'appuis par rapport aux surcharges réglementaires affectées d'un coefficient de l'ordre de 1,5, sans autre coefficient de pondération.**

Bien souvent les conditions géométriques des franchissements en passage supérieur à 3 travées imposent des travées de rive courtes (0,3 à 0,4 fois la portée de la travée centrale), ce qui entraîne une réaction négative R qu'il est possible de reprendre selon divers procédés qui peuvent se compléter.

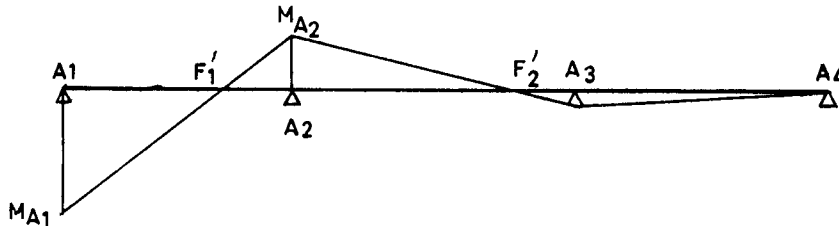
* En toute rigueur ces transformations linéaires introduisent des points anguleux dans le tracé des câbles sur les appuis. De tels points ne peuvent, ni ne doivent, exister dans le tracé réel des câbles. Les calculs étant effectués pour chaque point, notamment les intégrations numériques, il sera fait abstraction des points anguleux et le tracé sera considéré comme régulier. Ceci est une des raisons pour laquelle on trouvera en général que $M_H(A_i)$ est très peu différent de $F \cdot \Delta A_i$, et non juste égal.

** Le catalogue CAT 66 fournit à ce sujet (page 21) des indications plus précises qui conduiraient dans le cas d'espèce à retenir un coefficient de 1,4.

a) - En excentrant négativement le câble aux abouts

Soit e_{A_1} le déplacement négatif du câble sur l'appui A_1 à partir de sa position initiale calculée ; ce déplacement, ne modifiant pas la forme du câble dans la travée de rive, introduit un moment négatif à l'about égal à :

$$M_{A_1} = Fe_{A_1}$$



Ce moment M_{A_1} donne naissance à des moments sur les autres appuis intermédiaires par transmission linéaire par les foyers.

Le moment induit sur l'appui A_2 est égal à

$$M_{A_2} = -\psi'_1 M_{A_1} = -\psi'_1 Fe_{A_1}$$

ψ'_1 ayant la valeur définie page 37

La réaction positive introduite ainsi sur la culée A_1 est égale à :

$$R_1 = \frac{M_{A_2} - M_{A_1}}{l_1} = -Fe_{A_1} \frac{1 + \psi'_1}{l_1}$$

Les réactions introduites sur les autres appuis se calculent de la même manière. Si l'on excentre le câble aux deux abouts, il faut veiller à bien combiner leurs effets.

Les moments hyperstatiques parasites, introduits dans les travées intermédiaires par cette opération, sont en général très faibles, puisqu'ils sont vite amortis.

Si toutefois le moment hyperstatique ainsi créé a une valeur trop grande dans une section déjà limite, il est toujours possible de rectifier dans d'autres régions le tracé du câble moyen obtenu, afin de conserver le même effet global de précontrainte dans les travées intermédiaires.

On peut également excentrer négativement le câble aux abouts en jouant sur le coefficient k_3 . Il convient de reprendre alors tous les calculs relatifs à la recherche du tracé du câble.

b) - En lestant les abouts -

Si l'excentrement e_{A_1} ne suffit pas à absorber la réaction négative R , il subsiste encore une réaction négative R_2 :

$$R_2 = R - R_1$$

Il faut alors absorber cette réaction par un lest. Ce lest peut être constitué par un épaissement du tablier au droit des appuis de rive sur une largeur d'environ un mètre jusqu'à obtenir un poids P de béton tel que :

$$P = R_2$$

c) On peut encore rechercher à abaisser au maximum le câble sur piles par transformations linéaires, quand la condition géométrique n'est pas prépondérante. On obtient ainsi un appont de réaction hyperstatique de précontrainte positive sur culées, mais cet appont reste en général très limité.

d) - En ancrant les abouts -

Dans le cas de soulèvements d'appuis importants, ces trois procédés de compensation sont bien souvent insuffisants, on aura alors recours au système d'ancrage décrit dans la pièce 2.9. du présent dossier (exemple d'application).

Les calculs précédents (§ 2.4.5.) peuvent être condensés en établissant d'abord un tableau du type ci-après (page 42).

2.4.7. - Câble définitif -

Par la méthode qui précède nous obtenons un câble approché puisque nous nous sommes contentés d'une évaluation sommaire de F et des pertes de tension. Le tracé obtenu permet de les déterminer avec précision et il convient alors de recycler entièrement la méthode pour obtenir un câble définitif.

En fait le projeteur appréciera d'après la comparaison entre les pertes réelles et celles estimées, s'il y a lieu de recycler le calcul de recherche du câble.

Cette méthode de calcul est en cours de programmation en vue du calcul électronique entièrement automatique des ponts dalles précontraints. C'est le programme M.C.P. (Méthode du câblage Concordant construit par Points).

Remarques importantes -

1°/ Il est nécessaire de vérifier, dès le premier cycle de calculs, que le comportement de la dalle vis-à-vis de la rupture et de l'effort tranchant est correctement assuré, ceci afin de ne pas risquer de s'apercevoir trop tard que le dimensionnement est défectueux au regard de ces deux critères.

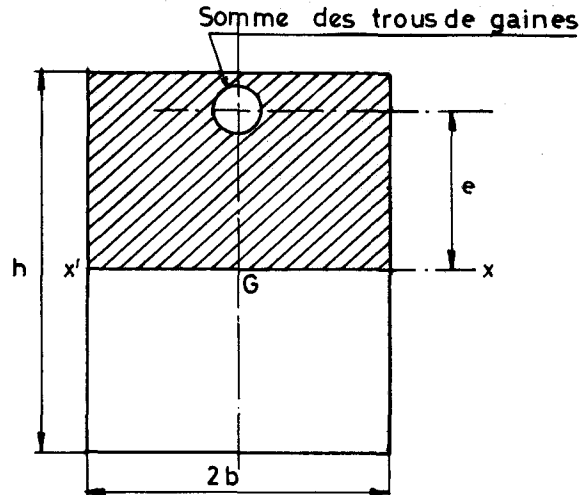
2°/ Il convient également de vérifier que le rayon de courbure minimum des câbles sur appuis est bien admissible.

3°/ A partir du tracé définitif, on déterminera les cotes de l'axe des gaines en tenant compte du décalage possible entre le barycentre des aciers durs de précontrainte et le centre des gaines, ainsi que des dispositions en paquets des câbles (cf. dossier PSI-BP 66, pièce 1.4.2, § 2.1).

CHAPITRE 3 - EFFORTS TRANCHANTS ET EFFET DU RELEVAGE DES CABLES :

3.1.1 - Sécurité relative au cisaillement

Considérons une section droite sur appui et soit G son centre de gravité.



Lorsqu'on se trouve dans une section élégie, la valeur de $2b$ s'entend élégissements déduits, et somme des diamètres d'encombrement des gaines déduite, si leur niveau est voisin de celui des élégissements.

Soit T l'un quelconque des deux efforts tranchants extrêmes récapitulés dans le résumé de la note de calcul électronique, augmenté de l'effort tranchant dû aux réactions hyperstatiques de précontrainte.

Nous verrons en 3.1.2 que l'effet du relevage du câble permet une réduction * de l'effort tranchant; soit T' l'effort tranchant réduit.

La contrainte de cisaillement en G est :

$$\tau_b = \frac{T'm}{2bI}$$

m étant le moment statique, par rapport à $X-X'$, de la surface hachurée située au-dessus du centre de gravité G (cf figure ci-dessus).

* ou une augmentation, selon la pente du câble et le signe de l'effort tranchant considéré. L'expression "effort tranchant réduit" n'a été utilisée qu'en raison de la pratique courante.

Les contraintes qui s'exercent sur la section droite au niveau de G sont :

$$\sigma_g = \frac{F}{S} \text{ et } \tau_b$$

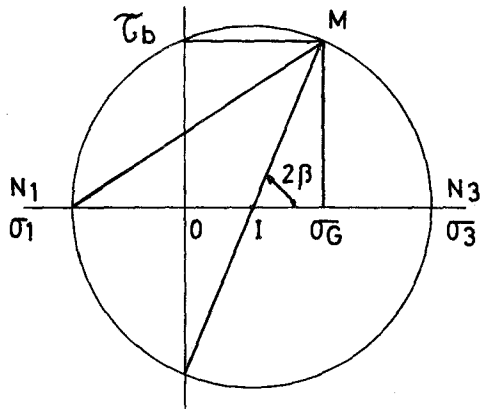
Traçons le cercle de Mohr relatif au centre de gravité ; soit I son centre

Posons $\overline{ON_3} = \sigma_3$ (contrainte principale de compression)

$$\overline{ON_1} = \sigma_1 \text{ (contrainte principale de traction)}$$

$$\widehat{MIN_3} = 2\beta$$

(Voir figure ci-après)



nous aurons :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_g}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_g^2}{4} + \tau_b^2}$$
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_g^2}{4} + \tau_b^2}$$

Il faut que le vecteur contrainte en G représenté par \overline{OM} , ou, ce qui revient au même, le cercle de Mohr, reste à l'intérieur de la courbe intrinsèque. Cela se traduit par la condition de MM. CHALOS et BÉTEILLE.

$$\overline{\tau}_b^2 = \frac{\overline{\sigma}_b'}{\overline{\sigma}_b} (\overline{\sigma}_b - \sigma_g)(\overline{\sigma}_b' + \sigma_g)$$

on vérifiera que :

$$\tau_b < \overline{\tau}_b$$

$\overline{\tau}_b$ est la contrainte de cisaillement admissible du béton compte tenu de la contrainte de compression σ_g ainsi calculée.

avec $\overline{\sigma}_b = 0,42 \sigma_{28}$

et $\overline{\sigma}_b' = 0,42 \sigma_{28}'$

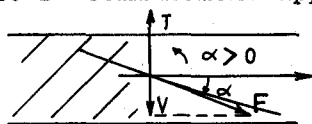
Les dalles élégées doivent être considérées pour l'effort tranchant comme des poutres juxtaposées ; il est donc nécessaire de placer des étriers entre les élégissements et dans les zones de transition avec la dalle pleine. Leur méthode de calcul est exposée au § 3-2 page 50 .

3.1.2. - Effet de relevage des câbles -

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale, (ou plus exactement par rapport à une parallèle à l'extrados)*, introduit un effort vertical V. Si F est l'effort de précontrainte dans la section considérée et α l'inclinaison des câbles sur l'horizontale, comptée positivement vers le haut, nous avons :

$$V = F \sin \alpha$$

V s'ajoute algébriquement à T, effort tranchant des forces extérieures à gauche. V est compté positivement vers le haut. L'effort tranchant résultant T' communément appelé "effort tranchant réduit" sera :



$$T' = T + V$$

Si l'on considère l'inclinaison α_0 du câble concordant, avant toute transformation linéaire, les efforts tranchants dus aux réactions hyperstatiques de précontrainte sont nuls mais l'effet global reste le même en première approximation (cf. remarque * au § 2.4.5. b/). La formule de l'effort tranchant réduit s'applique donc littéralement en prenant α_0 à la place de α .

{ Si l'on considère l'inclinaison α du câble définitif, T, effort tranchant des forces extérieures, doit prendre en compte les efforts tranchants dus aux réactions hyperstatiques de précontrainte.

* et non par rapport à la fibre moyenne, l'effet des déviations de la fibre moyenne étant pris en compte séparément à la fin du § 3.1.3.

↳ V représente l'effort tranchant isostatique de précontrainte.

Comme nous l'avons fait pour le calcul des pertes de tension dans les câbles dues au frottement, nous supposons que $\sin \alpha(x) \neq \alpha(x)$ varie linéairement en x entre les points d'inflexion du tracé. En conséquence V varie linéairement entre chaque point d'inflexion. (cf. tableau p 48).

Sections situées au voisinage des appuis intermédiaires

L'instruction provisoire de 1965 précise au § 4.3. "qu'il n'y aura pas lieu d'effectuer la vérification de l'intégrité du béton de l'âme ni celle des contraintes des armatures transversales de celle-ci dans les sections situées à une distance inférieure à $2/3 V_i$ de l'appui".

Ces dispositions conduisent à "écrêter" une pointe d'effort tranchant qui se produirait sur appui supposé sans épaisseur, dans une section où l'effet de relevage des câbles est nul (point à tangente horizontale du tracé).

3.1.3. - Efforts tranchants extrêmes -

NATURE DE L'EFFORT TRANCHANT	APPUI 1	APPUI 2G	APPUI 2D	APPUI 3G	APPUI 3D	APPUI 4
Charge permanente totale						
Réaction d'appui hyper _ _statique de précontrainte						
Surcharges maximales						
Effort tranchant maximal						
Surcharges minimales						
Effort tranchant minimal						

Effet de la précontrainte isostatique (par rapport à une parallèle à l'extrados, cf. pièce 2_6)

SECTIONS	Appui 1	I1 *	I2	I3	Appui 2	I4	I5	I6	0,5 l ₂
Effort tranchant									

SECTIONS									
Effort tranchant									

Lignes enveloppes des efforts tranchants :

/et fins Pour le tracé des lignes enveloppes des efforts tranchants dans les ouvrages avec goussets, il convient de remarquer que les points anguleux de la ligne moyenne dans les sections au droit des débuts/de goussets provoquent des forces concentrées dirigées vers le haut ou le bas qui s'ajoutent aux efforts tranchants. Si l'on appelle μ la déviation angulaire de la ligne moyenne, ces forces concentrées sont égales à $\mu \times F$.

3.1.4. - Vérification de la sécurité vis-à-vis du cisaillement -

On calculera le cisaillement, non seulement sur appuis, mais dans les sections débuts des goussets des travées élégies, lorsqu'on a adopté une structure avec goussets. En règle générale, pour d'autres lois de variations d'inertie, on calculera le cisaillement dans plusieurs sections, surtout pour les travées élégies.

La condition de MM. CHALOS et BETEILLE devra être satisfaite dans toutes ces sections pour tous les cas de charge.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

* I₁, I₂, I₃ etc... sont les points d'inflexion que l'on a déterminés sur le câble transformé définitif pour le calcul des pertes statiques. (cf: page 9 de la présente pièce, et pièce 2_6 page 19).

Vérification de la sécurité vis à vis du cisaillement

EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM	APPUI	MILIEU	G ₁	G ₁	APPUI	*	G ₂	G ₂	MILIEU	G ₃	G ₃	*	APPUI	APPUI	G ₄	G ₄	MILIEU	APPUI	
	1	DE TRAVEE 1	Gauche	Droite	2 G	2 D	Gauche	Droite	DE TRAVEE 2	Gauche	Droite	3 G	3 D	Gauche	Droite	DE TRAVEE 3	4		
τ_b (t/m ²)																			
τ_b^2 (t/m ²) ²																			
σ_g (t/m ²)																			
Condition de CHALOS - BETEILLE τ_b^2 (t/m ²) ²																			
$\frac{\tau_b}{\tau_b}$																			

Dans le tableau ci-dessus, on portera dans les colonnes G₁ gauche, G₁ droite G₂ gauche ... les valeurs maximales des efforts tranchants réduits en considérant non seulement les efforts au droit même des sections G₁, G₂ ..., mais, le cas échéant, les valeurs plus importantes constatées sur la courbe enveloppe au droit des points d'inflexion voisins (Ex. pièce 2.6. pages 38, 39).

* On calculera généralement ces sections comme élégies, l'élégissement commençant à proximité.

3.2. - Calcul des étriers :

Considérant que la dalle élégiée est constituée de poutres juxtaposées, pour l'étude du cisaillement, ces poutres devront comporter des armatures d'âme transversales capables de résister à l'effort tranchant, compte tenu de l'action des bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles -

Les étriers seront calculés comme suit : *

La contrainte admissible de ces étriers sera prise égale à :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_a' &= \rho_a' \sigma_{eh} \\ ** \quad \rho_a' &= 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right)^2 && \text{(Si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage)} \\ \rho_a' &= \frac{2}{3} && \text{(Si la section comporte une reprise de bétonnage)} \end{aligned}$$

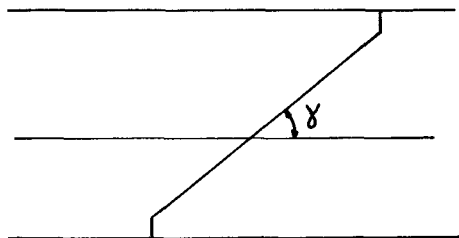
Nous admettrons que les fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité.

Soit γ l'angle que font les bielles avec la fibre moyenne de la poutre, σ_g la contrainte de compression et τ_b la contrainte de cisaillement qui s'exercent sur la section droite au niveau du centre de gravité. (τ_b étant calculé en faisant intervenir l'épaisseur nette minimale de l'âme, diamètres d'encombrement des gaines déduits), γ est donné par la relation :

$$\boxed{\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_g}}$$

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

$$\boxed{Z = \frac{I}{m}}$$



* cf. Article 11-§4.12 de l'Instruction provisoire relative à l'emploi du Béton Précontraint de 1965

** Dans le cas de surcharges militaires, se reporter à l'annexe page 73 de la présente pièce.

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 :

$$\omega = \frac{\tau'}{\bar{\sigma}_a' \frac{Z}{\text{tg } \gamma}}$$

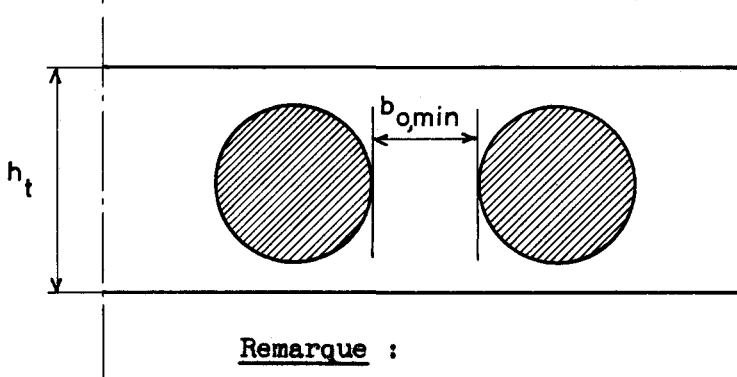
En outre, les cours successifs d'étriers seront séparés par une distance t au plus égale à la plus petite des valeurs suivantes :

$$\bar{t} = h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

$$\bar{t} = b_{0,\text{min}} \left(5 - 2 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

t ne pouvant être supérieur à $4 b_{0,\text{min}}$.

Dans ces formules h_t désigne la hauteur totale de la section considérée.



$b_{0,\text{min}}$ désigne l'épaisseur brute de béton entre deux buses d'élégissement voisines (c'est-à-dire sans déduction des trous de gaine).

Remarque :

Il est conseillé, dans les travées élégies, de ne pas descendre au-dessous d'une valeur "plancher" pour ω , correspondant à $7,5 \text{ cm}^2$ par m^2 de béton au niveau du feuillet moyen de la dalle (les surfaces d'élégissement ne sont donc pas prises en compte), quelque soit la nuance des aciers.

- Calcul des étriers -

EFFORT TRANCHANT	APPUI	MILIEU	G1	G1	APPUI	APPUI	G2	G2	MILIEU	G3	G3	APPUI	APPUI	G4	G4	MILIEU	APPUI
	1	DE TRAVEE	Gauche	Droite	2G	2D	Gauche	Droite	DE TRAVEE	Gauche	Droite	3G	3D	Gauche	Droite	DE TRAVEE	4
REDUIT MAXIMUM																	
$\frac{\tau_b^2}{\sigma_b^2}$																	
ρ_a'																	
$\bar{\sigma}_a'$ (t/m ²)																	
tg δ																	
z (m)																	
ω (cm ² /m)																	
t _{max} (m)																	
t _{adopté} (m)																	
* ω adopté (cm ² /m)																	

* Les sections d'acier d'étriers sont évaluées en cm² par mètre linéaire de tablier pour toute la largeur utile du pont.

CHAPITRE 4 - VERIFICATION A LA RUPTURE -

"L'Instruction Provisoire" du 12 Août 1965 relative à l'emploi du béton précontraint impose de vérifier que l'ouvrage ne périt pas par rupture lorsque l'on multiplie par 1,8 les valeurs des surcharges réglementaires (art. 14).

Dans le calcul des efforts sous surcharges majorées de 80 %, on conservera les valeurs des coefficients de majoration dynamique prises en compte dans le calcul des efforts développés par les surcharges normales.

On considérera les sollicitations suivantes :

$$(G) + 1,8 [(Q) + (V)]$$

$$(G) + 1,8 (W)$$

- (G) étant la sollicitation développée par la charge permanente,
- (Q) la sollicitation développée par les surcharges,
- (V) la sollicitation développée par l'action du vent, compatible avec l'application des surcharges.
- (W) la sollicitation développée par l'action du vent admise en l'absence de surcharge.

On fera deux vérifications à la rupture : l'une en fonctionnement normal, l'autre en fonctionnement inversé, quand les efforts dus aux surcharges sont susceptibles de changer de signe.

Le règlement prescrit de vérifier que les contraintes du béton, en tout point de l'ouvrage, admettent pour bornes les frontières d'un domaine de sécurité déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport de 1 à 0,80.

Lorsque les contraintes, ainsi calculées, sortiront du domaine de résistance, la vérification à la rupture se fera vis-à-vis du moment fléchissant et vis-à-vis de l'effort tranchant, comme indiqué ci-dessous en 4.1. et 4.2.

4.1. - Calcul vis-à-vis du moment fléchissant -

Les efforts totaux appliqués doivent être inférieurs, avec une marge de sécurité convenable, aux efforts de rupture.

M_G et $1,8 M_Q$ désignant respectivement les moments fléchissants développés par les charges permanentes et les surcharges, multipliées par 1,8, la marge de sécurité pourra être jugée convenable si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$$
$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$$

M_{RB} * désigne le moment résistant de rupture du béton pour une section rectangulaire.

$$M_{RB} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}$$

b_0 désignant la largeur de la section

h la distance de la face comprimée de la pièce au centre de gravité des armatures de précontrainte.

M_{RA} désigne le moment résistant de rupture des armatures de précontrainte.

$$M_{RA} = 0,9 h \omega R_G$$

R_G étant la contrainte de rupture garantie par le constructeur

ω la section des armatures -

M_f est le moment de fissuration de la section considérée, c'est celui sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur $2 \sigma'_n$

Le cas le plus général est celui où l'on a :

$$M_f < M_{RA}$$

Toutes les formules qui précèdent s'entendent en valeur absolue.

Les résultats seront récapitulés dans le tableau suivant, où de façon conventionnelle on portera avec le signe - les valeurs de M_{RA} , M_{RB} , M_f , évaluées en considérant que la face comprimée est la face inférieure de la pièce.

* Dans le cas de section élégiée, on assimilera la section à celle d'une poutre en T et on utilisera les formules suivantes

Pour l'âme : $M_{RB} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}$

b_0 représentant l'épaisseur brute de béton, entre buses d'élégissement, sur toute la largeur de la dalle, sans déduction des trous de gaine.

Pour les hourdis : $M_{RB} = 0,80 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_{28}$

h_0 représentant l'épaisseur du hourdis
 b étant la largeur totale du hourdis.

VERIFICATION A LA RUPTURE

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL	Sections tous les 1,50m les plus voisines.	CONTRAINTES A VIDE		CONTRAINTES SOUS 1,8 M _Q *		CONTRAINTES RESULTANTES		VERIFICATION A LA RUPTURE									
		n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	h m	M _{RA} tm	M _{RB} tm	M _f tm	0,9 M _{RA} tm	0,8 M _{RA} tm	0,7 M _{RB} tm	M _G tm	1,8 M _Q tm	M _G + 1,8 M _Q *
0,4 l ₁																	
0,6 l ₁ ou G ₁																	
0,9 l ₁																	
PILE 2																	
0,1 l ₂																	
G ₂																	
0,5 l ₂																	
G ₃																	
0,9 l ₂																	
PILE 3																	
0,1 l ₃																	
0,4 l ₃ ou G ₄																	
0,6 l ₃																	

* La vérification à la rupture se fera dans le cas des surcharges maximales et dans le cas des surcharges minimales.

4.2 Calcul vis-à-vis de l'effort tranchant :

La vérification de la sécurité vis-à-vis de la rupture sera faite au niveau du centre de gravité à condition de prendre en compte l'épaisseur nette minimale de l'âme (diamètres d'encombrement des gaines des câbles déduits).

On suppose que l'âme est fissurée et résiste alors à l'effort tranchant par un treillis constitué par des bielles de béton comprimées et les étriers tendus.

Calcul de l'inclinaison des bielles

On admettra que les bielles sont parallèles à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité dans le cas de surcharges multipliées par :

- a) le coefficient 1,8, lorsque les contraintes sont à l'intérieur du domaine de résistance du béton, l'angle γ que font les bielles avec la fibre moyenne de la poutre étant déterminé par la relation :

$$\operatorname{tg} 2 \gamma = \frac{2 \bar{\sigma}_b}{\sigma_g}$$

- $\bar{\sigma}_b$ étant la contrainte de cisaillement s'exerçant au niveau du centre de gravité.
- σ_g étant la contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité.

- b) Un coefficient tel que les contraintes atteignent la frontière du domaine de résistance du béton, si les contraintes dans le cas des surcharges majorées de 80 % sont à l'extérieur du domaine de résistance du béton. L'angle γ que font les bielles avec la fibre moyenne de la poutre étant déterminé par la relation :

$$\operatorname{tg} 2 \gamma = \frac{2 \sqrt{\frac{\sigma_{28}'}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma_{28}' + \sigma_g)}}{\sigma_g}$$

La contrainte de compression des bielles étant égale à :

$$\sigma_{\text{bielle}} = \frac{2 \bar{\sigma}_b}{\sin 2 \gamma}$$

il faudra dans ce cas vérifier que :

$$\sigma_{\text{bielle}} \leq 0,5 \sigma_{28}$$

Dans les tous les cas, il faudra également vérifier que la contrainte des étriers ne dépasse ni la limite d'élasticité majorée de 20 %, ni la contrainte de rupture du métal.

Les résultats de ce qui précède sont récapitulés dans le tableau suivant :

4.3 Calcul vis a vis de l'effort tranchant.

SECTIONS	EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM (t)	τ_b t / m ²	$\overline{\tau_b}$ t / m ² **	tg γ	sin 2 γ	σ_{bielle} t / m ²	$\omega_{adoptée}$ cm ² /ml	σ_a' t / m ² *
APPUI 1								
GOUSSET 1								
*** APPUI 2								
GOUSSET 2								
MILIEU DE TRAVÉE 2								
GOUSSET 3								
*** APPUI 3'								
GOUSSET 4								
APPUI 4								

* σ_a' contrainte de traction dans les étriers doit rester inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes 1,20 σ_{en} et σ_{arg} .

$$\sigma_a' = \frac{T_r \max \times \text{tg } \gamma}{\omega \times Z} \cdot 10^4$$

** Ici $\overline{\tau_b} = \sqrt{\frac{\sigma_{28}' (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma_{28}' + \sigma_g)}{\sigma_{28}}}$

*** On considèrera généralement ces sections comme élégies.

CHAPITRE 5 - VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES -

5.1 - Définition des contraintes :

Le règlement impose de vérifier l'ouvrage :

- aux divers stades de la construction
- sous les divers cas de surcharges les plus défavorables.

Pour cette vérification, que nous mènerons au droit des piles et en divers points voisins des points d'efforts extrêmes et de changement de section, nous supposerons que la mise en tension s'effectue en deux fois sur deux séries de câbles.

Pour que les contraintes développées au cours de la mise en tension soient inférieures aux limites admissibles fixées à l'article 11 de la Circulaire Ministérielle n° 44, on déterminera un ordre de mise en tension des armatures. Cette mise en tension devra être effectuée le plus symétriquement possible afin de mieux répartir les contraintes provisoires élevées qui peuvent se développer sur les fibres les plus éloignées du plan de symétrie de l'ouvrage. La vérification des contraintes devra être conduite en tenant compte des phases de construction de l'ouvrage. Dans le cas du PSI.DE.67 nous considérerons les cinq phases suivantes :

- 1ère Phase : - Bétonnage de la dalle
- Mise en tension de la 1ère série d'armatures de précontrainte.
- 2ème Phase : - Mise en tension de la 2ème série d'armatures de précontrainte.
- Pertes différées partielles et pertes par raccourcissement élastique dans la 1ère série d'armatures de précontrainte.
- 3ème Phase : - Mise en place des superstructures.
- Pertes de tension dans les deux séries d'armatures de précontrainte effectuées jusqu'à l'époque de la mise en service (3 mois environ).*
On obtient ainsi l'état à vide au moment de la mise en service.
- 4ème Phase : - Application des surcharges civiles (contraintes extrêmes).
- 5ème Phase : - Complément de pertes de tension correspondant à l'état définitif de l'ouvrage.
- A vide
- Application des surcharges civiles et militaires.

*

La mise en service s'effectue généralement pour les ponts dalle trois mois environ après la mise en tension des deux séries d'armatures. Les surcharges civiles sont alors appliquées et une partie seulement des pertes différées est apparue.

soit :

$$rel_{90j} = 1,1 rel_{1000}$$

$$\Delta T_{90j} \text{ retrait} = 0,45 \Delta T_{\infty} \text{ retrait}$$

$$\Delta T_{90j} \text{ fluage} = 0,45 \Delta T_{\infty} \text{ fluage}$$

Bien entendu, dans les cas où ce délai de trois mois s'avèrerait devoir différer fortement de la réalité, en particulier dans le cas défavorable de mise en service anticipée, le projecteur adaptera le calcul des pertes en conséquence.

Les contraintes qui apparaissent au cours de ces différentes phases en se cumulant sont alors les suivantes :

1ère Phase : Contraintes dues

- au poids propre de la dalle
- à l'action de la première série d'armatures de précontrainte.

2ème Phase : Contraintes dues

- à l'action de la deuxième série d'armatures de précontrainte.
- à l'action des pertes de tension par raccourcissement élastique qui ont eu lieu dans la première série d'armatures.

3ème phase : Contraintes dues

- aux superstructures
- aux pertes de tension par déformations différées dans les deux séries d'armatures qui se sont effectuées jusqu'à l'époque de la mise en service de l'ouvrage.

4ème phase : Contraintes dues à l'action des surcharges.

5ème phase : Contraintes dues au complément de pertes de tension correspondant à l'état définitif de l'ouvrage.

--à vide

- sous l'action des surcharges civiles et militaires (en fait la vérification sous surcharges militaires sera faite à part : cf. Annexe page 73 ci-après).

5.2. Tableau de vérification des contraintes sous les divers états

Ce tableau groupe les vérifications de l'ouvrage phase par phase, c'est-à-dire aux divers stades de construction et en service ("à vide" et sous surcharges réglementaires). Il tient compte du fait que les pertes de tension ne sont pas immédiates et considère les tensions initiales. Les contraintes calculées dans les trois premières phases devront satisfaire aux prescriptions de l'article 11 de la Circulaire Ministérielle n° 44 pour les ouvrages en construction*. Les contraintes calculées dans les quatrième et cinquième phases devront satisfaire aux prescriptions relatives aux ouvrages en service.

* 3ème exception.

Ce tableau sera constitué comme suit :

1ère Phase :

Ligne 1 - Poids propre ossature (Superstructures exclues)

Les moments correspondants se trouvent à la première ligne du tableau des moments fléchissants page 8 de la pièce 1.5.

Les contraintes correspondantes sont données par :

$$n_i = \frac{M \nu_i}{I} \quad n_s = \frac{M \nu_s}{I}$$

M = moment dû à l'ossature porteuse seule.

Ligne 2 - Première mise en précontrainte :

Nous supposons que les calculs sont faits avec les excentres définitifs, calculés à l'aide du tableau de la page 44, de la présente note.

La force de précontrainte à prendre en compte est celle qui est produite par la 1ère série de câbles toutes pertes statiques et pertes par raccourcissement élastique déduites. C'est la force de précontrainte au temps t_1 soit F_1 .*

Il y a alors lieu de tenir compte des moments hyperstatiques puisque le câble n'est plus concordant.

Les contraintes correspondantes sont données par :

$$n_i = \frac{F_1}{S} + \left(\frac{F_1 \cdot e_d + M_H t_1}{I} \right) \nu_i$$

$$n_s = \frac{F_1}{S} + \left(\frac{F_1 \cdot e_d + M_H t_1}{I} \right) \nu_s$$

(e_d , ν_i , ν_s , sont pris en valeur algébrique, les valeurs positives étant au dessus de la fibre moyenne).

Ligne 3 - C'est la somme des lignes (1 et 2), c'est à dire l'état de contrainte au moment du décintrement de la dalle.

* cf page 19 § 2.3.5 de la présente note.

2ème Phase :

Ligne 4 - Deuxième mise en précontrainte :

Le calcul est identique à celui fait à la ligne 2.

Les contraintes correspondantes sont données par :

$$n_i = \frac{F_2}{S} + \left(\frac{F_2 \cdot ed + MHt_2}{I} \right) \nu_i$$

$$n_s = \frac{F_2}{S} + \left(\frac{F_2 \cdot ed + MHt_2}{I} \right) \nu_s$$

F_2 étant la force de précontrainte résultante juste après la mise en tension de la 2ème série de câbles. C'est à dire F au temps t_2 . *

MHt_2 étant le moment hyperstatique dû à F_2 puisque le câble n'est plus concordant.

Ligne 5 - Elle caractérise l'état de l'ossature résistante terminée sans les superstructures ; c'est la somme des lignes (1 et 4)

3ème Phase :

Ligne 6 - Contraintes dues aux Superstructures.

Ces moments correspondants sont donnés à la ligne 2 du tableau des moments fléchissants page 8 de la pièce 1.5. ; les contraintes s'en déduisent comme précédemment.

Ligne 7 - Contraintes développées, au moment de la mise en service de l'ouvrage.

Ces contraintes correspondantes sont données par :

$$n_i = \frac{F_{90 \text{ jours}}}{S} + \left(\frac{F_{90 \text{ jours}} \times ed + MH \ 90 \text{ jours}}{I} \right) \nu_i$$

$$n_s = \frac{F_{90 \text{ jours}}}{S} + \left(\frac{F_{90 \text{ jours}} \times ed + MH \ 90 \text{ jours}}{I} \right) \nu_s$$

* cf page 19 de la présente note.

F_{90} jours étant la force de précontrainte résultante au moment de la mise en service de l'ouvrage. (cf. page 19 de la présente Note).

MH₉₀ jours étant le moment hyperstatique dû à F à 90 jours.

Ligne 8 - Elle caractérise l'état de l'ouvrage terminé avec les superstructures mais sans les surcharges. C'est donc l'état à vide au moment de la mise en service. Les contraintes sont obtenues en effectuant la somme des lignes (1,6 et 7).

4ème Phase : Surcharges extrêmes (civiles)

Les moments maximaux sont donnés à la ligne 4 du tableau des moments fléchissants page 8 de la pièce 1.5.

Ligne 9 - Contraintes dues aux surcharges maximales

Ligne 10 - Ces contraintes caractérisent l'ouvrage sous les surcharges maximales lors de sa mise en service. Elles sont obtenues en effectuant la somme des lignes (8 et 9).

Ligne 11 et 12 - Même processus que pour les lignes 9 et 10 avec les surcharges minimales lors de la mise en service de l'ouvrage. La ligne 12 est la somme des lignes (8 et 11).

5ème Phase : Etat définitif de l'ouvrage.

Ligne 13 - Contraintes développées par la force de précontrainte au temps t_{∞} .

Les contraintes correspondantes sont données par :

$$n_i = \frac{Ft_{\infty}}{S} + \left(\frac{Ft_{\infty} \times ed + M H t_{\infty}}{I} \right) \nu_i$$

$$n_b = \frac{Ft_{\infty}}{S} + \left(\frac{Ft_{\infty} \times ed + M H t_{\infty}}{I} \right) \nu_b$$

MH_{t_∞} étant le moment hyperstatique dû à Ft_{∞} *

* cf page 19 de la présente note § 2.3.5

Ligne 14 - Ces contraintes caractérisent l'ouvrage terminé à vide. Elles sont obtenues en effectuant la somme des lignes (1,6 et 13).

Lignes 15 et 16 - Ces contraintes caractérisent l'ouvrage terminé sous les surcharges maximales et sous les surcharges minimales. Elles sont obtenues en effectuant la somme des lignes (9 et 14) et (11 et 14).

REMARQUES - 1°/ Dans le cas d'un convoi militaire, il faudra vérifier les contraintes à l'état définitif seulement si les moments dus au convoi militaire sont plus défavorables que les moments dus aux surcharges civiles ; dans ce cas deux lignes supplémentaires seront nécessaires.

2°/ Pendant la réalisation de l'ouvrage - c'est-à-dire théoriquement pendant les quatre premières phases, mais pratiquement pendant les deux premières-, si σ_b est la contrainte maximale de compression lue à la ligne 3, il faut réglementairement que la résistance atteinte par le béton lors de la deuxième mise en tension soit au moins égale à $\frac{1}{0,55} \sigma_b$ (cf. ligne 5 du tableau page suivante).

En d'autres termes la contrainte σ_b , prévue dans le projet, fixe, par l'intermédiaire de la formule ci-dessus, la date avant laquelle on ne doit pas tendre la deuxième série de câbles sans risquer un accident de chantier dû à la surcompression d'un béton "trop jeune".

Il reste à vérifier à ces mêmes phases qu'il n'y a pas de traction importante*. Ces faibles contraintes de traction doivent être reprises par le ferrailage passif courant ou localement renforcé.

3°/ Les vérifications faites pendant les 3ème et 4ème phases servent essentiellement à déterminer les tractions maximales qui sont à reprendre par le ferrailage passif.

4°/ Pour la détermination des ferrailages passifs longitudinaux se reporter au § 6.4.

* σ_b' doit rester inférieur à σ_j' (si $j \leq 28$ jours)

$$\sigma_j' = (7,14 + \frac{6}{100} \sigma_{28})$$

(kg/cm²) (kg/cm²)

CHAPITRE 6 - FERRAILLAGE TRANSVERSAL HORIZONTAL -

6.1. - Principe du calcul - *

La note de calcul électronique C.E.D. 66 donne les moments transversaux pour $\nabla=0$ par mètre de largeur de dalle, et la récapitulation des moments transversaux et longitudinaux suivant les directions principales des efforts.

La note de calcul électronique C.E.D. fournit des efforts pondérés en application du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. (conception, calcul et épreuves des Ouvrages d'Art).

On ne considère ici que les sollicitations pondérées du premier genre, car celles du second genre sont sans objet dans le calcul du ferrailage transversal d'un pont dalle.

La direction du ferrailage transversal est pratiquement imposée suivant la direction des lignes d'appuis pour des raisons techniques, dont la plus importante est le soutien des armatures de précontrainte.

Nous désignons par M_x le moment principal longitudinal et par M_y le moment principal transversal. Ces moments correspondent bien entendu à un même cas de charge. Ils sont, rappelons-le, calculés par mètre de largeur de dalle. Les moments M_x et M_y sont représentés sur la figure ci-dessous, non pas par leur représentation conventionnelle (vecteurs axiaux), mais suivant leur ligne d'action (orthogonale à la représentation précédente). L'angle γ formé par M_x avec l'axe des y est appelé biais mécanique, (cf. figure ci-dessous pour le choix des axes, les angles sont orientés à partir de O_y et positivement vers O_x . L'axe O_y est choisi de telle sorte que l'angle γ de biais géométrique soit un angle aigu positif).

Pour ce type d'ouvrage, le calcul sera fait pour chacune des deux nappes d'armatures (supérieure et inférieure) en plusieurs points de chacune des travées, ainsi que la pièce 2.6 page 62 bis en montre l'utilité.

Evaluation du biais mécanique γ -

En travée, γ est égal à l'expression suivante, résultant de connaissances statistiques obtenues à partir du dépouillement de notes de calcul M.R.B. portant sur des ponts dalles biais.

$$\gamma = \varphi + \frac{\frac{D_i}{2b} - 0,5}{2,2} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$$

où φ est égal au biais géométrique de l'ouvrage

$2b$ est la largeur droite du tablier

D_i est la portée droite de la travée envisagée = $D_i \sin \varphi$

Cette formule n'est applicable que pour $\varphi < \frac{\pi}{2}$. Si elle donne une valeur supérieure à $\frac{\pi}{2}$, c'est cette dernière valeur qu'il convient de prendre. Si elle donne une valeur inférieure à φ c'est cette dernière valeur que l'on retient.

{ * Le cas des tabliers avec encorbellements n'est pas considéré ici.

Sur appuis et à leur voisinage, cette formule n'est plus applicable et il convient de prendre :

- pour des appuis discontinus - *

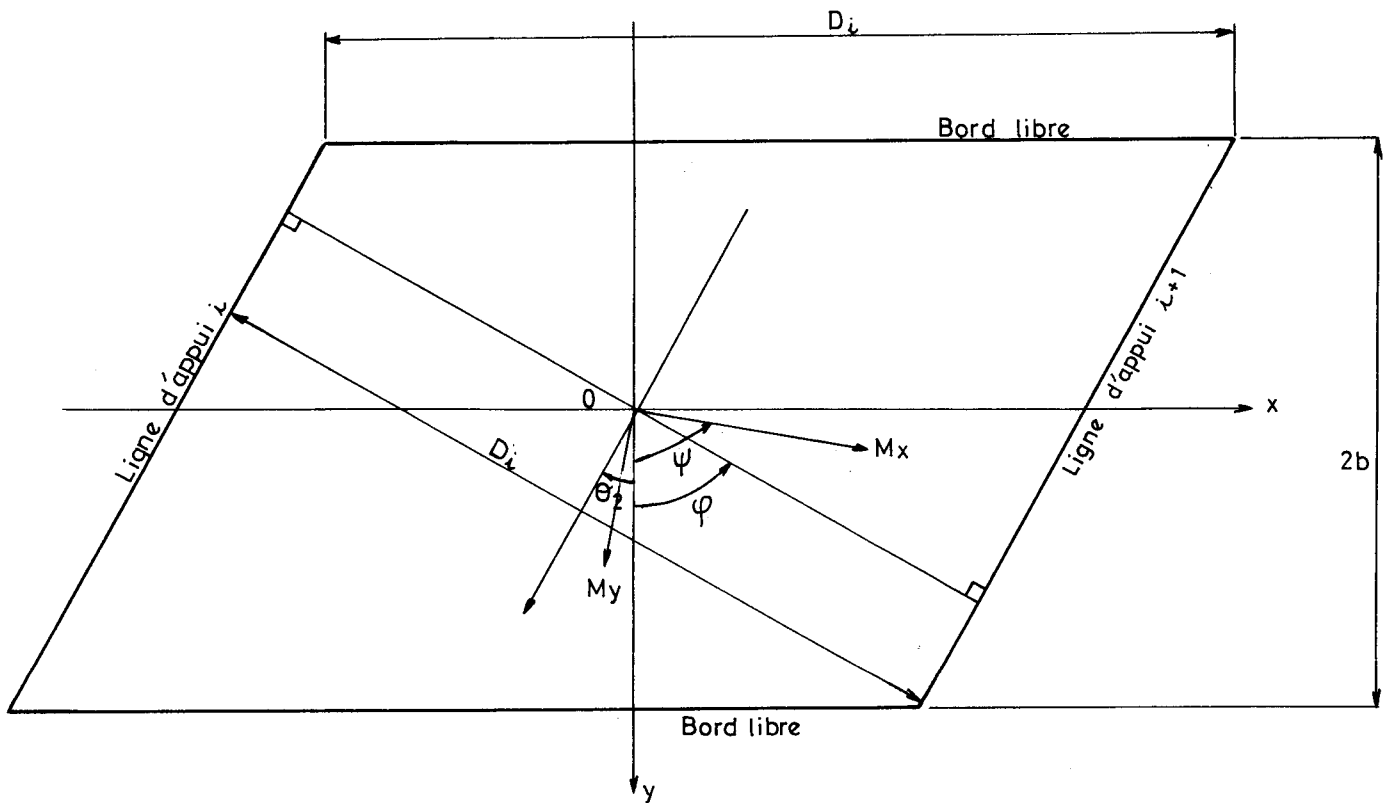
$$\psi = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \frac{2 \times 2b}{D'_{i-1} + D'_i}$$

avec $\varphi \leq \psi \leq \frac{\pi}{2}$

D'_{i-1} et D'_i représentent les portées droites des deux travées adjacentes à l'appui.

- pour des appuis continus -

$$\psi = \varphi$$



6.2. - Evaluation des efforts -

a) Calcul de M_x

Dans le calcul de flexion d'ensemble de l'ouvrage, nous avons trouvé un moment appliqué égal à la somme du moment dû aux charges permanentes M_G , du moment global de précontrainte M_p et du moment de surcharge M_s correspondant au cas de charge envisagé.

* Différentes formules ont été proposées pour le biais mécanique sur appuis. Celle qui est utilisée ici va dans le sens de la sécurité. Elle est prévue pour un ouvrage de travées très inégales et reste valable pour un ouvrage d'inertie variable.

Nous prendrons :

$$M_x = (M_G + M_p + 1,2 M_s) \frac{\sin \psi}{2b}$$

Le moment de surcharge civile est pondéré, puisque nous conduisons un calcul de béton armé. En cas de surcharge militaire, le moment dû au convoi militaire n'est pas pondéré.

b) Calcul de My

Ce qui est indiqué ici ne vaut que pour les dalles sans encorbellements.

En travée

Le moment transversal positif maximal est pris égal au moment transversal calculé par la méthode de MM. GUYON-MASSONNET, dû à la surcharge considérée, et pondéré par 1,2 dans le cas de surcharges civiles (cf. la note de calcul C.E.D. pour les résultats numériques), augmenté du moment transversal induit par effet de "Poisson" par le moment longitudinal dû au même cas de charge :

$$M_y = 1,2 M_{GM} + k \nu M_x$$

M_{GM} = moment, "GUYON-MASSONNET" de la surcharge pour $\psi = 0$

ν = coefficient de Poisson, égal conventionnellement à 0,20 dans le cas de dalles simplement précontraintes.

k = coefficient de forme égal au rapport de la largeur droite du tablier à la portée biaise de la travée considérée. Ce coefficient est limité supérieurement à 1 ($k \leq 1$).
Le moment négatif extrême associé au M_x négatif extrême peut être négligé.

Sur appuis et à leur voisinage

Deux cas sont à considérer, le cas d'un appui réparti sur toute la largeur (appui du type "FREYSSINET") et le cas d'appuis discontinus.

Dans les deux cas les moments transversaux calculés par la méthode "GUYON-MASSONNET" sont nuls.

Appuis continus

La déformation transversale est nulle sur l'appui. Cependant les contraintes calculées sous les efforts longitudinaux induisent transversalement des contraintes par l'effet de Poisson et il convient de reprendre les tractions ainsi exercées par un ferrailage adéquat.

Ces contraintes transversales peuvent être considérées comme dues à un moment égal à :

$$M_y = \nu M_x$$

auxquelles s'ajoutent les contraintes dues à la composante de l'effort normal, que nous étudierons plus loin.

- Appuis discontinus -

Nous considérerons que le moment transversal est donné par les formules suivantes :

$$M_y = \frac{k_1}{n} M_x$$

n représente le nombre d'appuis discontinus dans la ligne d'appuis k_1 est donné par la formule suivante :

$$k_1 = \frac{1}{3} \left[8k + 2k^2 - 4k^3 \right] \quad *$$

où k est un coefficient de forme égal à $\frac{2 \times 2b}{D_{i-1} + D_i}$
- D_{i-1} et D_i sont les portées biaises des travées adjacentes à la ligne d'appui i .

On plafonnera k_1 par 2, si $k > 1$

c) Calcul de la compression due à l'effort normal -

Dans le sens longitudinal, qui est parallèle à la ligne d'action des câbles de précontrainte, l'effort normal de précontrainte entraîne une compression simple égale à $\frac{F}{S}$.

Dans une direction α , repérée par rapport à l'axe des y la compression est égale à $\frac{F}{S} \sin^2 \alpha$. Ou, si l'on considère l'effort normal correspondant par mètre de largeur de dalle, ce dernier est égal à :

$$N = \frac{F}{2b} \sin^2 \alpha$$

6.3. - Calcul du ferrailage transversal -

Le ferrailage transversal est placé parallèlement aux lignes d'appuis, donc selon la direction.

$$\vartheta_2 = \varphi - \frac{\pi}{2}$$

Pour une section considérée (milieu ou quart de travée, ou sur appuis), on est amené à rechercher les différents couples de moments principaux (M_x , M_y) correspondant aux différents cas de charge, car on ne peut savoir à l'avance lequel donnera l'effet le plus défavorable transversalement.

Nous étudierons les efforts dans deux directions.

1°/ La direction perpendiculaire aux armatures de précontrainte ($\alpha = 0$).

Dans cette direction l'effort normal est nul, nous sommes dans le cas de la flexion simple.

Le moment transversal appliqué dans cette direction est égal à :

$$M_t = M_x \cos^2 \psi + M_y \sin^2 \psi$$

* Cette formule permet d'interpoler k_1 entre les deux valeurs indiquées dans le dossier CED 66

On recherche ainsi les couples (M_x , M_y) donnant les valeurs extrêmes de M_t . Elles serviront à déterminer le ferrailage inférieur pour la valeur maximale de M_t et le ferrailage supérieur pour la valeur minimale.

Un calcul de béton armé en flexion simple donne la section d'acier par mètre de dalle nécessaire dans la direction ($\alpha = 0$). Comme la direction des armatures est θ_2 , il convient de diviser cette section par $\cos \theta_2$ pour obtenir la section d'acier dans la direction θ_2 , et si l'on détermine ces aciers en comptant les espacements des fers perpendiculairement à eux, comme c'est l'usage, on divise une seconde fois cette section par $\cos \theta_2$.

$$\omega = \frac{\omega_0}{\cos^2 \theta_2} = \frac{\omega_0}{\sin^2 \varphi}$$

Il convient de vérifier que cette section d'acier n'est pas sollicitée au delà des contraintes admissibles par la flexion composée qui s'exerce dans la direction θ_2 , c'est-à-dire sous l'effet du moment

$$M_0 = M_x \sin^2(\psi - \varphi) + M_y \cos^2(\psi - \varphi)$$

$$\text{et de l'effort normal } N = \frac{F}{2b} \cos^2 \varphi$$

Dans le cas des PS courants (biais géométrique supérieur à 60 grades) cette condition est généralement amplement satisfaite.

Dans tous les cas la contrainte de compression du béton, sur la fibre opposée au ferrailage étudié, reste faible, le béton étant surabondant.

2°/ Une seconde direction doit être étudiée, celle pour laquelle la contrainte de traction du béton dans la section supposée non fissurée est maximale. Soit α_1 cette direction ; un calcul en flexion composée donne une section ω_1 d'acier dans cette direction (il existe des tables numériques fort commodes pour mener rapidement ces calculs). Dans la direction θ_2 , qui est celle du ferrailage transversal, lui correspond une section:

$$\omega = \frac{\omega_1}{\cos^2(\alpha_1 - \theta_2)} = \frac{\omega_1}{\sin^2(\varphi - \alpha_1)}$$

La section d'acier finalement retenue sera la plus grande des deux valeurs trouvées au 1°) et au 2°).

La recherche de la direction α_1 est aisée. Si l'on recherche, par exemple, la traction maximale sur la fibre inférieure de béton, on écrit que la contrainte de traction σ_b' est égale à :

$$\sigma_b' = \frac{F}{S} \sin^2 \alpha + \frac{V_i}{\frac{I}{2b}} \left[M_x \cos^2(\psi - \alpha) + M_y \sin^2(\psi - \alpha) \right]$$

où V_i est négatif et $\frac{I}{2b}$ représente l'inertie de la facette considérée (I étant l'inertie longitudinale du tablier sur toute sa largeur, ce qui est une hypothèse défavorable dans le cas d'un pont élégi).

On annule la dérivée de σ_b' par rapport à α , d'où l'on tire α_1

$$\text{tg } 2 \alpha_1 = \frac{-\frac{2bV_i}{I} (M_x - M_y) \sin 2\psi}{\frac{F}{S} - \frac{2bV_i}{I} (M_x - M_y) \cos 2\psi}$$

L'effort normal s'exerçant selon la direction α_1 est égal à :

$$N = \frac{F}{2b} \sin^2 \alpha_1$$

et le moment fléchissant, selon le cas de charge, est égal à :

$$M = M_x \cos^2(\psi - \alpha_1) + M_y \sin^2(\psi - \alpha_1)$$

En général, la traction maximale ainsi calculée dans le béton reste très limitée et le ferrailage trouvé par la lère méthode est prépondérant. Cette conclusion n'est valable que dans le cas de PS courants, c'est-à-dire ^{ceux} dont le biais géométrique reste supérieur à 60 grades.

Bien souvent, lorsque les efforts transversaux sont faibles, les sections d'acier trouvées sont très petites. Nous adopterons un minimum constructif de 5 $\emptyset 10$ au ml ou 4 $\emptyset 12$ HA comptés selon la portée biaise.

Entre le ferrailage calculé sur appui et celui calculé dans la première section en travée (quart de travée) on pourra admettre une variation linéaire de la section des fers. Les efforts seront ainsi enveloppés puisque les moments transversaux varient en gros comme les moments longitudinaux : ils décroissent donc plus rapidement que la fonction interpolant linéairement.

Lorsque les sections d'acier mises en jeu restent d'importance limitée, on pourra procéder plus simplement à une répartition par paliers, enveloppant les sections nécessaires.

6.4. - Ferraillage complémentaire :

Les indications du présent paragraphe complètent sur un certain nombre de points, d'après la pratique courante, les dispositions réglementaires.

a) - Ferraillage sur piles-culées :

La méthode de calcul adoptée ne permet pas de connaître les moments qui s'exercent entre les plaques d'appuis sur appuis de rive et il n'est pas possible de les calculer avec précision.

Cependant par mesure de sécurité nous prévoyons sur chaque culée une poutre transversale interne que l'on appelle fréquemment "chevêtre incorporé".

Ce chevêtre devra avoir une largeur au moins égale au tiers de la plus grande distance séparant deux plaques d'appui d'une même ligne d'appui.

Pour des ouvrages comportant des plaques d'appuis distantes de 1,50 m à 2,50 m et pour des portées de rive courantes de 10 à 15 m, on prévoira un lit d'aciers supérieurs et un lit d'aciers inférieurs, ayant chacun une section d'acier d'environ 12 cm², constitués par des aciers du plus gros diamètre déjà utilisé pour le ferraillage transversal. Outre le rôle de chevêtre incorporé, ces aciers permettent de reprendre les tractions dues à la diffusion de la précontrainte.

On devra également prévoir dans ce chevêtre des étriers en nombre plus important que ceux qui seraient nécessaires d'après les calculs effectués pour l'effort tranchant réduit, ou pour le poinçonnement dû aux appareils d'appuis. Ils reprennent également les efforts dus à la diffusion de la précontrainte.

b) Reprise des tractions en phase provisoire :

Si la vérification des contraintes pendant les phases de construction de l'ouvrage a fait apparaître des tractions, il conviendra de vérifier que les aciers longitudinaux de support des câbles sont susceptibles de les reprendre ou, dans le cas contraire, prévoir quelques aciers longitudinaux supplémentaires dans les zones considérées.

Le ferraillage supplémentaire sera souvent nécessaire sur la fibre supérieure au voisinage des appuis intermédiaires.

Ces armatures ordinaires sollicitées pendant la construction devront être telles que leur contrainte admissible soit égale à :

$$\bar{\sigma}'_a = 0,75 \sigma'_{en}.$$

soit pour de l'acier H.A ($\phi \leq 20$ mm) $\bar{\sigma}'_a = 3\ 150$ kg/cm²

On conseille, de plus, de limiter la contrainte de traction dans le béton aux environs de σ'_j .

c) Reprise de traction en phase de mise en service :

A cette phase, les bétons ayant généralement 90 jours d'âge, les efforts comportent les surcharges civiles, mais non militaires. Ils comportent une partie des effets de tassements probables.

Aucune limitation particulière n'est à imposer aux tractions du béton.

Les armatures seront telles que sous un effort de traction égal à l'effort total de traction agissant sur le béton seul, leur contrainte ne dépassera pas $\frac{2}{3} \sigma'_{en}$.

d) En phase finale :

Lorsqu'on ne considère pas l'effet des tassements d'appuis, il sera fait application de la 1ère exception de l'article 11 et de l'article 14 de l'Instruction Provisoire du 12 Août 1965, et des Règles provisoires du 21 Décembre 1965 relatives à l'application des surcharges militaires.

Sous l'effet cumulé des tassements probables et des tassements aléatoires les plus défavorables, en présence des surcharges civiles les plus défavorables, la contrainte de traction du béton sera limitée à σ'_{28} . Sous un effort égal à l'effort total de traction agissant sur le béton seul, la contrainte des armatures ne dépassera pas $\frac{1}{2} \sigma'_{en}$.

Sous l'effet des tassements probables seuls, en présence des surcharges civiles les plus défavorables, on calculera les contraintes de traction du béton. Sous un effort égal à l'effort total de traction agissant sur le béton seul, la contrainte des armatures ne dépassera pas $\frac{2}{3} \sigma'_{en}$.

e) Nous signalons que, outre les fers de montage longitudinaux proprement dits, il convient de disposer dans les dalles élégies un ferrailage longitudinal de "peau" au niveau des élégissements. Ces fers seront de même nature que les fers de montage (en général \emptyset 10 ou \emptyset 12 HA). Leur espacement ne sera pas supérieur à 1,5 fois l'épaisseur moyenne locale du "hourdis", lorsque ce dernier supporte des forces localisées (partie supérieure de la dalle) et à 2 fois cette épaisseur dans le cas contraire (partie inférieure de la dalle).

f) Ferrailage supplémentaire :

Ce ferrailage n'est mentionné ici que pour mémoire, il concerne :

- les aciers de support des câbles, lorsqu'ils ne sont pas pris en compte comme étriers.
- les aciers reprenant les efforts dus à l'écrêtement des moments longitudinaux sur les appuis intermédiaires.
- la vérification au poinçonnement autour des appareils d'appui.
- le frettage des zones voisines des semi-articulations.
- le frettage à l'ancrage pour assurer un bon report sur le béton des efforts de précontrainte.
- le ferrailage des bétons de cachetage aux abouts

Pour ces différents types de ferrailage, se reporter au chapitre 6 de la pièce 2.6. de l'exemple d'application.

A N N E X E

- Vérification sous les surcharges militaires -

La note de calcul théorique de la précontrainte, qui fait l'objet de la présente pièce, a été établie en fonction de l'exemple d'application que nous traitons dans la pièce 2.6. Dans cet exemple, seules les surcharges civiles sont prises en compte. Dans le cas où l'on prendrait en compte les surcharges militaires, (et en attendant de recevoir des instructions officielles à ce sujet), on effectuera les vérifications prescrites par les articles 11 et 15 de l'Instruction Provisoire du 12 Août 1965 avec les modifications suivantes :

- 1°) Le domaine de sécurité sera déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique, par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes,
- dans le rapport de 1 à 0,42 x 1,1 dans les conditions de circulation définies aux paragraphes 2°) et 3°) de la circulaire n° 27 du 11 Février 1946 (cas 1).
 - dans le rapport de 1 à 0,42 x 1,2 dans le cas exceptionnel où les intervalles vides entre véhicules-types seraient ramenés à 20 m (cas 2).

Les vérifications à faire relatives aux contraintes normales (cf. § 2.4.2. de la présente pièce) sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F}{S} + M'_1 \frac{V_s}{I} + M_p \frac{V_s}{I} \geq -1,1 \times 0,42 \sigma'_{28} \\ \frac{F}{S} + M'_2 \frac{V_s}{I} + M_p \frac{V_s}{I} < 1,1 \bar{\sigma}_b \\ \frac{F}{S} + M'_2 \frac{V_i}{I} + M_p \frac{V_i}{I} \geq -1,1 \times 0,42 \sigma'_{28} \\ \frac{F}{S} + M'_1 \frac{V_i}{I} + M_p \frac{V_i}{I} < 1,1 \bar{\sigma}_b \end{array} \right.$$

Dans le cas où, pour certaines sections, les surcharges militaires seraient prépondérantes, leurs effets pourront être pris en compte dans l'établissement des fuseaux de "non traction" et de compression. Les limites supérieures et inférieures de ces fuseaux sont égales à :

$$e_{st} = \eta V_s \left(1 + \frac{1,1 \times 0,42 \sigma'_{28}}{F/S} \right) - \frac{M'_2}{F}$$

$$e_{it} = \eta V_i \left(1 + \frac{1,1 \times 0,42 \sigma'_{28}}{F/S} \right) - \frac{M'_1}{F}$$

$$e_{sc} = \eta V_i \left(1 - \frac{1,1 \bar{\sigma}_b}{F/S} \right) - \frac{M'_2}{F}$$

$$e_{ic} = \eta V_s \left(1 - \frac{1,1 \bar{\sigma}_b}{F/S} \right) - \frac{M'_1}{F}$$

Les excentremments définitif e_s et e_i seraient obtenus de la même façon qu'à la page 24 de la présente pièce.

M'_1 et M'_2 sont les moments longitudinaux extrêmes dus à la charge permanente et aux surcharges militaires (y compris la surcharge due au trottoir).

Nous constatons que la première exception, définie à l'article 11 § 3 de l'Instruction provisoire relative au Béton Précontraint d'Août 1965, n'est pas appliquée, le béton pouvant être tendu jusqu'à $1,1 \times 0,42 \sigma_{28}$. On devra cependant vérifier que dans toute section droite les axes des gaines des armatures de précontrainte demeurent dans les zones comprimées du béton, et que sous un effort de traction égal à l'effort total de traction agissant sur le béton supposé non fissuré, la contrainte des armatures ordinaires, destinées à limiter la fissuration éventuelle, ne dépassera pas les $\frac{2}{3}\sigma_{en}$ dans le cas 1 et les $\frac{3}{4}\sigma_{en}$ dans le cas 2.

2°) Les formules donnant ρ'_a dans le paragraphe 4.12 de l'article 11 seront remplacées par les suivantes :

$$\rho'_a = 1 - \frac{m}{3} \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right) \quad (\text{si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage})$$

$$\rho'_a = 1 - \frac{m}{3} \quad (\text{si la section comporte une reprise de bétonnage})$$

m étant égal à 0,8 dans le cas 1 et à 0,6 dans le cas 2.

3°) La vérification des contraintes normales sous les surcharges militaires sera faite pour l'ouvrage en service.* Les résultats de cette vérification seront consignés dans le tableau de la page suivante.

REMARQUE : Les contraintes obtenues à la colonne (1) du tableau ci-après sont celles qui sont obtenues à la ligne (14) du tableau des "contraintes normales sous les divers états" (cf. page 64 de la présente pièce).

* Pour la phase finale seule.

TABLEAU DES CONTRAINTES
NORMALES POUR L'OUVRAGE EN SERVICE
 (sous les surcharges militaires)

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL	Sections tous les 1,50 m les plus voisines	FIBRES	CONTRAINTES (kg/cm ²)				
			Ouvrage terminé à vide F à t _∞	Surcharges maxi- males militaires .	Surcharges mini- males militaires.	Ouvrage terminé avec surcharges max. militaires	Ouvrage terminé avec surcharges min. militaires
			(1)	(2)	(3)	(4) = (1) +(2)	(5) = (1) + (3)
0,4 l ₁		n _s					
		n _i					
0,6 l ₁		n _s					
		n _i					
GOUSSET 1		n _s					
		n _i					
0,9 l ₁		n _s					
		n _i					
PILE 2		n _s					
		n _i					
0,1 l ₂		n _s					
		n _i					
GOUSSET 2		n _s					
		n _i					
0,5 l ₂		n _s					
		n _i					
GOUSSET 3		n _s					
		n _i					
0,9 l ₂		n _s					
		n _i					
PILE 3		n _s					
		n _i					
0,1 l ₃		n _s					
		n _i					
GOUSSET 4		n _s					
		n _i					
0,4 l ₃		n _s					
		n _i					
0,6 l ₃		n _s					
		n _i					

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

Cadre pratique d'application numérique

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

1.7

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

S O M M A I R E

CHAPITRE 1 - BASES DU CALCUL :

- 1.1 - Contraintes admissibles
- 1.2 - Définition de la structure

CHAPITRE 2 - CALCUL DE LA PRECONTRAINTE :

- 2.1 - Ecrêtement des moments sur appuis
- 2.2 - Force de précontrainte
- 2.3 - Détermination du fuseau limite
- 2.4 - Tracé du câble concordant
 - 2.4.1 - Calcul des moments M_2'' et M_3''
 - 2.4.2 - Calcul des coefficients α_1 , α_2 et α_3 par "la méthode des multiplicateurs de LAGRANGE".
 - 2.4.3 - Calcul de e_c .
- 2.5 - Mise en place du câble dans la structure: détermination de e_d
- 2.6 - Evaluation des pertes et de la loi de F réelle pour le câble retenu
- 2.7 - Calcul des moments hyperstatiques sur le câble définitif

CHAPITRE 3 - EFFORTS TRANCHANTS :

- 3.1 - Efforts tranchants extrêmes
- 3.2 - Sécurité relative au cisaillement
- 3.3 - Calcul des étriers

CHAPITRE 4 - VERIFICATION A LA RUPTURE :

- 4.1 - Calcul vis-à-vis du moment fléchissant sous les surcharges maximales
- 4.2 - Calcul vis-à-vis du moment fléchissant sous les surcharges minimales
- 4.3 - Calcul vis-à-vis de l'effort tranchant

CHAPITRE 5 - VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

5.1 - Eléments nécessaires au calcul des contraintes

5.2 - Calcul des contraintes sous les divers états

CHAPITRE 6 - FERRAILLAGE TRANSVERSAL HORIZONTAL

6.1 - Section à $0,25 l_1$

6.2 - Section à $0,50 l_1$

6.3 - Section à $0,75 l_1$

6.4 - Section au appui 2

6.5 - Section à $0,25 l_2$

6.6 - Section à $0,50 l_2$

6.7 - Section sur appui 3

6.8 - Section à $0,25 l_3$

6.9 - Section à $0,50 l_3$

6.10 - Section à $0,75 l_3$

6.11 - Disposition du ferrailage

CHAPITRE 7 - FERRAILLAGES COMPLEMENTAIRES :

(Pour mémoire, cf exemple d'application, pièce 2-6)

CHAPITRE 8 - TASSEMENTS DIFFERENTIELS ADMISSIBLES :

(Pour mémoire, cf exemple d'application, pièce 2-6)

CHAPITRE 1 - BASES DU CALCUL :

1.1 - Contraintes admissibles :

a/ - Béton :

- Contrainte maximum admissible à la compression

$$\overline{\sigma}_b = 0,42 \times \overline{\sigma}_{28} =$$

- Contrainte minimum admissible à la compression par flexion

$$\overline{\sigma}_1 =$$

b/ - Aciers pour béton armé :

- Aciers H.A. de flexion transversale $\overline{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en} =$

- Aciers doux de frettes, aciers de montage $\overline{\sigma}'_a =$

Les contraintes admissibles de ces aciers sont données par l'article 7 du Titre VI, fascicule 61 du C.P.C.

- Etriers pour béton précontraint

la contrainte admissible est égale à $\overline{\sigma}'_a = \rho'_a \sigma'_{en}$

c/ - Aciers durs parallèles, torons parallèles ou multitorons :

Se reporter à la fiche d'agrément ministériels pour les aciers durs à fils parallèles (Note Technique n° 66-2 du 17 Janvier 1966). Pour les torons parallèles ou multitorons, on se reportera à la pièce 1.4.1 du dossier pilote PSI BP 66 (ou de toute édition ultérieure) dans l'attente d'arrêté ministériel.

1.2 - Définition de la structure :

- Passage supérieur en dalle élégie précontrainte à 3 travées

- Portées des travées = $l_1 =$

- $l_2 =$

- $l_3 =$

- génération automatique = non

- structure avec gousset = oui longueur des goussets =

- épaisseur sur appuis centraux =

- épaisseur sur appuis de rive =

- épaisseur en milieu de travée centrale =

- pourcentage d'élégissement* en milieu de travée centrale =

* Vide
vide + plein

CHAPITRE 2 - CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

2.1 - Ecrêtement des moments sur appuis (cf. § 2.2.2 de la pièce 1.6)

a =	(appuis FREYSSINET)	d =
R_2 max =		ΔM_1 (appui 2) =
R_2 min =		ΔM_2 (appui 2) =
R_3 max =		ΔM_1 (appui 3) =
R_3 min =		ΔM_2 (appui 3) =

2.2 - Force de précontrainte : (cf § 2.4.3 de la pièce 1.6 et l'annexe à la pièce 1.4).

- F nécessaire =
dans la section =

- nature des câbles choisis =

T_G =		R_G =	
Rel 1000 =	Rel ₁₂₀ =	φ =	f =

- nombre de câbles =

- δ (condition géométrique) = ρ_0 =

On commence le calcul par l'évaluation du nombre de câbles (recherche de la section déterminante qui dans l'exemple d'application, pièce 2.6, se trouve être le gousset G_4 , et de la force F correspondante).

Puis, d'une première loi de variation de F empirique et grossière déduite d'un précédent (l'essentiel sera de choisir un précédent semblable en ce qui concerne le recul d'ancrage, les différences de T_G pouvant être compensées par une simple règle de trois) on déduit un premier tracé approximatif du câble, puis une seconde approximation des valeurs et variations de F, par un calcul semblable à celui des pages 6 et 7 qui suivent ; ce calcul préliminaire pourra se faire avec un nombre de lignes réduit, la seconde approximation de F étant ensuite interpolée.

Un exemple d'un tel dégrossissage sera trouvé dans la pièce 2.6.

2.4 Tracé du câble concordant

2.4.1 Calcul des moments hyperstatiques (cf: § 2.4.4 de la pièce 1.6)

TRAVEE 1

a) Calcul de $M_2''(\alpha)$

α	$\alpha \varphi_1'$	$I_R(\alpha)$	$b_1 I_R(\alpha) l_1$	$M_2''(\alpha)$

$$M_2''(\alpha) = \frac{\alpha \varphi_1'}{b_1 I_R(\alpha) l_1}$$

$$\begin{aligned}
 l_1 &= \\
 * \varphi_1 &= 0 \\
 * \varphi_1' &= \\
 * b_1 &= \\
 b_1 l_1 &=
 \end{aligned}$$

TRAVEE 2

$$l_2 = \quad * \varphi_2 = \quad * \varphi_2' = \quad * b_2 = \quad \Delta_2 = b_2 \left(\frac{1}{\varphi_2'} - 1 \right) =$$

α	$I_R(\alpha)$	$b_2 \Delta_2 I_R(\alpha)$	$b_2 - \alpha$	$\frac{b_2 - \alpha}{\varphi_2'}$	$\frac{b_2 - \alpha}{\varphi_2'} - \alpha$	$M_2''(\alpha)$

$$M_2''(\alpha) = \frac{1}{b_2 \Delta_2 I_R(\alpha)} \left[\frac{b_2 - \alpha}{\varphi_2'} - \alpha \right]$$

TRAVÉE 3

$l_3 =$

$\ast \varphi_3 =$

$\ast \varphi'_3 = 0$

$\ast b_3 =$

α	$l_3 - \alpha$	$\varphi_2 \varphi_3(l_3 - \alpha)$	$I_R(\alpha)$	$l_3 b_3 I_R(\alpha)$	$M_3''(\alpha)$

$$M_2''(\alpha) = \frac{-\varphi_2 \varphi_3 (l_3 - \alpha)}{l_3 b_3 I_R(\alpha)}$$

* La méthode de calcul de ces valeurs est donnée dans la pièce 1.6 pages 34 et 35
Les quantités sont définies dans la pièce 1.5 . tableau B2 page 3

b) Calcul de $M_3''(\alpha)$

TRAVÉE 1

$$M_3''(\alpha) = - \frac{\varphi_2' \varphi_1' \alpha}{l_1 b_1 I_R(\alpha)}$$

α	$b_1 I_R(\alpha) l_1$	$-\alpha \varphi_1' \varphi_2'$	$M_3''(\alpha)$

$$\begin{aligned}
 l_1 &= \\
 \varphi_1 &= 0 \\
 \varphi_2' &= \\
 \varphi_1' &= \\
 b_1 &=
 \end{aligned}$$

TRAVÉE 2

$$l_2 = \quad \varphi_2 = \quad \varphi_2' = \quad b_2 = \quad \Delta_2 =$$

α	$I_R(\alpha)$	$b_2 \Delta_2 I_R(\alpha)$	$\frac{\alpha}{\varphi_2}$	$\frac{\alpha}{\varphi_2} - l_2 + \alpha$	$M_3''(\alpha)$

$$M_3''(\alpha) = \frac{1}{l_2 \Delta_2 I_R(\alpha)} \left[\frac{\alpha}{\varphi_2} - l_2 + \alpha \right]$$

TRAVÉE 3

$$l_3 =$$

$$\varphi_3 =$$

$$\varphi'_3 = 0$$

$$l_3 =$$

α	$l_3 - \alpha$	$(l_3 - \alpha)\varphi_3$	$b_3 I_R(\alpha) l_3$	$M_3''(\alpha)$

$$M_3''(\alpha) = \frac{\varphi_3 (l_3 - \alpha)}{l_3 b_3 I_R(\alpha)}$$

(Cf: § 2.4.5 pièce 1.6 et § 2.4.2 pièce 2.6)

Les M_2'' et M_3'' sont obtenus par interpolation parabolique à partir des tableaux précédents page 9 et 12

$2 = MH3 = 0$

e_c	M_2''	Fec x M_2''	M_3''	Fec x M_3''
6	7	8	9	10

2.4.3 Calcul de e_c

En remplaçant dans la colonne 5 des tableaux précédents les valeurs respectives de α_1 , α_2 et α_3 nous trouvons les résultats de e_c résumés dans le tableau suivant.

SECTIONS	e_c

SECTIONS	e_c

On vérifie que toutes ces valeurs sont bien comprises entre e_i et e_s . (colonnes 2 et 3 page 13)

2.5 Mise en place du câble dans la structure.

La mise en place du câble dans la structure se fera d'abord pour la travée centrale. Nous abaisserons le câble de telle façon que la couverture sur appuis soit la même qu'en milieu de travée centrale, sous réserve que cette couverture soit supérieure à la couverture minimale.

La transformation qui permettra la mise en place du câble définitif est linéaire et de la forme :

$$y = A \frac{x}{l_2} + B$$

Il est rappelé que l'excentrement s'entend par rapport au centre de gravité des sections et non par rapport à leurs mi-hauteurs, les sections n'étant pas exactement symétriques.

SECTIONS	$\frac{x}{l_2}$	e_c	y	e_d
P2				
P3				

La transformation linéaire qui mettra en place le câble définitif dans la travée 1 est alors :

$$y = B \times \frac{x}{l_1}$$

D'où le tableau suivant :

SECTIONS	$\frac{x}{l_1}$	e_c	y	e_d
P1				
P2				

Dans la travée 3 :

$$y = (A+B) \times \frac{l_3 - x}{l_3}$$

D'où le tableau suivant :

SECTIONS	$\frac{x}{l_3}$	e_c	y	e_d
P3				
P4				

2.6 Evaluation des pertes et de la loi de F réelle pour le câble retenu .

2.6.1 Détermination des pertes statiques (Cf pièce 1.6 § 2.3.2 page 7)

Les points d'inflexion seront déterminés graphiquement sur le tracé du câble transformé de même que les angles α tant en plan qu'en hauteur (c.f pièce 1.6 page 8 § a1).

SECTIONS	DEVIATION ANGULAIRE α (Grades)	DISTANCE ENTRE 2 POINTS D'INFLEXION (m)	PERTES PAR * FROTTEMENT $\Delta T f(\alpha)$ Kg/mm ²	PERTES DUES AU RECUIL D'ANCRAGE $\Delta T(x)$ Kg/mm ²	Ts Kg/mm ²
P ₁					
I ₁					
I ₂					
I ₃					
I ₄					
I ₅					
I ₆					
0,5 l ₂					
I' ₆					
I' ₅					
I' ₄					
I' ₃					
I' ₂					
I' ₁					
P ₄					

* Les pertes par frottements comprennent les pertes en courbes et par déviation parasite

2.6.5 Détermination des tensions au temps t_1 et au temps t_2 dans les deux séries d'armatures .

(Cf: pièce 1.6 page 18)

Tension dans la 1^{ère}
série d'armatures au
temps t_1

Tension dans la 1^{ère}
série d'armatures au
temps t_2

Tension dans la 2^{ème}
série d'armatures au
temps t_2

SECTIONS	T_1 au temps t_1 kg / mm ²	ΔT au temps t_2 par relaxation	ΔT au temps t_2 Raccourcissement élastique	T_1 au temps t_2 kg / mm ²	T_2 au temps t_2 kg / mm ²

2.7 Calcul des moments hyperstatiques sur le câble définitif. (vérification)

On calculera les moments hyperstatiques MH2 et MH3 par intégration numérique. Les résultats seront donnés dans le tableau suivant:

Cf: tableau precedent page 23

Cf § 2.5 pages 16 et 17

Cf § 2.4.2 page 14

SECTIONS	F (tonnes)	e _d m	M ₂ " tm	F x M ₂ " x e _d	M ₃ " tm	F x M ₃ " x e _d

Par intégration numérique on en déduit : $M_{H2} \# F_{\infty} \text{ sur } P_2 \times (e_c - e_d) =$

$M_{H3} \# F_{\infty} \text{ sur } P_3 \times (e_c - e_d) =$

3-1 Efforts tranchants extrêmes

NATURE DE L'EFFORT TRANCHANT	APPUI 1	APPUI 2 G	APPUI 2 D	APPUI 3 G	APPUI 3 D	APPUI 4
Charge permanente totale *						
Réaction d'appui hyper-statique de précontrainte						
Surcharges maximales						
Effort tranchant maximal						
Surcharges minimales						
Effort tranchant minimal						

Ces valeurs sont tirées de la pièce 1-5 tableau F de la page 11

* Il y a lieu dans les cas d'espèce de tenir compte du coef. CP pour toutes les valeurs portées sur cette ligne.

Effet de la précontrainte isostatique :

a) Profil du câble

Sections	Appui 1	I ₁ *	I ₂	I ₃	Appui 2	I ₄	I ₅	I ₆	0,5 l ₂
Effort tranchant									

Sections	0,5 l ₂	I ₆	I ₅	I ₄	Appui 3	I ₃	I ₂	I ₁	Appui 4
Effort tranchant t									

* I₁, I₂, I₃ etc... sont les points d'inflexion que l'on a déterminés sur le câble transformé définitif pour le calcul des pertes statiques. (cf page 18 de la présente pièce).

b) Profil de la fibre moyenne (Effet des goussets)

Lignes enveloppes (cf pièce 2-6 pages 35 à 38)

3.2 Vérification de la sécurité vis à vis du cisaillement (Cf: pièce 1.6 § 3.1.4 page 49)

On calculera le cisaillement non seulement sur appui mais dans les sections début de goussets des travées éligies lorsqu'on a adopté une structure avec goussets. En règle générale pour d'autres lois de variation d'inertie on calculera le cisaillement dans plusieurs sections des travées éligies.

* EFFORT TRANCHANT	APPUI	MILIEU DE	G1	G1	APPUI	**	G2	G2	MILIEU DE	G3	G3	**	APPUI	G4	G4	MILIEU DE	APPUI	
	1	TRAVEE 1	Gauche	Droite	2G	2D	Gauche	Droite	TRAVEE 2	Gauche	Droite	3G	3D	Gauche	Droite	TRAVEE 3	4	
REDUIT MAXIMUM t																		
$\bar{\sigma}_b$ t/m^2																		
$\bar{\sigma}_b^2$ $(t/m)^2$																		
σ_g t/m^2																		
CONDITION DE CHALOS- BETEILLE $\bar{\sigma}_b^2$ $(t/m)^2$																		
$\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}$																		

* Ces valeurs sont obtenues linéairement à partir de la courbe enveloppe des efforts tranchants.
 ** On calculera généralement ces sections comme éligies, l'éligissement commençant à proximité.

3_3 Calcul des étriers (Cf: pièce 1.6 § 3.2 page 52)

EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM	APPUI	MILIEU	G1	G1	APPUI	**	G2	G2	MILIEU	G3	G3	**	APPUI	G4	G4	MILIEU	APPUI	
	1	DE TRAVEE	Gauche	Droite	2G	2D	Gauche	Droite	DE TRAVEE	Gauche	Droite	3G	3D	Gauche	Droite	DE TRAVEE	4	
$\frac{\overline{\sigma}_b^2}{\overline{\sigma}_b^2}$																		
ρ_a'																		
$\overline{\sigma}_a'$ t/m ²																		
tg δ																		
Z (m)																		
$\overline{\omega}$ * cm ² /m																		
t max. (m)																		
t adopté (m)																		
$\overline{\omega}_{adopté}$ * (cm ² /m)																		

* Les sections d'acier d'étriers sont évaluées en cm² par mètre linéaire de tablier pour toute la largeur utile du pont. Elles sont déterminées ici sous réserve de la page 31.

Voir d'autre part sur pièce 2.6 page 40 bis les règles de dispositions constructives à considérer.

** On calculera généralement ces sections comme élégies.

4.3. Calcul vis à vis de l'effort tranchant. (cf pièce 1.6 page 56)

SECTIONS	EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM (t)	τ_b t/m ²	*** $\bar{\tau}_b$ t/m ²	tg δ	sin 2 δ	σ_{bielle} t/m ²	** $\omega_{adopté}$ cm ² /ml	* σ'_a t/m ²
APPUI 1								
GOUSSET 1								
**** APPUI 2 (2D)								
GOUSSET 2								
MILIEU DE TRAVÉE 2								
GOUSSET 3								
**** APPUI 3 (3G)								
GOUSSET 4								
APPUI 4								

* σ'_a contrainte de traction dans les étriers doit rester inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes : 1,20 σ'_{en} et σ'_{arg} .

$$\sigma'_a = \frac{T_{r \max} \times \text{tg } \delta}{\omega \times Z} \times 10^4$$

** ω est à reprendre page 27 ou à adapter selon le résultat du calcul.

*** Ici $\bar{\tau}_b = \sqrt{\frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma'_{28} + \sigma_g)}$

**** On considèrera généralement ces sections comme élégies.

TABLEAU DES CONTRAINTES
NORMALES POUR L'OUVRAGE EN SERVICE
 (sous les surcharges militaires)

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL	Sections tous les 1,50m les plus voisines.	FIBRES	CONTRAINTES (kg/cm ²)				
			Ouvrage terminé à vide F à t _∞	Surcharges maximales militaires	Surcharges minimales militaires	Ouvrage terminé avec surcharges max. militaires	Ouvrage terminé avec surcharges min. militaires
			(1)	(2)	(3)	(4) = (1) + (2)	(5) = (1) + (3)
0,4 l ₁		n _s					
		n _i					
0,6 l ₁		n _s					
		n _i					
GOUSSET 1		n _s					
		n _i					
0,9 l ₁		n _s					
		n _i					
PILE 2		n _s					
		n _i					
0,1 l ₂		n _s					
		n _i					
GOUSSET 2		n _s					
		n _i					
0,5 l ₂		n _s					
		n _i					
GOUSSET 3		n _s					
		n _i					
0,9 l ₂		n _s					
		n _i					
PILE 3		n _s					
		n _i					
0,1 l ₃		n _s					
		n _i					
GOUSSET 4		n _s					
		n _i					
0,4 l ₃		n _s					
		n _i					
0,6 l ₃		n _s					
		n _i					

6-1 Section à 0,25 l_1

La valeur de ψ_1 direction des moments principaux à $\frac{\pi}{2}$ près est donnée par la formule :

$$\psi = \psi + \frac{\frac{D_1^2}{2b} - 0,5}{2,2} \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right)$$

$D_1^2 =$

$2b =$

$\psi =$

On en déduit $\psi =$

Calcul des moments principaux M_x et M_y : (cf: § 6-2 chapitre 4 page 70 de la pièce-6)

Rappel des formules

$$\begin{cases} M_x = (M_G + M_P + 1,2 M_S) \frac{\sin \psi}{2b} \\ M_y = 1,2 M_{GM} + k \psi M_x \end{cases}$$

Moments sous les différents cas de charges		M_x tm/m	$k \psi M_x$ *	$1,2 M_{GM}$	M_y tm/m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $k \psi = \frac{2b}{l_1} \times 0,20 =$

6.2 Section à 0,50 l₁.

Moments sous les différents cas de charges		Mx tm / m	$K \gamma M_x$ *	1,2 M _{GM}	My tm / m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $K \gamma = \frac{2 \cdot b}{l_1} \times 0,20 =$

6.3 Section à 0,75 l_1 .

Moments sous les différents cas de charges		M_x tm / m	$K \gamma M_x$ *	$1,2 M_{GM}$	M_y tm / m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $K \gamma = \frac{2b}{l_1} \times 0,20 =$

6.4 Section sur appui 2. cf pièce 1.6 pages 67 et 68

La valeur de Ψ est donnée par la formule :

$$\Psi = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \frac{2 \times 2b}{D'_1 + D'_2}$$

On en déduit $\Psi =$

Calcul de M_x et M_y

$$M_x = (M_G + M_P + 1,2 M_S) \frac{\sin \Psi}{2 b}$$

$$M_y = \sqrt{M_x}^* \text{ ou } M_y = \frac{K_1}{n} M_x^{**}$$

* Nous sommes dans l'hypothèse d'un appui continu

** Nous sommes dans l'hypothèse d'un appui discontinu, n étant le nombre d'appuis.

Moments		M_x tm / m	$M_y = \sqrt{M_x}^*$ ou $M_y = \frac{K_1}{n} M_x^{**}$ tm / m
Surcharges			
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		

6.5 Section à 0,25 l₂

Calcul de M_x et M_y

Moments Surcharges		M _x	Kγ M _x *	1,2 MGM	M _y
		tm / m			tm / m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $K\gamma = \frac{2b}{l_2} \times 0,20 =$

6.6 Section à 0,50 l₂

Calcul de Mx et My

Moments Surcharges		Mx	Kγ Mx *	1,2 MGM	My
		tm/m			tm / m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $K\gamma = \frac{2b}{l_2} \times 0,20 =$

6.7 Section sur appui 3

Moments		M_x tm / m	$M_y = \sqrt{\quad} M_x^*$ ou $M_y = \frac{K_i}{n} M_x^{**}$ ** tm / m
Surcharges			
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		
	MAX		
	MIN		

6.8 Section à 0,25 l_3 .

Moments sous les différents cas de charges		M_x tm / m	$K \gamma M_x$ *	$1,2 M_{GM}$	M_y tm / m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $K \gamma = \frac{2 b}{l_2} \times 0,20 =$

6.9 Section à 0,50 l₃

Moments sous les différents cas de charges		Mx tm/m	Kγ Mx *	1,2 M _{GM}	My tm/m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* Kγ = $\frac{2b}{l_3} \times 20 =$

6.10 Section à 0,75 l_3 .

Moments sous les différents cas de charges		Mx tm / m	$K\gamma Mx$ *	1,2 M _{GM}	My tm / m
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				
	MAX				
	MIN				

* $K\gamma = \frac{2b}{l_3} \times 0,20 =$

6.11 Disposition du ferrailage : A partir des moments ainsi déterminés, on déterminera les armatures transversales comme si la dalle était pleine.

SECTIONS	FIBRES	h m	Section d'acier nécessaire cm ² /ml	Section d'acier adoptée cm ² /ml
0,25 l ₁	SUP			
	INF			
0,50 l ₁	SUP			
	INF			
0,75 l ₁	SUP			
	INF			
APPUI 2	SUP			
	INF			
0,25 l ₂	SUP			
	INF			
0,50 l ₂	SUP			
	INF			
APPUI 3	SUP			
	INF			
0,25 l ₃	SUP			
	INF			
0,50 l ₃	SUP			
	INF			
0,75 l ₃	SUP			
	INF			

CHAPITRE 7 - FERRAILLAGES COMPLEMENTAIRES

(Pour mémoire, cf pièce 1-6 pages 71 et 72 et exemple d'application pièce 2-6).

7-1 - Chevêtre incorporé sur piles culées

7-2 - Reprise des tractions en phase provisoire

7-3 - Ferrailrages supplémentaires

7-3-1 - Reprise des tractions dues à l'écrêtement des moments longitudinaux sur les appuis intermédiaires.

7-3-2 - Vérification au poinçonnement dû aux appuis.

CHAPITRE 8 - TASSEMENTS DIFFERENTIELS ADMISSIBLES

(Pour mémoire, cf exemple d'application pièce 2-6).

Remarque : Pour la vérification des soulèvements d'appui de rive dans le cas d'un trois travées, il sera nécessaire de calculer la réaction minimale sur appui (on se reportera à la pièce 2-9 du présent dossier).

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

PIECES PILOTES

Réalisation des élégissements

1.8

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

S O M M A I R E

CHAPITRE I - REMARQUES GENERALES -

- 1.1. - Stockage
- 1.2. - Mise en place
- 1.3. - Fixation des buses
- 1.4. - Forme des élégissements
- 1.5. - Drainage
- 1.6. - Abouts

CHAPITRE II - LES DIFFERENTS MATERIAUX UTILISABLES -

- 2.1. - Fibrociment
- 2.2. - Béton comprimé
- 2.3. - Buses métalliques
- 2.4. - Buses en polystyrène expansé
- 2.5. - Buses en bois
- 2.6. - Buses en carton
- 2.7. - Conclusion

CHAPITRE III - POSE ET FIXATION DES BUSES D'ELEGISSEMENT -

- 3.1. - Pose des buses
- 3.2. - Fixation des buses

Nota : Les indications de firmes figurant dans la présente pièce résultent des précédents connus du SSAR au moment de la rédaction et ne prétendent pas avoir un caractère limitatif.

CHAPITRE I - REMARQUES GENERALES -

Le problème de la matérialisation des vides d'élégissement est loin d'être aussi secondaire que l'on pourrait le penser. Beaucoup d'Ingénieurs se sont lancés dans la réalisation d'ouvrages élégis sans s'entourer de précautions suffisantes et ont eu à subir de nombreux déboires.

Nous pensons que ces fréquentes difficultés ne doivent pas conduire à la condamnation de ce type d'ouvrage, mais que, bien au contraire, il nous appartient d'en tirer les enseignements pour faciliter la généralisation de ce procédé.

Les principales difficultés rencontrées dans la construction de dalles élégies sont les suivantes :

1.1. - Stockage -

Pour un ouvrage courant, il faut compter environ 100 m³ de vides. Ceci nécessite une importante surface qu'il est difficile de trouver dans certains cas sur les chantiers. Cet inconvénient est commun aux divers matériaux pouvant constituer les élégissements ; il s'assortit, pour certains matériaux, de mesures de protection contre les intempéries.

1.2. - Mise en place -

La plus ou moins grande facilité de mise en place dépend essentiellement du poids de la buse utilisée. Il peut varier pour des ϕ de 50 cm par exemple, de 3 kg/ml pour le carton à 170 kg/ml pour le béton comprimé. Cette sujétion est donc loin d'être négligeable.

Par ailleurs la fragilité du matériau, ou son incapacité à supporter les intempéries, joue un grand rôle pour sa mise en oeuvre.

Il faut également prendre garde à ménager des espaces suffisants, dans le sens transversal, entre les files de buses, pour permettre une mise en place aisée des câbles de précontrainte, de certains ferraillements complémentaires et du béton. Nous verrons plus loin qu'à pourcentage d'élégissement constant, la forme de l'élégissement peut jouer un grand rôle vis-à-vis de ce problème.

1.3 - Fixation des buses -

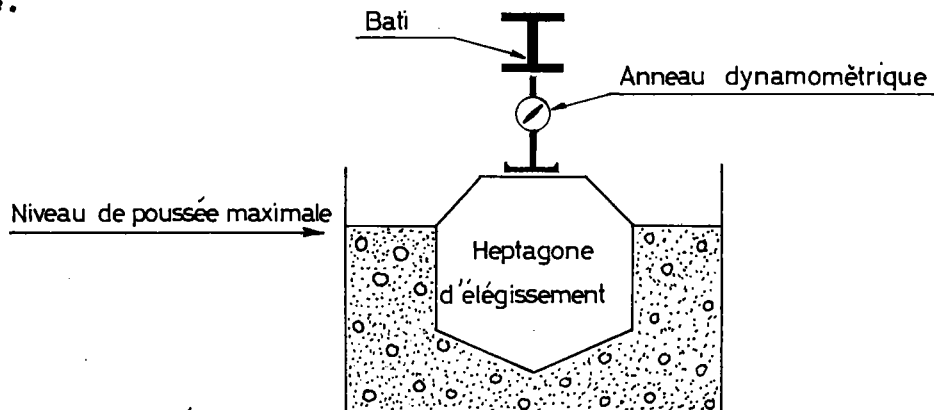
Ce problème, qui a été à l'origine du plus grand nombre de déboires, doit être examiné sérieusement. En effet la minceur des structures en béton précontraint interdit toute variation importante de la position ou de la forme des buses.

Lors du bétonnage et de la vibration du béton, les tubes d'élégissement sont soumis à une poussée importante d'après le principe d'Archimède.

Cette poussée, qui dépend à la fois de l'énergie de vibration, de la plus ou moins grande fluidité du béton et de la forme de l'élégissement a été évaluée expérimentalement sur des buses heptagonales en carton. (cf. figure).

Il a été constaté qu'au fur et à mesure du remplissage du béton et de sa vibration, la poussée d'Archimède, mesurée par un anneau dynamométrique, augmentait régulièrement. Cette poussée est passée par un maximum lorsque le béton a atteint le niveau supérieur des parois verticales de l'heptagone. Au-dessus de ce niveau, la poussée s'est mise à décroître.

Une fois le tube d'élégissement noyé dans le béton, l'anneau dynamométrique, qui empêchait toute remontée du carton, a été enlevé. Aucun soulèvement n'a été constaté, ce qui semble signifier que les forces de frottement du béton sont suffisantes pour contrebalancer la poussée d'Archimède.



jusqu'au niveau de /
poussée maximale / En définitive, cette expérience a montré que tout se passait /
comme si la buse était plongée dans un liquide de poids spécifique 0,68 t/m³. /
C'est donc cette valeur qu'il conviendrait de prendre en compte pour la dé- /
termination des attaches des tubes d'élégissement. Toutefois, par mesure de /
sécurité, nous conseillons aux utilisateurs de considérer que les buses sont /
soumises à la poussée hydrostatique et de prendre 1 comme poids spécifique /
apparent du béton.

Si le coulage du béton est réalisé de façon dissymétrique par rapport à la buse, il peut se produire un déversement de celle-ci. Il faudra donc que la fixation soit conçue de telle manière qu'elle s'oppose à ce déversement.

La méthode qui consiste à ceinturer les buses par des feuil- lards, des aciers ou des rubans de nylon ou de viscosse et à les asseoir convenablement sur des "chaises" épousant leurs formes sur une certaine surface, permet de s'opposer convenablement au déversement.

Il est par ailleurs souhaitable de prévoir des planches d'une largeur égale à l'espacement prévu entre tubes de manière à conserver leur écartement constant ; ces planches sont retirées au fur et à mesure du coulage. On peut également s'opposer au déversement en ligaturant transversalement les buses entre elles.

Enfin le bétonnage devra être réalisé en tenant compte des deux sollicitations qui précèdent (poussée d'Archimède et déversement). Pour réduire la première il conviendra d'utiliser un béton assez sec ; pour diminuer la seconde il faudra veiller à ce que le niveau de béton reste à peu près constant de part et d'autre des buses.

1.4 - Forme des élégissements -

Les élégissements réalisés jusqu'ici avaient le plus souvent la forme circulaire. Ceci tenait essentiellement aux matériaux utilisés (tôle, fibrociment, béton comprimé). Toutefois on a pu constater que le cercle n'est pas la section la plus intéressante, en effet :

- il ne ménage pas d'intervalle suffisant entre deux files de buses pour faciliter la mise en place des câbles, du ferrailage complémentaire et du béton

- la mise en place du béton inférieur est délicate ; nous avons vu au paragraphe précédent que la technique des dalles élégie supposait un béton assez sec, or il est difficile d'obtenir un bon bétonnage au voisinage des génératrices inférieures à partir d'intervalles déjà faibles entre les buses.

Des manques de béton ou "nids d'abeilles" sont apparus lors du décoffrage dans plusieurs ouvrages élégis par des buses circulaires.

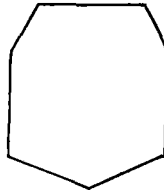
- sa forme ne facilite pas le cheminement des ouvriers.

Les nouveaux matériaux utilisables (cartons, bois, polystyrène expansé) permettent des formes à contour polygonal qui pallient ces inconvénients.

La section idéale doit être :

- plane sur le dessus —————> circulation des ouvriers
- plus étroite que haute —————> mise en place des câbles, du ferrailage et du béton
- angulaire vers le bas —————> coulage du béton (angle obtus)

En définitive il semble qu'une forme heptagonale irrégulière doit donner satisfaction et permettre d'obtenir un pourcentage convenable de vide en éliminant les difficultés précitées dues à la section circulaire.



Echelle : 1/20

1.5 - Drainage -

Le problème du drainage des buses n'a, semble-t-il, généralement pas été envisagé dans les ouvrages déjà réalisés en France. Il dépend en effet essentiellement du matériau utilisé. Cette pratique se fait couramment en Allemagne et nous pensons qu'il faut s'y discipliner.

Seul le polystyrène expansé, matériau plein, donne toute garantie d'étanchéité ; pour les autres matériaux il faudra éviter que les élargissements puissent se remplir d'eau. En effet cela conduirait à une augmentation de charge pour l'ouvrage, et sans doute à l'apparition de trainées inesthétiques sur l'intrados.

Pour s'opposer aux concentrations d'eau, il est aisé de prévoir de petits cubes de béton, placés aux points bas des buses dans lesquels seront noyés des tubes d'environ 10 mm de diamètre, en polyvinyle de préférence. Ces tubes viendront affleurer d'une part le nu de l'extrados, d'autre part la face inférieure de la buse d'élargissement.

Après décoffrage il suffira de percer la buse au moyen d'un fer à béton enfilé dans le tube de nylon pour assurer le drainage. Dans le cas du ciment ou du métal il faudra évidemment utiliser une mèche.

1.6 - Abouts -

La réalisation des abouts rejoint le problème du drainage en ce qu'elle conditionne l'étanchéité des buses.

Pour les éléments en béton et fibrociment la difficulté est d'autant plus grande que les éléments ne peuvent avoir qu'une longueur limitée ce qui multiplie le nombre d'abouts.

Pour les buses métalliques, également de longueur limitée, la fermeture aux abouts est réalisée par soudage ou agrafage.

Les buses en polystyrène expansé, étant de section pleine, ne posent aucun problème de ce point de vue. On peut qui plus est, réaliser des volumes pyramidaux qui affranchissent la dalle du brusque changement de structure entre la partie éléie et la partie pleine.

Les éléçissements en bois peuvent être aisément obturés par des couvercles ligaturés par du fil de fer.

Les tubes en carton permettent de réduire le nombre d'éléments, donc d'abouts, grâce à des manchons qui les relient entre eux ; les abouts sont réalisés par des volumes pyramidaux qui viennent s'encastrent dans les extrémités des buses.

CHAPITRE II - LES DIFFERENTS MATERIAUX UTILISABLES -

2.1. - Fibrociment -

a) Avantages - facilité de mise en oeuvre grâce à sa légèreté.

- faible épaisseur de paroi

- résistance et insensibilité aux intempéries.

b) Inconvénients -

- très onéreux (environ 83 francs par mètre linéaire en Ø 500 mm : c'est certainement la solution la plus chère).

Ce prix s'entend pose comprise.

- difficultés aux abouts.

- section circulaire obligatoire

- difficulté de stockage.

2.2. - Béton comprimé -

a) Avantages -

- moins cher que le fibrociment mais encore onéreux (environ 46 francs par mètre linéaire en Ø 500). Ce prix s'entend pose comprise

- facilité d'approvisionnement

- résistance et insensibilité aux intempéries.

b) Inconvénients -

- poids très important

- épaisseur importante des parois

- section circulaire obligatoire
- difficultés aux abouts
- difficultés de stockage

2.2. - Buses métalliques (feuillard)

a) Avantages :

- légèreté et facilité de mise en oeuvre
- faible épaisseur des parois
- insensibilité aux intempéries

b) Inconvénients :

- onéreux (environ 50 francs le mètre linéaire en \emptyset 500) ce prix s'entend pose comprise.
- risque d'ovalisation sous la poussée du béton.
- nécessité pour la tôle spiralée, agrafée, soudée ou sertie de réaliser une bonne étanchéité.
- difficulté de stockage.

Ces remarques proviennent de résultats que l'on a obtenus sur des chantiers français.

Nota : Ces inconvénients peuvent être considérablement réduits, voire supprimés, grâce à des buses faites de feuillard de section ondulée, agrafées en spirale, qui font leur apparition sur le marché français et qui sont utilisées couramment sur des chantiers de dalles élégies à l'étranger, notamment en Suisse, aux Etats Unis et en Allemagne. Les ondulations des parois augmentent la rigidité des buses et éliminent le risque d'ovalisation. Leur étanchéité est parfaite. Enfin la machine qui fabrique ces buses peut se déplacer jusqu'au chantier, ce qui diminue ainsi le prix de transport des buses, donc leur coût total. Le prix de revient de tels élégissements est intéressant : à titre indicatif, sur le marché suisse, pour un \emptyset 500, environ 23 F suisse le mètre linéaire. Ce prix s'entend pose comprise.

La fourniture de la buse intervient pour 19,75 F suisse/ml.

La firme qui les fabrique est la société COFRATOL S.A, représentée par M. BOURDEU 10 Rue d'ASSAS -PARIS (6è).

2.4. - Buses en polystyrène expansé -

Elle sont réalisées par découpage en pleine masse, au fil chaud ou à la scie à rubans, de prismes à section polygonale régulière ou non.

a) Avantages -

- très grande légèreté, mise en oeuvre aisée.

- section pleine et étanche
- insensibilité aux conditions atmosphériques
- possibilité d'obtenir la forme de section désirée
- pas de problèmes d'abouts

b) Inconvénients -

- très onéreux
- faible résistance au poinçonnement
- stockage difficile

2.5. - Buses en bois (SATUJO) - (54 av. La Motte - Piquet PARIS 1^{er})

1/ Buses légères -

Elles sont constituées en panneaux minces rectangulaires assemblés par fil de fer et peuvent matérialiser des prismes à section polygonale obligatoirement régulière.

a) Avantages -

- prix intéressant (environ 21 francs par mètre linéaire de buse de \varnothing 50 cm). Ce prix s'entend pose non comprise.
- légèreté et mise en oeuvre aisée
- insensibilité aux conditions atmosphériques
- pas de problèmes d'abouts

b) Inconvénients -

- étanchéité très douteuse
- nécessité d'une obturation des trous provoqués par les noeuds du bois
- Obligation d'une section polygonale régulière
- bétonnage délicat par temps sec nécessité d'humidifier les buses
- relative fragilité

2/ Buses lourdes -

Elles sont constituées en panneaux rectangulaires (pins) relativement épais assemblés par agrafage pneumatique sur des cadres servant de raidisseurs. Elles peuvent matérialiser des prismes à section polygonale de la forme désirée.

a) Avantages -

- prix intéressant, comparable aux buses légères

- insensibilité aux conditions atmosphériques
- pas de problème d'abouts
- grande robustesse sur chantier

b) Inconvénients -

- étanchéité partielle
- stockage difficile
- difficulté de mise en oeuvre compte tenu du poids
- bétonnage délicat par temps sec, nécessité d'humidifier les buses

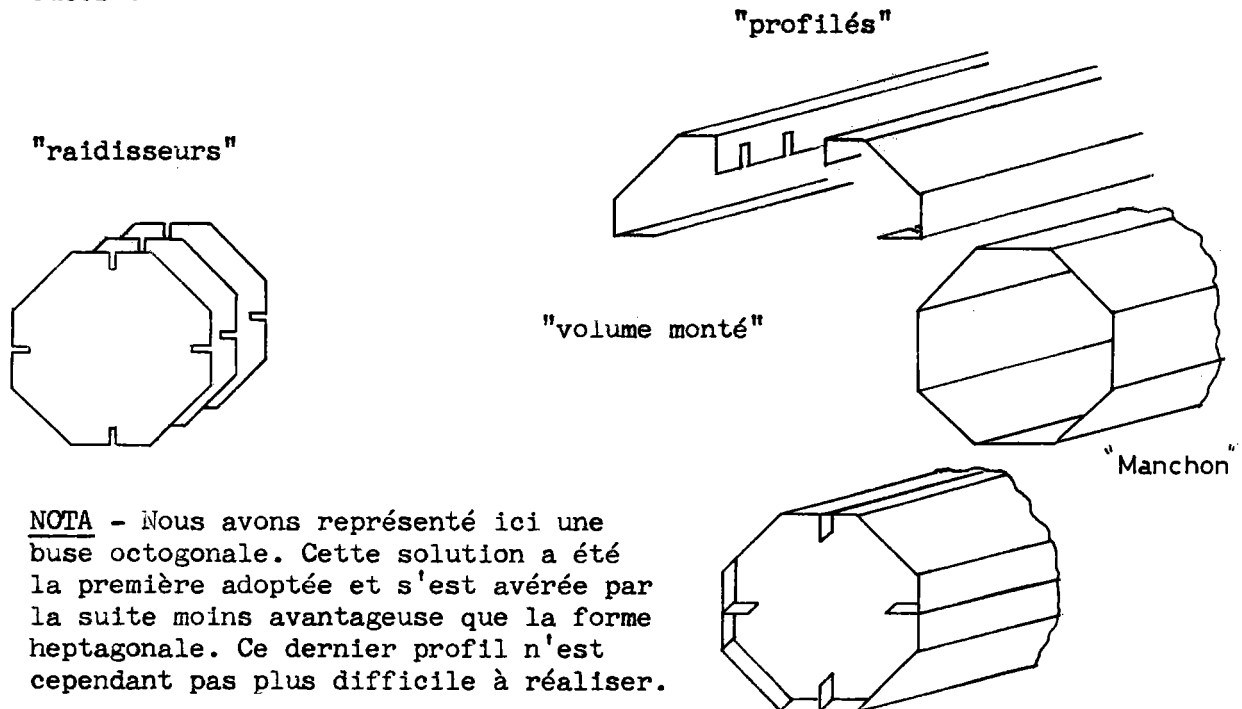
2.6. - Buses en carton (SACNA - LAFARGE):

(19-21, Avenue de Poumeyrol Caluire 69-LYON-ST CLAIR)

Cette méthode originale et d'une mise au point récente, nécessite une description plus complète.

Le matériau utilisé est un fort carton ondulé. La buse est réalisée en entourant des plaques de carton de la forme polygonale désirée, formant raidisseurs, avec des éléments longitudinaux préalablement pliés aux dimensions désirées. Les volumes élémentaires sont assemblés les uns aux autres au moyen de manchons de même longueur qui les entourent de manière ajustée. Le montage prend environ 30 minutes par mètre cube confectionné.

Le schéma suivant explicite le principe de réalisation de ces buses :



NOTA - Nous avons représenté ici une buse octogonale. Cette solution a été la première adoptée et s'est avérée par la suite moins avantageuse que la forme heptagonale. Ce dernier profil n'est cependant pas plus difficile à réaliser.

a) Avantages -

- prix très avantageux (environ 36 Francs par mètre linéaire en Ø 500 mm Ce prix s'entend pose comprise)
- grande rigidité grâce à deux sortes de raidisseurs : cannelures d'une part et raidisseurs transversaux d'autre part.
- légèreté et facilité de mise en oeuvre (le montage sur le chantier crée une sujétion sans gravité car l'expérience prouve que des ouvriers non avertis s'accoutument rapidement au processus très simple).
- facilités de stockage et réduction des frais de transport, les cartons empilés ont en effet 5 à 7 fois moins de volume qu'après montage.
- possibilité d'obtenir la section que l'on désire.

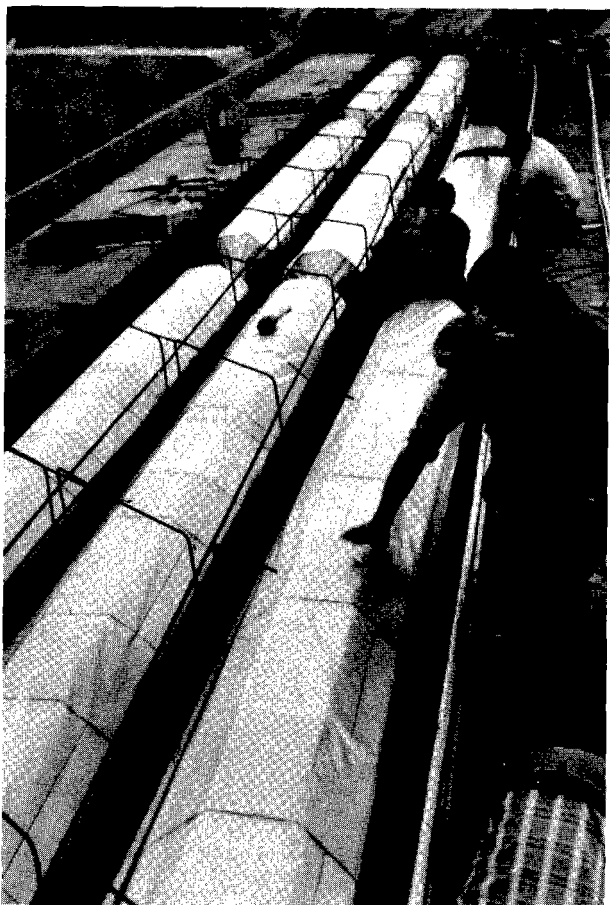
b) Inconvénients -

- grande sensibilité aux conditions atmosphériques
- faible résistance au poinçonnement.

c) Précautions à prendre -

Outre les précautions relatives à tous les modes d'élévations, le carton nécessite de prendre garde aux points suivants :

- avant montage il doit être entreposé dans un local fermé. S'il doit être simplement sous hangar il faut demander sa livraison sous gaine polyéthylène.
- dans le même souci de protection contre l'humidité le montage doit être fait sous abri jusqu'à mise sous gaine de polyéthylène de protection.
- après mise en place des buses, et avant bétonnage on devra vérifier fréquemment que la gaine ne présente pas de déchirure notable ; dans le cas contraire on devra les réparer aussitôt avec un ruban adhésif spécial, résistant à l'humidité, fabriqué par toutes les sociétés spécialisées, notamment TESA.



Passage supérieur à deux travées
en dalle élégie précontrainte
(Franchissement de l'Antenne de
Bagnolet par le CD. 20).

Réglage et fixation des élégissements
(Buses en carton).

(Photo . S.S.A.R.)

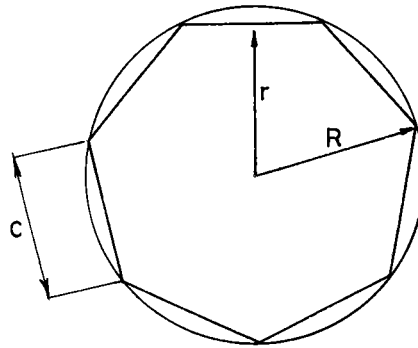
2.7. - Conclusion -

Lorsque furent réalisés les premiers ouvrages en dalles élégies on a évidemment utilisé des buses circulaires existant sur le marché. Ces buses, qu'elles soient en béton, fibrociment ou métal présentent, nous l'avons vu, sensiblement les mêmes inconvénients.

L'emploi plus fréquent des dalles élégies a permis d'explorer des procédés nouveaux : polystyrène expansé, bois, carton qui ont certainement un bel avenir en ce domaine. Les fabricants de carton ont les premiers pris conscience que le marché n'est pas négligeable et ont étudié leur solution en conséquence. C'est ce qui nous a conduit à arrêter notre préférence sur ce procédé qui s'avère le plus économique. Il apparaît cependant que les solutions utilisant le bois ou le polystyrène expansé sont maintenant bien étudiées tant du point de vue prix de revient que des conditions particulières de leur réalisation et mise en oeuvre. Elles fournissent donc des variantes d'emploi aussi intéressantes que les buses en carton. Les buses métalliques enfin paraissent faire l'objet de solutions nouvelles très encourageantes.

NOTA - Pour faciliter le dimensionnement des élégissements heptagonaux, nous donnons ici les caractéristiques géométriques des heptagones réguliers.

$$\begin{aligned} R &= 1,152 C \\ r &= 1,038 C \\ C &= 0,868 R \\ C &= 0,963 r \\ S &= 3,634 C^2 \\ S &= 2,736 R^2 \end{aligned}$$



Diamètre à porter dans le bordereau des données :

$$HVIDE = 1,866 R$$



(Photo . S.S.A.R.)

Vue d'ensemble d'un des deux tabliers du passage supérieur à deux travées en dalle élégie précontrainte sur l'Antenne de Bagnolet (Franchissement du CD. 20).

CHAPITRE III - POSE ET FIXATION DES BUSES D'ELEGISSEMENT -

Le problème envisagé présente deux aspects :

1/ la pose des buses à l'écartement voulu du coffrage inférieur et à la position en plan désirée

2/ la résistance à la poussée d'Archimède et au déversement.

3.1. - Pose des buses -

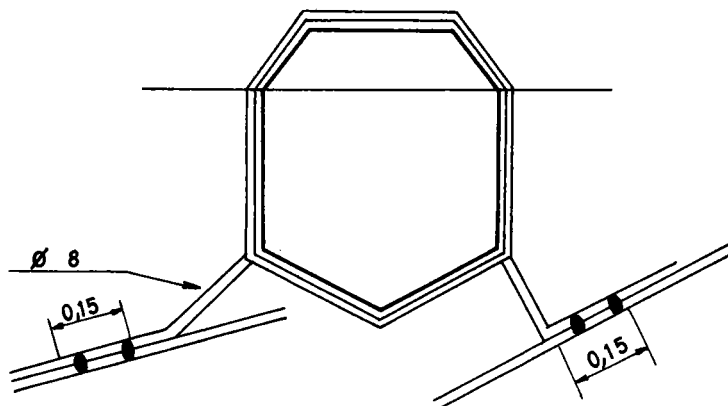
Comme nous l'avons vu précédemment, les buses doivent être placées sur des supports qui permettent de les situer géométriquement dans la structure sans que cette situation puisse être gravement modifiée pendant la réalisation du chantier.

La méthode la plus simple consiste à poser les buses sur le ferrailage secondaire.

Dans le cas de buses rigides et étanches (béton, fibrociment, métal) on peut se contenter de poser les buses sur des $\varnothing 8$ horizontaux liés à des cadres verticaux.

Lorsque les buses ne résistent pas au poinçonnement il faut prévoir des "chaises" présentant une surface d'appui suffisante.

Ces "chaises" peuvent être réalisées en acier $\varnothing 8$ comme figuré au schéma ci-après, ou par des feuilards de 30 mm de large et 1 mm d'épaisseur



Si, comme il est souhaitable, on veut utiliser le poids du ferrailage transversal pour s'opposer à la poussée lors du coulage, on reliera les buses aux chaises supports par des feuilards.

Cette méthode permet en outre une grande stabilité durant la période de réalisation des travaux.

* Ces aciers étant au contact de la buse, il est prudent de les galvaniser pour éviter toute apparition de rouille risquant de faire éclater le béton.

Dans le cas du carton ou même de l'amiante et du bois, il convient d'intercaler entre le support et la buse des bandes de feuillards ou de bois déployé d'une largeur d'environ 10 cm pour répartir les efforts.

On peut également prévoir des chaises en béton, affectant la même forme, de 7 à 8 cm d'épaisseur, et reliées au ferrailage secondaire. Cette méthode paraît à la fois plus compliquée, plus onéreuse et présente en outre l'inconvénient de gêner le coulage du béton.

Lorsque cela est possible, il est souhaitable de prévoir des cales que l'on interpose entre les étriers et les faces verticales des buses. Elles assurent ainsi le contreventement avant et pendant le coulage.

Nous verrons plus loin que la fixation peut être assurée par le haut au cas où l'on adopte un dispositif permettant de s'opposer à la poussée du béton en maintenant les buses par le dessus.

L'écartement des chaises varie avec le type de buse ; il peut varier entre 0,50 m et 2 m suivant la rigidité du matériau considéré.

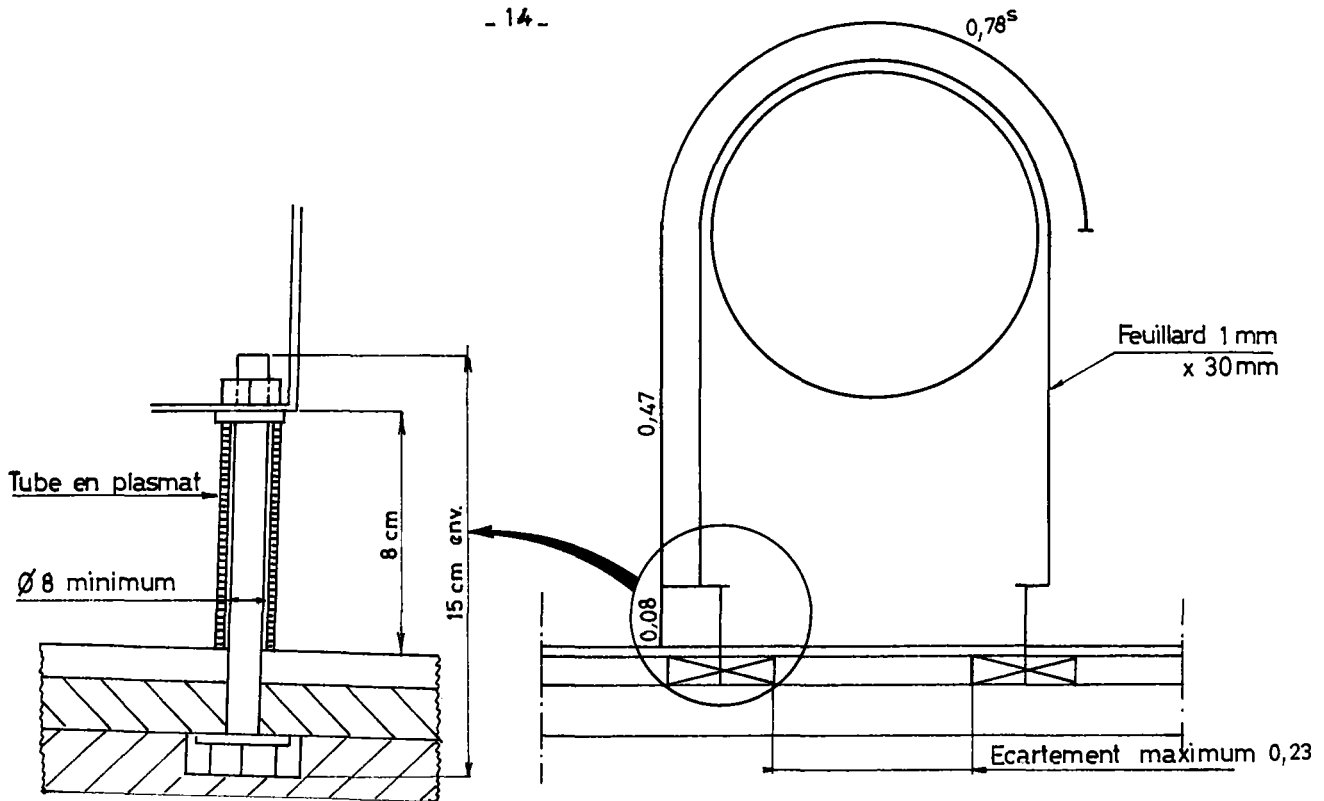
3.2. - Fixation des buses -

En adoptant les hypothèses avancées dans le Chapitre I on voit que le coulage et la vibration du béton provoquent une poussée qui est de l'ordre de 200 kg pour un élément de buse de 1 m en \varnothing 50 cm. Cette sollicitation est donc importante et doit conduire à prévoir une fixation sérieuse.

Certains Ingénieurs ont réalisé des ouvrages élégis en fixant simplement les buses au ferrailage transversal et n'ont pas eu de déboires notables. Nous mentionnons donc cette possibilité sans cependant la conseiller car, même avec un ferrailage secondaire important, nous sommes loins des critères de résistance imposés par l'expérience décrite en I.

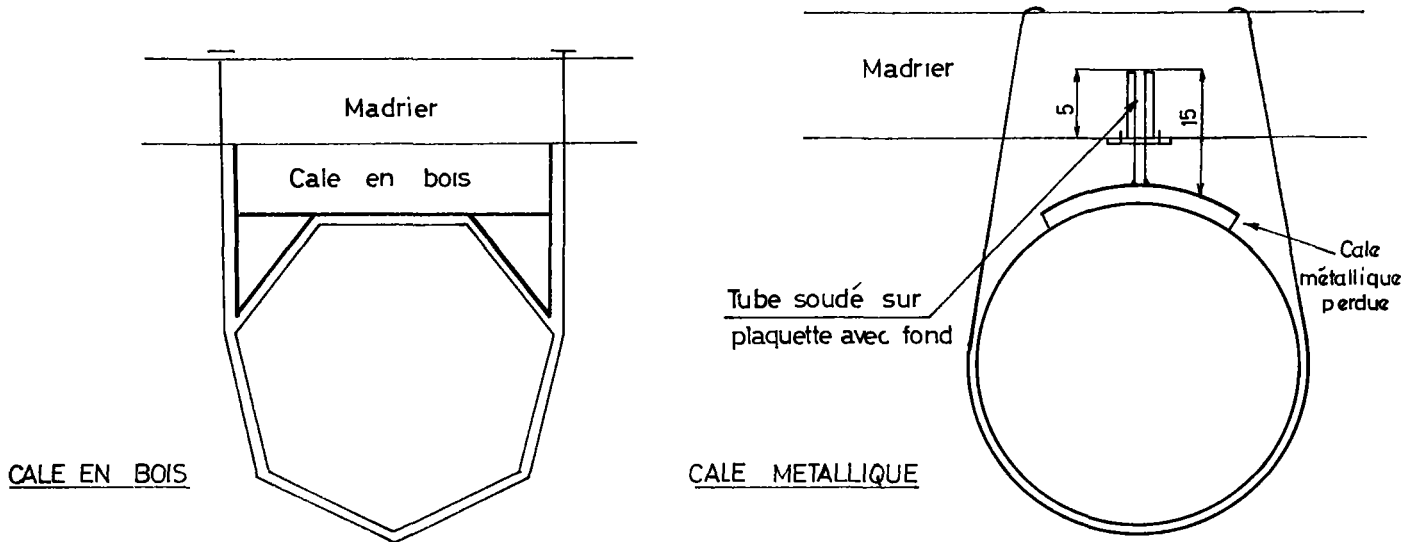
Nous pensons qu'il convient de tenir compte du poids du ferrailage transversal et de rajouter des attaches jusqu'à pouvoir équilibrer avec certitude une poussée égale à la poussée hydrostatique.

Ces attaches supplémentaires sont fréquemment réalisées en feuillard suivant un procédé conforme au schéma ci-après :



Nous retiendrons contre ce procédé son prix de revient, l'obligation de percer les coffrages, le fait que l'about des tubes en plasmate est visible du décoffrage.

Certains réalisateurs ne sont opposés à la poussée en lestant un bâti appliqué sur les buses et épousant leur forme au moyen de cales en bois ou métalliques, qui sont évidemment retirées du béton en fin de coulage.



Dans cette solution les buses ne sont pas posées, mais maintenues au bâti par des feuillards.

Ce procédé a comme inconvénient d'encombrer considérablement un chantier déjà bien lourd lors du bétonnage, de poser un difficile problème de support du bâti ; il nécessite par ailleurs des manoeuvres délicates pour dégager le bâti lorsque le béton affleure à la partie supérieure de la buse.

Une solution plus élégante a été réalisée, elle consiste à maintenir les buses par des rubans en nylon ou en viscosse que l'on a fait passer par les interstices entre les planches de coffrage. Ces rubans étaient maintenus par de simples clavettes bloquées sur les coffrages. Ces rubans en viscosse sont fabriqués par des sociétés spécialisées notamment la société BADOR (34, Boulevard Jules Janin - SAINT ETIENNE - 42 -).

Les rubans textiles présentent l'inconvénient d'une élasticité importante (de l'ordre de 5 % sous 90 kg pour un ruban de 16 mm de large). Il en résulte une difficulté de réglage des buses. Toutefois les fabricants concernés espèrent pouvoir réaliser des rubans nettement moins élastiques.

La résistance au déversement des buses lors du coulage du béton peut s'obtenir de façon simple, comme nous l'avons vu précédemment, au moyen de cales interposées entre les étriers et les parois verticales des buses. Si ce procédé ne peut pas être utilisé, ou si l'on estime le contreventement insuffisant, on peut maintenir les buses en intercalant entre elles des planches de largeurs égales à leurs écartements que l'on remonte au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage.



(Photo S.S.A.R.)

- Vue d'ensemble du tablier d'un passage supérieur à trois travées en dalle élégie précontrainte sur l'Autoroute A.7 (VAUCLUSE).

- On remarquera les fixations des buses constituées de tortillards \varnothing 6 ADx espacés de 0,60 m.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

**PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE**

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)
Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingenieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingenieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingenieur en Chef

M. GERBAULT

Ingenieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

MODELE D'APPLICATION

(PS-DE 4670/IV - 3 Travées)

- 2.1.1 - Elévation et Plan
- 2.1.2 - Plans de coffrage des piles et des piles culées
- 2.2 - Coupe transversale
- 2.3 - Présentation des données sans commentaires
- 2.4 - Extrait de la note de calcul électronique
- 2.5 - Récapitulation des efforts
- 2.6 - Cadre de calcul de la précontrainte
- 2.7.1 - Epure de câblage
- 2.7.2 - Plans de ferrailage du tablier
- 2.8 - Avant-métré du tablier
- 2.9 - Système d'ancrage pour appui de rive

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Elévation et Plan

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

2.1.1

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

CHEF DU SERVICE
 38, rue Liancourt
 PARIS 14 - Tél : 734.37.74

F. PONS
 Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
 Gestionnaire

G. MONNERET
 Ingénieur en Chef

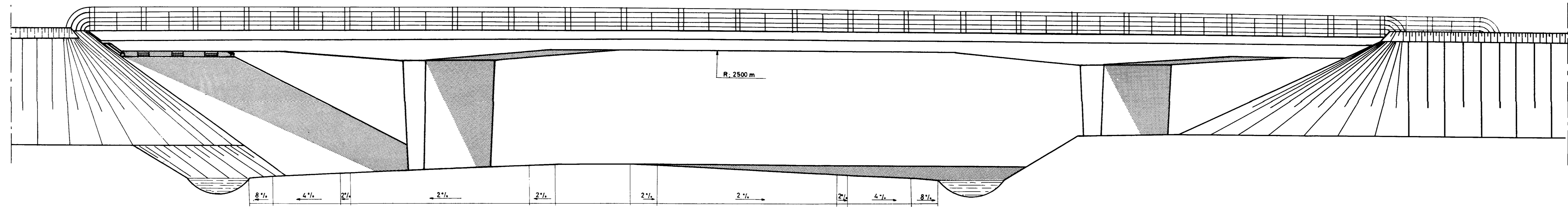
A. THIEBAULT
 Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
 Ingénieur des Ponts et Chaussées

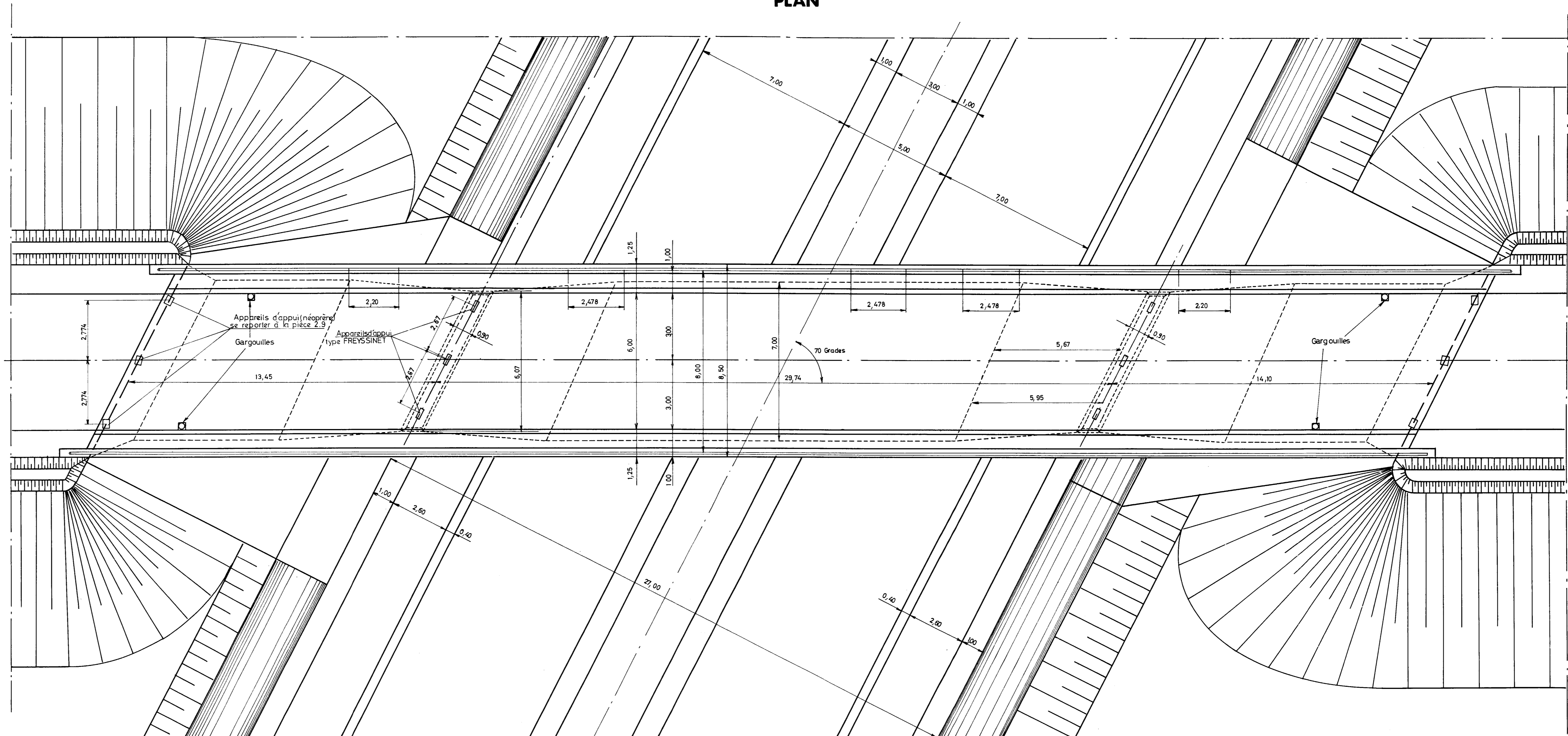
H. MATHIEU
 Ingénieur en Chef
 Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

ELEVATION



PLAN



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Plans de coffrage des piles et des piles culées

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

2.12

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tel : 734.37.74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

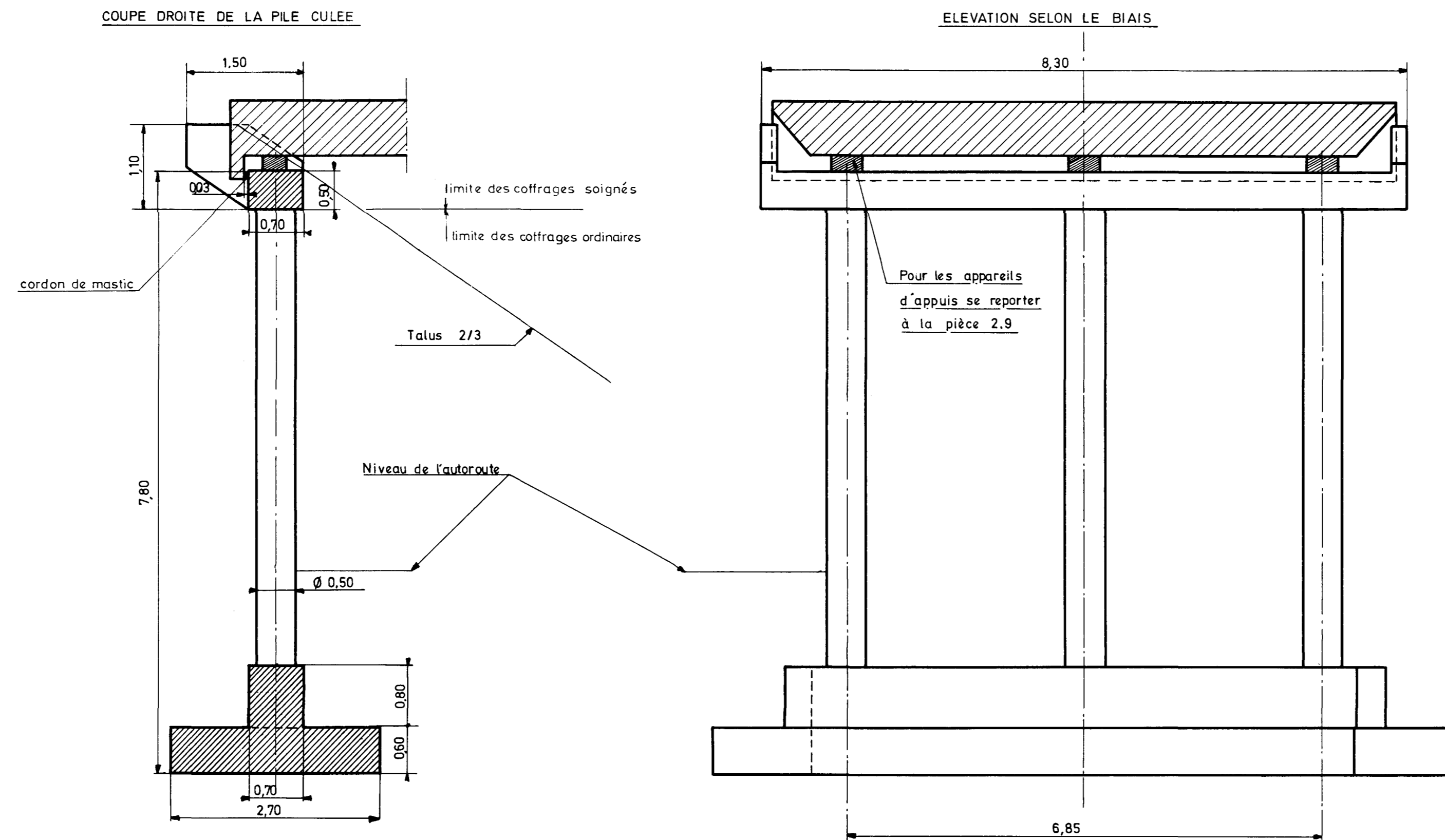
H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

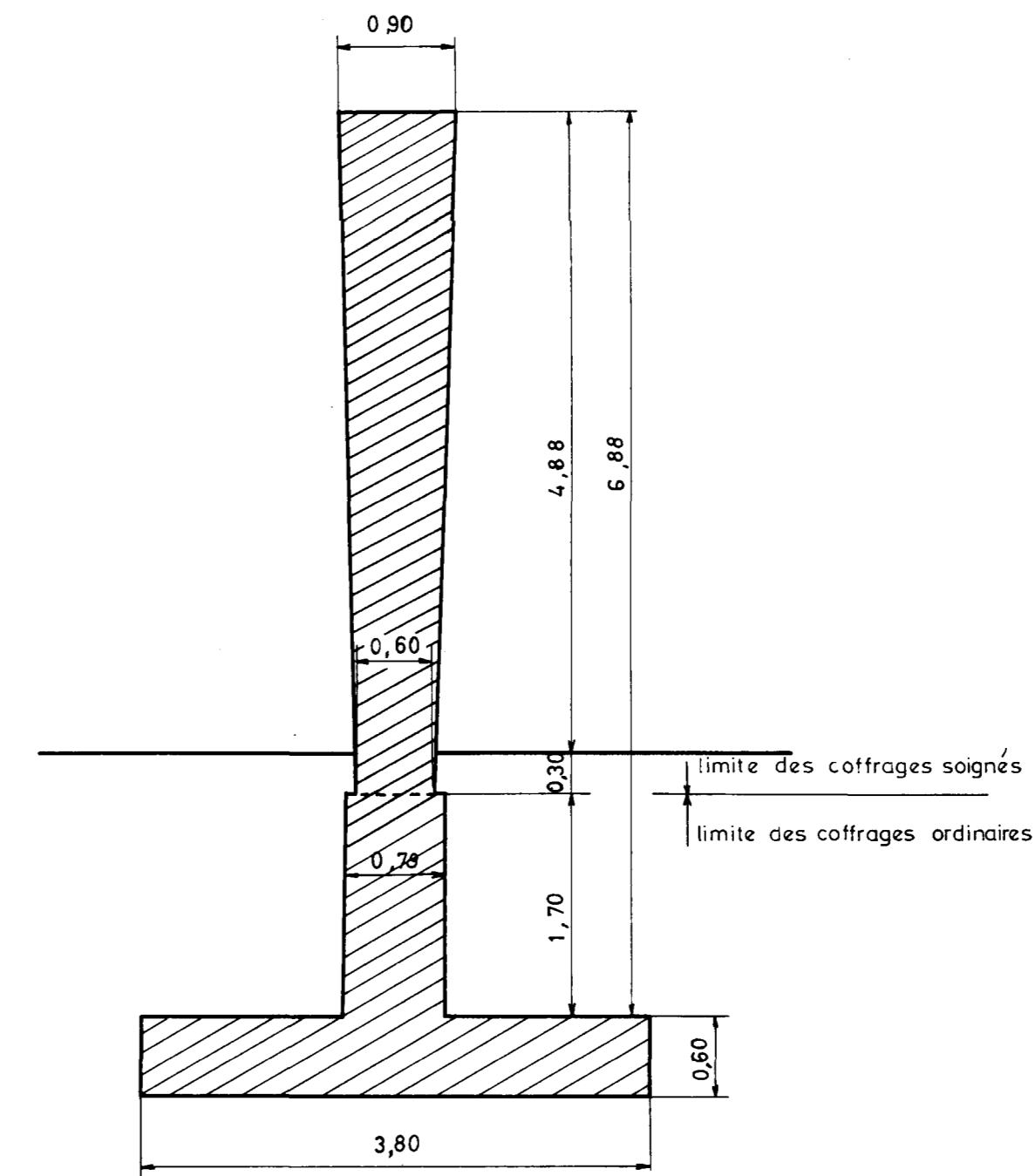
NOTA : Les piles culées sont des piles culées type sous les deux réserves suivantes :

- 1 - Les murettes en retour et l'about du tablier ont été adaptés pour assurer la protection des appareils d'appui.
- 2 - Le calcul prend en compte les soulèvements d'appui et le ferrailage assure leur transmission aux poteaux.

PILE CULEE



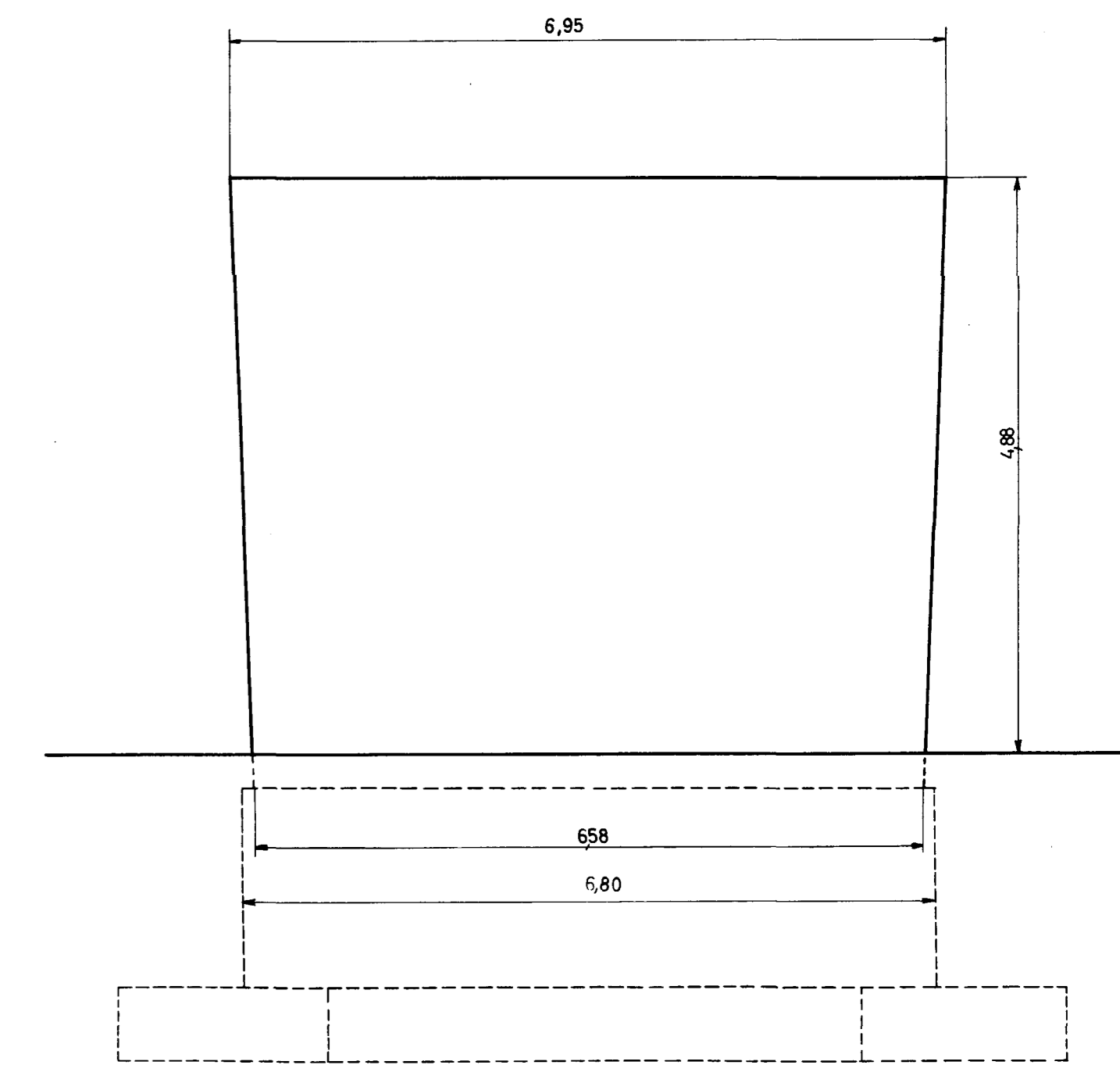
COUPE DROITE A.A DE LA PILE



Echelle : 1/50

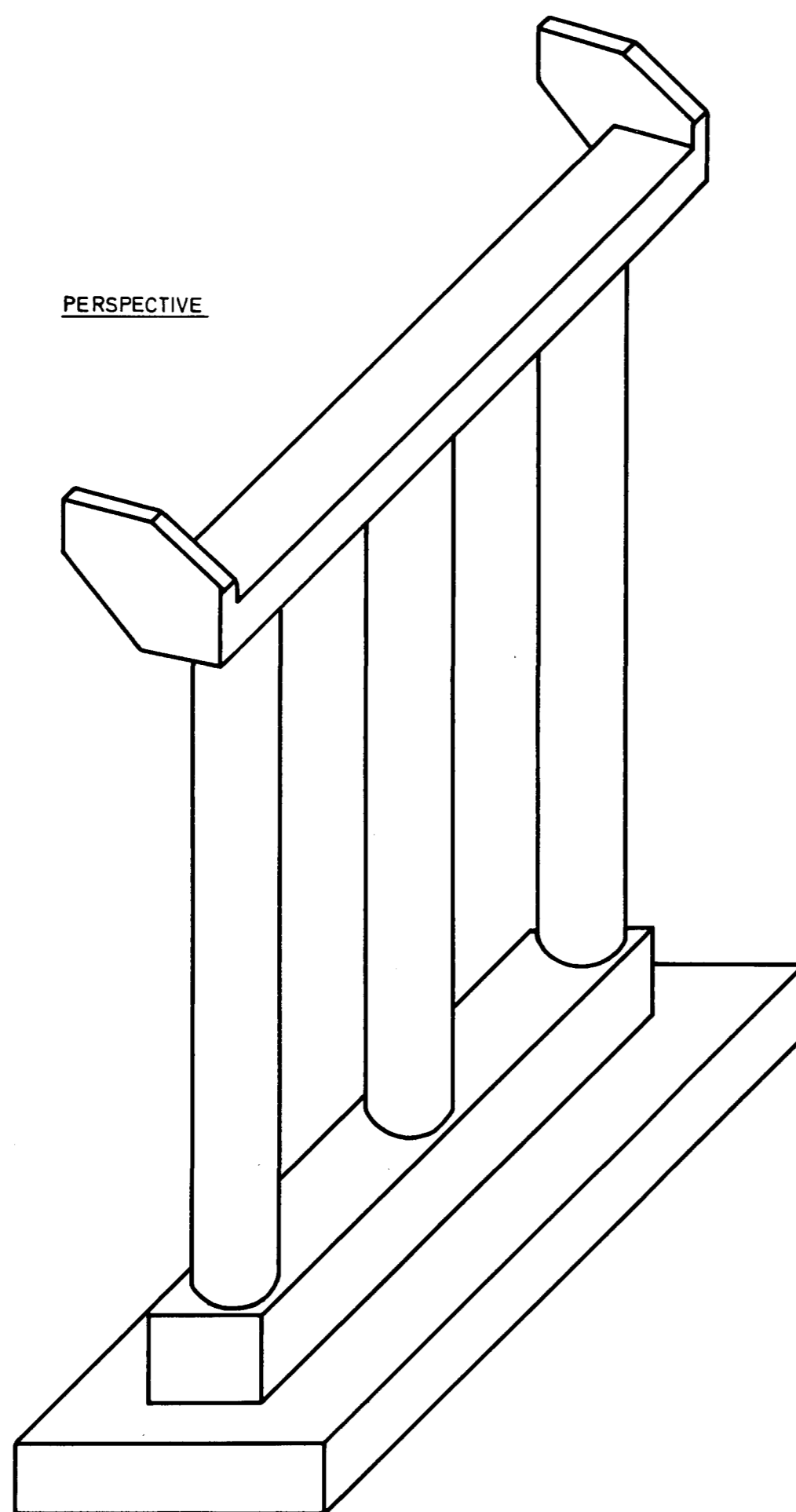
PILE

ELEVATION SUIVANT LE BIAIS

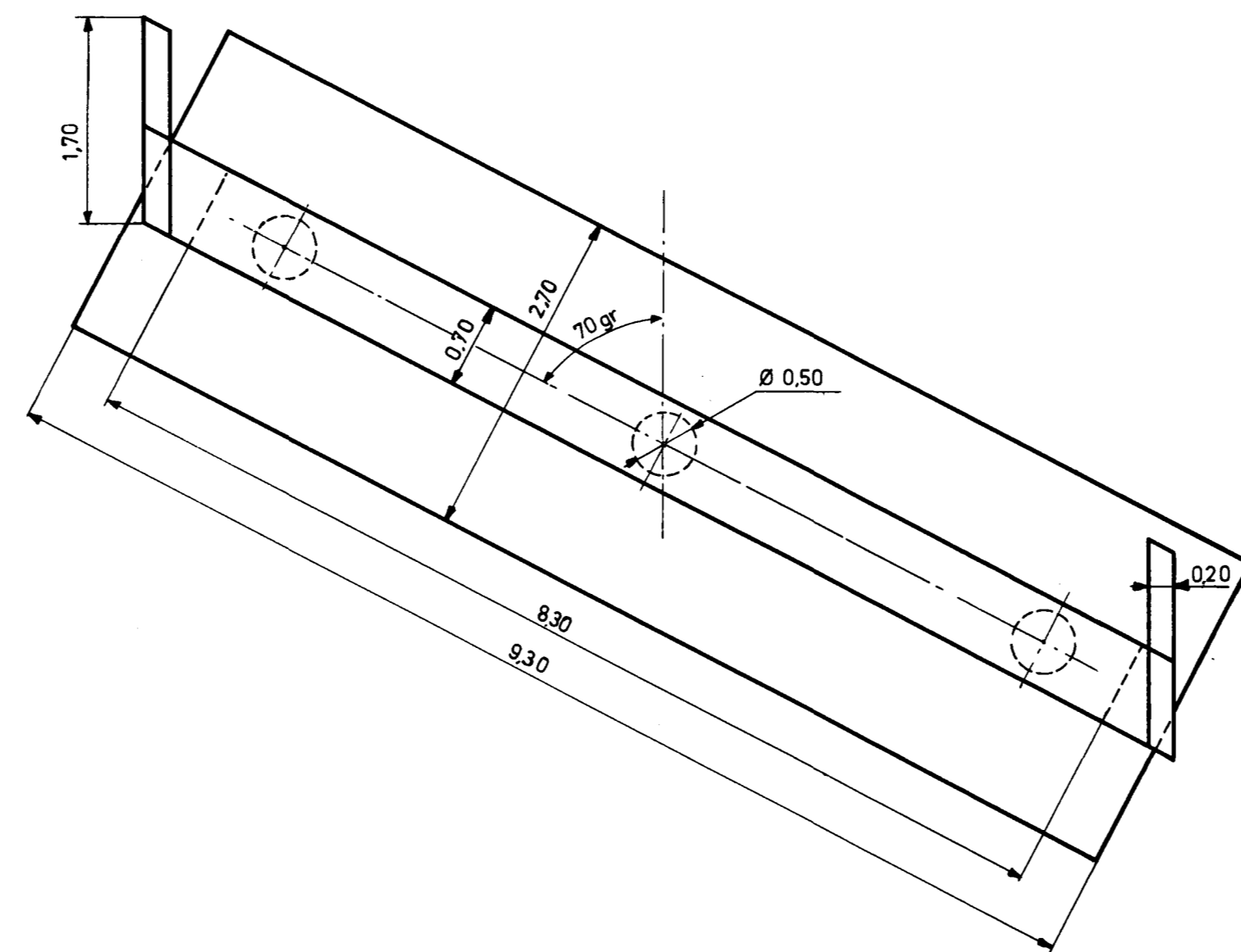


ECHELLE 1/50

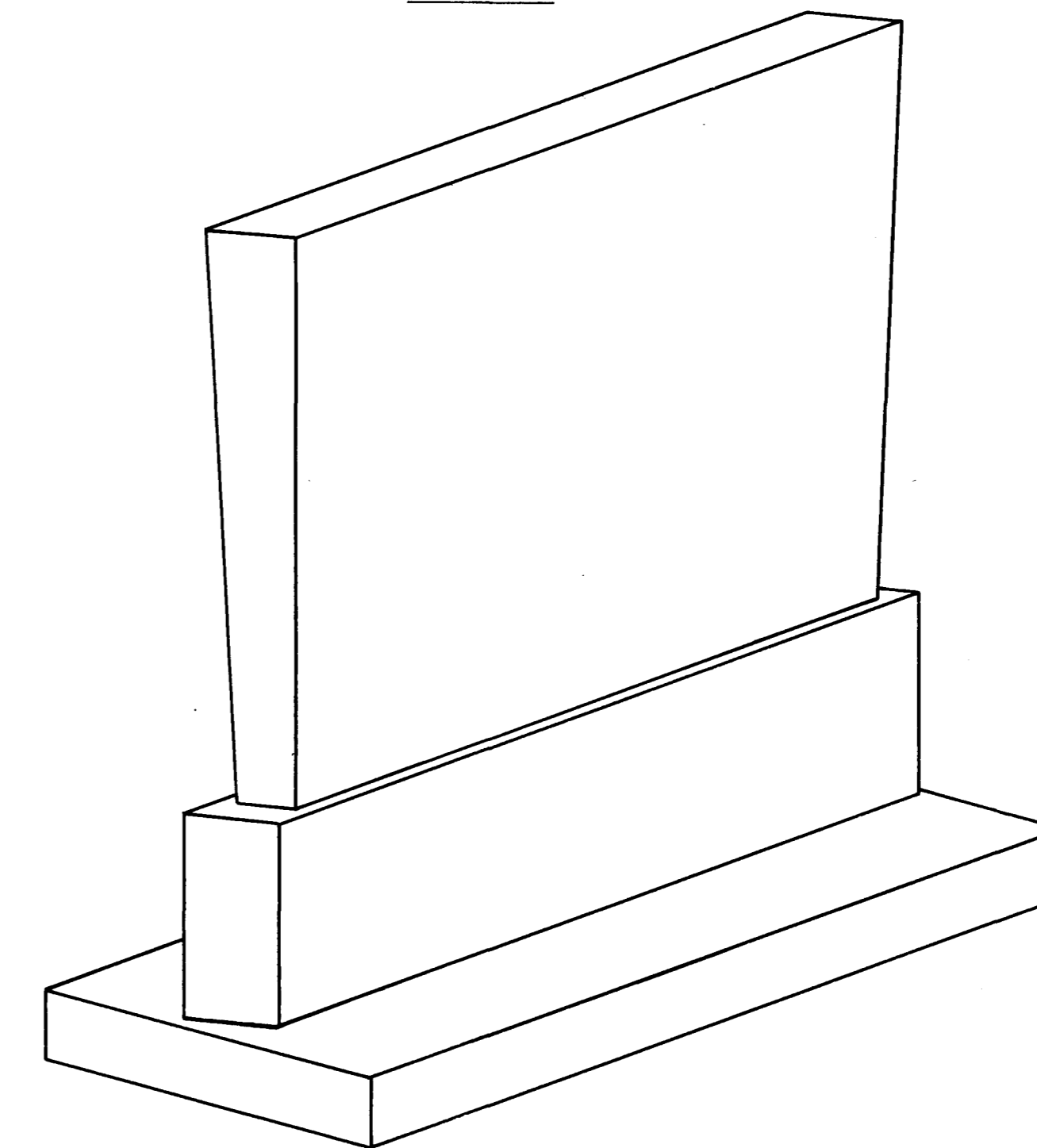
PERSPECTIVE



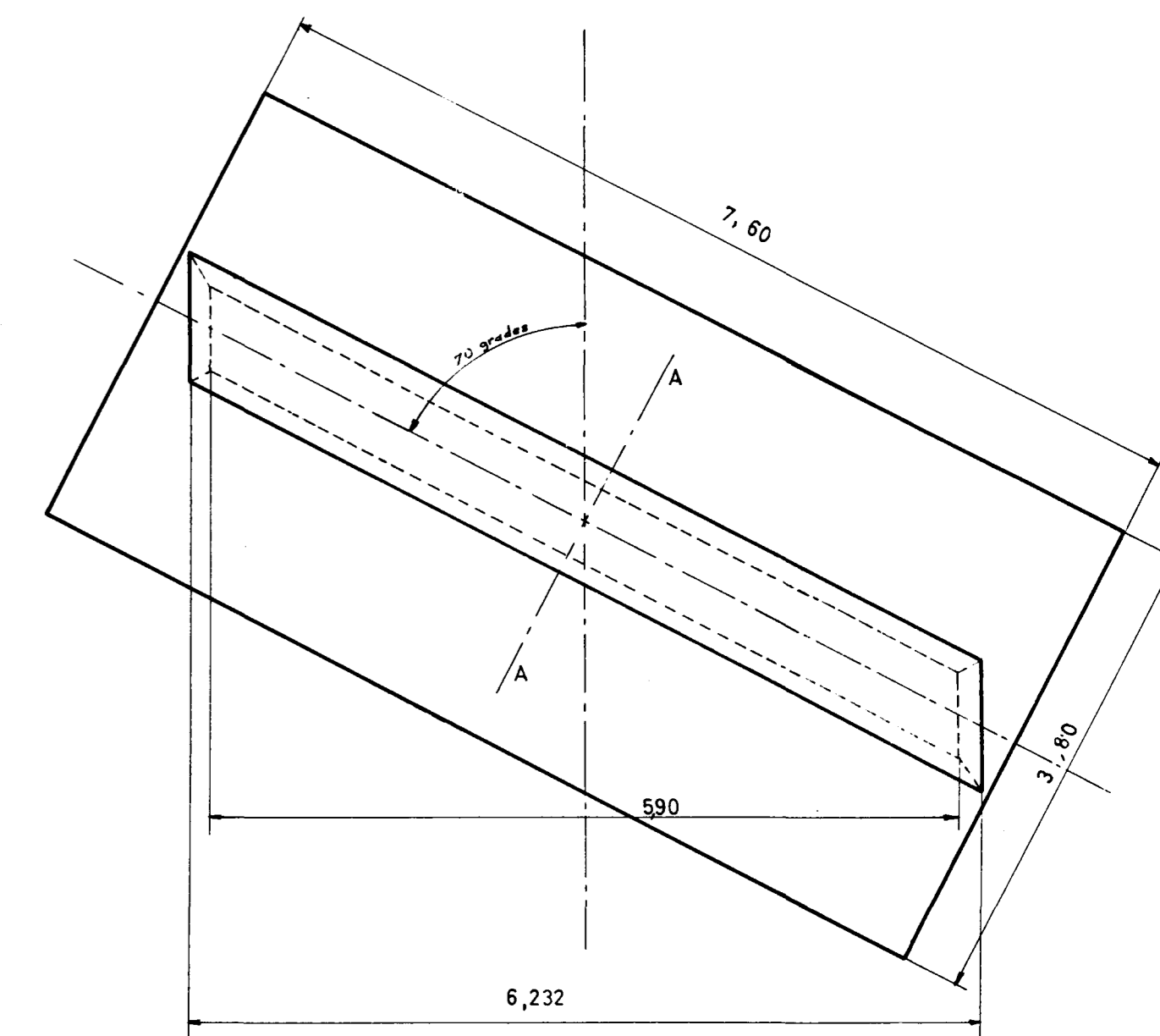
PLAN SELON LE BIAIS



PERSPECTIVE



PLAN SELON LE BIAIS DU PONT



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPÉCIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS OU INFÉRIEURS EN DALLE ÉLÉGIE

PRECONTRAÎNTE À INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODÈLE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVÉES)

Coupe transversale

2.2

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

CHEF DU SERVICE
 38, rue Liancourt
 PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
 Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
 Gestionnaire

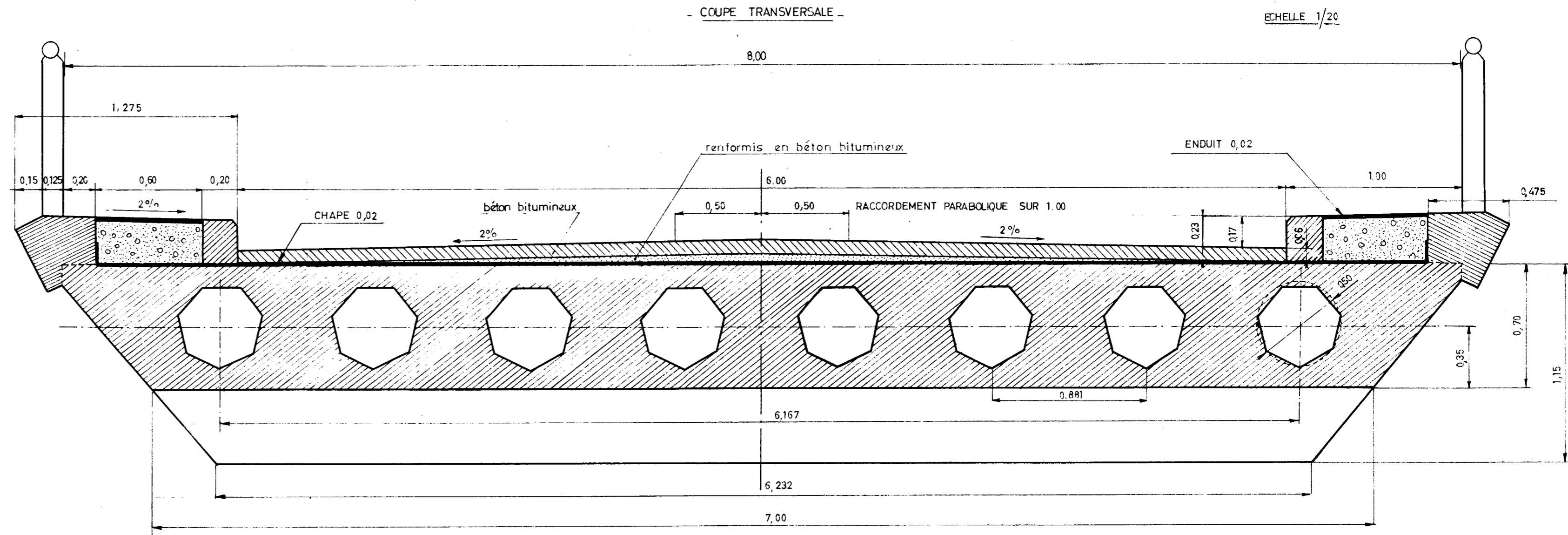
G. MONNERET
 Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
 Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
 Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
 Ingénieur en Chef
 Adjoint au Chef du Service

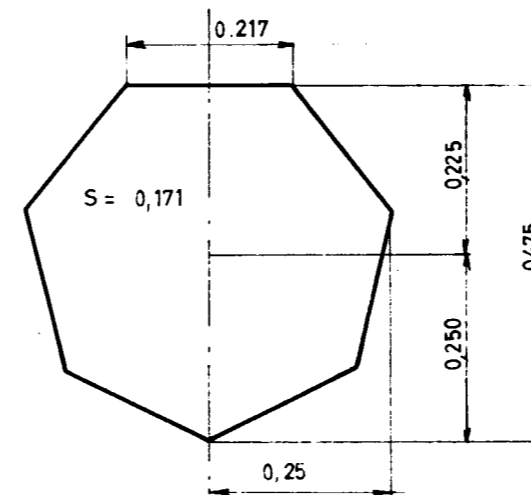
MAI 1967



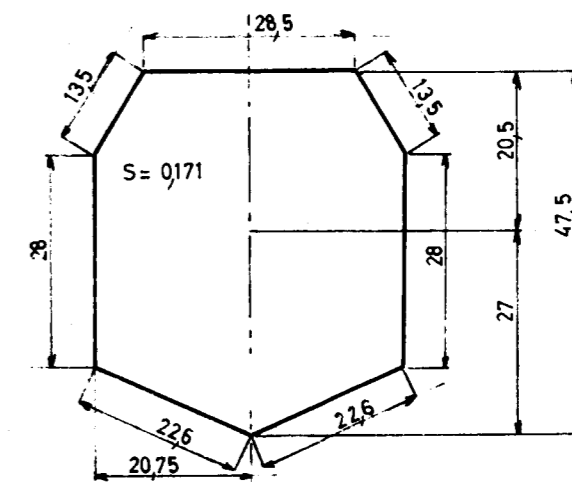
Nota: La corniche type que l'on adoptera dorénavant sera du type C₂ décrite dans le dossier GC 67.

- DETAIL DES HEPTAGONES D'ÉLÉGISSEMENT (Echelle 1/10) -

1^{ère} Solution Heptagone régulier (Bois ou carton)
 (Cf: modèle pièce 1.8)



2^{ème} Solution Heptagone irrégulier (Carton)



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Présentation des données sans commentaires

Ce document est propriété
de l'Administration et
n'est pas à être
utilisé ou reproduit
sans l'autorisation
écrite du Service
Service Spécial des Autoroutes

2.3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

BORDEREAU A: DONNEES GENERALES

CARTE	A1	P A S S A G E S U P E R I E U R E N D A L L E E L E G I E P R E C O N T R A I N T E A I N E R T I E																																																																							
		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

CARTE	A2	V A R I A B L E P S - D E 4 6 7 0 / I V D A 3 T R A V E E S
-------	----	---

		VACOUTRA	INERTIE	GABARIT	LIGNIF	CHAPER	MOMENT	EFTRAN	RÉAPPUI		EXCENTR	INTERPO	DÉFORM	MOTRAN
CARTE	A3	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
CARTE	A4	1	1	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1

Cette pièce est extraite du dossier C.E.D. 66.
Ingénieurs des T.P.E.: R. ALBAS et J. DISPERATI
Ingénieur des Ponts et Chaussées: JC. LERAY

		NT	NDIV	NU	SYMLON	SYMTAB	C.M	C.P	PONT	IAPP	MAX
CARTE	A5	0 0 3	0 1 6	0 0 3	0 0 0	0 0 1	0 0 0	1 0 2	0 0 2	0 0 4	0 0 5

		Q SUP	ABOUT	BIAS 1	D (1)	D (2)	D (3)	D (4)	D (5)	D (6)
CARTE	A6	0 0 3 5 6 0	0 0 0 4 5 0	0 8 5 0 0 0 **	0 1 3 4 5 0	0 2 9 7 4 0	0 1 4 1 0 0			

** Donnée non utilisée

		ÉTROT G	B.D. GAU	ÉCHAUS	BARUR (D)	ÉTROT.D	HCHAU	K.A	K.B.C	K.C.M	K.T.R	K.B.E	K.B.R
CARTE	A7	0 0 1 0 0 0	0 0 0 0 0 0	0 0 6 0 0 0	0 0 0 0 0 0	0 0 1 0 0 0	0 0 0 0 6 0	0 0 1	0 0 1	0 0 1	0 0 1	0 0 1	0 0 1

		HDALLE 1	HDALLE 2	HDALLE 3	EDALLE 1	EDALLE 2	EDALLE 3
CARTE	A8	0 0 0 7 0 0	0 0 0 1 1 4	0 0 0 5 8 6	0 0 7 0 0 0	0 0 1 0 0 0	0 0 1 0 0 0

		MATER	E _v	POISSON	α	β
CARTE	A9	0 1 0 2	0 1 2 1 0	0 0 0 2 5 0 *	0 0 1	0 0 1

* prendre 000200 à l'avenir

		REXD	HPILE	H CULÉE	HTRAVÉE	SOMMET	E APPUI	KERCLE
CARTE	A10						0 0 1	0 0 1

		N VIDE	HVIDE	EVIDE	ESPACE	DG (1)	DD (1)	DG (2)	DD (2)	DG (3)	DD (3)	DG (4)	DD (4)	DG (5)	DD (5)	DG (6)	DD (6)
CARTE	A11	0 8	0 0 0 4 7 4	0 0 0 8 8 1	0 1 0 0	1 2 4 5	0 1 0 0	0 1 0 0	1 3 1 0	0 1 0 0							

1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72
---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

(72)

(47)

(31)

(54)

(72)

(36)

(30)

(41)

(68)

BORDEREAU B : EPAISSEURS DE LA DALLE

		SECTIONS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
		TRAVÉE																		
CARTE	B1	1	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 1 0	0 7 7 0	0 8 4 0	0 9 1 0	0 9 7 0	1 0 4 0	1 1 0 0	1 1 5 0
CARTE	B2	2	1 1 5 0	1 0 2 0	0 8 8 0	0 7 3 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 3 0	0 8 8 0	1 0 2 0	1 1 5 0		
CARTE	B3	3	1 1 5 0	1 1 0 0	1 0 3 0	0 9 6 0	0 8 9 0	0 8 2 0	0 7 5 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0	0 7 0 0
CARTE	B4	4																		
CARTE	B5	5																		
CARTE	B6	6																		
			1	5	9	13	17	21	25	29	33	37	41	45	49	53	57	61	65	68

BORDEREAU C : IMPLANTATION

		IPS	IAR	ITAL	IBIAI	ISOR	NT					
CARTE	C1	0 0 1	0 0 1	0 0 1	0 0 1	0 0 0	0 0					
		TERPLEIN	GABARIT	ÉLAN	HACCOT (1)	HACCOT (2)	PTAR (1)	PTAR (2)	PLAR	PTPS	PLPS	
CARTE	C2	0 0		0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	
		BIAS 2										
CARTE	C3											
		ÉPONT (1)	ÉPONT (2)	É DALLE(1)	É DALLE(2)	HCORN (1)	HCORN (2)	ECHAU	REXD			
CARTE	C4	0	0	0	0	0 0 0	0 0 0	0 0				
		DPORT (1)	DPORT (2)	DCHAU (1)	DCHAU (2)							
CARTE	C5	0	0	0	0							
		DTALU (1)	DTALU (2)	PTALU (1)	PTALU (2)							
CARTE	C6	0	0	0 0	0 0							

LETTRE DE COMMANDE
de calcul automatique de pont-dalle

1. - Adresser la demande à :

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

à l'intention de M. l'Ingénieur des Ponts et Chaussées
chargé du 4ème Arrondissement
38, rue Liancourt - PARIS (XIVème)

2. - Cadre de la demande :

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

Service

- Département : S.S.A.R.
- Arrondissement ou Organisme demandeur : VI^e Arrondissement
- Nom de l'Ingénieur (en lettres capitales) ayant rempli le bordereau des données : PONS
- Nature de la voirie : (Rayer les mentions inutiles)
- ~~Projet autoroutier. Voirie nationale. Voirie départementale. Voirie vicinale. Voirie urbaine.~~
- Adresse à laquelle devront être expédiées les notes de calcul et la correspondance : Service Spécial des Autoroutes
B.P. 235 ORLY-AEROCARE 94
n° Tél. JUS 51-41
Poste 29-27

3. - Précisions concernant la note de calcul demandée

S'agit-il d'une dalle d'inertie variable, dont on a calculé l'épaisseur section par section et travée par travée ? Dans ce cas le tableau de données "cartes B" est-il rempli et la carte A 10 est-elle blanche ?

oui / non

Le calcul comporte-t-il la détermination des cotes de gabarit et des portées et par conséquent le tableau des données "cartes C" est-il rempli ?

oui / non (1)

(1) Rayer la mention inutile)

Impression de la note de calcul

La note de calcul doit-elle être expédiée :

en 2 exemplaires imprimés

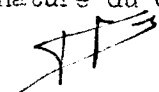
oui / non

ou

en 1 exemplaire imprimé plus
1 exemplaire sur calque

oui / non

Fait à ORLY le 14 Janvier 1966
(signature du demandeur)



répétée en lettres majuscules pour
lisibilité

PONS

Visa de l'Ingénieur des Ponts et Chaussées
chargé du 4ème Arrondissement du
Service Spécial des Autoroutes

- Commentaires à l'attention du Chef de la Section d'Exploitation
d'I.B.M. FRANCE

- Numéro d'ordre de la demande
- Bon pour exécution :

PARIS, le
L'Ingénieur des Ponts et Chaussées
Chargé du 4ème Arrondissement,

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Extrait de la note de calcul électronique

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

2.4

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37.74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

AVERTISSEMENT

La note de calcul électronique de l'exemple d'application du dossier PS-DE 66 a été faite à l'aide du programme C.E.D. 63.

Certains résultats de cette note ont été sensiblement modifiés dans la récapitulation des efforts (pièce 2.5.) par raison de conformité vis-à-vis de l'Instruction Provisoire d'Août 1965 relative au Béton Précontraint.

Nous signalons pour mémoire que le programme C.E.D. 63 est périmé et que le programme C.E.D. 66 qui le remplace affranchit l'utilisateur de ces modifications, exceptée la prise en compte de la somme à valoir qui ne doit être faite que dans le cas le plus défavorable.

La détermination des moments transversaux ayant été faite conformément à la pièce 1.6. du présent dossier, les résultats de la note de calcul électronique concernant ces moments n'ont pas été donnés, exceptées les valeurs des moments GUYON-MASSONNET.

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

* *
*

SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES , 38 RUE LIANCOURT PARIS 14

A. THIEBAULT ,INGENIEUR EN CHEF , CHEF DU SERVICE

G. MONNERET , INGENIEUR EN CHEF , CHEF DE LA DIVISION DES
OUVRAGES D ART

* *
*

NOTE DE CALCUL DE PONT-DALLE ELEGIE DE BIAIS SUPERIEUR A 70 GRADES
A TRAVEES CONTINUES OU INDEPENDANTES, D INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE
PAR J.C. LERAY ,INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
I. TONELLI ET J. DISPERATI ,INGENIEURS DES T.P.E.

* *
*

PASSAGE SUPERIEUR EN DALLE ELEGIE PRECONTRAINTTE A INERTIE VARIABLE PS-DE 4670/IVD A TROIS TRAVEES

* *
*

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

A

RECAPITULATION DES DONNEES

CARACTERISTIQUES INITIALES DE L OUVRAGE

NOMBRE DE TRAVEES 3 SYMETRIE LONGITUDINALE 0 SYMETRIE TRANSVERSALE 1

TRAVEE 1 TRAVEE 2 TRAVEE 3
PORTEE 13.450 29.740 14.100

ENCORBELLEMENT DU TABLIER AUX EXTREMITES 0.450
EPAISSEUR CHEVET. INC. DU PILE -0.
EPAISSEUR DE LA CHUSSEE 0.060
POIDS DES SUPERSTRUCTURES AU M.L 3.560
BIAS 85.000

LARGEURS

TROTTOIR GAUCHE 1.000 BANDE DE GUIDAGE 0. CHAUSSEE 6.000 BANDE D ARRET D URGENCE 0. TROTTOIR DROIT 1.000

PRECISION DES CALCULS NU = 3 NDIV = 16

DIAMETRE DES GAINES DES UNITES DE PRECONTRAINT 0.046

NOMBRE TOTAL D UNITES DE PRECONTRAINT 42

MODULE D ELASTICITE SOUS CHARGE PERMANENTE 1210000. T/M2

MODULE D'ELASTICITE DIFFERE

LIMITE DES CONTRAINTES ADOPTES

ACIER A LA TRACTION -0. T/M2

BETON FIBRE INFERIEURE COMPRESSION MAXIMUM -0. T/M2 COMPRESSION MINIMUM -0. T/M2
FIBRE SUPERIEURE COMPRESSION MAXIMUM -0. T/M2 COMPRESSION MINIMUM -0. T/M2
CISAILLEMENT -0. T/M2

COEFFICIENT DE POISSON =0.250 PARAMETRE D ENTRETOISEMENT =0.996 PARAMETRE DE TORSION =0.899

COEFFICIENT DE MAJORATION DE CHARGE PERMANENTE =1.020

ELEGISSEMENT

LARGEUR-0. HAUTEUR OU DIAMETRE 0.474 NOMBRE DE CAVERNES 8

DISTANCE D UNE EXTREMITE DES CAVERNES PAR RAPPORT A
TRAVEE 1 TRAVEE 2 TRAVEE 3

L APPUI DE GAUCHE 1.000
L APPUI DE DROITE 12.450

13.100
1.000

Pas de vide dans les travées 1et3
27,40m de vide dans la travée 2

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PONT
PAR TRAVÉE ET PAR SECTION

CARACTERISTIQUES COMMUNES A TOUTES LES SECTIONS. (CONSIDERER SEULEMENT LES VALEURS NON NULLES)

F P A I S S E U R S			L A R G E U R S		
DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET
0.	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000

CARACTERISTIQUES PAR TRAVÉE ET PAR SECTION

TRAVÉE 1

SECTION

SECTION	F P A I S S E U R S			L A R G E U R S		
	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET
1	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
2	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
3	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
4	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
5	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
6	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
7	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
8	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
9	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
10	0.710	0.114	0.596	6.983	1.017	1.017
11	0.770	0.114	0.656	6.881	1.119	1.119
12	0.840	0.114	0.726	6.761	1.239	1.239
13	0.910	0.114	0.796	6.642	1.358	1.358
14	0.970	0.114	0.856	6.539	1.461	1.461
15	1.040	0.114	0.926	6.420	1.580	1.580
16	1.100	0.114	0.986	6.317	1.683	1.683
17	1.150	0.114	1.036	6.232	1.768	1.768

H DALLE 1

H DALLE 2

H DALLE 3

E DALLE 1

E DALLE 2

E DALLE 3

TRAVÉE 2

SECTION	E P A I S S E U R S			L A R G E U P S		
	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET
1	1.150	0.114	1.036	6.232	1.768	1.768
2	1.020	0.114	0.906	6.454	1.546	1.546
3	0.880	0.114	0.766	6.693	1.307	1.307
4	0.730	0.114	0.616	6.949	1.051	1.051
5	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
6	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
7	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
8	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
9	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
10	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
11	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
12	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
13	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
14	0.730	0.114	0.616	6.949	1.051	1.051
15	0.880	0.114	0.766	6.693	1.307	1.307
16	1.020	0.114	0.906	6.454	1.546	1.546
17	1.150	0.114	1.036	6.232	1.768	1.768

TRAVÉE 3

SECTION	E P A I S S E U R S			L A R G E U R S		
	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET	DALLE	ENCORBÈLEMENT	GOUSSET
1	1.150	0.114	1.036	6.232	1.768	1.768
2	1.100	0.114	0.986	6.317	1.683	1.683
3	1.030	0.114	0.916	6.437	1.563	1.563
4	0.960	0.114	0.846	6.556	1.444	1.444
5	0.890	0.114	0.776	6.676	1.324	1.324
6	0.820	0.114	0.706	6.795	1.205	1.205
7	0.750	0.114	0.636	6.915	1.085	1.085
8	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
9	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
10	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
11	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
12	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
13	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
14	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
15	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
16	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000
17	0.700	0.114	0.586	7.000	1.000	1.000

SECTION	AIRE BRUTE	AIRE NETTE	MT. STATIQUE / BASE DES	BRAS POUTRES	MT. INERTIE / AXE NEUTRE	DIAMETRE GAINES	NR. TOTAL GAINES
		** S	m *	V _t *	I *		
TRAVÉE 1							
1	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
2	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
3	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
4	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
5	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
6	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
7	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
8	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
9	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
10	5.377	5.307	1.956	0.369	0.212	0.046	42
11	5.793	5.723	2.291	0.400	0.269	0.046	42
12	6.270	6.200	2.714	0.438	0.347	0.046	42
13	6.739	6.670	3.169	0.475	0.437	0.046	42
14	7.135	7.065	3.585	0.507	0.525	0.046	42
15	7.588	7.519	4.101	0.545	0.641	0.046	42
16	7.970	7.901	4.567	0.578	0.752	0.046	42
17	8.284	8.214	4.974	0.605	0.853	0.046	42
TRAVÉE 2							
1	8.284	8.214	4.974	0.605	0.853	0.046	42
2	6.048	5.978	3.004	0.503	0.555	0.046	42
3	5.128	5.058	2.222	0.439	0.368	0.046	42
4	4.105	4.035	1.529	0.379	0.211	0.046	42
5	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
6	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
7	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
8	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
9	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
10	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
11	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
12	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
13	3.895	3.826	1.409	0.368	0.184	0.046	42
14	4.105	4.035	1.529	0.379	0.211	0.046	42
15	5.128	5.058	2.222	0.439	0.368	0.046	42
16	6.048	5.978	3.004	0.503	0.555	0.046	42
17	8.284	8.214	4.974	0.605	0.853	0.046	42
TRAVÉE 3							
1	8.284	8.214	4.974	0.605	0.853	0.046	42
2	7.970	7.901	4.567	0.578	0.752	0.046	42
3	7.524	7.454	4.025	0.540	0.624	0.046	42
4	7.069	7.000	3.514	0.502	0.510	0.046	42
5	6.606	6.536	3.035	0.464	0.410	0.046	42
6	6.135	6.065	2.590	0.427	0.323	0.046	42
7	5.655	5.585	2.177	0.390	0.249	0.046	42
8	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
9	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
10	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
11	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
12	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
13	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
14	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
15	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
16	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42
17	5.307	5.237	1.903	0.363	0.204	0.046	42

DEDUCTION FAITE
DE LA SURFACE
DES ELEGISSEMENTS

AIRE BRUTE MOINS
LES TROUS DES
CABLES

* Calculées en section brute

** Pour que la condition géométrique soit satisfaite il a été nécessaire d'adopter 50 câbles 12 Ø 8 au lieu de 42 câbles prévus par le prédimensionnement.

L'aire nette S sera alors déterminée en soustrayant la section de 50 câbles 12 Ø 8 soit 0,083m² à l'aire brute donnée par la note C.E.D.

CALCUL DES INCONNUES HYPERSTATIQUES

B

INERTIES RELATIVES

INERTIES RAPPORTEES A
L'INERTIE DE LA PREMIERE
SECTION DE GAUCHE DE
L'OUVRAGE

SECTION	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
1	1.000000	4.185554	4.185554
2	1.000000	2.722428	3.690695
3	1.000000	1.805689	3.060933
4	1.000000	1.033573	2.502392
5	1.000000	0.901047	2.012206
6	1.000000	0.901047	1.587193
7	1.000000	0.901047	1.223857
8	1.000000	0.901047	1.000000
9	1.000000	0.901047	1.000000
10	1.042478	0.901047	1.000000
11	1.321589	0.901047	1.000000
12	1.702173	0.901047	1.000000
13	2.145465	0.901047	1.000000
14	2.577928	1.033573	1.000000
15	3.146475	1.805689	1.000000
16	3.690695	2.722428	1.000000
17	4.185554	4.185554	1.000000

B₁

CONSTANTES MECANQUES

A(I)	4.35828	8.05440	2.54129
B(I)	1.84882	5.02719	1.97508
C(I)	2.35171	8.05440	4.58964

B₂

POSITIONS RELATIVES DES FOYERS

FOYER DE GAUCHE	0.	0.325736	0.194740
FOYER DE DROITE	0.187322	0.321784	0.

POUR OBTENIR LES VALEURS HABITUELLES DES
CONSTANTES MECANQUES IL FAUT LES DIVISER
PAR L'INERTIE DE LA PREMIERE SECTION A
GAUCHE ET PAR LE MODULE D'ELASTICITE DIFFERE
DU BETON

CES VALEURS REPRESENTENT LES DISTANCES
FOCALES RAPPORTEES A LA PORTEE DES
TRAVEES CONSIDEREES
Les valeurs utilisées pour le calcul des
 \mathcal{H}_i sont le quotient des distances de
chaque foyer aux deux appuis voisins
Elles s'en déduisent aisément de celles-ci.

$$\text{Ex: } \varphi_2 = \frac{0,325736}{1 - 0,325736} = 0,483$$

Elles sont données dans CED. 66

ROTATIONS SUR APPUIS

SECTION	APPUI DE GAUCHE			APPUI DE DROITE		
	INTEGR. PREM.	INTEGR. SEC.	ROTATIONS	INTEGR. PREM.	INTEGR. SEC.	ROTATIONS
TRAVEE 1						
1	0.	0.	-0.	0.	0.	0.
2	0.8144	0.3460	-3.3177	0.0263	0.0074	1.5468
3	1.5762	1.3544	-5.9729	0.1051	0.0589	3.0494
4	2.2854	2.9812	-8.0098	0.2364	0.1987	4.4637
5	2.9422	5.1821	-9.4726	0.4203	0.4711	5.7456
6	3.5464	7.9130	-10.4054	0.6567	0.9201	6.8507
7	4.0980	11.1297	-10.8523	0.9457	1.5900	7.7350
8	4.5972	14.7881	-10.8576	1.2872	2.5248	8.3543
9	5.0437	18.8440	-10.4654	1.6812	3.7688	8.6645
10	5.4342	23.2528	-9.7203	2.1256	5.3666	8.6209
11	5.7337	27.9548	-8.6820	2.5586	7.3393	8.2023
12	5.9279	32.8622	-7.4382	2.9262	9.6487	7.4471
13	6.0517	37.9013	-6.0628	3.2418	12.2444	6.4055
14	6.1305	43.0242	-4.6036	3.5214	15.0891	5.1150
15	6.1770	48.1991	-3.0924	3.7710	18.1564	3.6019
16	6.2004	53.4028	-1.5523	3.9940	21.4215	1.8910
17	6.2071	58.6188	-0.	4.2005	24.8666	0.
TRAVEE 2						
1	0.	0.	-0.	0.	0.	0.
2	0.5367	0.4684	-14.5027	0.0177	0.0099	9.3344
3	1.3017	2.1366	-27.8056	0.0998	0.1058	18.5828
4	2.5222	5.6037	-39.3097	0.3352	0.4777	27.5551
5	4.0659	11.7132	-48.1713	0.7642	1.4718	35.9053
6	5.5486	20.6686	-54.1870	1.3444	3.4115	43.3100
7	6.9024	32.2602	-57.5665	2.0535	6.5494	49.5163
8	8.1272	46.2482	-58.5496	2.8915	11.1252	54.2848
9	9.2231	62.3931	-57.3758	3.8585	17.3785	57.3758
10	10.1901	80.4552	-54.2848	4.9544	25.5490	58.5496
11	11.0281	100.1948	-49.5163	6.1792	35.8764	57.5665
12	11.7372	121.3724	-43.3099	7.5330	48.6002	54.1870
13	12.3174	143.7481	-35.9053	9.0157	63.9602	48.1713
14	12.7464	167.0694	-27.5551	10.5594	82.1661	39.3097
15	12.9818	191.0128	-18.5828	11.7799	103.0145	27.8056
16	13.0639	215.2324	-9.3344	12.5449	125.6617	14.5027
17	13.0816	239.5379	-0.	13.0816	149.5086	0.
TRAVEE 3						
1	0.	0.	-0.	0.	0.	0.
2	0.2160	0.0942	-2.1453	0.0070	0.0020	1.7386
3	0.4526	0.3867	-4.0923	0.0319	0.0175	3.4635
4	0.7210	0.9013	-5.8172	0.0818	0.0654	5.1562
5	1.0276	1.6687	-7.2894	0.1684	0.1725	6.7897
6	1.3814	2.7262	-8.4713	0.3072	0.3774	8.3253
7	1.7961	4.1213	-9.3158	0.5263	0.7375	9.7057
8	2.2773	5.9128	-9.7638	0.8591	1.3395	10.8443
9	2.7539	8.1337	-9.7824	1.2772	2.2767	11.6476
10	3.1670	10.7466	-9.4090	1.7454	3.6045	12.0603
11	3.5250	13.6993	-8.6959	2.2686	5.3692	12.0362
12	3.8279	16.9432	-7.6915	2.8469	7.6192	11.5268
13	4.0758	20.4298	-6.4444	3.4803	10.4031	10.4834
14	4.2685	24.1105	-5.0032	4.1688	13.7694	8.8576
15	4.4062	27.9369	-3.4164	4.9124	17.7668	6.6008
16	4.4888	31.8603	-1.7324	5.7110	22.4437	3.6644
17	4.5164	35.8323	-0.	6.5647	27.8486	0.

LIGNES D INFLUENCE DES MOMENTS SUR APPUIS

	SECTION	APPUI 2	APPUI 3
TRAVÉE 1			
	1	0.	-0.
	2	-0.1928	0.0915
	3	-0.3802	0.1804
	4	-0.5565	0.2640
	5	-0.7163	0.3399
	6	-0.8541	0.4052
	7	-0.9644	0.4575
	8	-1.0416	0.4942
	9	-1.0802	0.5125
	10	-1.0748	0.5099
	11	-1.0226	0.4852
	12	-0.9285	0.4405
	13	-0.7986	0.3789
	14	-0.6377	0.3026
	15	-0.4491	0.2131
	16	-0.2358	0.1119
	17	0.	-0.
TRAVÉE 2			
	1	-0.	0.
	2	-1.2560	-0.2851
	3	-2.3674	-0.6306
	4	-3.2709	-1.0487
	5	-3.8818	-1.5469
	6	-4.1938	-2.0977
	7	-4.2480	-2.6577
	8	-4.0885	-3.1835
	9	-3.7594	-3.6314
	10	-3.3046	-3.9579
	11	-2.7682	-4.1196
	12	-2.1943	-4.0729
	13	-1.6270	-3.7744
	14	-1.1101	-3.1833
	15	-0.6720	-2.3054
	16	-0.3059	-1.2236
	17	-0.	0.
TRAVÉE 3			
	1	0.	-0.
	2	0.1269	-0.2627
	3	0.2421	-0.5011
	4	0.3441	-0.7123
	5	0.4312	-0.8925
	6	0.5011	-1.0373
	7	0.5510	-1.1407
	8	0.5776	-1.1955
	9	0.5787	-1.1978
	10	0.5566	-1.1521
	11	0.5144	-1.0648
	12	0.4550	-0.9418
	13	0.3812	-0.7891
	14	0.2960	-0.6126
	15	0.2021	-0.4183
	16	0.1025	-0.2121
	17	0.	-0.

LIGNES D INFLUENCE DES MOMENTS SUR APPUIS

LES LIGNES SONT CALCULEES PAR POINTS DONT LES ABSCISSES SONT ESPACEES DE 0.50

ABSCISSE	APPUI 2	APPUI 3
0.	-0.000	0.000
0.50	-0.115	0.055
1.00	-0.229	0.109
1.50	-0.341	0.162
2.00	-0.449	0.213
2.50	-0.552	0.262
3.00	-0.650	0.308
3.50	-0.741	0.351
4.00	-0.823	0.391
4.50	-0.897	0.425
5.00	-0.959	0.455
5.50	-1.011	0.480
6.00	-1.050	0.498
6.50	-1.074	0.510
7.00	-1.084	0.514
7.50	-1.077	0.511
8.00	-1.053	0.500
8.50	-1.014	0.481
9.00	-0.960	0.455
9.50	-0.893	0.424
10.00	-0.814	0.386
10.50	-0.723	0.343
11.00	-0.623	0.295
11.50	-0.512	0.243
12.00	-0.393	0.186
12.50	-0.265	0.126
13.00	-0.129	0.061
13.50	-0.036	-0.007
14.00	-0.387	-0.078
14.50	-0.727	-0.154
15.00	-1.057	-0.234
15.50	-1.380	-0.317
16.00	-1.694	-0.405
16.50	-1.992	-0.498
17.00	-2.276	-0.596
17.50	-2.551	-0.699
18.00	-2.808	-0.808
18.50	-3.045	-0.922
19.00	-3.260	-1.042
19.50	-3.455	-1.171
20.00	-3.628	-1.303
20.50	-3.780	-1.439
21.00	-3.909	-1.581
21.50	-4.014	-1.720
22.00	-4.100	-1.876
22.50	-4.165	-2.025
23.00	-4.214	-2.177
23.50	-4.242	-2.330
24.00	-4.254	-2.480
24.50	-4.251	-2.628

25.00	-4.228	-2.777
25.50	-4.192	-2.921
26.00	-4.144	-3.060
26.50	-4.083	-3.194
27.00	-4.006	-3.326
27.50	-3.920	-3.449
28.00	-3.825	-3.563
28.50	-3.719	-3.670
29.00	-3.602	-3.770
29.50	-3.480	-3.858
30.00	-3.352	-3.934
30.50	-3.215	-4.001
31.00	-3.072	-4.055
31.50	-2.927	-4.094
32.00	-2.779	-4.118
32.50	-2.625	-4.132
33.00	-2.470	-4.127
33.50	-2.316	-4.104
34.00	-2.161	-4.064
34.50	-2.005	-4.008
35.00	-1.851	-3.931
35.50	-1.702	-3.833
36.00	-1.554	-3.713
36.50	-1.410	-3.572
37.00	-1.272	-3.410
37.50	-1.140	-3.228
38.00	-1.013	-3.018
38.50	-0.892	-2.790
39.00	-0.777	-2.548
39.50	-0.666	-2.290
40.00	-0.562	-2.013
40.50	-0.462	-1.725
41.00	-0.367	-1.427
41.50	-0.276	-1.118
42.00	-0.189	-0.800
42.50	-0.107	-0.471
43.00	-0.029	-0.132
43.50	0.046	-0.095
44.00	0.117	-0.242
44.50	0.185	-0.382
45.00	0.248	-0.513
45.50	0.307	-0.636
46.00	0.362	-0.749
46.50	0.412	-0.852
47.00	0.456	-0.944
47.50	0.494	-1.023
48.00	0.527	-1.091
48.50	0.552	-1.143
49.00	0.570	-1.180
49.50	0.579	-1.199
50.00	0.581	-1.202
50.50	0.574	-1.189
51.00	0.561	-1.161
51.50	0.541	-1.119
52.00	0.515	-1.065
52.50	0.483	-0.999
53.00	0.446	-0.923
53.50	0.405	-0.837
54.00	0.359	-0.744
54.50	0.311	-0.643
55.00	0.259	-0.536
55.50	0.205	-0.425

56.00
56.50
57.00

0.149
0.092
0.034

-0.308
-0.190
-0.070

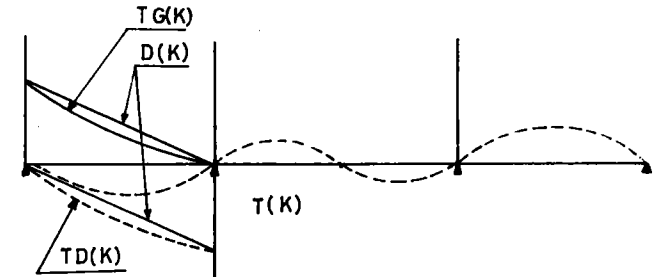
LIGNES D INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUI
 POUR LES TRAVÉES CONTENANT LA SECTION ET LA CHARGE UNITE

SECTION	T (K)	TG (K)	TD (K)
TRAVÉE 1			
1	0.	1.00000	-0.
2	-0.01434	0.92316	-0.07684
3	-0.02827	0.84673	-0.15327
4	-0.04138	0.77112	-0.22888
5	-0.05326	0.69674	-0.30326
6	-0.06350	0.62400	-0.37600
7	-0.07170	0.55330	-0.44670
8	-0.07744	0.48506	-0.51494
9	-0.08031	0.41969	-0.58031
10	-0.07991	0.35759	-0.64241
11	-0.07603	0.29897	-0.70103
12	-0.06903	0.24347	-0.75653
13	-0.05938	0.19062	-0.80938
14	-0.04741	0.14009	-0.85991
15	-0.03339	0.09161	-0.90839
16	-0.01753	0.04497	-0.95503
17	0.	0.	-1.00000
TRAVÉE 2			
1	0.	1.00000	-0.
2	0.03265	0.97015	-0.02985
3	0.05840	0.93340	-0.06660
4	0.07472	0.88722	-0.11278
5	0.07851	0.82851	-0.17149
6	0.07048	0.75798	-0.24202
7	0.05347	0.67847	-0.32153
8	0.03043	0.59293	-0.40707
9	0.00430	0.50430	-0.49570
10	-0.02197	0.41553	-0.58447
11	-0.04544	0.32956	-0.67044
12	-0.06317	0.24933	-0.75067
13	-0.07220	0.17780	-0.82220
14	-0.06971	0.11779	-0.88221
15	-0.05492	0.07008	-0.92992
16	-0.03086	0.03164	-0.96836
17	0.	0.	-1.00000
TRAVÉE 3			
1	0.	1.00000	-0.
2	0.01863	0.95613	-0.04387
3	0.03554	0.91054	-0.08946
4	0.05052	0.86302	-0.13698
5	0.06330	0.81330	-0.18670
6	0.07356	0.76106	-0.23894
7	0.08090	0.70590	-0.29410
8	0.08479	0.64729	-0.35271
9	0.08495	0.58495	-0.41505
10	0.08171	0.51921	-0.48079
11	0.07551	0.45051	-0.54949
12	0.06679	0.37929	-0.62071
13	0.05554	0.30554	-0.69446
14	0.04281	0.22921	-0.77071
15	0.02959	0.15159	-0.84946
16	0.01592	0.07292	-0.93071
17	0.	0.	-1.00000

T (K) Terme de continuité
 D (K) Ordonnée ligne d'influence de la travée isostatique correspondante

$$TG (K) = D(K) + T(K)$$

$$TD (K) = D(K) - T(K)$$



Cf dossier pilote C.E.D. 63 pièce 1.6 p.7 ou
 dossier pilote C.E.D. 66 pièce 1-6 p.9.

14	0.04345	0.23095	-0.76905
15	0.02967	0.15467	-0.84533
16	0.01504	0.07754	-0.92246
17	0.	0.	-1.00000

C AIRES DES LIGNES D INFLUENCE PAR TRAVEES

C₁

MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

AIRE DES LIGNES D'INF. DE	TRAVEE CHARGEE:TRAVEE 1			TRAVEE 2	TRAVEE 3
		APPUI 2	-9.222	-72.829	5.182
	APPUI 3	4.375	-70.349	-10.726	

C₂

EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUIS

TERME DE CONTINUITÉ PAR TRAVEE

EFFORTS DANS	TRAVEE CHARGEE:TRAVEE 1			TRAVEE 2	TRAVEE 3
		TRAVEE 1	-0.686	-5.415	0.385
	TRAVEE 2	0.457	0.083	-0.535	
	TRAVEE 3	-0.310	4.989	0.761	

AIRE TOTALE

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
APPUI DE GAUCHE	6.039	14.953	7.811
APPUI DE DROITE	-7.411	-14.787	-6.289

C₃

AIRES DES LIGNES D INFLUENCE DES REACTIONS D APPUIS

AIRE DES LIGNES D'INF. DE	TRAVEE CHARGEE = TRAVEE 1			TRAVEE 2	TRAVEE 3	abouts non compris
		APPUI 1	6.039	-5.415	0.385	
	APPUI 2	7.868	20.368	-0.920		
	APPUI 3	-0.767	19.776	8.346		
	APPUI 4	0.310	-4.989	6.289		

LIGNE D INFLUENCE DES REACTIONS D APPUIS

ABSCISSE	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4
0.	1.000	0.000	-0.000	0.000
0.50	0.954	0.051	-0.010	0.004
1.00	0.909	0.103	-0.019	0.008
1.50	0.863	0.154	-0.028	0.011
2.00	0.818	0.204	-0.037	0.015
2.50	0.773	0.254	-0.046	0.019
3.00	0.729	0.304	-0.054	0.022
3.50	0.685	0.352	-0.062	0.025
4.00	0.641	0.399	-0.069	0.028
4.50	0.599	0.446	-0.075	0.030
5.00	0.557	0.491	-0.080	0.032
5.50	0.516	0.534	-0.084	0.034
6.00	0.476	0.576	-0.087	0.035
6.50	0.437	0.616	-0.089	0.036
7.00	0.399	0.655	-0.090	0.036
7.50	0.362	0.691	-0.090	0.036
8.00	0.327	0.725	-0.088	0.035
8.50	0.293	0.758	-0.084	0.034
9.00	0.259	0.788	-0.080	0.032
9.50	0.227	0.817	-0.074	0.030
10.00	0.196	0.844	-0.068	0.027
10.50	0.166	0.870	-0.060	0.024
11.00	0.136	0.895	-0.052	0.021
11.50	0.107	0.918	-0.043	0.017
12.00	0.079	0.941	-0.033	0.013
12.50	0.051	0.962	-0.022	0.009
13.00	0.024	0.983	-0.011	0.004
13.50	-0.003	1.002	0.001	-0.000
14.00	-0.029	1.021	0.014	-0.006
14.50	-0.054	1.038	0.027	-0.011
15.00	-0.079	1.054	0.041	-0.017
15.50	-0.103	1.069	0.056	-0.023
16.00	-0.126	1.083	0.071	-0.029
16.50	-0.148	1.096	0.088	-0.035
17.00	-0.169	1.106	0.105	-0.042
17.50	-0.190	1.116	0.124	-0.050
18.00	-0.209	1.123	0.143	-0.057
18.50	-0.226	1.128	0.164	-0.065
19.00	-0.242	1.130	0.186	-0.074
19.50	-0.257	1.130	0.210	-0.083
20.00	-0.270	1.128	0.234	-0.092
20.50	-0.281	1.123	0.260	-0.102
21.00	-0.291	1.115	0.288	-0.112
21.50	-0.298	1.105	0.316	-0.123
22.00	-0.305	1.092	0.346	-0.133
22.50	-0.310	1.078	0.376	-0.144
23.00	-0.313	1.061	0.407	-0.154
23.50	-0.315	1.042	0.439	-0.165
24.00	-0.316	1.021	0.471	-0.176
24.50	-0.316	0.999	0.503	-0.186
25.00	-0.314	0.975	0.536	-0.197
25.50	-0.312	0.949	0.570	-0.207
26.00	-0.308	0.923	0.603	-0.217

26.50	-0.304	0.895	0.635	-0.227
27.00	-0.298	0.865	0.669	-0.236
27.50	-0.291	0.835	0.701	-0.245
28.00	-0.284	0.804	0.733	-0.253
28.50	-0.276	0.772	0.765	-0.260
29.00	-0.268	0.739	0.796	-0.267
29.50	-0.259	0.706	0.826	-0.274
30.00	-0.249	0.673	0.855	-0.279
30.50	-0.239	0.639	0.883	-0.284
31.00	-0.228	0.605	0.911	-0.288
31.50	-0.218	0.571	0.937	-0.290
32.00	-0.207	0.538	0.961	-0.292
32.50	-0.195	0.504	0.984	-0.293
33.00	-0.184	0.471	1.006	-0.293
33.50	-0.172	0.438	1.025	-0.291
34.00	-0.161	0.406	1.043	-0.288
34.50	-0.149	0.374	1.059	-0.284
35.00	-0.138	0.343	1.073	-0.279
35.50	-0.127	0.313	1.085	-0.272
36.00	-0.116	0.285	1.094	-0.263
36.50	-0.105	0.257	1.101	-0.253
37.00	-0.095	0.231	1.106	-0.242
37.50	-0.085	0.206	1.108	-0.229
38.00	-0.075	0.182	1.107	-0.214
38.50	-0.066	0.160	1.104	-0.198
39.00	-0.058	0.139	1.099	-0.181
39.50	-0.050	0.119	1.093	-0.162
40.00	-0.042	0.100	1.084	-0.143
40.50	-0.034	0.082	1.074	-0.122
41.00	-0.027	0.065	1.063	-0.101
41.50	-0.020	0.049	1.051	-0.079
42.00	-0.014	0.034	1.037	-0.057
42.50	-0.008	0.019	1.022	-0.033
43.00	-0.002	0.005	1.006	-0.009
43.50	0.003	-0.008	0.990	0.015
44.00	0.009	-0.021	0.972	0.040
44.50	0.014	-0.033	0.953	0.066
45.00	0.018	-0.044	0.934	0.092
45.50	0.023	-0.055	0.913	0.119
46.00	0.027	-0.064	0.891	0.146
46.50	0.031	-0.073	0.868	0.174
47.00	0.034	-0.081	0.844	0.203
47.50	0.037	-0.088	0.818	0.233
48.00	0.039	-0.094	0.791	0.264
48.50	0.041	-0.098	0.761	0.296
49.00	0.042	-0.101	0.730	0.328
49.50	0.043	-0.103	0.697	0.362
50.00	0.043	-0.103	0.662	0.398
50.50	0.043	-0.102	0.625	0.434
51.00	0.042	-0.100	0.586	0.472
51.50	0.040	-0.096	0.546	0.510
52.00	0.038	-0.091	0.504	0.549
52.50	0.036	-0.086	0.460	0.589
53.00	0.033	-0.079	0.416	0.630
53.50	0.030	-0.072	0.370	0.672
54.00	0.027	-0.064	0.323	0.714
54.50	0.023	-0.055	0.276	0.757
55.00	0.019	-0.046	0.227	0.800
55.50	0.015	-0.036	0.178	0.843
56.00	0.011	-0.026	0.129	0.887
56.50	0.007	-0.016	0.079	0.930
57.00	0.003	-0.006	0.029	0.974

CHARGES PERMANENTES

POTDS DU TABLIER PAR TRANCHES DE 0.50

ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE	ABSCISSE	CHARGE
0.	8.065	0.500	8.065	1.000	8.065	1.500	8.065	2.000	8.065
2.500	8.065	3.000	8.065	3.500	8.065	4.000	8.065	4.500	8.065
5.000	8.065	5.500	8.065	6.000	8.060	6.500	8.056	7.000	8.046
7.500	8.127	8.000	8.397	8.500	8.712	9.000	9.053	9.500	9.399
10.000	9.729	10.500	10.008	11.000	10.308	11.500	10.638	12.000	10.937
12.500	11.206	13.000	11.446	13.500	11.544	14.000	10.679	14.500	9.927
15.000	9.290	15.500	8.846	16.000	8.557	16.500	8.260	17.000	7.954
17.500	7.558	18.000	7.179	18.500	6.870	19.000	6.632	19.500	6.534
20.000	6.459	20.500	6.402	21.000	6.371	21.500	6.371	22.000	6.371
22.500	6.371	23.000	6.371	23.500	6.371	24.000	6.371	24.500	6.371
25.000	6.371	25.500	6.371	26.000	6.371	26.500	6.371	27.000	6.371
27.500	6.371	28.000	6.371	28.500	6.371	29.000	6.371	29.500	6.371
30.000	6.371	30.500	6.371	31.000	6.371	31.500	6.371	32.000	6.371
32.500	6.371	33.000	6.371	33.500	6.371	34.000	6.364	34.500	6.343
35.000	6.340	35.500	6.356	36.000	6.348	36.500	6.354	37.000	6.431
37.500	6.578	38.000	6.887	38.500	7.222	39.000	7.549	39.500	7.854
40.000	8.002	40.500	8.265	41.000	8.641	41.500	9.132	42.000	9.737
42.500	10.457	43.000	11.291	43.500	11.523	44.000	11.297	44.500	11.001
45.000	10.696	45.500	10.387	46.000	10.075	46.500	9.760	47.000	9.442
47.500	9.120	48.000	8.774	48.500	8.466	49.000	8.184	49.500	8.065
50.000	8.065	50.500	8.065	51.000	8.065	51.500	8.065	52.000	8.065
52.500	8.065	53.000	8.065	53.500	8.065	54.000	8.065	54.500	8.065
55.000	8.065	55.500	8.065	56.000	8.065	56.500	8.065	57.000	8.065

CHARGE PERMANENTE PAR TRAVEE

TRAVEE 1 C.PERM. 239.450 TRAVEE 2 C.PERM. 427.404 TRAVEE 3 C.PERM. 249.785

Tous les chiffres de cette page contiennent le poids de l'ossature porteuse de densité 2,4 ; le poids des câbles et le poids des superstructures (donnée QTAB) mais non la somme à valoir (donnée C.P). Pour satisfaire à la nouvelle Instruction Provisoire d'Août 1965 relative au Béton Précontraint qui définit la densité du béton égale à 2,5 ; il est nécessaire de multiplier le poids de l'ossature porteuse par le rapport $\frac{2,5}{2,4}$. On ne tient alors plus compte du poids des câbles. Si on utilise CED.66, la note de calcul prend en compte la densité 2,5.

B₃

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

	DENSITE DF CP	PORTEE	SURCHARGE BC	SURCHARGE MILI	C.M.O.CIVIL	C.M.O.MILI
TRAVEE 1	18.159	13.45	108.	0.	<u>1.17</u>	0.
TRAVEE 2	14.659	29.74	120.	0.	<u>1.10</u>	0.
TRAVEE 3	18.070	14.10	108.	0.	<u>1.16</u>	0.

PARTIE CONSTANTE DE LA CHARGE PERMANENTE



CE SONT LES CHARGES FIXES AUTRES QUE L'OSSATURE RESISTANTE, C'EST A DIRE LA CHAUSSEE, LES TROTTOIRS LA CORNICHE, LE GARDE-CORPS, LA CHAPE etc... ELLES CONSTITUENT LA DONNEE Q.T.A.B. DU BORDEREAU

DENSITE DE CHARGE 3.560

EFFORTS TRANCHANTS EN	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
SUR APPUI DE GAUCHE	3.595	52.957	44.463
SUR APPUI DE DROITE	44.287	52.917	5.733

APPELE PLUS FREQUEMMENT COEFFICIENT DE
REPARTITION TRANSVERSALE DE LA FLEXION
LONGITUDINALE.

COEFFICIENTS D'EXCENTREMENT DES SURCHARGES RELATIFS A LA TRAVEE 1 ET A LA FIBRE D'ABSCISSE 0.
COMPTEE A PARTIR DE L'AXE DE LA CHAUSSEE.

LIGNE D'INFLUENCE DU COEF. DE REPARTITION TRANSVERSALE A INTERVALLES DE 0.125

0.9626	0.9650	0.9674	0.9699	0.9723	0.9748	0.9773	0.9798
0.9823	0.9848	0.9873	0.9898	0.9923	0.9947	0.9972	0.9997
1.0021	1.0045	1.0068	1.0091	1.0113	1.0134	1.0155	1.0174
1.0192	1.0209	1.0224	1.0237	1.0249	1.0258	1.0265	1.0269
1.0271	1.0269	1.0265	1.0258	1.0249	1.0237	1.0224	1.0209
1.0192	1.0174	1.0155	1.0134	1.0113	1.0091	1.0068	1.0045
1.0021	0.9997	0.9972	0.9947	0.9923	0.9898	0.9873	0.9848
0.9823	0.9798	0.9773	0.9748	0.9723	0.9699	0.9674	0.9650
0.9626							

CHARGE OU DENSITE DE CHARGE	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT
SURCHARGE BR	10.271		0.	0.		0.
SURCHARGE BE	20.458		0.	0.		0.
SURCHARGE BC	24.285	2	0.	0.	0	0.
SURCHARGE A	6.055	2	-0.	0.	0	0.
SURCHARGE TR	0.292	3	0.	0.	0	0.

CE NE SONT PAS LES COEFFICIENTS D'EXCENTREMENT MAIS LES CHARGES MULTIPLIEES PAR LES COEFFICIENTS D'EXCENTREMENT. TOUJOURS POUR LA SURCHARGE A, CE COEFFICIENT N'EST PAS ENCORE MULTIPLIE PAR LA DENSITE A (1). LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE N'EST PAS COMPRIS.

COEFFICIENTS D'EXCENTREMENT DES SURCHARGES RELATIFS A LA TRAVEE 1 ET A LA FIBRE D'ABSCISSE 3.00
COMPTEE A PARTIR DE L'AXE DE LA CHAUSSEE.

LIGNE D'INFLUENCE DU COEF. DE REPARTITION TRANSVERSALE A INTERVALLES DE 0.125

0.6979	0.7054	0.7129	0.7205	0.7281	0.7357	0.7434	0.7511
0.7589	0.7668	0.7748	0.7828	0.7910	0.7993	0.8077	0.8162
0.8249	0.8336	0.8425	0.8516	0.8608	0.8701	0.8795	0.8892
0.8989	0.9088	0.9189	0.9291	0.9394	0.9499	0.9606	0.9713
0.9823	0.9933	1.0045	1.0158	1.0272	1.0388	1.0504	1.0622
1.0740	1.0859	1.0979	1.1100	1.1221	1.1342	1.1464	1.1586
1.1708	1.1830	1.1951	1.2072	1.2193	1.2312	1.2430	1.2548
1.2663	1.2777	1.2889	1.3000	1.3110	1.3219	1.3328	1.3436
1.3544							

CHARGE OU DENSITE DE CHARGE	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT
SURCHARGE BR	12.548		2.875	0.		0.
SURCHARGE BE	22.932		1.750	0.		0.
SURCHARGE BC	24.843	2	0.500	0.	0	0.
SURCHARGE A	5.961	2	-0.	0.	0	0.
SURCHARGE TR	0.306	3	0.	0.	0	0.

B4 RECAPITULATION DES EXCENTREMENTS DUS AUX SURCHARGES

Récapitulation par travée des coefficients transversaux maxima relatifs aux surcharges.

	BC	A	TROTTOIRS	CHAR
TRAVÉE 1	24.9052	6.0552	0.3139	0.
TRAVÉE 2	24.4676	6.0105	0.3027	0.
TRAVÉE 3	24.8648	6.0482	0.3122	0.

	BE	RR
TRAVÉE 1	23.5901	13.3582
TRAVÉE 2	21.5481	11.3489
TRAVÉE 3	23.3544	13.1124

Ces coefficients vont servir à calculer les efforts tranchants longitudinaux et les moments fléchissants longitudinaux dus aux surcharges pour toute la largeur du tablier.

Pour B.R., B.E. ou une rangée d'essieux de 12 t., on obtiendra l'effort longitudinal en multipliant l'ordonnée de la ligne d'influence de cet effort par le coefficient transversal de la travée où se trouve la section étudiée, puis par le coefficient de majoration dynamique.

Pour la surcharge A, on combinera les aires d'influence avec la fonction A (l) régnant sur 1,00 m de largeur ; le résultat sera multiplié par le coefficient transversal de la travée où se trouve la section étudiée.

Pour le trottoir on multipliera la somme des aires d'influence de même signe par le coefficient transversal.

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

Pour les sections sur pile la machine utilise les coefficients d'une des deux travées qui encadrent l'appui.

E REACTIONS D APPUIS EXTREMES

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE NO 1	DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGJEUR CHARGEE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME
CORRECTION DUE L ENCORBELLEMENT	7.4				4.1		4.7		0.	0.1	
APPUI 1	42.2	-4.50	6.00	-1.	60.4	13.45	0.	66.0	0.	0.	111.1
	42.2	19.00	29.50	1.	-29.5	29.74	0.	-45.5	0.	0.	-4.1
APPUI 2	419.0	11.50	22.00	1.	119.9	29.74	13.45	189.2	0.	0.	625.0
	419.0	45.00	55.50	-1.	-5.8	14.10	0.	-9.3	0.	0.	417.8
APPUI 3	421.0	29.00	39.50	-1.	118.3	29.74	14.10	186.2	0.	0.	624.1
	421.0	-4.50	6.00	1.	-5.0	13.45	0.	-7.8	0.	0.	421.4
CORRECTION DUE L ENCORBELLEMENT	7.4				3.9		4.6		0.	0.1	
APPUI 4	50.4	55.50	45.00	1.	59.6	14.10	0.	68.2	0.	0.	121.7
	50.4	21.00	31.50	-1.	-27.3	29.74	0.	-42.0	0.	0.	7.9

LA SOMME DES EFFORTS TRANCHANTS N'EST PAS EGALE A LA REACTION D'APPUI CAR, AU TERME DU REGLEMENT, LA REACTION D'APPUI N'EST PAS AFFECTEE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE. DE PLUS LES COEFFICIENTS D'EXCENTREMENT NE SONT PAS APPLICABLES AUX REACTIONS D'APPUI TOTALES.

Pour se conformer au nouveau règlement, nous avons multiplié par le rapport $\frac{2,5}{2,4}$ la valeur de la réaction d'appui due à l'ossature porteuse seule. Pour ce faire, nous avons utilisé les aires des lignes d'influence page 14 de la présente pièce. Les résultats concernant les valeurs des réactions d'appui dues à la charge permanente sont donc modifiés. Ils sont récapitulés dans la pièce 2_5 page 10. De ce fait les valeurs des réactions d'appui extrêmes sont modifiées.

F EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE NO 1	DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A	LONGUEUR BC	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME	
TRAVÉE 1 COTE 1	34.8	-4.50	6.00	-1.	68.2	13.45	0.	61.9	0.	0.	2.0	105.7
	34.8	19.00	29.50	1.	-35.2	29.74	0.	-45.6	0.	0.	-1.6	-11.8
TRAVÉE 1 COTE 2	204.6	7.00	20.00	-1.	84.8	13.45	29.74	86.4	0.	0.	4.0	299.1
	204.6	45.00	55.50	-1.	-3.0	14.10	0.	-3.9	0.	0.	-0.1	204.6
TRAVÉE 2 COTE 1	214.3	13.50	24.00	1.	106.4	29.74	0.	125.9	0.	0.	4.7	349.2
	214.3	45.00	55.50	-1.	-3.8	14.10	0.	-5.5	0.	0.	-0.2	213.0
TRAVÉE 2 COTE 2	214.2	37.00	26.50	-1.	105.1	29.74	0.	124.5	0.	0.	4.6	347.7
	214.2	-4.50	6.00	1.	-3.4	13.45	0.	-4.7	0.	0.	-0.1	213.7
TRAVÉE 3 COTE 1	206.8	43.50	30.50	1.	83.9	14.10	29.74	85.2	0.	0.	3.9	300.1
	206.8	-4.50	6.00	1.	-2.4	13.45	0.	-3.2	0.	0.	-0.1	207.6
TRAVÉE 3 COTE 2	43.0	55.50	45.00	1.	67.0	14.10	0.	64.1	0.	0.	2.1	112.9
	43.0	21.00	31.50	-1.	-32.3	29.74	0.	-42.0	0.	0.	-1.5	0.3

LES CHIFFRES DE LA COLONNE NE CONTIENNENT PAS LA DONNÉE C.P.
EFFORT EXTREME = CP x CHARGE PERMANENTE x SURCHARGES

COLONNE A NE PAS UTILISER EN CAS DE CONVOI MILITAIRE

La remarque faite pour le calcul des réactions d'appui dues à la charge permanente a été appliquée pour la détermination des efforts tranchants dus à la charge permanente. Ceux-ci sont récapitulés dans la pièce 2.5 page 11. Les valeurs des efforts tranchants extrêmes ont donc été modifiées.

LES CHIFFRES DE CETTE COLONNE
NE CONTIENNENT PAS LA DONNEE
C.P. : EFFORT EXTREME = CP x
CHARGE PERMANENTE + SURCHARGES

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTREMES

D

COLONNE A NE PAS UTILISER
EN CAS DE CONVOI MILITAIRE

ABSCISSE	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE NO 1	DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A	LONGUEUR BC	CHARGE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME
0.	0. •	-6.50	-17.50	1.	0.	13.45	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1.50	0.	-6.50	-17.50	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
**	1.4*	1.50	48.50	1.	81.5	13.45	0.	81.3	0.	0.	2.7	118.9
	34.0	19.00	29.50	1.	-52.8	29.74	0.	-68.4	0.	0.	-2.5	-36.2
3.00	**	3.00	48.50	1.	135.5	13.45	0.	139.6	0.	0.	4.6	176.6
	-5.2*	19.00	29.50	1.	-105.6	29.74	0.	-136.8	0.	0.	-4.9	-109.3
4.50	**	4.50	48.50	1.	164.0	13.45	0.	174.8	0.	0.	5.9	173.8
	-19.9*	19.00	29.50	1.	-158.3	29.74	0.	-205.2	0.	0.	-7.4	-219.5
6.00	**	4.50	48.50	1.	175.1	13.45	0.	186.9	0.	0.	6.4	110.1
	-42.5*	19.00	29.50	1.	-211.1	29.74	0.	-273.6	0.	0.	-9.8	-366.7
7.50	**	3.00	45.50	-1.	170.4	13.45	0.	176.0	0.	0.	6.3	-14.3
	-73.2*	19.00	29.50	1.	-263.9	29.74	0.	-342.1	0.	0.	-12.3	-550.9
9.00	**	3.00	45.50	-1.	152.1	13.45	14.10	151.8	0.	0.	5.4	-190.2
	-111.8*	19.00	29.50	1.	-316.7	29.74	0.	-410.5	0.	0.	-14.7	-772.9
10.50	**	4.50	45.50	-1.	119.3	13.45	14.10	108.1	0.	0.	3.9	-417.2
	-158.5*	19.00	29.50	1.	-369.4	29.74	0.	-478.9	0.	0.	-17.2	-1036.4
12.00	**	6.00	45.50	-1.	70.4	5.00	14.10	66.7	0.	0.	2.1	-706.4
	-213.2*	19.00	29.50	1.	-422.2	29.74	0.	-547.3	0.	0.	-20.2	-1346.5
13.50	**	45.00	55.50	-1.	37.1	14.10	0.	52.5	0.	0.	1.6	-992.2
	-271.0*	19.00	29.50	1.	-440.1	29.24	0.	-611.8	0.	0.	-24.7	-1682.9
15.00	**	45.00	55.50	-1.	31.3	14.10	2.50	48.6	0.	0.	1.5	-694.9
	-195.8*	20.00	30.50	1.	-324.7	27.24	0.	-449.1	0.	0.	-18.2	-1212.3
16.50	**	10.50	45.50	-1.	50.7	4.50	14.10	53.7	0.	0.	1.7	-431.5
	-128.7*	22.00	32.50	1.	-221.1	25.24	0.	-304.0	0.	0.	-12.7	-803.6
18.00	**	12.00	45.50	-1.	72.5	7.50	14.10	68.2	0.	0.	2.2	-191.9
	-477.3	27.00	5.50	1.	-142.8	22.24	13.45	-205.1	0.	0.	-8.2	-479.9
19.50	**	15.00	45.50	-1.	95.7	11.00	14.10	94.0	0.	0.	3.2	19.4
	-69.5*	29.50	5.50	1.	-94.5	18.74	13.45	-126.8	0.	0.	-4.8	-211.0
21.00	**	16.50	45.50	-1.	122.4	15.50	0.	143.6	0.	0.	4.7	225.9
	-18.4*	5.50	32.50	1.	-58.8	13.45	14.24	-74.6	0.	0.	-2.7	0.3
	-77.9											

• CETTE VALEUR REPRESENTE LE MOMENT DU AUX CHARGES AUTRES QUE LA DALLE.(C.A.D. QTAB)

** Cf remarque page 26

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTRÊMES

ABSCISSE	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE DES CAMIONS NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGÉE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTRÊME	
22.50	** 59.8*	16.50	27.00	-1.	163.3	22.00	0.	204.2	0.	0.	6.7	416.2
	201.3	5.50	37.00	1.	-37.6	13.45	0.	-52.1	0.	0.	-1.7	151.5
24.00	** 86.9*	18.00	28.50	-1.	206.9	29.74	0.	246.6	0.	0.	8.9	559.2
	297.8	2.50	45.50	-1.	-34.0	13.45	0.	-45.1	0.	0.	-1.5	257.1
25.50	106.0*	19.50	30.00	-1.	236.9	29.74	0.	292.8	0.	0.	10.5	676.3
	365.7	2.50	45.50	-1.	-34.6	13.45	14.10	-43.6	0.	0.	-1.6	327.8
27.00	117.1*	21.00	31.50	-1.	253.0	29.74	0.	320.0	0.	0.	11.5	744.4
	404.9	2.50	45.50	-1.	-35.1	13.45	14.10	-44.6	0.	0.	-1.6	366.8
28.50	120.2*	18.00	28.50	1.	255.5	29.74	0.	328.2	0.	0.	11.8	763.7
	415.4	48.50	5.50	1.	-35.7	14.10	13.45	-45.6	0.	0.	-1.6	376.5
30.00	115.2*	19.50	30.00	1.	251.6	29.74	0.	317.5	0.	0.	11.4	734.2
	397.3	48.50	5.50	1.	-36.4	14.10	13.45	-46.7	0.	0.	-1.7	356.9
31.50	102.3*	21.00	31.50	1.	233.9	29.74	0.	287.9	0.	0.	10.3	655.7
	350.5	48.50	5.50	1.	-37.1	14.10	13.45	-47.7	0.	0.	-1.7	308.1
33.00	81.3*	22.50	33.00	1.	202.2	29.74	0.	239.3	0.	0.	8.6	528.4
	275.0	45.00	55.50	-1.	-37.9	14.10	0.	-53.8	0.	0.	-1.7	225.0
34.50	52.4*	24.00	34.50	1.	157.1	20.50	0.	198.3	0.	0.	6.4	379.1
	170.9	45.50	14.00	-1.	-44.5	14.10	0.	-61.9	0.	0.	-2.0	110.4
36.00	15.4*	34.50	5.50	1.	118.5	14.50	0.	136.2	0.	0.	4.4	179.6
	38.2	45.50	18.50	-1.	-68.0	14.10	15.24	-87.3	0.	0.	-3.2	-51.5
37.50	-29.6*	36.00	5.50	1.	90.9	10.00	13.45	88.8	0.	0.	2.9	-31.8
	-123.2	21.50	45.50	-1.	-106.0	14.10	19.74	-141.9	0.	0.	-5.5	-273.1
39.00	-82.6*	39.00	5.50	1.	67.0	6.50	13.45	62.5	0.	0.	2.0	-251.8
	-314.5	24.00	45.50	-1.	-156.1	23.24	14.10	-221.2	0.	0.	-9.1	-551.0
40.50	-143.6*	5.50	40.50	1.	43.3	4.00	13.45	47.4	0.	0.	1.5	-501.5
	-539.6	18.50	29.00	-1.	-233.3	25.74	14.10	-321.7	0.	0.	-13.7	-885.9
42.00	-212.6*	-4.50	6.00	1.	28.3	13.45	2.00	42.0	0.	0.	1.3	-775.0
	-802.3	20.00	30.50	-1.	-338.2	27.74	0.	-466.9	0.	0.	-19.4	-1304.6
43.50	-259.4*	-4.50	6.00	1.	33.5	13.45	1.00	44.9	0.	0.	1.4	-951.9
	-978.6	21.00	31.50	-1.	-445.7	29.74	0.	-579.5	0.	0.	-23.5	-1601.2

* CETTE VALEUR REPRESENTE LE MOMENT DU AUX CHARGES AUTRES QUE LA DALLE.(C.A.O. QTAB)

** Cf remarque page 26

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTREMES

ABSCISSE	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE DES CAMIONS NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHÉ	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGÉE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME	
ABSCISSE 45.00												
**	-198.4*	45.00	5.50	1.	76.4	6.00	13.45	67.6	0.	0.	2.2	-640.1
**	-704.6	21.00	31.50	-1.	-397.2	29.74	0.	-516.5	0.	0.	-19.0	-1254.1
ABSCISSE 46.50												
**	-145.4*	46.50	5.50	1.	123.2	14.10	13.45	113.9	0.	0.	4.1	-361.0
**	-478.6	21.00	31.50	-1.	-348.7	29.74	0.	-453.4	0.	0.	-16.3	-957.9
ABSCISSE 48.00												
**	-100.4*	48.00	5.50	1.	155.2	14.10	13.45	159.1	0.	0.	5.7	-137.8
**	-296.6	21.00	31.50	-1.	-300.2	29.74	0.	-390.4	0.	0.	-14.0	-707.0
ABSCISSE 49.50												
**	-63.4*	48.00	5.50	1.	174.2	14.10	0.	190.1	0.	0.	6.6	39.4
**	-154.2	21.00	31.50	-1.	-251.8	29.74	0.	-327.4	0.	0.	-11.8	-496.4
ABSCISSE 51.00												
**	-34.4*	46.50	2.50	-1.	179.9	14.10	0.	201.5	0.	0.	6.8	159.0
**	-48.3	21.00	31.50	-1.	-203.3	29.74	0.	-264.3	0.	0.	-9.5	-323.1
ABSCISSE 52.50												
**	-13.4*	46.50	2.50	-1.	170.0	14.10	0.	190.1	0.	0.	6.3	218.0
**	21.2	21.00	31.50	-1.	-154.8	29.74	0.	-201.3	0.	0.	-7.2	-186.9
ABSCISSE 54.00												
**	-0.4*	48.00	2.50	-1.	144.1	14.10	0.	155.7	0.	0.	5.1	216.4
**	54.5	21.00	31.50	-1.	-106.3	29.74	0.	-138.3	0.	0.	-5.0	-87.6
ABSCISSE 55.50												
**	4.6*	54.00	43.50	1.	95.5	14.10	0.	98.4	0.	0.	3.2	154.1
**	51.5	21.00	31.50	-1.	-57.9	29.74	0.	-75.2	0.	0.	-2.7	-25.4
ABSCISSE 57.00												
**	1.5*	55.50	45.00	1.	19.4	14.10	0.	18.2	0.	0.	0.6	32.4
**	12.2	21.00	31.50	-1.	-9.4	29.74	0.	-12.2	0.	0.	-0.4	-0.2

* CETTE VALEUR REPRESENTE LE MOMENT DU AUX CHARGES AUTRES QUE LA DALLF.(C.A.D. QTAB)

** Les valeurs des moments fléchissants dus à l'ossature porteuse doivent être multipliées par le rapport $\frac{2.5}{2.4}$. Ces valeurs sont données en 2^{ème} ligne de la colonne charge permanente. Les valeurs modifiées sont récapitulées dans la pièce 2.5 page 8
Les moments longitudinaux extrêmes ont donc été modifiés.

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EXTREMES SUR PILES

ABSCISSE	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE DES CAMIONS NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHÉ	EFFORT DU A	LONGUEUR BC	CHARGÉE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME
12.50	** -233.2*	45.50	6.50	-1.	50.9	14.10	3.00	57.9	0.	0.	1.8	-809.7
	-852.4	19.00	29.50	1.	-439.8	29.74	0.	-570.1	0.	0.	-21.6	-1461.2
13.00	** -254.1*	45.00	55.50	-1.	38.4	14.10	1.50	52.9	0.	0.	1.6	-911.1
	-946.7	19.00	29.50	1.	-457.4	29.74	0.	-592.9	0.	0.	-23.3	-1581.8
13.50	-271.0*	45.00	55.50	-1.	37.1	14.10	0.	52.5	0.	0.	1.6	-992.2
	-1025.8	19.00	29.50	1.	-440.1	29.24	0.	-611.8	0.	0.	-24.7	-1682.9
42.50	-237.4*	-4.50	6.00	1.	30.0	13.45	1.00	42.7	0.	0.	1.3	-873.2
	-899.2	20.50	31.00	-1.	-376.0	28.74	0.	-517.5	0.	0.	-21.6	-1456.3
43.00	-263.1*	-4.50	6.00	1.	31.7	13.45	0.50	44.1	0.	0.	1.4	-975.9
	-1001.3	21.00	31.50	-1.	-415.0	29.24	0.	-573.6	0.	0.	-23.8	-1618.8
43.50	** -259.4*	-4.50	6.00	1.	33.5	13.45	1.00	44.9	0.	0.	1.4	-951.9
	-978.6	21.00	31.50	-1.	-445.7	29.74	0.	-579.5	0.	0.	-23.5	-1601.2

• CETTE VALEUR REPRESENTE LE MOMENT DU AUX CHARGES AUTRES QUE LA DALLE.(C.A.D. QTAB)

LES APPUIS SONT ENCADRES PAR DES SECTIONS DISTANTES DE 0,50 m.
AFIN DE MIEUX CONNAITRE LES MOMENTS SUR APPUIS.

** Cf remarque page 26

A NE PAS UTILISER EN CAS
DE CONVOI MILITAIRE.

* COURBE ENVELOPPE DES MOMENTS FLÉCHISSANTS MAXIMA

ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT
0.	0.	0.50	46.	1.00	86.	1.50	119.	2.00	145.	2.50	164.
3.00	177.	3.50	182.	4.00	181.	4.50	174.	5.00	159.	5.50	138.
6.00	110.	6.50	74.	7.00	33.	7.50	-14.	8.00	-67.	8.50	-126.
9.00	-190.	9.50	-259.	10.00	-335.	10.50	-417.	11.00	-507.	11.50	-603.
12.00	-706.	12.50	-810.	13.00	-911.	13.50	-992.	14.00	-889.	14.50	-790.
15.00	-695.	15.50	-604.	16.00	-517.	16.50	-431.	17.00	-348.	17.50	-269.
18.00	-192.	18.50	-121.	19.00	-51.	19.50	19.	20.00	90.	20.50	159.
21.00	226.	21.50	295.	22.00	358.	22.50	416.	23.00	467.	23.50	514.
24.00	559.	24.50	604.	25.00	643.	25.50	676.	26.00	704.	26.50	727.
27.00	744.	27.50	756.	28.00	763.	28.50	764.	29.00	759.	29.50	749.
30.00	734.	30.50	713.	31.00	687.	31.50	656.	32.00	616.	32.50	573.
33.00	528.	33.50	484.	34.00	434.	34.50	379.	35.00	314.	35.50	247.
36.00	180.	36.50	110.	37.00	40.	37.50	-32.	38.00	-102.	38.50	-175.
39.00	-252.	39.50	-332.	40.00	-416.	40.50	-501.	41.00	-590.	41.50	-681.
42.00	-775.	42.50	-873.	43.00	-976.	43.50	-952.	44.00	-844.	44.50	-740.
45.00	-640.	45.50	-541.	46.00	-448.	46.50	-361.	47.00	-281.	47.50	-207.
48.00	-138.	48.50	-72.	49.00	-13.	49.50	39.	50.00	86.	50.50	126.
51.00	159.	51.50	185.	52.00	205.	52.50	218.	53.00	224.	53.50	224.
54.00	216.	54.50	202.	55.00	181.	55.50	154.	56.00	120.	56.50	80.
57.00	32.										

* La courbe enveloppe des moments fléchissants maxima est à rectifier en fonction des modifications apportées aux valeurs des moments dus à la charge permanente et de la prise en compte de la somme à valoir qui ne doit avoir lieu que dans le cas le plus défavorable ce qui n'est pas fait dans le calcul C.E.D. (Cf pièce 2_5 page 8)

A NE PAS UTILISER EN CAS
DE CONVOI MILITAIRE

* COURBE ENVELOPPE DES MOMENTS FLECHISSANTS MINIMA

ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT	ABSCISSE	MOMENT
0.	0.	0.50	-8.	1.00	-20.	1.50	-36.	2.00	-56.	2.50	-81.
3.00	-109.	3.50	-142.	4.00	-179.	4.50	-220.	5.00	-264.	5.50	-314.
6.00	-367.	6.50	-424.	7.00	-485.	7.50	-551.	8.00	-620.	8.50	-694.
9.00	-773.	9.50	-856.	10.00	-943.	10.50	-1036.	11.00	-1135.	11.50	-1238.
12.00	-1346.	12.50	-1461.	13.00	-1582.	13.50	-1683.	14.00	-1519.	14.50	-1362.
15.00	-1212.	15.50	-1067.	16.00	-930.	16.50	-804.	17.00	-690.	17.50	-582.
18.00	-480.	18.50	-384.	19.00	-294.	19.50	-211.	20.00	-134.	20.50	-63.
21.00	0.	21.50	56.	22.00	106.	22.50	152.	23.00	191.	23.50	226.
24.00	257.	24.50	284.	25.00	308.	25.50	328.	26.00	344.	26.50	357.
27.00	367.	27.50	373.	28.00	376.	28.50	376.	29.00	373.	29.50	367.
30.00	357.	30.50	344.	31.00	328.	31.50	308.	32.00	284.	32.50	256.
33.00	225.	33.50	192.	34.00	154.	34.50	110.	35.00	63.	35.50	9.
36.00	-52.	36.50	-119.	37.00	-193.	37.50	-273.	38.00	-359.	38.50	-452.
39.00	-551.	39.50	-653.	40.00	-765.	40.50	-886.	41.00	-1016.	41.50	-1156.
42.00	-1305.	42.50	-1456.	43.00	-1619.	43.50	-1601.	44.00	-1480.	44.50	-1364.
45.00	-1254.	45.50	-1150.	46.00	-1052.	46.50	-958.	47.00	-870.	47.50	-786.
48.00	-707.	48.50	-633.	49.00	-562.	49.50	-496.	50.00	-435.	50.50	-377.
51.00	-323.	51.50	-274.	52.00	-228.	52.50	-187.	53.00	-150.	53.50	-117.
54.00	-88.	54.50	-63.	55.00	-42.	55.50	-25.	56.00	-13.	56.50	-4.
57.00	-0.										

* Même remarque qu'à la page précédente

G

MOMENTS TRANSVERSAUX PRINCIPAUX , COEFFICIENT DE POISSON NUL

CE SONT LES MOMENTS TRANSVERSAUX
CALCULES D APRES LA THEORIE DE MM.
GUYON - MASSONNET. ROWE

AU POINT DE LA TRAVÉE 1 DE COORDONNÉES 3.36 0. COMPTÉS A PARTIR DU CENTRE DE LA DALLE

DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES
LARGEUR = 7.713 LONGUEUR = 13.078 TETA = 0.294

MOMENTS DUS A BC

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.2957	0.5000	-593.675	1257.441	1879.455	-198.813	2344.408	0.795
2	0.5649	0.5000	-340.350	682.068	1246.131	-195.560	1392.290	0.902
3	0.7836	0.1667	-195.462	381.763	897.828	-155.979	928.149	0.278
4	0.9322	0.0000	-110.918	215.678	689.649	-112.265	682.143	0.000
5	0.9975	0.1000	-61.945	118.954	555.332	-76.484	535.857	0.123

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.168

2.449 *

MOMENTS DUS A RF

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.1049	0.5000	89.959	89.959	890.749	890.749	1879.455	0.528
2	0.2087	0.5000	-67.686	-67.686	403.890	403.890	1246.131	0.530
3	0.3101	0.1667	-106.408	-106.408	168.630	168.630	897.828	0.138
4	0.4082	0.0000	-100.126	-100.126	52.977	52.977	689.649	0.000
5	0.5017	0.1000	-81.089	-81.089	-4.025	-4.025	555.332	0.042

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.168

1.446

MOMENTS DUS A BR

HARMONIQUE	FACTEURS		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT
	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		
1	0.1304	0.5000					1879.455	0.537
2	0.2586	0.5000					1246.131	0.706
3	0.3824	0.1667					897.828	0.251
4	0.4997	0.0000					689.649	0.000
5	0.6084	0.1000					555.332	0.148

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.168

1.919

* Cette valeur sert à la détermination du moment principal M_y (Cf pièce 2_6 page 49)

Les moments GUYON - MASSONNET nécessaires à la note de calcul sont récapitulés dans la pièce 2_5 page 12.

CALCULEE A PARTIR D'UN
MODULE D'ELASTICITE
DIFFERE DE 1 210 000 T/m²

DEFORMEE SOUS CHARGE PERMANENTE

TRAVÉE 1

ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE
0.	0.	0.84	0.0012	1.68	0.0025	2.52	0.0038	3.36	0.0052
4.20	0.0067	5.04	0.0082	5.88	0.0096	6.72	0.0108	7.57	0.0116
8.41	0.0118	9.25	0.0115	10.09	0.0105	10.93	0.0089	11.77	0.0066
12.61	0.0036	13.45	-0.						

TRAVÉE 2

ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE
0.	0.	1.86	-0.0104	3.72	-0.0240	5.58	-0.0406	7.43	-0.0590
9.29	-0.0765	11.15	-0.0906	13.01	-0.0998	14.87	-0.1029	16.73	-0.0997
18.59	-0.0904	20.45	-0.0762	22.30	-0.0587	24.16	-0.0403	26.02	-0.0237
27.88	-0.0103	29.74	0.						

TRAVÉE 3

ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE *	ABSCISSE	DEFORMEE
0.	0.	0.88	0.0037	1.76	0.0067	2.64	0.0090	3.52	0.0105
4.41	0.0113	5.29	0.0114	6.17	0.0109	7.05	0.0099	7.93	0.0086
8.81	0.0071	9.69	0.0056	10.57	0.0042	11.46	0.0029	12.34	0.0018
13.22	0.0009	14.10	-0.						

N.B. La déformée due à la précontrainte n'est pas considérée ici.

LIGNES D INFLUENCE DE LA DEFORMATION EN MILIEU DE TRAVEE

MILIEU DE	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
TRAVEE 1 DIVISION			
1	-0.	-0.	0.
2	-0.000029	0.000024	-0.000004
3	-0.000056	0.000046	-0.000007
4	-0.000083	0.000068	-0.000010
5	-0.000105	0.000088	-0.000013
6	-0.000124	0.000104	-0.000016
7	-0.000137	0.000118	-0.000018
8	-0.000146	0.000127	-0.000020
9	-0.000145	0.000132	-0.000020
10	-0.000139	0.000131	-0.000020
11	-0.000124	0.000125	-0.000019
12	-0.000107	0.000114	-0.000017
13	-0.000086	0.000098	-0.000015
14	-0.000065	0.000078	-0.000012
15	-0.000043	0.000055	-0.000008
16	-0.000021	0.000029	-0.000004
17	-0.	-0.	0.
TRAVEE 2 DIVISION			
1	-0.	-0.	-0.
2	0.000044	-0.000074	0.000011
3	0.000083	-0.000161	0.000025
4	0.000115	-0.000270	0.000042
5	0.000136	-0.000378	0.000061
6	0.000147	-0.000505	0.000083
7	0.000149	-0.000593	0.000105
8	0.000144	-0.000681	0.000126
9	0.000132	-0.000692	0.000144
10	0.000116	-0.000684	0.000157
11	0.000097	-0.000597	0.000163
12	0.000077	-0.000511	0.000162
13	0.000057	-0.000384	0.000150
14	0.000039	-0.000276	0.000126
15	0.000024	-0.000166	0.000091
16	0.000011	-0.000077	0.000049
17	-0.	-0.	-0.
TRAVEE 3 DIVISION			
1	0.	-0.	-0.
2	-0.000004	0.000032	-0.000025
3	-0.000009	0.000060	-0.000050
4	-0.000012	0.000086	-0.000075
5	-0.000015	0.000107	-0.000099
6	-0.000018	0.000125	-0.000124
7	-0.000019	0.000137	-0.000143
8	-0.000020	0.000144	-0.000161
9	-0.000020	0.000144	-0.000167
10	-0.000020	0.000139	-0.000168
11	-0.000018	0.000128	-0.000158
12	-0.000016	0.000113	-0.000143
13	-0.000013	0.000095	-0.000120
14	-0.000010	0.000074	-0.000095
15	-0.000007	0.000050	-0.000065

LES LIGNES D'INFLUENCE SONT CALCULEES A PARTIR D'UN MODULE D'ELASTICITE DIFFERE EGAL A 1 210 000 T/m². POUR OBTENIR LES DEFORMATIONS DUES AUX SURCHARGES IL FAUT DIVISER PAR TROIS LES VALEURS DES DEFOR-
MATIONS OBTENUES.
CETTE CORRECTION EST MAINTENANT INTE-
GREE AU PROGRAMME C.E.D. 66

16
17

-0.000004
0.

0.000026
-0.

-0.000033
-0.

H

EFFET D UNE DENIVELLATION DE 0.01 M. SUR CHAQUE APPUI SUCCESSIVEMENT *

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4
MOMENT SUR APPUI 2	-22.857	38.099	-25.587	10.345
MOMENT SUR APPUI 3	10.845	-25.902	36.471	-21.414

* CES MOMENTS EN t.m S'ENTENDENT POUR TOUTE LA LARGEUR DE L'OUVRAGE.
ILS SONT CALCULES A PARTIR DE LA VALEUR E_v DU MODULE D'ELASTICITE DIFFERE

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Récapitulation des efforts

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

2.5

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37.74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

Coefficient de majoration de charge permanente = CP = 1,02 (somme à valoir)

Elégissements =

Largeur = 0

Hauteur ou diamètre = 0,474

Nombre de cavernes = 8

Distance d'une extrémité des cavernes par rapport à =

Travée 1	Travée 2	Travée 3
L'appui de gauche = 1,000	= 1,000	= 13,100
L'appui de droite = 12,450	= 1,000	= 1,000

Caracteristiques géométriques : Page 3 de la note de C.E.

Epaisseur de la dalle en travée = 0,70 m

Epaisseur de la dalle sur appuis centraux = 1,15 m.

* Longueur des goussets plans = 5,95 m

Largeur utile droite de la dalle = 8,00 m

* Cette dimension n'apparait pas dans la note de calcul électronique.

- CONSTANTES ET COEFFICIENTS -

CONSTANTES MECANIKES **B1**

(Ces valeurs servent pour la détermination des courbes $M_b''(\alpha)$ pages 9 à 12 de la pièce 2.6)

TRAVEES CONSTANTES	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
A	4,35828	8,05440	2,54129
B	1,84882	5,02719	1,97508
C	2,35171	8,05440	4,58964

NOTA: Pour obtenir les constantes mécaniques réelles à partir des chiffres qui précèdent, il convient de les diviser par l'inertie de la première section de l'ouvrage et par le module d'élasticité du béton.

POSITION DES FOYERS: **B2**

(Ces valeurs servent pour la détermination des courbes $M_b''(\alpha)$ pages 9 à 12 de la pièce 2.6)

TRAVEES FOYERS	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3
FOYER DE GAUCHE	0	0,325736	0,194740
FOYER DE DROITE	0,187322	0,321784	0

NOTA: Ces valeurs représentent les distances focales rapportées à la portée des travées considérées.

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE. **B3**
page 18

TRAVEES C.M.D.	C.M.D. CIVIL	C.M.D MILITAIRE
TRAVEE 1	1,17	0
TRAVEE 2	1,10	0
TRAVEE 3	1,16	0

COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE DES SURCHARGES POUR LE CALCUL
DES MOMENTS DE FLEXION LONGITUDINALE

B4
page 21

Ces valeurs ne sont données qu'à titre justificatif et n'interviennent pas dans la suite des calculs.

COEFFICIENTS TRAVEES	Bc	A	TROTTOIRS	Be	Br
TRAVEE 1	24,9052	6,0552	0,3139	23,5901	13,3582
TRAVEE 2	24,4675	6,0105	0,3027	21,5478	11,3486
TRAVEE 3	24,8648	6,0482	0,3122	23,3544	13,1124

AIRES DES LIGNES D'INFLUENCE

Ces valeurs ne sont données qu'à titre justificatif et n'interviennent pas dans la suite des calculs.

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TOTALITE
	13,45	29,74	14,10	57,29

EFFET	APPUI	180,90	884,47	198,81	
-------	-------	--------	--------	--------	--

C1

MOMENTS FLECHISSANTS	APPUI 2	-9,222	-72,829	5,182	-76,869
SUR APPUI	APPUI 3	4,375	-70,349	-10,726	-76,700

C2

EFFORT	TRAVEE 1	APPUI 1	6,039	-5,415	0,385	1,009
		APPUI 2G	-7,411			-12,441
TRANCHANT	TRAVEE 2	APPUI 2D	0,457	14,953	-0,535	14,875
		APPUI 3G		-14,787		-15,322
SUR APPUI	TRAVEE 3	APPUI 3D	-0,310	4,989	7,811	12,490
		APPUI 4		-6,289	-1,610	

C3

REACTION D'APPUI	APPUI 1	6,039	-5,415	0,385	1,009
	APPUI 2	7,868	20,368	-0,920	27,316
	APPUI 3	-0,767	19,776	8,346	27,355
	APPUI 4	0,310	-4,989	6,289	1,610

Les aires d'influence des réactions R1 et R4 sur les appuis 1 et 4 ne comprennent pas les parties en consoles (abouts) dont la portée biaise est $\lambda = 0,45$ m.

- MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX -
(Pour toute la largeur de l'ouvrage)

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES SOUS LES DIVERS CAS DE SURCHARGE

Sections ↓	Moments maximaux				Moments minimaux			
	Surcharge A	Trottoirs	Convoi Bc	Char	Surcharge A	Trottoirs	Convoi Bc	Char
1,50	81,3	2,7	81,5		- 68,4	- 2,5	- 52,8	
3,00	139,6	4,6	135,5		- 136,8	- 4,9	- 105,6	
4,50	174,8	5,9	164,0		- 205,2	- 7,4	- 158,3	
6,00	186,9	6,4	175,1		- 273,6	- 9,8	- 211,1	
7,50	176	6,3	170,4		- 342,1	- 12,3	- 263,9	
9,00	151,8	5,4	152,1		- 410,5	- 14,7	- 316,7	
10,50	108,1	3,9	119,3		- 478,9	- 17,2	- 369,4	
12,00	66,7	2,1	70,4		- 547,3	- 20,2	- 422,2	
13,50	52,5	1,6	37,1		- 611,8	- 24,7	- 440,1	
15,00	48,6	1,5	31,3		- 449,1	- 18,2	- 324,7	
16,50	53,7	1,7	50,7		- 304,0	- 12,7	- 221,1	
18,00	68,2	2,2	72,5		- 205,1	- 8,2	- 142,8	
19,50	94	3,2	95,7		- 126,8	- 4,8	- 94,5	
21,00	143,6	4,7	122,4		- 74,6	- 2,7	- 58,8	
22,50	204,2	6,7	163,3		- 52,1	- 1,7	- 37,6	
24,00	246,6	8,9	206,9		- 45,1	- 1,5	- 34,0	
25,50	292,8	10,5	236,9		- 43,6	- 1,6	- 34,6	
27,00	320,0	11,5	253,0		- 44,6	- 1,6	- 35,1	
28,50	328,2	11,8	255,5		- 45,6	- 1,6	- 35,7	
30,00	317,5	11,4	251,6		- 46,7	- 1,7	- 36,4	
31,50	287,9	10,3	233,9		- 47,7	- 1,7	- 37,1	
33,00	239,3	8,6	202,2		- 53,8	- 1,7	- 37,9	
34,50	198,3	6,4	157,1		- 61,9	- 2,0	- 44,5	

TABLEAU DES MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES SOUS LES CAS DE CHARGE LES PLUS DEFAVORABLES (tm pour la largeur totale)

Ce tableau sert à établir les courbes enveloppes des moments fléchissants longitudinaux. Les lignes 5 et 7 sont reportées dans les tableaux pages 3 et 5 de la pièce 2-7.

	Sections Nature du moment	1,50	3,00	4,50	6,00	7,50	9,00	10,5	12,00	13,50	15,00	16,50	18,00	19,50	21,00	22,50	24,00	25,50	27,00	28,50	30,00	31,50	33,00	34,50	36,00	37,50	39,00
		1	OSSATURE SEULE	3,4	38,6	13,7	-40,7	-124,5	-238,7	-386,8	-573,6	-786,5	-557,1	-363,2	-199,9	-61,9	53,6	147,4	219,8	270,6	299,9	307,6	293,9	258,6	201,8	123,5	23,8
2	SUPERSTRUCTURES	1,4	-5,2	-19,9	-42,5	-73,2	-111,8	-158,5	-213,2	-271	-195,8	-128,7	-69,5	-18,4	24,7	59,8	86,9	106,0	117,1	120,2	115,2	102,3	81,3	52,4	15,4	-29,6	-82,6
3	A VIDE	35,4	33,4	-6,2	-83,2	-197,7	-350,5	-545,3	-786,8	-1057,5	-752,9	-491,9	-269,4	-80,3	78,3	207,2	306,7	376,6	417	427,8	409,1	360,9	283,1	175,9	39,2	-127,1	-324,2
4	SOMME A VALOIR	0,7	0,7	-0,1	-1,7	-4,0	-7,0	-10,9	-15,7	-21,2	-15	-9,8	-5,4	-1,6	1,6	4,1	6,1	7,5	8,3	8,6	8,2	7,2	5,7	3,5	0,7	-2,5	-6,5
5	A VIDE AVEC SOMME A VALOIR	36,1	34,1	-6,3	-84,9	-201,7	-357,5	-556,2	-802,5	-1078,7	-767,9	-501,7	-274,8	-81,9	79,9	211,3	312,8	384,1	425,3	436,4	417,3	368,1	288,8	179,4	39,9	-129,6	-330,7
6	SURCHARGE MAXIMALE	84,2	144,2	180,7	193,3	182,3	157,5	123,2	72,5	54,1	50,1	55,4	74,7	90,9	148,3	210,9	255,5	303,3	331,5	340	328,9	298,2	247,9	204,7	140,6	93,8	69
7	SURCHARGE MINIMALE	-70,9	-141,7	-212,6	-283,4	-354,4	-425,2	-496,1	-567,5	-636,5	-467,3	-316,7	-213,3	-131,6	-77,3	-53,8	-46,6	-45,2	-46,2	-47,2	-48,4	-49,4	-55,5	-63,9	-90,5	-147,4	-230,3
8	MOMENT MAXIMAL M ₂ *	120,3	178,3	174,5	110,1	-15,4	-193	-422,1	-714,3	-1003,4	-702,8	-436,5	-194,7	10,6	228,2	422,2	568,3	687,4	756,8	776,4	746,2	666,3	536,7	384,1	180,5	-33,3	-255,2
9	MOMENT MINIMAL M ₁ *	-35,5	-108,3	-218,9	-368,3	-556,1	-782,7	-1052,3	-1370	-1715,2	-1285,2	-818,4	-488,1	-213,5	1,00	153,4	260,1	331,4	370,8	380,6	360,7	311,6	227,6	112	-51,3	-277	-561

Cette valeur est obtenue en faisant la différence des couples des valeurs contenues dans la colonne 3 du tableau des moments fléchissants longitudinaux extrêmes de la note CED et en multipliant cette différence par $\frac{2,5}{2,4}$ *

Obtenue par comparaison des valeurs données dans la note CED. Moments fléchissants longitudinaux extrêmes.

* La somme à valoir n'est prise en compte ici que dans le cas le plus défavorable. Cette opération devra être faite dans l'exploitation d'une note de calcul électronique C.E.D 66 car le programme CED 66 pondère dans tous les cas le moment dû à la charge permanente. Les moments extrêmes indiqués ici sont les moments en phase définitive.

Cf ci dessus

	Sections Nature du moment	40,50	42,00	43,50	45,00	46,50	48,00	49,50	51,00	52,50	54,00	55,50	57,00
		1	OSSATURE SEULE	-412,6	-614,5	-749,4	-527,5	-347,2	-204,4	-94,6	-14,5	36,1	57,2
2	SUPERSTRUCTURES	-143,6	-212,6	-259,4	-198,4	-145,4	-100,4	-63,4	-34,4	-13,4	-0,4	4,6	1,5
3	A VIDE	-556,2	-827,1	-1008,8	-725,9	-492,6	-304,8	-158	-48,9	22,7	56,8	53,5	12,6
4	SOMME A VALOIR	-11,1	-16,5	-20,1	-14,5	-9,9	-6,1	-3,2	-1	0,5	1,1	1,1	0,3
5	A VIDE AVEC SOMME A VALOIR	-567,3	-843,6	-1028,9	-740,4	-502,5	-310,9	-161,2	-49,9	23,2	57,9	54,6	12,9
6	SURCHARGE MAXIMALE	48,9	43,3	46,3	78,6	127,3	164,8	196,7	208,3	196,4	160,8	101,6	20,00
7	SURCHARGE MINIMALE	-335,4	-486,3	-603	-535,5	-469,7	-404,4	-339,2	-273,8	-208,5	-143,3	-77,9	-12,6
8	MOMENT MAXIMAL M ₂ *	-507,3	-783,8	-962,5	-647,3	-365,3	-140	38,7	159,4	219,6	218,7	156,2	32,9
9	MOMENT MINIMAL M ₁ *	-902,7	-1329,9	-1631,9	-1275,9	-972,2	-715,3	-500,4	-323,7	-185,8	-85,4	-24,4	0,0

** Le calcul des efforts ayant été fait à l'aide du programme électronique C.E.D. 63, pour se conformer aux règles de l'Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint de 1965, nous avons dû calculer les moments, les efforts tranchants, et les réactions d'appuis dus à l'ossature seule en prenant la masse volumique du béton égale à 2,5 t/m³. Pour ce faire nous avons multiplié les résultats de la note de calcul électronique concernant l'ossature seule par le rapport: $\frac{2,5}{2,4}$

Cette correction ne sera plus à faire dans l'exploitation d'une note de calcul électronique CED 66.

REACTIONS D'APPUI EXTREMES SOUS LES DIVERS CAS DE SURCHARGE

Sections	REACTIONS D'APPUI MAXIMALES					REACTIONS D'APPUI MINIMALES				
	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI - BC	CHAR	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI BC	CHAR
	Travée chargée	Réaction d'appui				Travée chargée	Réaction d'appui			
REACTION D'APPUI 1	1	66,0	2,1	60,4		2	-45,5	-1,6	-29,5	
REACTION D'APPUI 2	2 + 1	189,2	8,5	119,9		3	-9,3	-0,3	-5,8	
REACTION D'APPUI 3	2 + 3	186,2	8,4	118,3		1	-7,8	-0,2	-5,0	
REACTION D'APPUI 4	3	68,2	2,1	59,6		2	-42,0	-1,5	-27,3	

REACTIONS D'APPUI EXTREMES SOUS LES CAS LES PLUS DEFAVORABLES

(Ces valeurs servent dans la pièce 2.7 page 4)

Ce tableau est la récapitulation du tableau ci-dessus.

Sections Nature de la réaction	REACTION D'APPUI 1	REACTION D'APPUI 2	REACTION D'APPUI 3	REACTION D'APPUI 4
	OSSATURE SEULE *	38,3	335,3	337,1
SUPERSTRUCTURES	5,4	97,2	97,3	7,5
REACTION A VIDE	43,7	432,5	434,4	52,2
REACTION A VIDE x C.P	44,6	441,2	443,1	53,2
SURCHARGE MAXIMALE > 0	68,1	197,7	194,6	70,3
REACTION MAXIMALE	112,7	638,9	637,7	123,5
SURCHARGE MINIMALE < 0	-47,1	-9,6	-8,0	-43,5
REACTION MINIMALE	-3,4 **	431,6	435,1	8,7 **

* Même remarque que pour le calcul des moments concernant l'ossature seule. (cf : Note ** p.9)

** Avant pondération destinée à assurer une marge de sécurité au soulèvement.

EFFORTS TRANCHANTSF
page 23

(tonnes pour la largeur totale)

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES SOUS LES DIVERS CAS DE SURCHARGE

Surcharges Sections	EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX					EFFORTS TRANCHANTS MINIMAUX				
	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI B.C	CHAR	SURCHARGE A		TROTTOIRS	CONVOI BC	CHAR
	TRAVEE (CHARGEE)	EFFORT TRANCHANT				TRAVEE (CHARGEE)	EFFORT TRANCHANT			
APPUI 1	1	61,9	2,0	68,2		2	- 45,6	- 1,6	- 35,2	
APPUI 2 G	1 + 2	86,4	4,0	84,8		3	- 3,9	- 0,1	- 3,0	
APPUI 2 D	2	125,9	4,7	106,4		3	- 5,5	- 0,2	- 3,8	
APPUI 3 G	2	124,5	4,6	105,1		1	- 4,7	- 0,1	- 3,4	
APPUI 3 D	3 + 2	85,2	3,9	83,9		1	- 3,2	- 0,1	- 2,4	
APPUI 4	3	64,1	2,1	67,0		2	- 42,0	- 1,5	- 32,3	

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES SOUS LES CAS DE CHARGE LES PLUS DEFAVORABLES

(Ces valeurs servent dans la pièce 2.7 page)

Ce tableau est la récapitulation du tableau ci-dessus.

Sections Nature de l'effort	APPUI 1	APPUI 2G	APPUI 2D	APPUI 3G	APPUI 3D	APPUI 4
OSSATURE SEULE *	13,9	240,70	167,9	270,3	186,5	68,1
SUPERSTRUCTURES	21,5	- 26,40	53,2	- 52,6	27,8	- 22,4
EFFORTS TRANCHANTS A VIDE	35,4	214,3	221,1	217,7	214,3	45,7
EFFORTS TRANCHANTS A VIDE x C.P.	36,1	218,6	225,5	222,1	218,6	46,6
SURCHARGE MAXIMALE	70,2	90,4	130,6	129,1	89,1	69,1
EFFORT TRANCHANT MAXIMUM	106,3	309,0	356,1	351,2	307,7	115,7
SURCHARGE MINIMALE	- 47,2	- 4,0	- 5,7	- 4,8	- 3,3	- 43,5
EFFORT TRANCHANT MINIMUM	- 11,8	210,3	215,4	212,9	211	2,2

* Même remarque que pour le calcul des moments concernant l'ossature seule.

Récapitulation des moments transversaux pour $\nu = 0$ (tm/ml)

(Ces valeurs servent dans la pièce 2-6 page 48 au calcul des moments transversaux.)
On ne donne ci-dessous que les résultats qui servent à justifier les dispositions constructives dans le cas d'espèce.

TRAVEE 1

SECTIONS \ SURCHARGES	MOMENT TRANSVERSAL pour $\nu = 0$	
	$0,25 l_1$	$0,75 l_1$
A	0,243	0,243
B _C	2,449	2,449
TROTTOIR	- 0,238	- 0,238

TRAVEE 2

SECTIONS \ SURCHARGES	MOMENT TRANSVERSAL pour $\nu = 0$	
	$0,25 l_2$	$0,50 l_2$
A	0,268	0,537
B _C	1,866	2,068
TROTTOIR	- 0,316	- 0,632

EFFET D'UNE DENIVELLATION DE 0,01m SUR CHAQUE APPUI SUCCESSIVEMENT

Appuis Moments	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4
SUR APPUI 2	- 22,857	38,099	- 25,587	10,345
SUR APPUI 3	10,845	- 25,902	36,471	- 21,414

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Cadre de calcul de la précontrainte

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

2.6

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

S O M M A I R E

CHAPITRE 1 - BASES DU CALCUL

- 1.1. - Contraintes admissibles
- 1.2. - Définition de la structure

CHAPITRE 2 - CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

- 2.1. - Ecrêtement des moments sur appuis
- 2.2. - Force de précontrainte
- 2.3. - Détermination du fuseau limite
- 2.4. - Tracé du câble concordant
 - 2.4.1. - Calcul des moments M_2'' et M_3''
 - 2.4.2. - Calcul des coefficients α_1 , α_2 et α_3 par "la méthode des multiplicateurs de Lagrange"
 - 2.4.3. - Calcul de e_c
- 2.5. - Mise en place du câble dans la structure : détermination de e_d
- 2.6. - Evaluation des pertes et de la loi de F réelle pour le câble retenu
- 2.7. - Calcul des moments hyperstatiques sur le câble définitif.

CHAPITRE 3 - EFFORTS TRANCHANTS

- 3.1. - Efforts tranchants extrêmes
- 3.2. - Sécurité relative au cisaillement
- 3.3. - Calcul des étriers

CHAPITRE 4 - VERIFICATION A LA RUPTURE

- 4.1. - Calcul vis-à-vis du moment fléchissant sous les surcharges maximales
- 4.2. - Calcul vis-à-vis du moment fléchissant sous les surcharges minimales
- 4.3. - Calcul vis-à-vis de l'effort tranchant

CHAPITRE 5 - VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

- 5.1 - Eléments nécessaires au calcul des contraintes
- 5.2 - Calcul des contraintes sous les divers états

CHAPITRE 6 - FERRAILLAGE TRANSVERSAL HORIZONTAL

- 6.1 - Section à 0,25 l_1
- 6.2 - Section à 0,75 l_1
- 6.3 - Section sur appui 2
- 6.4 - Section à 0,25 l_2
- 6.5 - Section à 0,50 l_2
- 6.6 - Disposition du ferrailage.

CHAPITRE 7 - FERRAILLAGES COMPLEMENTAIRES

- 7.1 - Chevêtre incorporé sur piles culées.
- 7.2 - Reprise des tractions en phase provisoire
- 7.3 - Ferrailages supplémentaires.
 - 7.3.1 Aciers reprenant les tractions dues à l'écrêtement des moments longitudinaux sur les appuis intermédiaires.
 - 7.3.2 Vérification au poinçonnement dû aux appuis.

CHAPITRE 8 - TASSEMENTS DIFFERENTIELS ADMISSIBLES

- 8.1 - Critère de tassement admissible
- 8.2 - Examen des différents cas à envisager
- 8.3 - Evaluation des tassements différentiels admissibles
- 8.4 - Ferrailages passifs supplémentaires

CHAPITRE I - BASES DU CALCUL -

1.1. - Contraintes admissibles -

a) Béton : $\overline{\sigma}_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$

- Contrainte maximum admissible à la compression par flexion

$$\overline{\sigma}_b = 0,42 \times 3000 = 1260 \text{ t/m}^2$$

- Contrainte minimum admissible à la compression par flexion

$$\overline{\sigma}_1 = 0$$

b) Aciers pour béton armé

- Aciers H A de flexion transversale $\overline{\sigma}_a' = 28000 \text{ t/m}^2$
(nuance Fe E 40 A ou B)

- Aciers doux de frettes, aciers de montage

Les contraintes admissibles de ces aciers sont données par l'article 7 du titre VI, fascicule 61 du C.P.C.

- Etriers pour béton précontraint $\varnothing 8 \text{ ADx}$, nuance Fe E 24
la contrainte admissible est égale à $\overline{\sigma}_a' = \rho_a' \overline{\sigma}_{en}$ **

1.2. - Définition de la structure -

- Passage supérieur en dalle élégie précontrainte à 3 travées

- Portées des travées = $l_1 = 13,45 \text{ m}$
 $l_2 = 29,74 \text{ m}$
 $l_3 = 14,10 \text{ m}$

- Génération automatique = non

- structure avec gousset = oui longueur des goussets = 5,95 m

- épaisseur sur appuis centraux = 1,15 m

- épaisseur sur appuis de rive = 0,70 m

- épaisseur en milieu de travée centrale = 0,70 m

- pourcentage d'élégissement* en milieu de travée centrale = 26,6 %

CHAPITRE 2 - CALCUL DE LA PRECONTRAINTTE -

2.1. - Écrêtement des moments sur appuis (cf. § 2.2.2. de la pièce 1.6) -

$a = 0,07 \text{ m}$ *** (appuis FREYSSINET) $d = 1,22 \text{ m}$

$R_2 \text{ max} = 638,9 \text{ t}$ $\Delta M_1(\text{appui } 2) = 97,4 \text{ tm}$

$R_2 \text{ min} = 431,6 \text{ t}$ $\Delta M_2(\text{appui } 2) = 65,8 \text{ tm}$

$R_3 \text{ max} = 637,7 \text{ t}$ $\Delta M_1(\text{appui } 3) = 97,2 \text{ tm}$

$R_3 \text{ min} = 435,1 \text{ t}$ $\Delta M_2(\text{appui } 3) = 66,4 \text{ tm}$

* vide
* vide + plein

* * L'acier Fe E 22 est également admissible mais avec un taux de travail moindre.

* * * 0,14 m en fait ; cette modification est sans incidence pratique sur les efforts généraux.

2.2. - Force de précontrainte : (cf. § 2.4.3. de la pièce 1.6. et l'annexe à la pièce 1.4.)

- F nécessaire = 2470 t
dans la section = gousset G_4
- nature des câbles choisis = 12 \emptyset 8 STUP (LENS) (603mm^2)
 $T_G = 124 \text{ kg/mm}^2$ $R_G = 148 \text{ kg/mm}^2$
rel 1.000 = 0,10 $\varphi = 0,003$ $f = 0,20$
- nombre de câbles = 50 - δ (condition géométrique) = 11,5 cm
- ϵ_0 (coefficient de retrait) = 25×10^{-4} pour la moitié nord de la FRANCE.

δ est la couverture minimale du câble moyen que l'on obtient en fonction du groupage des câbles en paquets. Nous avons choisi 50 câbles 12 \emptyset 8 (STUP) groupés en 7 paquets de 6 câbles et 2 paquets de 4 câbles (cf. pièce 2.7.2.). Le diamètre d'une gaine étant égal à 4,6 cm, la couverture réelle ^{minimale} de béton par rapport aux câbles les plus proches est de 4,6 cm; le barycentre de l'ensemble des câbles est situé, par rapport à la fibre extrême la plus proche de la dalle, à $\delta = 11,5 \text{ cm}$.

Par souci de commodité, ce paragraphe sera résumé sous la forme du tableau suivant :

- Colonne 1 : lère loi de F approchée obtenue d'après des précédents déjà étudiés
- Colonne 2 : Excentrement e du câble approchant le câble concordant (nous ne donnons pas ici tous les détails du calcul du fuseau limite approché). cf modèle du tableau de calcul page 30 pièce 1.6.

Pour déterminer e nous avons posé : (cf. a) du § 2.4.5. de la pièce 1.6.)

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = 0,3 \\ k_2 = 0,7 \\ k_3 = 0,52 * \end{array} \right\} \text{ La condition géométrique est alors satisfaite avec : } \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0$$

- Colonne 3 : Excentrement e' du câble approchant le câble concordant mais après mise en place dans la structure (nous avons fait une transformation linéaire telle que la couverture du câble sur appui et en milieu de travée soit la même).
- Colonne 4 : Force de précontrainte obtenue après déduction des pertes totales de tension au temps t_∞ sur ce premier câble.

* Nous avons choisi $k_3 = 0,52$ pour que l'excentrement du câble aux abouts de la dalle se situe au niveau de la fibre moyenne.

1^{ère} loi de F

2^e Loi de F qui servira à déterminer le câble concordant.

Cf. pièce 2.5 page 8 lignes 8 et 9.

Cf. pièce 2.4 page 5 colonnes 3,5,6

A calculer à partir des valeurs précédentes

Les variations de F sont déduites du tableau précédent (2^e loi de F.)

* Ces résultats ont été obtenus par transformation linéaire de la forme $y = \frac{Ax}{L} + B$ (L étant la longueur du gouset) du fuseau supérieur afin de donner un tracé du câble plus régulier. Ce qui revient à rétrécir le fuseau limite dans ces sections afin d'en régulariser les bords. (Cf pièce 2.7.1)

* * Les moments maximaux et minimaux dans ces sections ont été écrêtés.

Table with 4 columns: Sections, F Approchée, e, e', F. Rows include P10, 1.5, 3, 4.5, 6, 7.5 Gous., 9, 10.5, 12, 13.45 P2, 13.5, 15, 16.5, 18, 19.40 Gous., 19.5, 21, 22.5, 24, 25.5, 27, 28.5, 30.

Table with 16 columns: Sections, M2, M1, I, S, Vi, Vs, η, Ci = ηVi, Cs = ηVs, F, -M2/F, -M1/F, est, eit, 1 - (σb.S)/F, esc, eic, Fuseau limite résultant (es, ei). Rows include P10, 1.5, 3, 4.5, 6, 7.5 Gous., 9, 10.5, 12, 13.45 P2, 13.5, 15, 16.5, 18, 19.4 Gous., 19.5, 21, 22.5, 24, 25.5, 27, 28.5, 30.

Table with 26 columns: Sections, M2, M1, I, S, Vi, Vs, η, Ci = ηVi, Cs = ηVs, F, -M2/F, -M1/F, est, eit, 1 - (σb.S)/F, esc, eic, Fuseau limite résultant (es, ei). Rows include 31.5, 33, 34.5, 36, 37.24 Gous., 37.5, 39, 40.5, 42, 43.19 P3, 43.5, 45, 46.5, 48, 49.14 Gous., 49.5, 51, 52.5, 54, 55.5, 57, 57.29 P4, 30.

2_4 Tracé du câble concordant :

2.4.1) Calcul des moments hyperstatiques

(cf: § 2-4-4 de la pièce 1.6 page 29)

a) Calcul de $\mathcal{M}_2''(\alpha)$

TRAVÉE 1

α	$\alpha \varphi_1'$	$I_R(\alpha)$	$b_1 I_R(\alpha) l_1$	$\mathcal{M}_2''(\alpha)$
0	0	1,000	24,867	0
5,044	1,163	1,000	24,867	0,047
6,725	1,550	1,000	24,867	0,062
8,406	1,937	1,322	32,874	0,059
10,088	2,325	2,145	53,340	0,044
11,769	2,712	3,146	72,232	0,035
13,45	3,099	4,186	104,093	0,030

$l_1 = 13,45$
 $* \varphi_1 = 0$
 $* \varphi_1' = 0,230445$
 $* b_1 = 1,84882$
 $b_1 l_1 = 24,867$

TRAVÉE 2

$l_2 = 29,74$ $* \varphi_2 = 0,483$ $* \varphi_2' = 0,474$ $* b_2 = 5,027$ $\Delta_2 = b_2 \left(\frac{1}{\varphi_2 \cdot \varphi_2'} - 1 \right) = 16,926$

α	$I_R(\alpha)$	$l_2 \Delta_2 I_R(\alpha)$	$l_2 - \alpha$	$\frac{l_2 - \alpha}{\varphi_2}$	$\frac{l_2 - \alpha}{\varphi_2} - \alpha$	$\mathcal{M}_2''(\alpha)$
0	4,186	2107,14	29,74	62,743	62,743	0,030
1,859	2,722	1370,20	27,881	58,821	56,099	0,041
3,718	1,806	909,10	26,022	54,899	51,181	0,056
5,576	1,034	520,49	24,164	50,979	45,403	0,087
9,294	0,901	453,54	20,446	43,135	33,841	0,075
22,305	0,901	453,54	7,434	15,684	- 6,621	- 0,015
24,164	1,034	520,49	5,576	11,764	- 12,400	- 0,024
26,023	1,806	909,10	3,717	7,842	- 18,181	- 0,020
27,881	2,722	1370,20	1,859	3,922	- 23,959	- 0,017
29,740	4,186	2107,14	0	0	- 29,740	- 0,014

TRAVÉE 3

$$l_3 = 14,10 \quad * \varphi_3 = 0,242 \quad * \varphi'_3 = 0 \quad * b_3 = 1,975$$

α	$l_3 - \alpha$	$\varphi_2 \varphi_3(l_3 - \alpha)$	$I_R(\alpha)$	$l_3 b_3 I_R(\alpha)$	$M_2''(\alpha)$
0	14,10	1,650	4,186	117,567	-0,014
1,763	12,337	1,443	3,061	85,240	0,017
3,525	10,575	1,237	2,012	56,028	0,022
5,288	8,812	1,031	1,224	34,085	0,030
7,050	7,050	0,825	1,000	27,847	0,030
14,10	0,000	0,000	1,000	27,847	0,000

* La méthode de calcul de ces valeurs est donnée dans la pièce I.6 pages 34 et 35
 Les quantités sont définies dans la pièce 2.5.

b) Calcul de $M_3''(\alpha)$

TRAVEE 1

α	$b_1 I_R(\alpha) l_1$	$-\alpha \varphi_1' \varphi_2'$	$M_3''(\alpha)$
0	24,867	0	0
7,50	24,867	-0,819	-0,033
8,406	32,874	-0,918	-0,028
10,088	53,340	-1,102	-0,021
11,769	78,232	-1,286	-0,016
13,45	104,093	-1,469	-0,014

$$\begin{aligned}
 l_1 &= 13,45 \\
 \varphi_1 &= 0 \\
 \varphi_2' &= 0,474 \\
 \varphi_1' &= 0,230445 \\
 b_1 &= 1,84882
 \end{aligned}$$

TRAVEE 2

$$l_2 = 29,74 \quad \varphi_2 = 0,483 \quad b_2 = 5,027 \quad \Delta_2 = 16,926$$

α	$I_R(\alpha)$	$l_2 \Delta_2 I_R(\alpha)$	$\frac{\alpha}{\varphi_2}$	$\frac{\alpha}{\varphi_2} - l_2 + \alpha$	$M_3''(\alpha)$
0	4,186	2107,14	0	-29,74	-0,014
1,859	2,722	1370,20	3,849	-24,032	-0,018
3,718	1,806	909,10	7,698	-18,324	-0,020
5,576	1,034	520,49	11,545	-12,619	-0,024
5,95	0,901	453,54	12,319	-11,471	-0,025
23,79	0,901	453,54	49,255	43,305	0,095
24,164	1,034	520,49	50,029	44,453	0,085
26,023	1,806	909,10	53,878	50,161	0,055
27,881	2,722	1370,20	57,725	55,866	0,041
29,740	4,186	2107,14	61,573	61,573	0,029

TRAVEE 3

$$l_3 = 14,10$$

$$\varphi_3 = 0,242$$

$$b_3 = 1,975$$

α	$l_3 - \alpha$	$(l_3 - \alpha) \varphi_3$	$b_3 I_{R(\alpha)} l_3$	$N''_3(\alpha)$
0	14,10	3,412	116,57	0,029
1,763	12,337	2,985	85,24	0,035
3,525	10,575	2,559	56,028	0,046
5,288	8,812	2,132	34,085	0,063
5,95	8,15	1,972	27,847	0,071
14,10	0,000	0,000	0,000	0,000

2-4-2 Calcul des coefficients α_1 , α_2 et α_3 par la méthode des multiplicateurs de LAGRANGE (cf: § 2-4-5 pièce 1.6)

Nous posons $k_1 = 0,2$; $k_2 = 0,8$; $k_3 = 0,52$. La condition géométrique est alors satisfaite. k_1 et k_2 n'ont plus les mêmes valeurs qu'à la page 4 § 2-2 de la présente pièce car la force de précontrainte F a changé (cf: F approché et 1^{ère} loi de F.) Ces nouvelles valeurs proviennent de la vérification sommaire de la condition géométrique.

TRAVÉE 1

SECTIONS	F	e_i	e_s	k	$e_c = e_i + k(e_s - e_i)$	F · e_c	M_2''	$F e_c \times M_2''$	M_3''	$F e_c \times M_3''$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P1 0	2 440,94	-0,116	0,107	0,52	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,50	2 448,48	-0,102	0,058	0,485 - 0,099 α_1	0,024 - 0,016 α_1	- 58,764 - 39,176 α_1	0,0139	-0,8168 - 0,5445 α_1	- 0,0066	0,3878 + 0,2586 α_1
3	2 455,72	-0,072	0,035	0,449 - 0,173 α_1	0,024 - 0,019 α_1	- 58,937 - 46,659 α_1	0,0278	-1,6384 - 1,2971 α_1	- 0,0132	0,7779 + 0,6159 α_1
4,5	2 465,06	-0,028	0,037	0,413 - 0,222 α_1	0,001 - 0,014 α_1	- 2,465 - 34,511 α_1	0,0417	-0,1028 - 1,4391 α_1	- 0,0198	0,0488 + 0,6833 α_1
6	2 471,99	0,032	0,063	0,378 - 0,247 α_1	0,044 - 0,008 α_1	108,768 - 19,776 α_1	0,0555	6,0366 - 1,0976 α_1	- 0,0264	- 2,8715 + 0,5221 α_1
7,5 G1	2 497,63	0,106	0,113	0,342 - 0,246 α_1	0,108 - 0,0017 α_1	269,744 - 4,246 α_1	0,0694	18,7202 - 0,2947 α_1	- 0,0330	- 8,9016 + 0,1401 α_1
9	2 492,50	0,179	0,202	0,306 - 0,221 α_1	0,186 - 0,005 α_1	463,605 - 12,463 α_1	0,0529	24,5247 - 0,6593 α_1	- 0,0251	- 11,6365 + 0,3128 α_1
10,50	2 519,94	0,260	0,310	0,271 - 0,171 α_1	0,274 - 0,009 α_1	690,464 - 22,679 α_1	0,0408	28,1709 - 0,9253 α_1	- 0,0194	- 13,395 + 0,4399 α_1
12	2 521,44	0,367	0,442	0,235 - 0,096 α_1	0,385 - 0,007 α_1	970,754 - 17,650 α_1	0,0338	32,8115 - 0,5966 α_1	- 0,0161	- 15,6291 + 0,2842 α_1
13,45P2	2 542,25	0,447	0,545	0,200	0,467	1.187,231	0,0300	35,6169	- 0,014	- 16,6212

TRAVÉE 2

13,45P2	2 542,25	0,447	0,545	0,200	0,467	1.187,231	0,0300	35,6169	- 0,014	- 16,6212
13,50	2 542,55	0,445	0,544	0,204 - 0,0003 α_2	0,465 - 0,00003 α_2	1182,286 - 0,076 α_2	0,0298	35,2321 - 0,0023 α_2	- 0,0141	- 16,6702 + 0,0011 α_2
15	2 485,87	0,352	0,467	0,318 - 0,010 α_2	0,389 - 0,0012 α_2	967,003 - 2,983 α_2	0,0393	38,0032 - 0,1172 α_2	- 0,0170	- 16,4391 + 0,0507 α_2
16,50	2 450,89	0,223	0,355	0,421 - 0,0145 α_2	0,279 - 0,0019 α_2	683,798 - 4,657 α_2	0,0507	34,6686 - 0,2361 α_2	- 0,0194	- 13,2657 + 0,0903 α_2
18	2 448,78	0,085	0,234	0,511 - 0,0155 α_2	0,161 - 0,0023 α_2	394,254 - 5,632 α_2	0,0682	26,8881 - 0,2361 α_2	- 0,0219	- 8,6342 + 0,1233 α_2
19,50	2 427,68	-0,041	0,127	0,589 - 0,014 α_2	0,058 - 0,0024 α_2	140,805 - 5,826 α_2	0,0968	13,6299 - 0,5639 α_2	- 0,0252	- 3,5483 + 0,1468 α_2
21	2 425,57	-0,129	0,037	0,655 - 0,011 α_2	- 0,020 - 0,0018 α_2	- 48,511 - 4,366 α_2	0,0866	- 4,2011 - 0,3781 α_2	- 0,0151	0,7325 + 0,0659 α_2
22,50	2 415,02	-0,193	-0,043	0,708 - 0,008 α_2	- 0,087 - 0,0012 α_2	- 210,107 - 2,898 α_2	0,0763	- 16,0312 - 0,2211 α_2	- 0,0049	1,0295 + 0,0142 α_2
24	2 403,26	-0,239	-0,105	0,749 - 0,005 α_2	- 0,139 - 0,0007 α_2	- 334,053 - 1,682 α_2	0,0680	- 22,7156 - 0,1144 α_2	0,0059	- 1,9709 - 0,0099 α_2
25,50	2 386,37	-0,271	-0,157	0,778 - 0,002 α_2	- 0,182 - 0,0002 α_2	- 434,319 - 0,477 α_2	0,0557	- 24,1916 - 0,0266 α_2	0,0160	- 6,9491 - 0,0076 α_2
27	2 370,69	-0,290	-0,188	0,795 - 0,0004 α_2	- 0,209 - 0,00004 α_2	- 495,474 - 0,095 α_2	0,0484	- 22,4945 - 0,0043 α_2	0,0262	- 12,9814 - 0,0025 α_2
28,50	2 360,75	-0,297	-0,197	0,800 - 0	- 0,217	- 512,283	0,0351	- 17,9811	0,0364	- 18,6471
30	2 359,84	-0,288	-0,185	0,792 - 0,0007 α_2	- 0,206 - 0,00007 α_2	- 486,127 - 0,165 α_2	0,0249	- 12,1046 - 0,004 α_2	0,0465	- 22,6049 - 0,0077 α_2
31,50	2 373,41	-0,265	-0,149	0,772 - 0,003 α_2	- 0,175 - 0,0003 α_2	- 415,347 - 0,712 α_2	0,0145	- 6,0641 - 0,0104 α_2	0,0568	- 23,5917 - 0,0404 α_2
33	2 393,31	-0,227	-0,093	0,740 - 0,0055 α_2	- 0,128 - 0,0007 α_2	- 306,344 - 1,675 α_2	0,0043	- 1,3173 - 0,0072 α_2	0,0668	- 20,4638 - 0,1119 α_2
34,50	2 408,08	-0,176	-0,028	0,696 - 0,009 α_2	- 0,073 - 0,0013 α_2	- 175,790 - 3,131 α_2	- 0,0060	1,0547 + 0,0188 α_2	0,0770	- 13,5358 - 0,2411 α_2
36	2 412,90	-0,109	0,057	0,640 - 0,012 α_2	- 0,003 - 0,0019 α_2	- 7,239 - 4,585 α_2	- 0,0163	0,1179 + 0,0747 α_2	0,0872	- 0,6312 - 0,3998 α_2
37,50	2 423,16	-0,023	0,145	0,571 - 0,015 α_2	0,075 - 0,0025 α_2	176,891 - 6,058 α_2	- 0,0241	- 4,2631 + 0,1459 α_2	0,0875	15,4779 - 0,5301 α_2
39	2 445,47	0,112	0,264	0,490 - 0,0155 α_2	0,186 - 0,0024 α_2	454,857 - 5,869 α_2	- 0,0208	- 9,4610 + 0,1221 α_2	0,0613	27,8827 - 0,3598 α_2
40,5	2 465,06	0,247	0,382	0,397 - 0,0137 α_2	0,301 - 0,0018 α_2	741,983 - 4,437 α_2	- 0,0184	- 13,6525 + 0,0816 α_2	0,0453	33,6118 - 0,2009 α_2
42	2 461,14	0,385	0,503	0,292 - 0,008 α_2	0,419 - 0,0009 α_2	1031,218 - 2,215 α_2	- 0,0164	- 16,9119 + 0,0363 α_2	0,0363	37,4332 - 0,0804 α_2
43,19P3	2 538,63	0,445	0,550	0,200	0,466	1183,002	- 0,0140	- 16,5620	0,029	34,3071

TRAVÉE 3

43,19P3	2 538,63	0,445	0,550	0,200	0,466	1183,002	- 0,0140	- 16,5620	0,0290	34,3071
43,5	2 547,68	0,437	0,543	0,207 - 0,021 α_3	0,459 - 0,0022 α_3	1169,385 - 5,605 α_3	- 0,0144	- 16,8391 + 0,0807 α_3	0,0299	34,9646 - 0,1676 α_3
45	2 503,05	0,340	0,414	0,240 - 0,111 α_3	0,358 - 0,0082 α_3	896,092 - 20,525 α_3	- 0,0170	- 15,2336 + 0,3489 α_3	0,0353	31,6321 - 0,7245 α_3
46,5	2 511,49	0,237	0,283	0,275 - 0,179 α_3	0,250 - 0,0082 α_3	627,873 - 20,594 α_3	- 0,0213	- 13,3737 + 0,4387 α_3	0,0441	27,6892 - 0,9082 α_3
48	2 494,61	0,155	0,176	0,309 - 0,224 α_3	0,162 - 0,0047 α_3	404,127 - 11,725 α_3	- 0,0277	- 11,1943 + 0,3248 α_3	0,0574	23,1969 - 0,6730 α_3
49,50	2 470,79	0,086	0,092	0,343 - 0,247 α_3	0,088 - 0,0015 α_3	217,430 - 3,706 α_3	- 0,0329	- 7,1534 + 0,1219 α_3	0,0676	14,6983 - 0,2505 α_3
51	2 470,79	0,015	0,043	0,377 - 0,247 α_3	0,026 - 0,0069 α_3	64,241 - 17,048 α_3	- 0,0266	- 1,7088 + 0,4535 α_3	0,0546	3,5076 - 0,9308 α_3
52,50	2 457,85	-0,041	0,018	0,411 - 0,224 α_3	- 0,017 - 0,0132 α_3	41,783 - 32,443 α_3	- 0,0202	0,8440 + 0,6533 α_3	0,0416	- 1,7382 - 1,3496 α_3
54	2 454,21	0,082	0,018	0,445 - 0,178 α_3	- 0,038 - 0,0178 α_3	93,260 - 43,685 α_3	- 0,0139	1,2963 + 0,6072 α_3	0,0286	- 2,6672 - 1,2494 α_3
55,50	2 445,77	0,107	0,044	0,479 - 0,110 α_3	- 0,035 - 0,0166 α_3	85,602 - 40,600 α_3	- 0,0076	0,6506 + 0,3086 α_3	0,0155	- 1,3268 - 0,6293 α_3
57	2 437,93	0,116	0,094	0,513 - 0,020 α_3	- 0,008 - 0,0042 α_3	19,503 - 10,239 α_3	- 0,0012	0,0234 + 0,0123 α_3	0,0025	- 0,0488 - 0,0256 α_3
57,29 P4	2 435,24	0,116	0,107	0,520	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,0000	0,0000

Par intégration numérique, nous trouvons les moments hyperstatiques de précontrainte suivants : (nous avons utilisé les formules de Simpson)

$$M_{H2} = f_1(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = 10,192 \alpha_1 + 2,368 \alpha_2 - 5,116 \alpha_3 - 36,545 = 0$$

$$M_{H3} = f_2(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = 4,843 \alpha_1 - 2,228 \alpha_2 - 10,547 \alpha_3 + 20,432 = 0$$

Application de la "méthode des multiplicateurs de LAGRANGE" (cf page 37 § 2.4.5 pièce 1-6):

Nous devons rendre minimum l'expression suivante :

$$\varphi(\alpha_i) = \frac{(\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_n - \bar{\alpha}_n)^2}{\left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_3})^2 + (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_3})^2 \right]^2} + \frac{\sum_{j=2}^{j=n-1} (\alpha_j - \bar{\alpha}_j)^2}{16^2 \left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_2})^2 + (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_2})^2 \right]^2}$$

$$\text{Soit ici : } \varphi(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = \frac{(\alpha_1 + 0,577)^2 + (\alpha_3 + 0,577)^2}{15,085} + \frac{(\alpha_2)^2}{3 \cdot 317,069}$$

α_1 , α_2 et α_3 devant respecter les doubles inégalités suivantes :

$$\begin{aligned} -2,518 &\leq \alpha_1 \text{ Ou } \alpha_3 \leq 1,364 \\ \text{et} \quad -28,768 &\leq \alpha_2 \leq 28,768 \\ \bar{\alpha}_1 &= -0,577 & \bar{\alpha}_2 &= 0 \end{aligned}$$

Rendre minimum $\varphi(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)$ c'est rendre minimum l'expression suivante en introduisant deux inconnues supplémentaires λ et μ .

$$\varphi(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) + \lambda f_1(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) + \mu f_2(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)$$

Ce qui donne en résolvant par rapport à λ et μ , 3 équations en annulant les trois dérivées partielles par rapport à $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

$$(E) \begin{cases} \alpha_1 = -0,577 - 76,8751 \lambda - 36,5283 \mu \\ \alpha_2 = -3927,4096 \lambda + 3615,2148 \mu \\ \alpha_3 = -0,577 + 38,5874 \lambda + 79,5507 \mu \end{cases}$$

En portant ces valeurs dans $f_1(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)$ et $f_2(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)$ et en résolvant le système de 2 équations en λ et μ on obtient :

$$\begin{cases} \lambda = -0,0054 \\ \mu = -0,0021 \end{cases}$$

En remplaçant λ et μ par leur valeur dans (E) on a :

$$\begin{cases} \alpha_1 = -0,085 \\ \alpha_2 = 13,448 \\ \alpha_3 = -0,952 \end{cases}$$

(Valeurs admissibles)

En remplaçant dans la colonne 5 des tableaux précédents les valeurs respectives de α_1 , α_2 et α_3 nous trouvons les résultats de e_c résumés dans le tableau suivant :

SECTIONS	e_c
P 1	0 , 0 0 0 0
1,5 0	- 0 , 0 2 2 6
3	- 0 , 0 2 2 4
4,5	- 0 , 0 0 0 2
6	0 , 0 4 4 7
7,5 G 1	0 , 1 0 8 1
9	0 , 1 8 6 4
10,50	0 , 2 7 5
12	0 , 3 8 5 6
13,45 P 2	0 , 4 6 7
13 50	0 , 4 6 4 6
15	0 , 3 7 2 9
16,50	0 , 2 5 3 5
18	0 , 1 3 0 1
19,40 G 2	0 , 0 2 9
19,50	0 , 0 2 5 7
21	- 0 , 0 4 4 2
22,50	- 0 , 1 0 3 2
24	- 0 , 1 4 8 4
25,50	- 0 , 1 8 4 7
27	- 0 , 2 0 9 5
28,50	- 0 , 2 1 7
30	- 0 , 2 0 6 9

SECTIONS	e_c
31,50	- 0 , 1 7 9 0
33	- 0 , 1 3 7 4
34,50	- 0 , 0 9 0 5
36	- 0 , 0 2 8 6
37,24 G 3	0 , 0 2 6
37,50	0 , 0 3 9 4
39	0 , 1 5 3 7
40,50	0 , 2 7 6 8
42	0 , 4 0 6 9
43,19 P 3	0 , 4 6 6
43,50	0 , 4 6 1
45	0 , 3 6 5 8
46,50	0 , 2 5 7 8
48	0 , 1 6 6 5
49,14 G 4	0 , 1 0 8 2
49,50	0 , 0 8 9 4
51	0 , 0 3 2 9
52,50	- 0 , 0 0 4 6
54	- 0 , 0 2 1
55,50	- 0 , 0 1 9 2
57	- 0 , 0 0 4 1
57,29 P 4	0 , 0 0 0 0

On vérifie que toutes ces valeurs sont bien comprises entre e_i et e_s (colonnes 2 et 3 page 13)

2.5 Mise en place du câble dans la structure

La mise en place du câble dans la structure se fera d'abord pour la travée centrale. Nous abaisserons le câble de telle façon que la couverture sur appuis soit la même qu'en milieu de travée centrale, sous réserve que cette couverture soit supérieure à la couverture minimale qui vaut 11,5 cm.

La transformation qui permettra la mise en place du câble définitif est linéaire et de la forme :

$$y = A \frac{x}{l_2} + B$$

Compte tenu des résultats nous aurons $y = - 0,001 \times \frac{x}{29,74} + 0,037$

Les valeurs e_d des excentremets définitifs du câble dans la travée 2 sont résumés dans le tableau suivant (par rapport aux centres de gravité des sections) :

SECTIONS	$\frac{x}{29,75}$	e_c	$-y$	e_d
13,45P2	0,000	0,467	- 0,037	0,430
13,50	0,002	0,465	- 0,037	0,428
15	0,005	0,373	- 0,037	0,336
16,50	0,103	0,254	- 0,037	0,217
18	0,153	0,130	- 0,037	0,093
19,40 G2	0,200	0,029	- 0,037	- 0,008
19,50	0,203	0,026	- 0,037	- 0,011
21	0,254	- 0,044	- 0,037	- 0,081
22,50	0,304	- 0,103	- 0,037	- 0,140
24	0,355	- 0,148	- 0,037	- 0,185
25,50	0,405	- 0,185	- 0,037	- 0,222
27	0,456	- 0,2095	- 0,037	- 0,247
28,50	0,506	- 0,217	- 0,036	- 0,253
30	0,556	- 0,207	- 0,036	- 0,243
31,50	0,607	- 0,179	- 0,036	- 0,216
33	0,657	- 0,137	- 0,036	- 0,173
34,50	0,708	- 0,091	- 0,036	- 0,127
36	0,758	- 0,029	- 0,036	- 0,065
37,24 G3	0,800	0,026	- 0,036	- 0,010
37,50	0,809	0,039	- 0,036	0,003
39	0,859	0,154	- 0,036	0,118
40,5	0,910	0,277	- 0,036	0,241
42	0,960	0,407	- 0,036	0,371
43,19 P3	1,000	0,466	- 0,036	0,430

La transformation linéaire qui mettra en place le câble définitif dans la travée 1 est alors :

$$y = 0,037 \times \frac{x}{13,45}$$

D'où le tableau suivant

SECTIONS	$\frac{x}{13,45}$	e_c	$-y$	e_d
0 P1	0,000	0,000	0,000	0,000
1,5	0,112	-0,0226	-0,004	-0,027
3	0,223	-0,0224	-0,008	-0,030
4,5	0,335	0,0002	-0,012	-0,012
6	0,446	0,0447	-0,016	0,029
7,5	0,558	0,1081	-0,021	0,087
9	0,669	0,1864	-0,025	0,161
10,5	0,781	0,275	-0,029	0,246
12	0,892	0,3856	-0,033	0,353
13,45P2	1,000	0,467	-0,037	0,430

La transformation linéaire qui mettra en place le câble définitif dans la travée 3 est alors :

$$y = 0,036 \times \frac{x}{14,10}$$

D'où le tableau suivant :

SECTIONS	$\frac{x}{14,10}$	e_c	$-y$	e_d
0 P4	0,000	0,000	0,000	0,000
0,29	0,021	-0,0041	-0,001	-0,005
1,79	0,127	-0,0192	-0,005	-0,024
3,29	0,233	-0,021	-0,008	-0,029
4,79	0,340	-0,0046	-0,012	-0,017
6,29	0,446	0,0329	-0,016	0,017
7,79	0,552	0,0894	-0,020	0,069
8,15	0,578	0,1082	-0,021	0,087
9,29	0,659	0,1665	-0,024	0,142
10,79	0,765	0,2578	-0,028	0,230
12,29	0,872	0,3658	-0,031	0,335
13,79	0,978	0,461	-0,035	0,426
14,10P3	1,000	0,466	-0,036	0,430

2.6 Evaluation des pertes et de la loi de F réelle pour le câble retenu -

2.6.1 Détermination des pertes statiques -

(Cf pièce 1.6 § 2.3.2 page 7 (y compris le recul à l'ancrage.)

Les points d'inflexion qui figurent dans le tableau ci-dessous ont été déterminés graphiquement sur le tracé du câble transformé (Cf pièce 2.7.1). de même que les angles α , tant en plan qu'en hauteur.

Tension initiale $T_G = 124 \text{ kg/mm}^2$

SECTIONS	DEVIATION ANGULAIRE α (Grades)	DISTANCE ENTRE 2 POINTS D'INFLEXION (m)	PERTES PAR * FROTTEMENT $\Delta T f(\alpha) \text{ Kg/mm}^2$	PERTES DUES AU REcul D ANCRAGE $\Delta T (\alpha) \text{ Kg/mm}^2$	T_S Kg/mm^2
P ₁				18,74	105,26
I ₁	3,81	7,00	4,087	10,56	109,35
I ₂	2,54	2,00	1,675	7,22	111,02
I ₃	2,41	3,00	1,656	3,90	112,68
I ₄	6,97	2,35	2,893	0	113,69
I ₅	3,43	4,65	2,811	0	110,88
I ₆	2,54	0,80	1,150	0	109,75
28,50	3,43	8,70	4,045	0	105,69
I' ₆	5,08	8,45	4,514	0	109,26
I' ₅	3,37	0,55	1,353	0	110,62
I' ₄	1,47	4,50	2,041	0	112,66
I' ₃	6,47	3,70	3,656	3,26	113,05
I' ₂	3,56	2,95	2,376	8,02	110,67
I' ₁	2,42	0,35	1,216	10,45	109,46
P ₄	3,05	7,79	4,086	18,63	105,37

* Les pertes par frottements comprennent les pertes en courbes et de déviation parasite.

2_6_2 Détermination des pertes dues au raccourcissement élastique de la construction.

Cf. pièce 1_6 § 2_3_2 pages 13 et 14

Ces valeurs sont déduites linéairement du tableau précédent

La mise en tension de l'ouvrage s'effectue à l'aide de 2 séries de câbles identiques. La 1^{ère} série de câbles est tendue à 7 jours, la deuxième série à 28 jours. A chaque mise en tension il se produit un raccourcissement de la construction qui est la cause de pertes dans les armatures soit $\Delta T_1, \Delta T_2$ et ΔT_3 . On en déduit les tensions correspondantes T_1, T_2 et T_3 .

ΔT_1 Pertes dans la 1^{ère} série de câbles après leur mise en tension.

ΔT_2 Pertes dans la 2^{ème} série de câbles après leur mise en tension.

ΔT_3 Pertes dans la 1^{ère} série de câbles après la mise en tension de la 2^{ème} série.

SECTIONS	T _s Kg/mm ²	1			2			3			T _m Kg/mm ²
		σ_{b1} t/m ²	ΔT_1 Kg/mm ²	T ₁ Kg/mm ²	σ_{b2} t/m ²	ΔT_2 Kg/mm ²	T ₂ Kg/mm ²	σ_{b2} t/m ²	ΔT_3 Kg/mm ²	T ₃ Kg/mm ²	
P 1	105,26	302,223	1,37	103,89	302,229	0,84	104,42	302,229	1,67	102,22	103,32
1,5	106,13	304,825	1,39	104,74	308,686	0,86	105,27	308,686	1,72	103,02	104,14
3	107,01	306,908	1,39	105,62	309,641	0,86	106,15	309,641	1,72	103,90	105,02
4,5	107,88	306,446	1,39	106,49	308,245	0,86	107,02	308,245	1,72	104,77	105,89
6	108,76	313,583	1,43	107,33	320,843	0,89	107,87	320,843	1,78	105,55	106,71
7,5 Gous	109,77	333,781	1,52	108,25	388,408	1,08	108,69	388,408	2,16	106,09	107,39
9	111,02	307,988	1,40	109,62	428,165	1,19	109,83	428,165	2,38	107,24	108,53
10,5	111,85	346,743	1,58	110,27	477,554	1,33	110,52	477,554	2,66	107,61	109,06
12	112,68	259,749	1,18	111,50	558,787	1,55	111,13	558,787	3,11	108,39	109,76
13,45 P2	114,46	214,873	0,98	113,48	607,573	1,69	112,77	607,573	3,37	110,11	111,14
13,50	114,53	215,241	0,98	113,55	607,945	1,69	112,84	607,945	3,37	118,18	111,51
15	113,30	311,511	1,42	111,88	623,329	1,73	111,57	623,329	3,46	108,42	109,99
16,5	112,39	350,907	1,59	110,80	537,725	1,49	110,90	537,725	2,98	107,82	109,36
18	111,49	364,893	1,66	109,83	430,154	1,19	110,30	430,154	2,38	107,45	108,87
19,4 Gous	110,30	428,898	1,95	108,35	429,830	1,19	109,11	429,830	2,38	105,97	107,54
19,5	110,16	429,193	1,95	108,21	428,467	1,19	108,97	428,467	2,38	105,83	107,40
21	109,17	431,642	1,96	107,21	458,123	1,27	107,90	458,123	2,54	104,67	106,28
22,5	108,48	434,805	1,98	106,50	549,246	1,52	106,96	549,246	3,05	103,45	105,20
24	107,78	434,586	1,98	105,80	656,492	1,82	105,96	656,492	3,64	102,16	104,06
25,5	107,09	442,650	2,01	105,08	768,262	2,13	104,96	768,262	4,26	100,82	102,89
27	106,39	452,293	2,06	104,33	852,327	2,37	104,02	852,327	4,74	99,59	101,80
28,5	105,69	452,978	2,06	103,63	893,186	2,48	103,21	893,186	4,96	98,67	100,94
30	105,55	447,840	2,04	103,51	852,221	2,36	103,51	852,221	4,72	98,79	100,99

SECTIONS	T _s Kg/mm ²	1			2			3			T _m Kg/mm ²
		σ_{b1} t/m ²	ΔT_1 Kg/mm ²	T ₁ Kg/mm ²	σ_{b2} t/m ²	ΔT_2 Kg/mm ²	T ₂ Kg/mm ²	σ_{b2} t/m ²	ΔT_3 Kg/mm ²	T ₃ Kg/mm ²	
31,50	106,35	439,634	1,99	104,36	742,729	2,06	104,29	742,729	4,12	100,24	102,26
33	107,15	430,466	1,96	105,19	621,603	1,72	105,43	621,603	3,45	101,74	103,58
34,5	107,95	434,163	1,97	105,98	521,994	1,45	106,50	521,994	2,89	103,09	104,79
36	108,75	430,324	1,96	106,79	441,742	1,23	107,52	441,742	2,46	104,33	105,92
37,24 Gousset	109,98	419,826	1,91	108,07	432,551	1,20	108,78	432,551	2,40	105,67	107,22
37,5	110,62	405,657	1,84	108,78	413,896	1,15	109,47	413,896	2,30	106,48	107,97
39	111,30	355,694	1,62	109,68	447,379	1,24	110,06	447,379	2,48	107,20	108,63
40,5	111,98	324,768	1,48	110,50	537,599	1,49	110,49	537,599	2,98	107,52	109,00
42	112,66	283,518	1,29	111,37	549,638	1,53	111,13	549,638	3,06	108,31	109,72
43 19 P3	113,81	228,884	1,04	112,77	603,282	1,67	112,14	603,282	3,34	109,43	110,78
43,5	114,11	226,009	1,03	113,08	596,909	1,66	112,45	596,909	3,32	109,75	111,10
45	113,76	278,829	1,27	112,49	563,290	1,56	112,20	563,290	3,12	109,37	110,78
46,5	112,41	297,161	1,35	111,06	481,622	1,34	111,07	481,622	2,68	108,38	109,72
48	111,20	318,686	1,45	109,75	420,865	1,17	110,03	420,865	2,34	107,41	108,72
49,14 Gousset	109,97	348,862	1,59	108,38	391,413	1,09	108,88	391,413	2,18	106,20	107,54
49,5	109,46	328,769	1,49	107,97	362,364	1,01	108,45	362,364	2,02	105,95	107,20
51	108,67	312,665	1,42	107,25	315,345	0,88	107,79	315,345	1,76	105,49	106,64
52,5	107,90	307,940	1,39	106,51	309,427	0,86	107,04	309,427	1,72	104,79	105,91
54	106,66	300,344	1,37	105,29	309,928	0,86	105,80	309,928	1,72	103,57	104,68
55,5	106,32	300,912	1,37	104,95	307,189	0,85	105,47	307,189	1,70	103,25	104,36
57	105,53	299,641	1,36	104,17	302,316	0,84	104,69	302,316	1,68	102,49	103,59
57,29 P4	105,37	300,211	1,36	104,01	301,701	0,84	104,53	301,701	1,68	102,33	103,43

* * * $T_m = \frac{N_1 T_3 + N_2 T_2}{N}$ (cf: page 14 pièce 1.6)

CARACTERISTIQUES DU CABLE 12 ϕ 8 (STUP)

R_G = 148 Kg/mm²

T_G = 124 Kg/mm²

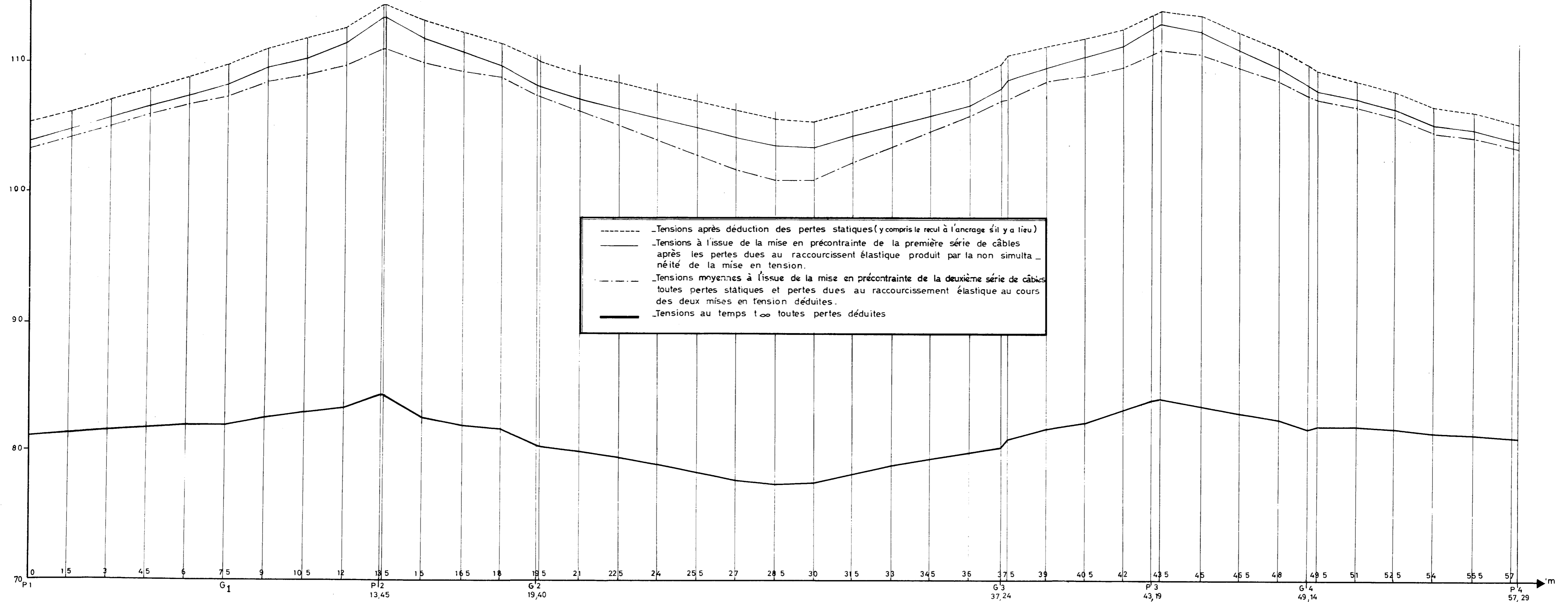
ϵ_{1000} = 0,10

— DIAGRAMME DES TENSIONS —

ECHELLE

Longueurs : 1 cm/m

Tensions : 1 cm/2 Kg/mm²



2.6.4 Détermination des pertes totales et de la force de précontrainte à 90 jours. (C'est à dire au moment de la mise en service.)

(Cf. pièce 1.6 § 2.3.3 page 14 .)

SECTIONS	* T _m kg/mm ²	RELAXATION A 90 JOURS Δ T' ₄	T' ₄ RELAXATION A 90 JOURS	RETRAIT A 90 JOURS Δ T ₅	T ₅ RETRAIT A 90 JOURS	FLUAGE A 90 JOURS Δ T ₆	T kg/mm ² A 90 JOURS	F t A 90 JOURS
P1	103,32	6,70	96,62	2,25	94,37	2,32	92,05	2775,3
1,5	104,14	7,00	97,14	∕	94,89	2,33	92,56	2790,7
3	105,02	7,33	97,69	∕	95,44	2,34	93,10	2807,0
4,5	105,89	7,68	98,21	∕	95,96	2,35	93,61	2822,3
6	106,71	7,99	98,72	∕	96,47	2,35	94,12	2837,7
7,5 G1	107,39	8,26	99,13	∕	96,88	2,48	94,40	2846,1
9	108,53	8,71	99,82	∕	97,57	2,32	95,25	2871,8
10,5	109,06	8,93	100,13	∕	97,88	2,17	95,71	2885,6
12	109,76	9,22	100,54	∕	98,29	2,11	96,18	2899,8
13,45 P2	111,44	9,91	101,53	∕	99,28	1,85	97,43	2937,5
13,5	111,51	9,94	101,57	∕	99,32	1,86	97,46	2938,4
15	109,99	9,31	100,68	∕	98,43	2,47	95,96	2893,2
16,5	109,36	9,05	100,31	∕	98,06	2,70	95,36	2875,1
18	108,87	8,85	100,02	∕	97,77	2,73	95,04	2865,5
19,4 G2	107,54	8,32	99,22	∕	96,97	3,15	93,82	2828,7
19,5	107,40	8,26	99,14	∕	96,89	3,15	93,74	2826,3
21	106,28	7,82	98,46	∕	96,21	3,18	93,03	2804,5
22,5	105,20	7,41	97,79	∕	95,54	3,26	92,28	2782,2
24	104,06	6,97	97,09	∕	94,84	3,32	91,52	2759,3
25,5	102,89	6,53	96,36	∕	94,11	3,43	90,68	2734,0
27	101,80	6,14	95,66	∕	93,41	3,54	89,87	2709,6
28,5	100,94	5,83	95,11	∕	92,86	3,56	89,30	2692,4
30	100,99	5,84	95,15	∕	92,90	3,52	89,38	2694,8

* Cf tableau pages 20 et 21 -

SECTIONS	* T _m kg/mm ²	RELAXATION A 90 JOURS Δ T' ₄	T' ₄ RELAXATION A 90 JOURS	RETRAIT A 90 JOURS Δ T ₅	T ₅ RETRAIT A 90 JOURS	FLUAGE A 90 JOURS Δ T ₆	T kg/mm ² A 90 JOURS	F t A 90 JOURS
31,5	102,26	6,31	95,95	2,25	93,70	3,42	90,28	2721,9
33	103,58	6,79	96,79	∕	94,54	3,29	91,25	2751,2
34,5	104,79	7,25	97,54	∕	95,29	3,25	92,04	2775,0
36	105,92	7,69	98,23	∕	95,98	3,18	92,80	2797,9
37,24 G3	107,22	8,19	99,03	∕	96,78	3,16	93,62	2822,6
37,5	107,97	8,49	99,48	∕	97,23	3,01	94,22	2840,7
39	108,63	8,76	99,87	∕	97,62	2,69	94,93	2862,1
40,5	109,00	8,90	100,10	∕	97,85	2,54	95,31	2873,6
42	109,72	9,20	100,52	∕	98,27	2,18	96,09	2897,1
43,19 P3	110,78	9,64	101,14	∕	98,89	1,95	96,94	2922,7
43,5	111,10	9,77	101,33	∕	99,08	1,92	97,16	2929,4
45	110,78	9,56	101,22	∕	98,97	2,20	96,77	2917,6
46,5	109,72	9,20	100,52	∕	98,27	2,27	96,00	2894,4
48	108,72	8,79	99,93	∕	97,68	2,38	95,30	2873,3
49,14 G4	107,54	8,32	99,22	∕	96,97	2,57	94,40	2846,2
49,5	107,20	8,18	99,02	∕	96,77	2,44	94,33	2844,0
51	106,64	7,96	98,68	∕	96,43	2,35	94,08	2836,5
52,5	105,91	7,68	98,23	∕	95,98	2,33	93,65	2823,5
54	104,68	7,21	97,47	∕	95,22	2,32	92,90	2800,9
55,5	104,36	7,09	97,27	∕	95,02	2,32	92,70	2794,9
57	103,59	6,80	96,79	∕	94,54	2,31	92,23	2780,7
57,29	103,43	6,74	96,69	∕	94,44	2,31	92,13	2777,7

2_6_5 Détermination des tensions au temps t1 et au temps t2 dans les deux séries d'armatures (Cf. pièce L.6 page 13 _)

Tension dans la 1^{ère} série d'armatures au temps t1. (Cf page 20)*

Cf page 20

Tension dans la 1^{ère} série d'armatures au temps t2

Tension dans la 2^{ème} série d'armatures au temps t2. (Cf page 20)

SECTIONS	T ₁ au temps t ₁ kg / mm ²	ΔT au temps t ₂ Par relaxation	ΔT au temps t ₂ Raccourcissement élastique	T ₁ au temps t ₂ kg / mm ²	T ₂ au temps t ₂ kg / mm ²
P 1	103,89	5,657	1,67	96,56	104,42
1,5	104,74	5,919	1,72	97,10	105,27
3	105,62	6,195	1,72	97,70	106,15
4,5	106,49	6,246	1,72	98,52	107,02
6	107,33	6,742	1,78	98,81	107,87
7,5 G1	108,25	7,042	2,16	99,05	108,69
9	109,62	7,495	2,38	99,74	109,63
10,5	110,27	7,540	2,66	100,07	110,52
12	111,50	8,133	3,11	100,26	111,13
13,45 P 2	113,48	8,824	3,37	101,29	112,77
13,5	113,55	8,848	3,37	101,33	112,84
15	111,88	8,265	3,46	100,15	111,57
16,5	110,80	7,894	2,98	99,93	110,90
18	109,83	7,566	2,38	99,88	110,30
19,4 G 2	108,35	7,075	2,38	98,89	109,11
19,5	108,21	7,028	2,38	98,80	108,97
21	107,21	6,702	2,54	97,97	107,90
22,5	106,50	6,475	3,05	96,97	106,96
24	105,80	6,253	3,64	95,91	105,96
25,5	105,08	6,026	4,26	94,79	104,96
27	104,33	5,793	4,74	93,80	104,02
28,5	103,63	5,577	4,96	93,09	103,21
30	103,51	5,541	4,72	93,25	103,19

SECTIONS	T ₁ au temps t ₁ kg / mm ²	ΔT au temps t ₂ Par relaxation	ΔT au temps t ₂ Raccourcissement élastique	T ₁ au temps t ₂ kg / mm ²	T ₂ au temps t ₂ kg / mm ²
31,5	104,36	5,802	4,12	94,44	104,29
33	105,19	6,060	3,45	95,68	105,43
34,5	105,98	6,309	2,89	96,78	106,50
36	106,79	6,568	2,46	97,76	107,52
37,24 G 3	108,07	6,982	2,40	98,69	108,78
37,5	108,78	7,216	2,30	99,26	109,47
39	109,68	7,515	2,48	99,68	110,06
40,5	110,50	7,792	2,98	99,73	110,49
42	111,37	8,089	3,06	100,22	111,13
43,19 P 3	112,77	8,574	3,34	100,86	112,14
43,5	113,08	8,683	3,32	101,08	112,45
45	112,49	8,476	3,12	100,89	112,20
46,5	111,06	7,982	2,68	100,40	111,07
48	109,75	7,539	2,34	99,87	110,03
49,14 G 4	108,38	7,084	2,18	99,12	108,88
49,5	107,97	6,950	2,02	99,00	108,45
51	107,25	6,716	1,76	98,77	107,79
52,5	106,51	6,478	1,72	98,31	107,04
54	105,29	6,092	1,72	97,48	105,80
55,5	104,95	5,985	1,70	97,25	105,47
57	104,17	5,743	1,68	96,75	104,69
57,29 P 4	104,01	5,694	1,68	96,64	104,53

2_6_6 Tableau des forces de précontraintes.

Cf: pièce 1. 6 § 2_3_5 page 19

SECTIONS	FORCE DE PRECONTRAITE tonnes			
	t ₁	t ₂	90 JOURS	t _∞
P 1	1566,14	3029,77	2 775,3	2444,86
1,5	1578,95	3050,73	2 790,7	2449,08
3	1592,22	3073,04	2 807,0	2456,92
4,5	1605,33	3098,51	2 822,3	2463,56
6	1618,0	3115,70	2 837,7	2470,49
7,5 G 1	1631,87	3131,68	2 846,1	2468,08
9	1652,52	3159,27	2 871,8	2488,28
10,5	1662,32	3174,64	2 885,6	2502,45
12	1680,86	3186,70	2 899,8	2512,09
13,45 P 2	1710,71	3226,95	2 937,5	2541,34
13,5	1711,76	3228,61	2 938,4	2541,34
15	1686,59	3191,68	2 893,2	2489,49
16,5	1670,31	3178,26	2 875,1	2468,68
18	1655,68	3168,46	2 865,5	2463,26
19,4 G 2	1633,37	3135,60	2 828,7	2424,66
19,5	1631,26	3132,13	2 826,3	2423,16
21	1616,19	3103,49	2 804,5	2411,69
22,5	1605,48	3074,24	2 782,2	2396,62
24	1594,93	3043,19	2 759,3	2381,85
25,5	1584,08	3011,23	2 734,0	2363,16
27	1572,77	2982,13	2 709,6	2344,77
28,5	1562,22	2959,22	2 692,4	2334,21
30	1560,41	2961,33	2 694,8	2337,83

SECTIONS	FORCE DE PRECONTRAITE tonnes			
	t ₁	t ₂	90 JOURS	t _∞
31,5	1573,22	2995,85	2 721,9	2357,73
33	1585,74	3031,73	2 751,2	2379,14
34,5	1597,65	3064,44	2 775,0	2393,31
36	1609,86	3094,59	2 797,9	2408,38
37,24 G 3	1629,15	3127,61	2 822,6	2421,05
37,5	1639,86	3146,60	2 840,7	2437,63
39	1653,42	3161,83	2 862,1	2463,86
40,5	1665,78	3169,06	2 873,6	2477,43
42	1678,90	3186,10	2 897,1	2506,97
43,19 P 3	1700,01	3210,97	2 922,7	2529,89
43,5	1704,68	3218,96	2 929,4	2534,40
45	1695,78	3212,33	2 917,6	2517,83
46,5	1674,23	3187,91	2 894,4	2500,94
48	1654,48	3164,24	2 873,3	2485,87
49,14 G 4	1633,83	3135,60	2 846,2	2463,26
49,5	1627,65	3127,31	2 844,0	2468,98
51	1616,79	3113,89	2 836,5	2470,19
52,5	1605,64	3095,65	2 823,5	2465,06
54	1587,24	3064,44	2 800,9	2454,51
55,5	1582,12	3056,15	2 794,9	2451,79
57	1570,36	3036,71	2 780,7	2444,55
57,29	1567,95	3032,64	2 777,7	2443,05

2_7_ Calcul des moments hyperstatiques sur le câble définitif . Cf pièce 6 § 2_4_5 page 39

On calculera les moments hyperstatiques MH2 et MH3 par intégration numérique, à titre de vérification. Les résultats seront donnés dans le tableau suivant.

Cf. tableau précédent page 31

Cf § 2_5 pages 17 et 18

Cf § 2_4_2 page 14

- TRAVÉE 1 -

SECTIONS	$F_{t\infty}$ tonnes	e_d m	M_2'' tm	$F_x M_2'' \times e_d$	M_3'' tm	$F_x M_3'' \times e_d$
P1	2444,86	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,5	2449,08	- 0,027	0,0139	- 0,918	- 0,0066	0,436
3	2456,92	- 0,030	0,0278	- 3,049	- 0,0132	0,973
4,5	2463,56	- 0,012	0,0417	- 1,233	- 0,0198	0,585
6	2470,49	0,029	0,0555	3,976	- 0,0264	- 1,891
7,5 G1	2468,08	0,087	0,0694	14,902	- 0,0330	- 7,086
9	2488,28	0,161	0,0529	21,192	- 0,0251	- 10,055
10,5	2502,45	0,246	0,0408	25,117	- 0,0194	- 11,943
12	2512,09	0,353	0,0338	29,973	- 0,0161	- 14,277
13,45 P2	2541,34	0,430	0,0300	32,783	- 0,014	- 15,299

- TRAVÉE 2 -

13,45 P2	2541,34	0,430	0,0300	32,783	- 0,014	- 15,299
13,5	2541,34	0,428	0,0298	32,413	- 0,0141	- 15,336
15	2489,49	0,336	0,0393	32,873	- 0,0170	- 14,219
16,5	2468,68	0,217	0,0507	27,160	- 0,0194	- 10,393
18	2463,26	0,093	0,0682	15,623	- 0,0219	- 5,017
19,4 G2	2424,66	- 0,008				
19,5	2423,16	- 0,011	0,0968	- 2,580	- 0,0252	0,672
21	2411,69	- 0,081	0,0866	- 16,917	- 0,0151	2,949
22,5	2396,62	- 0,140	0,0763	- 25,601	- 0,0049	1,644
24	2381,85	- 0,185	0,0680	- 29,964	0,0059	- 2,599
25,5	2363,16	- 0,222	0,0557	- 29,221	0,0160	- 8,394
27	2344,77	- 0,247	0,0454	- 26,294	0,0262	- 15,174
28,5	2334,21	- 0,253	0,0351	- 20,728	0,0364	- 21,496
30	2337,83	- 0,243	0,0249	- 14,145	0,0465	- 26,416
31,5	2357,73	- 0,216	0,0146	- 7,435	0,0568	- 28,926
33	2379,14	- 0,173	0,0043	- 1,769	0,0668	- 27,494
34,5	2393,31	- 0,127	- 0,0060	1,824	0,0770	- 23,404
36	2408,38	- 0,065	- 0,0163	2,552	0,0872	- 13,651

Cf § 2.4.2 page 14

SECTIONS	$F_{t\infty}$ tonne	e_d m	M_2'' tm	$F_x M_2'' \times e_d$	M_3'' tm	$F_x M_3'' \times e_d$
37,24 G3	2421,05	- 0,010				
37,5	2437,63	0,003	- 0,0241	- 0,176	0,0875	0,640
39	2463,86	0,118	- 0,0208	- 6,047	0,0613	17,822
40,5	2477,43	0,241	- 0,0184	-10,986	0,0453	27,047
42	2506,97	0,371	- 0,0164	-15,253	0,0363	33,762
43,19 P3	2529,89	0,430	- 0,0140	-15,230	0,029	31,548

RAVEE 3 -

43,19 P3	2529,89	0,430	- 0,0140	-15,230	0,029	31,548
43,5	2534,40	0,426	- 0,0144	-15,547	0,0299	32,282
45	2517,83	0,335	- 0,0170	-14,339	0,0353	29,775
46,5	2500,94	0,230	- 0,0213	-12,252	0,0441	25,367
48	2485,87	0,142	- 0,0277	-9,778	0,0574	20,262
49,14 G4	2463,26	0,087				
49,5	2468,98	0,069	- 0,0329	- 5,605	0,0676	11,516
51	2470,19	0,017	- 0,0266	-1,117	0,0546	2,293
52,5	2465,06	- 0,017	- 0,0202	0,847	0,0416	- 1,743
54	2454,51	- 0,029	- 0,0439	0,989	0,0286	- 2,036
55,5	2451,79	- 0,024	- 0,0076	0,477	0,0155	- 0,912
57	2444,56	- 0,005	- 0,0012	0,015	0,0025	- 0,031
57,29 P4	2443,05	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Par intégration numérique on en déduit :

$$M_{H_2} = 88,02 \text{ t m}$$

$$M_{H_3} = 82,68 \text{ t m}$$

On vérifie que : $F_{\infty} \text{ sur } P_2 \times (e_c - e_d) = 2541,36 \text{ t} \times 0,037 \text{ m} = 94 \text{ tm}$
est peu différent de $M_{H_2} = 88 \text{ tm}$. La différence provient :

- 1°/des variations réelles de F , légèrement différentes de celles retenues au § 2-3, page 5, pour la recherche de e_c .
- 2°/du changement d'angle effectué sur appuis entre les câbles concordant et définitif afin de faire disparaître tout point anguleux.

3-1-3 Efforts tranchants extrêmes

NATURE DE L'EFFORT TRANCHANT	APPUI 1	APPUI 2 G	APPUI 2 D	APPUI 3 G	APPUI 3 D	APPUI 4
Charge permanente totale *	36,1	-214,3	225,5	-217,7	218,6	-45,7
Réaction d'appui hyperstatique de précontrainte	6,5	6,5	-0,2	-0,2	-5,9	-5,9
Surcharges maximales	70,2	4	130,6	4,8	89,1	43,5
Effort tranchant maximal	112,8	-203,8	335,9	-213,1	301,8	-8,1
Surcharges minimales	-47,2	-90,4	-5,7	-129,1	-3,3	-69,1
Effort tranchant minimal	4,6	-298,2	219,6	-347	209,4	-120,7

* Il y a lieu dans les cas d'espèce de tenir compte du coefficient CP pour toutes les valeurs portées sur cette ligne.

Ces valeurs sont tirées de la pièce 2.5 tableau F de la page 11

Effet de la précontrainte isostatique :

a) Profil du câble :

Sections	Appui 1	I ₁ * (7 m)	I ₂ (9 m)	I ₃ (12 m)	Appui 2	I ₄ (14,35 m)	I ₅ (19 m)	I ₆ (19,80 m)	0,5 l ₂ (28,50 m)
Effort tranchant	-44	103,6	4	90,4	0	-175,8	-39,4	-130,7	0

Sections	0,5 l ₂ (28,50 m)	I ₆ (36,95 m)	I ₅ (37,50 m)	I ₄ (42,00 m)	Appui 3	I ₃ (45,70 m)	I ₂ (48,65 m)	I ₁ (49,50 m)	Appui 4
Effort tranchant	0	77,6	2,4	165,4	0	-90,4	-32,2	-163	33

* I₁, I₂, I₃ etc... sont les points d'inflexion que l'on a déterminés sur le câble transformé définitif pour le calcul des pertes statiques. (cf page 19 de la présente pièce).

b) Profil de la fibre moyenne (effets des goussets) -

A ces efforts tranchants il convient d'ajouter les efforts tranchants dus aux forces concentrées introduites par les points anguleux de la fibre moyenne de la dalle.

Ces forces concentrées existent au droit des sections situées au début des goussets et au voisinage des appuis intermédiaires P₂ et P₃ (fin de gousset).

Au droit des débuts de goussets nous avons :

- pour G₁ : 2 458,08 x 0,0443^{*} = 109,3 t
- pour G₂ : 2 424,66 x 0,0443 = 107,4 t
- pour G₃ : 2 421,05 x 0,0443 = 107,2 t
- pour G₄ : 2 463,26 x 0,0443 = 109,1 t

Au voisinage des appuis P₂ et P₃ nous avons :

pour P₂ : à 25 cm de part et d'autre de l'appui

à gauche :-108,3 t	}	qui équilibrent les efforts en G ₁ et G ₂
à droite :-108,3 t		

pour P₃ : à 25 cm de part et d'autre de l'appui

à gauche :-108,2 t	}	qui équilibrent les efforts en G ₃ et G ₄
à droite :-108,2 t		

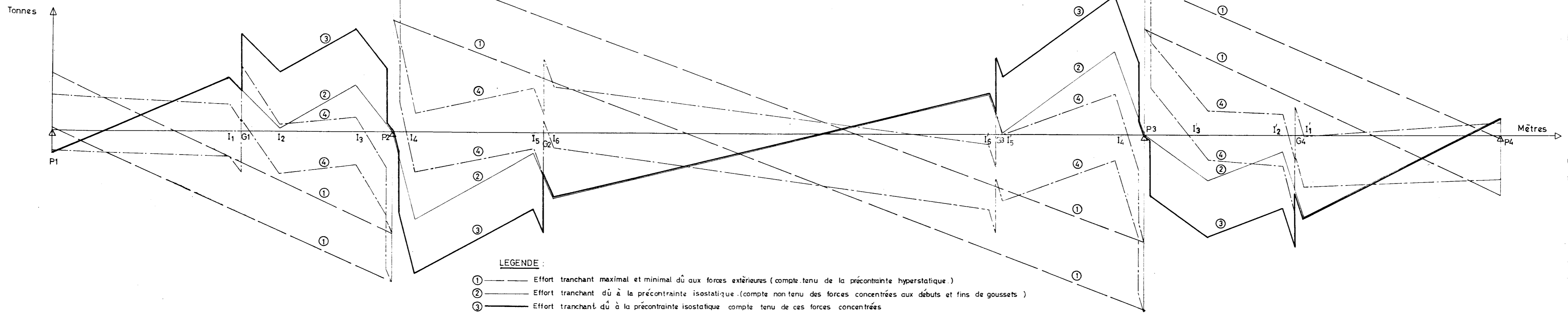
Lignes enveloppes :

Les courbes enveloppes des efforts tranchants réduits ont été obtenues en cumulant les différents efforts tranchants dont nous donnons pour chaque cas la courbe représentative. (cf. page suivante).

Sur un appui intermédiaire (cf Instruction provisoire 1965 § 4.3), il n'y aura pas lieu d'effectuer la vérification de l'intégrité du béton de l'âme ni celle des contraintes des armatures transversales de celle-ci dans les section situées à une distance inférieure à 2/3 V_i de l'appui (c'est-à-dire dans notre cas, sur 40 cm de part et d'autre d'un appui intermédiaire. Les efforts tranchants sur appuis ont été écrêtés en conséquence.

* 0,0443 étant la pente de la fibre moyenne à partir du début du gousset, par rapport à l'extrados.

- COURBES REPRESENTATIVES DES EFFORTS TRANCHANTS -

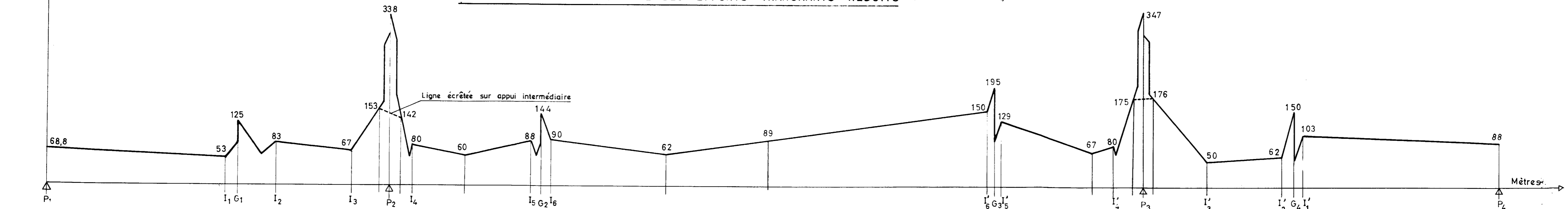


LEGENDE :

- ① ——— Effort tranchant maximal et minimal dû aux forces extérieures (compte tenu de la précontrainte hyperstatique.)
 - ② ——— Effort tranchant dû à la précontrainte isostatique (compte non tenu des forces concentrées aux débuts et fins de goussets.)
 - ③ ——— Effort tranchant dû à la précontrainte isostatique compte tenu de ces forces concentrées
 - ④ ——— Effort tranchant maximal et minimal compte tenu de l'effet de la précontrainte.
- G_1, G_2, G_3, G_4 représentent les débuts et fins de goussets.
 I_1, I_2, I_3 etc... sont les points d'inflexion dont les abscisses sont données à la page 19 de la présente pièce.

ECHELLE
 1 cm = 1m
 1 cm = 50 tonnes

COURBE ENVELOPPE RESULTANTE DES EFFORTS TRANCHANTS REDUITS (en valeur absolue.)



3.2 Vérification de la sécurité vis à vis du cisaillement. (Cf pièce 1.6 § 3.1.4 page 48)

On calculera le cisaillement, non seulement sur appui, mais dans les sections début de goussets des travées élégies lorsqu'on a adopté une structure avec goussets. En règle générale pour d'autres lois de variations d'inertie on calculera le cisaillement dans plusieurs sections des travées élégies.

* EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM	APPUI 1	MILIEU DE TRAVEE 1	G ₁ Gauche	G ₁ Droite	APPUI 2 G	** APPUI 2 D	G ₂ Gauche	G ₂ Droite	MILIEU DE TRAVEE 2	G ₃ Gauche	G ₃ Droite	** APPUI 3 G	** APPUI 3 D	G ₄ Gauche	G ₄ Droite	MILIEU DE TRAVEE 3	APPUI 4
	69	53	83	125	153	142	88	144	89	195	129	175	176	150	103	102	88
τ_b (t/m ²)	22,56	15,36	24,05	36,22	28,74	53,51	62,49	102,26	49,12	138,48	91,61	65,95	33,06	43,46	29,86	29,55	28,78
τ_b^2 (t/m ²) ²	508,95	235,95	578,40	1311,89	825,99	2863,32	3905	10457,11	2412,77	19176,71	8392,4	4349,40	1092,96	1888,77	891,62	873,20	828,29
σ_g (t/m ²)	468,0	472,7	472,5	472,5	309,9	374,3	636,1	636,1	612,3	635,1	635,1	372,7	309,9	471,5	471,5	472,8	467,7
Condition de CHALOS- BETEILLE τ_b^2 (t/m ²) ²	37667	37750	37747	37747	32723	35235	38377	38377	38561	38387	38387	35181	32723	37729	37729	37752	37661
$\frac{\tau_b}{\sigma_g}$	0,1184	0,0775	0,1225	0,1871	0,1581	0,2848	0,3195	0,5225	0,2510	0,7075	0,468	0,3521	0,1816	0,2237	0,1550	0,1517	0,0145

* Ces valeurs sont obtenues à partir de la courbe enveloppe des efforts tranchants.

** La vérification de la sécurité vis à vis du cisaillement sur les deux appuis intermédiaires a été faite en considérant les sections élégies.

3.3 Calcul des étriers

(Cf pièce 1.6 § 3.2 page 50)

EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM	APPUI 1	MILIEU DE TRAVEE	G ₁ Gauche	G ₁ Droite	APPUI 2 G	** APPUI 2 D	G ₂ Gauche	G ₂ Droite	MILIEU DE TRAVEE	G ₃ Gauche	G ₃ Droite	** APPUI 3 G	** APPUI 3 D	G ₄ Gauche	G ₄ Droite	MILIEU DE TRAVEE	APPUI 4
	69	53	83	125	153	142	88	144	89	195	129	175	176	150	103	102	88
$\frac{\tau_b^2}{\sigma_g^2}$	0,014	0,006	0,015	0,035	0,025	0,081	0,102	0,273	0,063	0,500	0,219	0,124	0,033	0,050	0,024	0,023	0,021
σ_a	0,995	0,998	0,995	0,988	0,992	0,973	0,966	0,909	0,979	0,833	0,927	0,959	0,989	0,983	0,992	0,992	0,993
σ_a' (t/m ²)	23880	23952	28880	23712	23808	23352	23184	21816	23496	19992	22248	23016	23736	23592	23808	23808	23832
tg δ	0,04795	0,03206	0,05047	0,07617	0,092	0,140	0,09722	0,15661	0,07949	0,20856	0,14152	0,172	0,105	0,09136	0,06276	0,06228	0,06134
z (m)	0,455	0,455	0,455	0,455	0,735	0,819	0,469	0,469	0,469	0,469	0,469	0,819	0,735	0,455	0,455	0,455	0,455
*** ω (cm ² /ml)	3,035	1,559	3,188	8,824	8,04	10,39	7,870	22,045	6,420	43,357	17,503	15,96	10,59	12,772	5,969	5,866	4,978
t _{max} (m)	0,797	0,832	0,794	0,750	1,265	1,126	0,662	0,528	0,708	0,405	0,564	1,053	1,239	0,726	0,772	0,774	0,865
t _{adopté} (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,67	0,50	0,33	0,33	0,67	0,33	0,33	0,50	0,67	0,50	0,50	0,50	0,50
*** ω adopté (cm ² /ml)	18,11	18,11	36,22	36,22	27,17	36,22	54,34	54,34	27,17	54,34	54,34	36,22	27,17	36,22	36,22	18,11	18,11

* Dans les sections voisines des débuts de goussets, la vérification à la rupture impose d'augmenter la densité d'étriers correspondant au minimum constructif. Pour retenir des dispositions simples, nous avons réduit de moitié l'espacement des étriers pour ces sections dans la travée centrale, dans les travées de rive nous avons doublé la section d'étriers pour ces sections. (en raison des courtes longueurs intéressées)

** Même remarque que pour la page précédente.

*** Les sections d'acier déterminées sont évaluées en cm² pour la largeur du tablier et par mètre linéaire d'ouvrage.

Remarque : La disposition des armatures de cisaillement dû à l'effort tranchant général est précisée dans la pièce 2-7-2 (Ferrailages). Il a été tenu compte du fait que les travées de rive sont pleines et la travée centrale élégie.

1) Cas des travées de rive : le tableau de la page 40 donne t_{\max} compris entre 0,73 m et 0,86 m, nous adopterons un espacement maximal de 0,50 m entre chaque cours d'étriers, qui dans le cas d'espèce seront utilisés comme supports de câbles. On obtient ainsi, excepté dans les zones délimitées par les points d'inflexion I_1, I_2, I'_1, I'_2 qui encadrent les goussets G_1 et G_4 , et jusqu'aux points d'inflexion I_3 et I'_3 , les plus voisins des appuis intermédiaires, une section d'acier de $9 \times 2 \text{ } \emptyset 8 \text{ ADx}$ tous les 0,50 m soit 18,11 cm² au mètre linéaire d'ouvrage pour toute la largeur utile droite du pont; ce qui nous donne une densité au m² de tablier égale à $\frac{18,11}{8} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}^2$, valeur plancher au-dessous de laquelle nous proposons de ne pas descendre, ce qui explique l'espacement de 0,50 m retenu.

Sur 0,50 m de part et d'autre des goussets G_1 et G_4 , (zones I_1, I_2 et I'_1, I'_2) il y aura lieu de doubler la section d'étriers courante, soit 36,22 cm²/ml. Ceci s'explique par le fait que l'on est en présence de pointes d'effort tranchant sur goussets (on a substitué la valeur de l'effort tranchant résultant au droit de I'_1 à la valeur que l'on obtient en G_4). Entre chaque file d'étriers courants - (I_1 qui jouent également le rôle de porte-câbles), on disposera alors une file d'étriers supplémentaire $\emptyset 8 \text{ ADx}$, ce qui double ainsi la section courante. (Cf. pièce 2-7-2 1/2 coupe transversale A.A.).

2°) Cas de la travée centrale : bien que le calcul des étriers nous donne des sections d'acier faibles, nous avons prévu une section courante d'étriers de 27,17 cm²/ml constituée de cours de 18 étriers $\emptyset 8 \text{ ADx}$ espacés de 0,67 m, dans le but de disposer d'armatures verticales de cisaillement au voisinage des buses d'élégissement. Ces étriers serviront également à la fixation des câbles et des buses d'élégissement. Cette section d'acier sera doublée sur 0,50 m de part et d'autre des goussets G_2 et G_3 afin de respecter la vérification à la rupture. Entre les points d'inflexion I_5, I_6 et I'_5, I'_6 , correspondant à ces zones, on aura donc une section d'acier de 54,34 cm²/ml constituée de cours de 18 étriers $\emptyset 8 \text{ ADx}$ espacés de 0,33 m.

Les valeurs de l'effort tranchant que l'on a retenues au droit de $G_2(D)$ et $G_3(D)$ sont celles que l'on obtient au droit de I_5 et I'_5 .

Excepté aux environs des goussets G_2 et G_3 la densité d'armatures de cisaillement d'une section courante de la travée centrale sera de 3,40 cm²/m² de tablier. Cette densité régnera respectivement à gauche et à droite des appuis P_2 et P_3 jusqu'aux points d'inflexion I_3 et I'_3 . Rapportée au m² de béton supposé plein (donc élégissements déduits) cette densité est égale à $\frac{27,17 \text{ cm}^2}{7,50-8 \times 0,50} = 7,76 \text{ cm}^2/\text{m}^2$, valeur plancher au-dessous de laquelle nous ne descendrons pas.

Pour satisfaire à la vérification à la rupture, à droite de l'appui P_2 jusqu'à I_4 et à gauche de l'appui P_3 jusqu'à I'_4 , l'espacement entre cours d'étriers a été réduit de 0,67 m à 0,50 m, ce qui correspond à une densité d'armature de 4,52 cm²/m² de tablier.

CHAPITRE 4 - VERIFICATION A LA RUPTURE

4.1. Calcul vis à vis du moment fléchissant sous les surcharges maximales. (Cf pièce 1₆ § 4.1 pages 53 à 55)

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL	Sections tous les 1,50m les plus voisines.	CONTRAINTES A VIDE *		CONTRAINTES SOUS 1,8 M _Q > 0		CONTRAINTES RESULTANTES		VERIFICATION A LA RUPTURE **									
		n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	h m	M _{RA} tm	M _{RB} tm	M _f tm	0,9M _{RA} tm	0,8M _{RA} tm	0,7M _{RB} tm	M _G tm	1,8M _Q > 0 tm	M _G +1,8M _Q > 0 tm ***
0,4 l ₁	6,00	51,9	42,4	57,5	-61,9	109,4	-19,5										
0,6 l ₁ / G ₁	7,50	58,6	35,5	54,2	-58,4	112,8	-22,9	0,250	1004	495	283	904	X	347	-197,7	328,14	130,4
0,9 l ₁	12,00	46,3	18,2	9,7	-10,8	56,0	7,4										
PILE 2	13,45	42,4	18,3	6,2	-6,9	48,6	11,4										
0,1 l ₂	16,50	62	33	11,2	-10,8	73,2	22,2										
G ₂	19,40	61,3	66,2	29,5	-32,7	90,8	33,5										
0,5 l ₂	28,50	46,3	76,7	110,4	-122,4	156,7	-45,7	0,585	2349	2304	1061	2114	X	1613	436,4	612	1048,4
G ₃	37,24	48,7	72,5	30,5	-33,8	79,2	38,7										
0,9 l ₂	40,50	57,4	32	9,1	-8,9	66,5	23,1										
PILE 3	43,19	41,2	19,3	5,3	-5,9	46,5	13,4										
0,1 l ₃	45,00	49,2	17,6	11,3	-12,2	60,5	5,4										
0,4 l ₃ / G ₄	49,14	58,5	35,2	58,5	-63,0	117,0	-27,8	0,250	1004	495	284	904	X	347	-158	354,1	196,1
0,6 l ₃	52,50	48,7	45,6	58,4	-62,9	107,1	-17,3										

* Cf tableau des contraintes normales sous les divers états pages 48 et 49 de la présente pièce (ligne 14)

** La vérification à la rupture n'est faite que dans le cas où les contraintes résultantes sortent du domaine de sécurité, soit pour $\sigma_b > 0,8 \sigma_{28}$ (240 Kg/cm²) et $\sigma'_b < -0,8 \sigma'_{28}$ (20 Kg/cm²)

*** M_G et M_Q > 0 sont donnés dans le tableau des moments fléchissants extrêmes de la pièce 2.5 . lignes 3 ou 4 et 6

4 - 2 Calcul vis à vis du moment fléchissant sous les surcharges minimales.

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL	Sections tous les 1,50m les plus voisines.	CONTRAINTES A VIDE *		CONTRAINTES SOUS 1,8 M _Q <0		CONTRAINTES RESULTANTES		VERIFICATION A LA RUPTURE **									
		n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	n _s kg/cm ²	n _i kg/cm ²	h m	M _{RA} tm	M _{RB} tm	M _f tm	0,9 M _{RA} tm	0,8 M _{RA} tm	0,7 M _{RB} tm	M _G tm	1,8 M _Q <0 tm	M _G +1,8 M _Q <0 tm ***
0,4 l ₁	6,00	51,9	42,4	-84,3	90,8	-32,4	133,2	0,392	-1574,3	-1200	-697	-1416,9		-840	-84,9	-510,1	-595
0,6 l ₁ / G ₁	7,50	58,6	35,5	-105,4	113,5	-46,8	149	0,450	-1807,2	-1587	-854	-1626,5		-1111	-201,7	-637,9	-839,6
0,9 l ₁	12,00	46,3	18,2	-76,2	84,4	-29,9	102,6	0,909	-3650,5	-6237	-2077	-3285,5		-4364	-802,5	-1021,5	-1824
PILE 2	13,45	42,4	18,3	-73,2	81,3	-30,8	99,6	1,035	-4156,5	-8016	-2447	-3740,9		-5611	-1078,7	-1145,7	-2224,4
0,1 l ₂	16,50	62	33	-63,7	61,6	-1,7	94,6										
G ₂	19,40	61,3	66,2	-42,7	47,4	18,6	113,6										
0,5 l ₂	28,50	46,3	76,7	-15,3	17,0	31	93,7										
G ₃	37,24	48,7	72,5	-47,9	53,1	0,8	125,6										
0,9 l ₂	40,50	57,4	32	-62,3	61,1	-4,9	93,1										
PILE 3	43,19	41,2	19,3	-69,3	77	-28,1	96,3	1,035	-4156,5	-8016	-2434	-3740,9		-5611	-1028,9	-1085,4	-2114,3
0,1 l ₃	45,00	49,2	17,6	-76,9	83,1	-27,7	100,7	0,868	-3485,9	-5718	-1967	-3137,3		-4003	-740,4	-963,9	-1704,3
0,4 l ₃ / G ₄	49,14	58,5	35,2	-100,9	108,6	-42,4	143,8	0,450	-1807,2	-1587	-848	-1626,5		-1111	-339,2	-610,6	-949,8
0,6 l ₃	52,50	48,7	45,6	-61,9	66,8	-13,2	112,4										

* { mêmes remarques que pour le tableau précédent.

*** M_Q < 0 est donné à la ligne 7 du tableau des moments fléchissants extrêmes de la pièce 2.5.

4.3 Calcul vis à vis de l'effort tranchant (Cf pièce 1-6 page 56 § 4.2).

Ces valeurs sont obtenues linéairement à partir de la courbe enveloppe des efforts tranchants dans laquelle les efforts dus aux surcharges sont multipliés par 1,8

SECTIONS	EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMUM (t)	σ_b t/m ²	*** $\bar{\sigma}_b$ t/m ²	tg δ	sin 2 δ	σ_{bielle} t/m ²	* $\omega_{adoptée}$ cm ² /ml	** σ'_a t/m ²
APPUI 1	125,16	40,93	388,45	0,086			18,11	13062
GOUSSET 1	151,64	45,24	389,34	0,095			36,22	8741
**** APPUI 2D	246,48	92,88	368,90	0,234			36,22	19443
GOUSSET 2	228,34	147,46	416,95	0,221			54,34	19800
MILIEU DE TRAVEE 2	143,16	73,36	413,40	0,118			27,17	13257
GOUSSET 3	278,52	<u>179,57</u>	416,76	0,263			54,34	<u>28741</u>
**** APPUI 3G	278,28	104,87	368,50	0,262			36,22	24578
GOUSSET 4	174,88	52,17	389,11	0,109			36,22	11566
APPUI 4	143,28	46,85	388,33	0,099			18,11	17214

* La section d'acier des étriers résulte des dispositions adoptées (Cf page 40). Le diamètre adopté est 1 Ø 8 Adx ($\sigma'_{en} = 24\ 000$ t/m²). Nuance Fe E 24

** σ'_a doit être inférieure à 1,20 σ'_{en} (et à σ'_{arg}) soit ici 28800 t/m²

$$\sigma'_a = \frac{Tr \max \times tg \delta}{\omega \times Z} \times 10^4 \quad (Z \text{ est donné page 40 de la présente pièce.})$$

*** Ici
$$\bar{\sigma}_b = \sqrt{\frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma'_{28} + \sigma_g)}$$

**** Ces sections sont considérées comme élégies.

CHAPITRE 5 - VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

JUSTIFICATION ELASTIQUE

Tableau des calculs préliminaires.

(cf: tableau de la force de précontrainte aux temps t_1 , t_2 , à 90 jours et à t_∞ page 31)

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL	SECTIONS TOUS LES 1,50m LES PLUS PROCHES	EXCENTREMENT DU CABLE $e_{d(m)}$	FORCE DE PRECONTRAITE (tonnes)				MOMENTS HYPERSTATIQUES (tm)			
			au temps t_1	au temps t_2	au temps $t_{90 \text{ jours}}$	au temps t_∞	au temps t_1	au temps t_2	au temps $t_{90 \text{ jours}}$	au temps t_∞
0,4 l_1	6,00	0,029	1618,00	3115,70	2837,70	2470,49	27,13	50,26	45,71	39,27
0,6 l_1	7,50	0,087	1631,87	3131,68	2846,10	2468,08	33,91	62,83	57,14	49,08
Gousset 1	7,50	0,087	1631,87	3131,68	2846,10	2468,08	33,91	62,83	57,14	49,08
0,9 l_1	12,00	0,353	1680,86	3186,70	2899,80	2512,09	54,25	100,52	91,43	78,53
Pile 2	13,45	0,430	1710,71	3226,95	2937,50	2541,34	60,81	112,67	102,48	88,02
0,1 l_2	16,50	0,217	1670,31	3178,26	2875,10	2468,68	60,26	111,99	101,72	87,47
Gousset 2	19,40	-0,008	1633,37	3135,60	2828,70	2424,66	59,73	111,33	100,99	86,93
0,5 l_2	28,50	-0,253	1562,22	2959,22	2692,40	2334,21	58,15	109,37	98,73	85,35
Gousset 3	37,24	-0,010	1629,15	3127,61	2822,60	2421,05	56,51	107,34	96,55	83,70
0,9 l_2	40,5	0,241	1665,78	3169,06	2873,60	2477,43	55,97	106,67	95,74	83,16
Pile 3	43,19	0,430	1700,01	3210,97	2922,70	2529,89	55,49	106,08	95,07	82,68
0,1 l_3	45,00	0,335	1695,78	3212,33	2917,60	2517,83	48,37	92,46	82,87	72,07
Gousset 4	49,14	0,087	1633,83	3135,60	2846,20	2463,26	32,07	61,31	54,96	47,78
0,4 l_3	49,14	0,087	1633,83	3135,60	2846,20	2463,26	32,07	61,31	54,96	47,78
0,6 l_3	52,50	-0,017	1605,64	3095,65	2823,50	2465,06	18,85	36,04	32,29	28,09

TABLEAU DES CONTRAINTES NORMALES SOUS LES DIVERS ETATS (en kg/cm²)

La 1^{ère} mise en précontrainte se fera lorsque le béton atteindra une résistance suffisante aux compressions localisées s'exerçant au niveau des ancrages (soit après 7 jours.)

La 2^{ème} mise en précontrainte a été supposée faite 21 jours après la première (soit à 28 jours)

Les valeurs extrêmes positives à chaque ligne récapitulative sont doublement soulignées, les valeurs négatives sont toutes simplement soulignées.

SECTIONS THEORIQUES DE CALCUL			0,4 l ₁		0,6 l ₁ 7,50 G1		0,9 l ₁		PILE 2		0,1 l ₂		GOUSSET 2		0,5 l ₂		GOUSSET 3		0,9 l ₂		PILE 3		0,1 l ₃		0,4 l ₃ G4		0,6 l ₃		
			6,00		7,50		12,00		13,45		16,50		19,40		28,50		37,24		40,50		43,19		45,00		49,14		52,50		
CONTRAINTES			n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	n _Δ	n _Σ	
CONSTRUCTION	1 ^{ère} PHASE	1	POIDS PROPRE DE L'OSSATURE	-6,7	7,2	-20,5	22,2	-42,8	47,4	-47,5	52,7	-40,6	39,2	-11,2	12,4	55,5	-61,5	-16,3	18,3	-42,6	41,8	-47,9	53,2	-42,1	45,5	-19,9	21,6	6,00	-6,4
		2	1 ^{ère} MISE EN PRECONTRAINTES (F A 11)	43,2	17,8	60,3	0	70,3	-31,4	71,8	-35,6	79,2	-13,7	51,3	33,5	-19,8	108,4	49,9	37,7	77,2	-16,4	70,9	-35,1	72,1	-30,3	60,1	0,27	29,3	32,2
		3 (1+2)	PREMIER ETAT (DECENTREMENT)	36,5	25	39,8	22,2	27,5	16	24,3	17,1	38,6	25,5	40,1	45,9	35,7	46,9	33,6	<u>56</u>	34,6	25,4	23	18,1	30	15,2	40,2	21,9	35,3	25,8
	2 ^{ème} PHASE	4	2 ^{ème} MISE EN PRECONTRAINTES (F A 12)	82,9	34,6	115,3	2,9	133,3	-59,4	135,2	-67,1	150,5	-25,8	98,9	63,8	-37,7	205,5	95,8	66,8	99	15,8	134,1	-66,3	136,5	-57,5	115,2	5,7	56,5	62,2
		5 (1+4)	DEUXIEME ETAT (SANS LES SUPERSTRUCTURES)	76,2	41,8	94,8	25,1	90,5	-12	87,7	-14,4	109,9	13,4	87,7	76,2	17,8	<u>144</u>	79,5	85,1	56,4	57,6	86,2	-13,1	94,4	-12	95,3	27,3	62,5	55,8
	3 ^{ème} PHASE	6	SUPERSTRUCTURES	-7	7,6	-12,1	13	-15,9	17,6	-16,5	18,4	-14,4	13,9	-3,3	3,7	21,7	-24	-4,9	5,5	-14,8	14,5	-16,5	18,3	-15,8	17,1	-12	13,1	-2,2	2,4
		7	PRECONTRAINTES A 90 JOURS (F A 90 Jours)	75,5	31,5	104,8	0,3	121,3	-54	123,1	-61	136,2	-23,4	88,3	58,5	-34,5	187,1	86,4	60,4	133,1	-28,2	115,9	-53,50	123,9	-52,1	104,5	0,6	51,5	56,8
		8 (1+6+7)	ETAT A VIDE AU MOMENT DE LA MISE EN SERVICE	61,8	46,3	72,2	35,5	62,6	11	59,1	<u>10,1</u>	81,2	29,7	73,8	74,6	42,7	<u>101,6</u>	65,2	84,2	75,7	28,1	51,5	18	66	10,5	72,6	35,3	55,3	52,8
MISE EN SERVICE A 90 JOURS	4 ^{ème} PHASE	9	SURCHARGES MAXIMALES	31,9	-34,4	30,1	-32,4	5,4	-6	3,5	-3,8	6,2	-6	16,4	-18,2	61,3	-68	15,6	-17,6	5	-5	3	-3,3	6,3	-6,8	31,2	-33,4	32,4	-34,9
		10 (8+9)	ETAT EN CHARGE > 0 A LA MISE EN SERVICE	93,7	11,9	102,3	3,1	68	5	62,6	6,3	87,4	23,7	90,2	56,4	<u>104</u>	33,6	80,8	66,6	80,7	23,1	54,5	14,7	72,3	3,7	103,8	<u>1,9</u>	87,7	17,9
		11	SURCHARGES MINIMALES	-46,8	50,4	-58,4	63,1	-42,3	46,9	-40,7	45,1	-35,4	34,2	-23,7	26,3	-8,5	9,4	-24,6	27,6	-34,6	34	-38,5	42,8	-42,7	46,2	-56	60,4	-34,4	37,1
		12 (8+11)	ETAT EN CHARGE < 0 A LA MISE EN SERVICE	15	96,7	13,8	98,6	20,3	57,9	18,4	55,2	45,8	63,9	50,1	100,9	34,2	111	40,6	<u>111,8</u>	41,1	62,1	<u>13</u>	60,8	23,3	56,7	16,6	95,7	20,90	89,9
ETAT AU TEMPS t ∞	5 ^{ème} PHASE	13	PRECONTRAINTES APRES LA MISE EN SERVICE (F t ∞)	65,6	27,6	91,2	0,3	105	-46,8	106,4	-52,8	117	-20,1	75,8	50,1	-30,9	162,2	69,9	48,7	114,8	-24,3	105,6	-52,2	107,1	-45	90,4	0,5	44,9	49,6
		14 (1+6+13)	OUVRAGE TERMINE A VIDE	51,9	42,4	58,6	35,5	46,3	18,2	42,4	18,3	62	33	61,3	66,2	46,3	76,7	48,7	72,5	57,4	32	41,2	19,3	49,2	17,6	58,5	35,2	48,7	45,6
		15 (9+14)	OUVRAGE TERMINE AVEC SURCHARGES MAXIMALES	83,8	8	88,7	3,1	51,7	12,2	45,9	-14,5	68,2	27	77,7	48,0	<u>107,6</u>	8,7	64,3	54,9	62,4	27	44,2	16	55,5	10,8	89,7	<u>1,8</u>	81,1	10,7
		16 (11+14)	OUVRAGE TERMINE AVEC SURCHARGES MINIMALES	5,1	92,8	<u>0,2</u>	98,6	4	65,1	1,7	63,4	26,6	67,2	37,6	92,5	37,8	86,1	24,1	<u>100,1</u>	22,8	66	2,7	62,1	6,5	63,8	2,5	95,6	14,3	82,7

CHAPITRE 6

FERRAILLAGE TRANSVERSAL HORIZONTAL

(Cf: pièce 1-6 chapitre VI page 65)

Caractéristiques des sections et efforts longitudinaux.

SECTIONS	0,25 l_1	0,75 l_1 *	APPUI 2	0,25 l_2	0,5 l_2
V_s (m)	0,337	0,337	0,545	0,332	0,332
V_i (m)	-0,363	-0,363	-0,605	-0,368	-0,368
S (m ²)	5,224	5,224	8,201	3,812	3,812
I (m ⁴)	0,204	0,204	0,853	0,184	0,184
F (tonnes)	2456,92	2497,63	2541,34	2424,66	2334,21
e_c (m)	-0,022	0,242	0,467	0,029	-0,217
e_d (m)	-0,030	0,214	0,430	-0,008	-0,253
M_H (tm)	19,63	65,44	88,02	86,93	85,35
M_G (tm)	34,1	-485,5	-1078,7	-81,9	436,4
M_A max (tm)	139,6	124,5	52,5	94,0	328,2
M_A min (tm)	-136,8	-455,9	-611,8	-126,8	-45,6
M_{BC} max (tm)	135,5	131,6	37,1	95,7	255,5
M_{BC} min (tm)	-105,6	-351,7	-440,1	-94,5	-35,7
M_{Tr} max (tm)	4,6	4,5	1,6	3,2	11,8
M_{Tr} min (tm)	-4,9	-16,3	-24,7	-4,8	-1,6

* Par souci de sécurité nous avons appliqué les efforts à 0,75 l_1 sur une section dont les caractéristiques sont celles du gousset G_1 (section voisine)

6.1 Section à 0,25 l_1

La valeur de ψ_1 direction des moments principaux à $\frac{\pi}{2}$ près est donnée par la formule :

$$\psi = \varphi + \frac{\frac{D'_i}{2b} - 0,5}{2,2} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$$

$$D'_i = 12,00 \text{ m}$$

$$2b = 8,00 \text{ m}$$

$$\varphi = 70 \text{ Grades}$$

On en déduit $\psi = 84 \text{ Grades}$

Calcul des moments principaux M_x et M_y : (cf: § 6.2 chapitre VI page 66 de la pièce 1.6)

Rappel des formules

$$\begin{cases} M_x = (M_G + M_p + 1,2 MS) \frac{\sin \psi}{2b} \\ M_y = 1,2 MGM + k \vee M_x \end{cases}$$

Moments sous les différents cas des charges.		M_x tm/m	$k \vee M_x$ *	1,2 MGM	M_y tm/m
A	MAX	17,87	2,13	0,29	2,42
	MIN	-22,30	-2,65	0,000	-2,65
Bc	MAX	17,27	2,06	2,94	5,00
	MIN	-17,77	-2,11	0,000	-2,11
Trottoir	MAX	-1,75	-0,21	-0,29	-0,50
	MIN	-3,13	-0,37	0,000	-0,37
A + T	MAX	18,54	2,21	0,006	2,22
	MIN	-23,02	-2,74	0,000	-2,74
Bc + T	MAX	17,94	2,13	2,65	4,78
	MIN	-18,48	-2,20	0,000	-2,20

* $k \vee = \frac{8}{13,45} \times 0,20 = 0,119$

Détermination du ferrailage transversal inférieur et supérieur

(cf. § 6-3 pièce 1-6 page 68)

Le ferrailage transversal est assuré par des armatures H A Ø 10 ou Ø 16 placées parallèlement aux lignes d'appui. Le minimum constructif adopté est de 5 Ø 10 H A au mètre.

a) Ferrailage inférieur :

Le moment dû à la surcharge $B_{o_{max}}$ donne le moment transversal le plus important. Ce moment appliqué dans la direction $\theta=0$ (perpendiculairement aux bords libres de la dalle) est égal à :

$$M_t = M_x \cos^2 \psi + M_y \sin^2 \psi$$

soit

$$M_t = 17,27 \cos^2 84 + 5,00 \sin^2 84 = 5,76 \text{ tm/m}$$

/par exemple La section d'acier correspondante est déterminée à l'aide des tables numériques tirées de "Méthodes simples et pratiques pour le calcul du béton armé" de Monsieur Pierre CHARON, $A'_o = 3,203 \text{ cm}^2/\text{m}$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = -30^\circ$ grades).

$$A' = \frac{A'_o}{\cos^2 30} = \frac{3,203}{0,794} = 4,034 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton armé donnée par les tables numériques est égale à :

$$\sigma_b = 23,7 \text{ Kg/cm}^2, \text{ (béton surabondant)}$$

b) Ferrailage supérieur :

Le moment dû à la surcharge A_{min} , augmentée de la surcharge T_{min} due au trottoir, est le plus important. Cemment appliqué dans la direction $\theta=0$, est égal à :

$$M_t = - 23,02 \cos^2 84 - 2,74 \sin^2 84 = - 3,99 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier $A'_o = 2,191 \text{ cm}^2/\text{m}$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = -30^\circ$ grades).

$$A' = \frac{A'_o}{\cos^2 30} = \frac{2,191}{0,794} = 2,760 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- La containte de compression dans le béton est égale à : $\sigma_b = 19,4 \text{ kg/cm}^2$ (béton surabondant)

NB - Nous ne faisons pas dans ce cas une vérification par un calcul en flexion composée. Ce calcul sera fait pour les section sur appui et en milieu de travée centrale qui sont les sections les plus sollicitées, et pour lesquelles ce calcul risque de donner un résultat prépondérant.

6-2 Section à 0,75 l₁:

La valeur de ψ est donnée par la formule :

$$\psi = \varphi + \frac{\frac{D'_i}{2b} - 0,5}{2,2} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$$

$D'_i = 12,00 \text{ m}$

$2b = 8,00 \text{ m}$

$\varphi = 70 \text{ grades}$

On en déduit $\psi = 84 \text{ grades}$

Calcul de M_x et M_y :

Rappel des formules

$$\begin{cases} M_x = (M_G + M_p + 1,2 MS) \frac{\sin \psi}{2b} \\ M_y = 1,2 MGM + k \sqrt{M_x} \end{cases}$$

Moments sous les cas de charges..		M_x tm/m	$k \sqrt{M_x}$ *	1,2 MGM	M_y tm/m
A	MAX	31,96	3,80	0,29	4,09
	MIN	-52,40	-6,235	0,000	-6,235
Bc	MAX	32,99	3,93	2,94	6,87
	MIN	-37,26	-4,43	0,000	-4,43
Trottoir	MAX	14,51	1,736	-0,29	1,44
	MIN	11,49	1,37	0,000	1,37
Bc + T	MAX	33,64	4,00	2,65	6,65
A + T	MIN	-54,77	-6,52	0,000	-6,52

* $k \sqrt{M_x} = \frac{8}{13,45} \times 0,20 = 0,119$

a) Ferraillage inférieur :

Le moment dû à la surcharge B_c donne le moment transversal le plus important. Ce moment appliqué dans la direction $\theta=0$ (perpendiculairement aux bords libres de la dalle) est égal à : $M_t = 32,99 \times \cos^2 84 + 6,87 \times \sin^2 84 = 8,48 \text{ tm/m}$

Ce qui donne une section d'acier $A'_o = 4,717 \text{ cm}^2/\text{m}$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui
($\theta = -30$ grades)

$$A' = \frac{A'_o}{\cos^2 30} = \frac{4,717}{0,794} = 5,941 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton est égale à :

$$\sigma_b = 29,1 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Ferraillage supérieur :

Le moment dû à la surcharge (A + T) min donne le moment transversal le plus important. Ce moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ (perpendiculairement aux bords libres de la dalle) est égal à :

$$M_t = -54,47 \times \cos^2 84 - 6,52 \times \sin^2 84 = -9,48 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier

$$A_o = 5,320 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui
($\theta = -30$ grades)

$$A' = \frac{A_o}{\cos^2 30} = \frac{5,320}{0,794} = 6,700 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton est égale à :

$$\sigma_b = 31,1 \text{ Kg/cm}^2$$

6.3 - Section sur appui 2.

La valeur de ψ est donnée par la formule

$$\psi = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) \frac{2 \times 2b}{D'_1 + D'_2}$$

On en déduit $\psi = 87$ grades

Calcul de M_x et M_y

$$M_x = (M_G + M_P + 1,2 M_S) \frac{\sin \psi}{2b}$$

$$M_y = \frac{k_1}{n} M_x = 0,375 M_x$$

* Nous sommes dans l'hypothèse d'une ligne d'appui constituée de trois appareils d'appui ($n = 3$)

Moments Surcharges		M_x	M_y *
		tm/m	tm/m
A	MAX	20,20	7,58
	MIN	-77,35	-29,00
Bc	MAX		
	MIN		
Trottoir	MAX		
	MIN		
A + Trottoir	MAX	20,44	7,66
A + Trottoir	MIN	-80,98	-30,37

Détermination du ferrailage inférieur et supérieur :

1) Flexion simple.

a) Ferrailage inférieur :

La surcharge (A + Trottoir) _{max} est prépondérante.

Le moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ est égal à :

$$M_t = 20,44 \cos^2 87 + 7,66 \sin^2 87 = 8,18 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne en supposant la section rectangulaire et pleine, une section d'acier :

$$A'_0 = 2,689 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appuis ($\theta = 30$ grades)

$$A' = \frac{A'_0}{\cos^2 30} = \frac{2,689}{0,794} = 3,387 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton est égale à : $\sigma_b = 16,5 \text{ Kg/cm}^2$

b) Ferrailage supérieur :

La surcharge (A + Trottoir) _{min} est prépondérante.

Le moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ est égal à :

$$M_t = -80,98 \cos^2 87 - 30,37 \sin^2 87 = -32,45 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier

$$A'_0 = 10,931 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = -30$ grades)

$$A' = \frac{A'_0}{\cos^2 30} = \frac{10,931}{0,794} = 13,767 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton est égale à : $\sigma_b = 31,6 \text{ Kg/cm}^2$

2 - Flexion composée : (cf. pièce 1-6 § 6-3 page 68)

a) Ferraillage supérieur :

Le moment appliqué dans la direction $\theta = - 30$ grades est égal à :

$$M = - 80,98 \sin^2 17 - 30,37 \cos^2 17 = - 33,88 \text{ tm/m}$$

L'effort normal dû à la force de précontrainte dans la même direction est égal à :

$$N = \frac{F}{2b} \cos^2 \varphi \quad \text{avec} \quad \varphi = 70 \text{ Grades}$$

soit
$$N = \frac{2541,34}{8} \times 0,206 = 65,44 \text{ t/m}$$

Les tables de flexion composée montrent que la section d'acier trouvée en 1) - b est surabondante.

Nous devons vérifier le calcul en flexion composée selon la direction pour laquelle la contrainte de traction du béton est maximale. On considère la section comme élégiée au même taux qu'une section transversale droite.

$$\sigma'_b = \frac{F}{S} \sin^2 \alpha + \frac{Vd}{\frac{I}{2b}} \left[M_x \cos^2 (\psi - \alpha) + M_y \sin^2 (\psi - \alpha) \right]$$

$$\text{tg } 2 \alpha_1 = - \frac{\frac{2b Vd}{I} (M_x - M_y) \sin 2 \psi}{\frac{F}{S} - \frac{2b Vd}{I} (M_x - M_y) \cos 2 \psi}$$

en remplaçant les termes par leur valeur respective on trouve :

$$\text{tg } 2 \alpha_1 = 1,417 \quad \text{soit} \quad \alpha_1 = 30,44 \text{ Grades}$$

$$\text{d'où} \quad \sigma_b = - 192,5 \text{ t/m}^2 = - 19,3 \text{ Kg/cm}^2$$

Dans la direction α_1 , sont appliquées le moment fléchissant M et l'effort normal N suivants :

$$M = -80,98 \times \cos^2 56,56 - 30,37 \sin^2 56,56 = -50,50 \text{ tm/m}$$

$$N = \frac{2541,34}{8} \times \sin^2 30,44 = 65,01 \text{ t/m}$$

Les tables de flexion composée montrent que la section d'acier trouvée en 1)-b est surabondante.

b) Ferraillage inférieur :

Le calcul en flexion composée a été vérifié, nous ne donnons pas le détail des calculs analogues aux précédents.

6.4 - Section à 0,25 l_2

La valeur de ψ est donnée par la formule $\psi = \varphi + \frac{D_i - 0,5}{2b} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$

$$D_i = 26,50 \text{ m}$$

$$2b = 8,00 \text{ m}$$

$$\varphi = 70 \text{ Grades.}$$

On en déduit $\psi = 108$ grades : on retient $\psi = 100$ Grades

Calcul de M_x et M_y

Moments Surcharges		* 1,2 MGM			
		M_x	$K \psi M_x$		M_y
A	MAX	12,30	0,66	0,32	0,98
	MIN	-20,82	-1,12	0,000	-1,12
Bc	MAX	12,56	0,68	2,24	2,92
	MIN	-15,97	-0,86	0,000	-0,86
T	MAX	-1,32	-0,07	-0,38	-0,45
	MIN	-2,52	-0,14	0,000	-0,14
Bc + T	MAX	13,04	0,70	1,860	2,56
A + T	MIN	-21,54	-1,16	0,000	-1,16

* $K \psi = \frac{8}{29,74} \times 0,20 = 0,054$

Détermination du ferrailage inférieur et supérieur :

a) Ferrailage inférieur :

La surcharge B_c max est prépondérante.

Le moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ est égal à :

$$M_t = M_x \cos^2 \psi + M_y \sin^2 \psi \quad \text{or} \quad \psi = 100 \text{ grades}$$

$$\text{d'où} \quad M_t = M_y = 2,92 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier

$$A'_o = 1,635 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = -30$ grades).

$$A = \frac{A'_o}{\cos^2 30} = \frac{1,635}{0,794} = 2,059 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton est égale à : $\sigma_b = 16,7 \text{ Kg/cm}^2$

b) Ferrailage supérieur :

La surcharge (A + T) min est prépondérante

Le moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ est égale à

$$M_t = M_y = -1,16 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier

$$A'_o = 0,650 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = -30$ grades).

$$A' = \frac{A'_o}{\cos^2 30} = \frac{0,650}{0,794} = 0,819 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression dans le béton est égale à :

$$\sigma_b = 10,4 \text{ Kg/cm}^2$$

6.8. - Section à $0,5 l_2$ $\psi = 100$ grades

Calcul de M_x et M_y

Moments		M_x	$K \psi M_x^*$	1,2 MGM	M_y
Surcharges					
A	MAX	40,63	2,19	0,64	2,83
	MIN	-15,44	-0,83	0,000	-0,83
Bc	MAX	29,72	1,60	2,48	4,08
	MIN	-13,96	-0,75	0,000	-0,75
T	MAX	-6,83	-0,37	-0,76	-1,13
	MIN	-8,84	-0,48	0,000	-0,48
A + T	MIN	-15,68	-0,85	0,000	-0,85
Bc + T	MAX	31,49	1,70	1,72	3,42

* $K \psi = 0,054$

Détermination du ferrailage inférieur et supérieur :

1) Flexion simple

a) Ferrailage inférieur :

La surcharge $B_{c \text{ max}}$ est prépondérante.

Le moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ est égal à :

$$M_t = M_y = 4,08 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier

$$A'_o = 2,251 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = - 30$ grades).

$$A' = \frac{A_0}{\cos^2 30} = \frac{2,251}{0,794} = 2,835 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression du béton est égale à : $\sigma_b = 19,72 \text{ Kg/cm}^2$

b) Ferraillage supérieur :

La surcharge(A+T) MIN est prépondérante.

Le moment appliqué dans la direction $\theta = 0$ est égal à :

$$M_t = M_y = -0,85 \text{ tm/m}$$

Ce qui donne une section d'acier

$$A_0 = 0,469 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'où la section d'acier placée parallèlement aux lignes d'appui ($\theta = - 30$ grades).

$$A' = \frac{A_0}{\cos^2 30} = \frac{0,469}{0,794} = 0,591 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La contrainte de compression du béton est égale à :

$$\sigma_b = 18,75 \text{ kg/cm}^2$$

2) Flexion composée :

a) Ferraillage inférieur :

Le moment appliqué dans la direction $\theta = - 30$ grades est égal à :

$$M = 29,72 \sin^2 30 + 4,03 \cos^2 30 = 9,381 \text{ tm/m}$$

L'effort normal dû à la force de précontrainte dans la même direction est égal à

$$N = \frac{F}{2b} \cos^2 \varphi \quad \text{avec } \varphi = 70 \text{ grades}$$

$$\text{soit } N = \frac{2334,21}{8} \times 0,206 = 60,1 \text{ t/m}$$

Les tables de flexion composée montrent que la section d'acier trouvée en 1) est surabondante.

b) Ferraillage supérieur :

Le calcul en flexion composée a été vérifié, nous ne donnons pas le détail des calculs analogues aux précédents.

6.6 Disposition du ferraillage

On sera parfois conduit à calculer d'autres sections pour pouvoir faire varier valablement l'intensité du ferraillage transversal.

Une bonne règle consiste à admettre que l'intensité du ferrailage transversal doit varier sensiblement comme varie la courbe enveloppe des moments fléchissants longitudinaux, compte tenu des moments de précontrainte.

Le minimum constructif adopté est de 5 ϕ 10 H A au mètre linéaire. Les sections d'acier adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

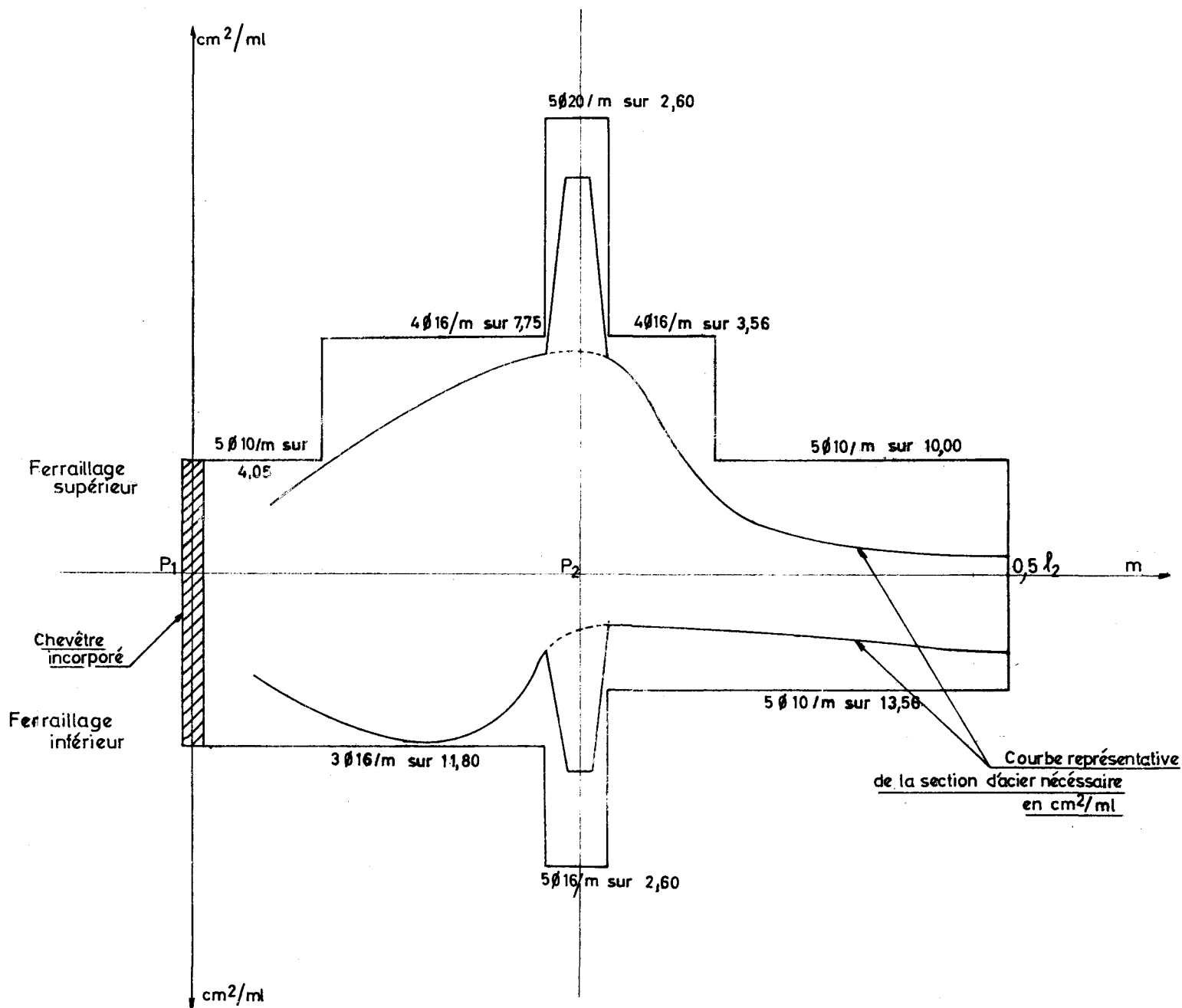
Sections	Fibres	h (m)	Section d'acier nécessaire. cm ² /ml	Section d'acier adoptée cm ² /ml
0,25 l_1	SUP	0,70	2,760	5 ϕ 10 HA p.m (3,93)
	INF	0,70	4,034	3 ϕ 16 HA p.m (6,03)
0,75 l_1	SUP	0,70	6,700	4 ϕ 16 HA p.m (8,04)
	INF	0,70	5,941	3 ϕ 16 HA p.m (6,03)
APPUI 2	SUP	1,15	13,767	5 ϕ 20 HA p.m (15,71)
	INF	1,15	3,387 *	5 ϕ 16 HA p.m (10,05)
0,25 l_2	SUP	0,70	0,819	5 ϕ 10 HA p.m (3,93)
	INF	0,70	2,059	5 ϕ 10 HA p.m (3,93)
0,5 l_2	SUP	0,70	0,591	5 ϕ 10 HA p.m (3,93)
	INF	0,70	2,835	5 ϕ 10 HA (3,93)

Nota : les espacements sont comptés perpendiculairement aux armatures.

* Cette section a été obtenue à partir des efforts transversaux appliqués directement sous appui concentré. Les moments transversaux entre deux appuis concentrés, sur la même ligne d'appui, ne sont pas évalués ici. Une règle simple consiste à retenir, dans ce cas, un ferrailage de densité égale à la moitié de celle du ferrailage supérieur.

Epure de répartition du ferrailage transversal

abscisse : 1cm = 2 m
ordonnée : 1cm = 2cm²/m



Les branches tracées en pointillés supposent une ligne d'appui continue sur P₂.
Les points qui les remplacent correspondent aux appuis discontinus retenus, et s'appliquent aux parties de la dalle intérieures au contour de poinçonnement C₂.

(cf. page 75 paragraphe 7.3.2 de la présente pièce)

CHAPITRE 7

Ferraillages complémentaires :

7.1 Chevêtre incorporé sur piles culées :

pour mémoire (cf pièce 1 - 6 page 71)

Il est constitué de 6 ϕ 16 HA haut et bas espacés de 12 cm

7.2 Reprise des tractions en phase provisoire :

Pour reprendre les tractions qui s'exercent en phase provisoire sur les fibres inférieures de la dalle, dans les sections voisines des appuis intermédiaires, nous plaçons un ferraillage longitudinal sur une longueur convenable, c'est à dire où s'exercent ces tractions, augmentée des longueurs d'ancrage, dans le cas présent sur 4 mètres de part et d'autre de chaque pile. Ce ferraillage est constitué d'acier HA aussi divisé que possible, afin de limiter l'ouverture des fissures. Les aciers longitudinaux inférieurs de montage pourront être pris en compte dans ce type de ferraillage.

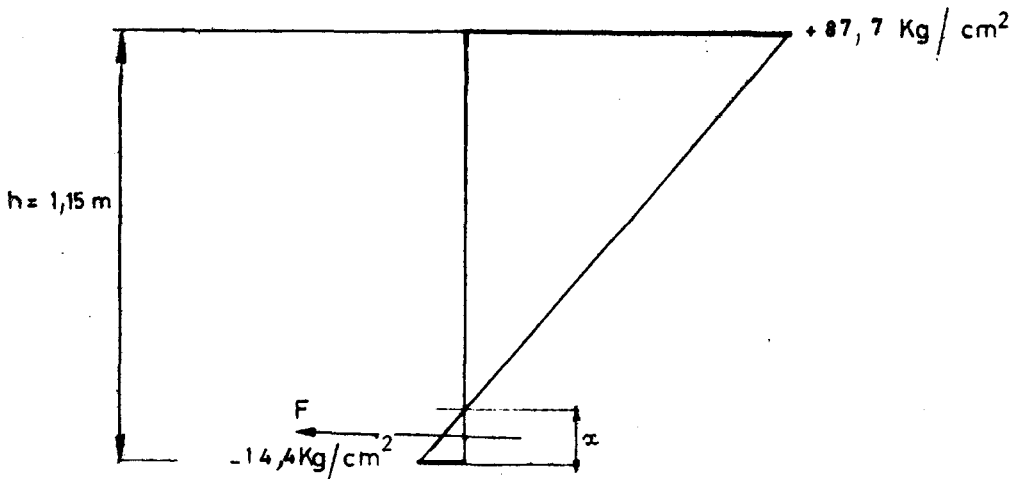
(6 ϕ 10 HA au mètre soit 4,71 cm²/m)

Le tableau des contraintes page 48 de la présente pièce indique qu'il existe des tractions au niveau des fibres inférieures dans les zones sur appui au cours de la deuxième phase. Prenons la section la plus sollicitée en traction, soit P₂.

$$\sigma'_b = -14,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = +87,7 \text{ Kg. cm}^2$$

Construisons géométriquement le diagramme des contraintes :



x est égal à :

$$x = \frac{1,15 \times 14,4}{87,7 + 14,4} = 0,162 \text{ m}$$

D'où la force de traction sur 1 mètre de largeur ; dans le béton supposé non fissuré :

$$F_B = 14,4 \times 100 \times 0,2 = 11\ 664 \text{ kg}$$

et la section d'acier nécessaire est égale à :

$$\omega = \frac{11\,664}{3150 * } = 3,70 \text{ cm}^2 / \text{mètre} \quad \text{de largeur}$$

Les fers de montage et le ferrailage longitudinal "de peau" représentent une section de $4,71 \text{ cm}^2 / \text{m}$. Il sont donc suffisants.

7.3 - Ferraillages supplémentaires -

7.3.1) Aciers reprenant les efforts supplémentaires dus aux moments longitudinaux écrêtés sur les appuis intermédiaires -

Soit pour l'appui 2, l'écrêtement des moments minimaux est égal à :

$$\Delta M_1 = 97,4 \text{ tm.}$$

Il s'étend sur une zone de 61 cm de part et d'autre de l'appui (cf. page 4 de la présente pièce).

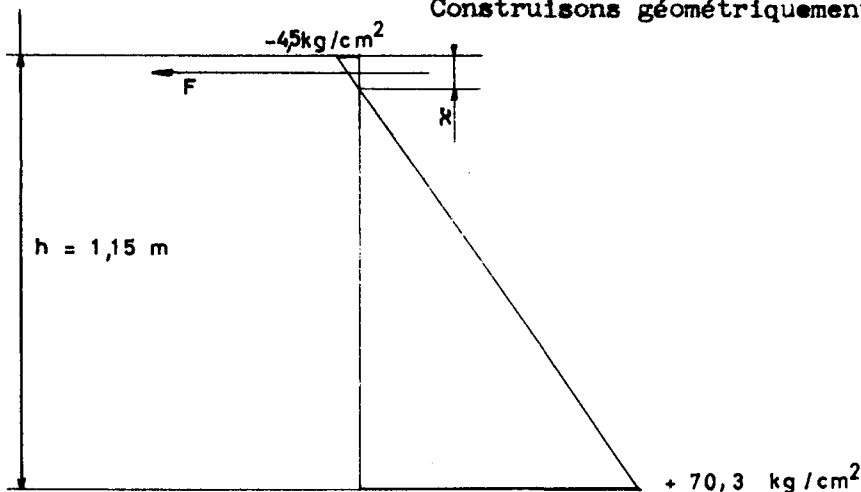
En prenant en compte cet écrêtement on trouve une traction sur la fibre supérieure de :

$$\Delta M \times V_s / I = -6,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ qui s'ajoute à la compression résiduelle sous le même cas de charge qui vaut } +1,7 \text{ kg/cm}^2 \quad * *$$

D'où la contrainte de traction sur la fibre supérieure

$$\sigma'_b = -4,5 \text{ kg/cm}^2$$

Construisons géométriquement le diagramme des contraintes



$$\begin{aligned} \sigma_b &= 63,4 + \frac{\Delta M \times V_s}{I} \\ &= 63,4 + \frac{97,4 \times 0,545}{0,853} = 70,3 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

* $\bar{\sigma}'_a = 0,75 \sigma'_{en}$, soit pour de l'acier HA ($\varnothing \ll 20 \text{ mm}$) $\bar{\sigma}'_a = 3150 \text{ kg/cm}^2$.

* * cf. tableau des contraintes de la présente pièce, page 47 (ligne 16)

x est égal à :

$$x = \frac{115 \times 4,5}{70,3 + 4,5} = 6,9 \text{ cm}$$

D'où la force de traction sur 1 mètre de largeur

$$F = 4,5 \times 100 \times \frac{6,9}{2} = 1552 \text{ kg}$$

et la section d'acier nécessaire est égale à :

$$\omega = \frac{1552}{2800^*} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{m de largeur.}$$

Les fers de montage qui représentent une section de 4,71 cm²/m sont surabondants ; ils permettent également de reprendre les tractions localisées dues aux moments supplémentaires introduits par les appareils d'appui concentrés.

Une valeur approchée des "pointes" des moments sur les appuis concentré peut être calculée à partir de l'étude de la répartition du poinçonnement. En effet il suffit d'intégrer dans le contour C₃ le surcroît du poinçonnement par rapport à l'effort tranchant général, ou encore puisque l'on dispose des valeurs de cisaillements le moment supplémentaire par mètre de largeur de dalle serait :

$$\int_{(C_3)} (\tau_{\text{poinçonnement}} - \tau_{\text{général}}) \frac{1}{m} dx$$

REMARQUE :

Nous rappelons que les fers longitudinaux de montage prévus sont les suivants :

- dans la travée centrale, qui est élégiée, et dans les travées de rive jusqu'à 4 m au-delà des appuis intermédiaires = 48 Ø 10 HA en nappe supérieure et en nappe inférieure, soit 6 Ø 10 HA au ml haut et bas.
- dans les autres parties des travées de rive, les armatures longitudinales passives supérieures et inférieures doivent représenter une section au moins égale à 1/1000e de la section de béton ;
soit : $5,224 \text{ m}^2 \times \frac{10^4}{10^3} = 52,24 \text{ cm}^2$ pour l'ensemble haut et bas
ou encore 4 Ø 10 HA au ml haut et bas.

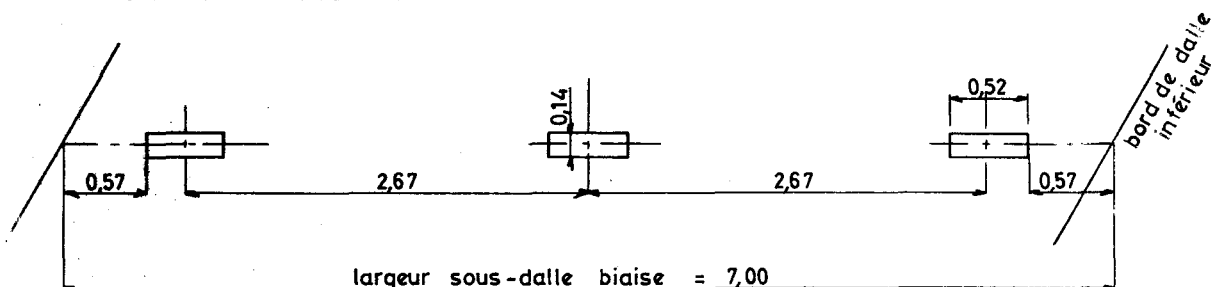
* $\bar{\sigma}'_d = 2/3 \bar{\sigma}'_{en}$ soit pour l'acier HA ($\phi \leq 20 \text{ mm}$) ; $\bar{\sigma}'_d = 2800 \text{ kg/cm}^2$

7.3.2 - VERIFICATION AU POINCONNEMENT DU AUX APPUIS

Application de la pièce (Répartition des armatures de cisaillement aux environs des points d'appui concentrés des ponts dalles) de M. MOLLARD, Ingénieur des T.P.E.

1 - Piles

L'appui sur pile est constitué de trois appareils à section réduite de béton de 14 cm* de large et 52 cm de long, disposés suivant le schéma ci-dessous.



a/ Justification du dimensionnement de la section réduite de béton :

Rappel des réactions d'appui sur les appuis intermédiaires :

cf. Pièce 2.5, page 10

SECTION	Réaction à vide (1)	Réaction hyperstatique (2)	Réaction à vide totale (3)	Réaction sous surch max. (4)	Réaction totale (5)=(4)+(2)
Pile 2	441,2	- 6,7	434,5	638,9	632,2
Pile 3	443,1	- 5,7	437,4	637,7	632

cf. Pièce 2.6, Chap. 3, page 34

* Contrairement à ce qui a été indiqué au § 2.1 de la présente pièce, la largeur retenue est bien 14 cm et non 7 cm, valeur retenue pour l'étude des écrêtements des moments sur appui. Avec 7 cm de largeur, la longueur des appareils d'appui aurait été doublée et nous aurions été en présence d'un appui pratiquement réparti, ce qui n'est pas à recommander pour une dalle présentant un biais de 70 gr.

Taux de travail des sections réduites de béton

à vide $\sigma = \frac{437400}{3 \times 14 \times 52} \neq 200 \text{ kg/cm}^2$

sous surcharge $\sigma \neq 290 \text{ kg/cm}^2$

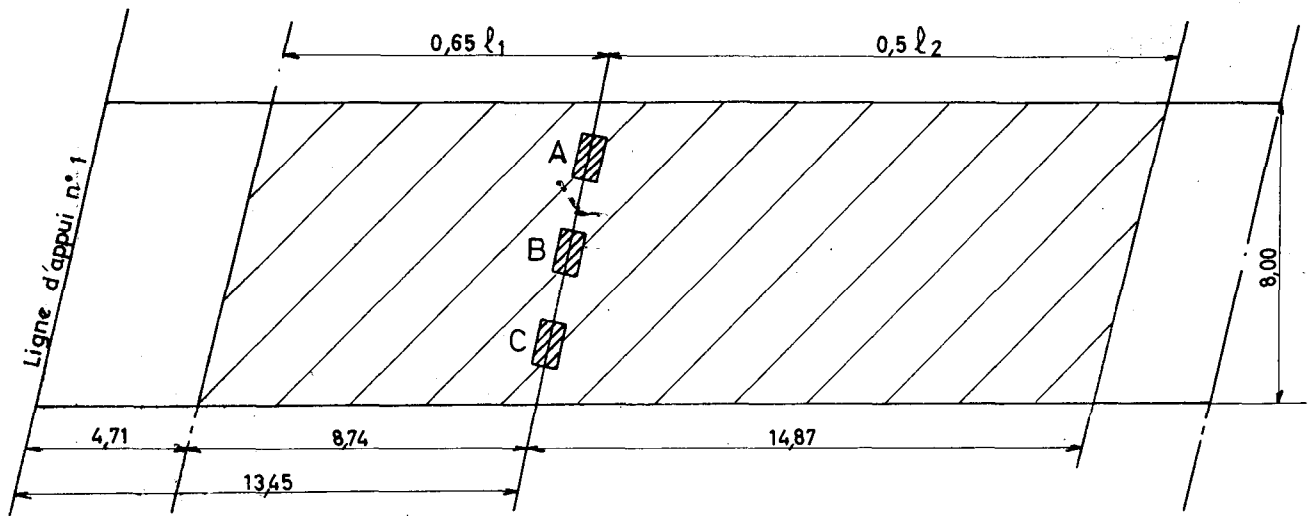
La section réduite de béton définie est donc suffisante.

b/ Calcul des réactions concentrées d'appui

La réaction d'appui totale sur chaque ligne d'appui est pratiquement égale à :

$$R_{\text{totale}} = 632,2 \text{ t}$$

Nous supposons que cette réaction est répartie entre les deux lignes d'effort tranchant supposé nul, soit entre $0,35 l_1$ et $0,5 l_2$

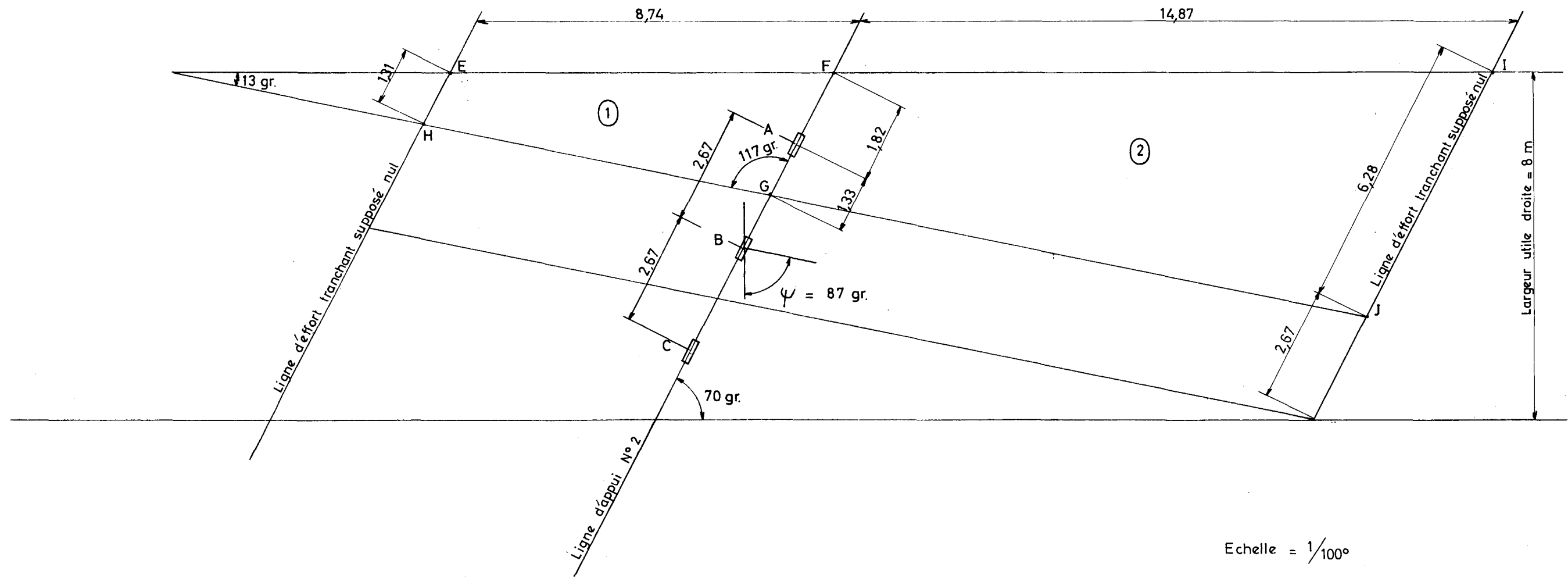


L'appui A est le plus sollicité car c'est celui qui supporte la plus grande aire chargée. En effet : l'aire totale définie par les bords libres de la dalle et les deux lignes d'effort tranchant supposé nul est égale à :

$$(14,87 + 8,74) \cdot 8 = 188,88 \text{ m}^2$$

La décomposition des aires supportée par chacun des trois appareils d'appui sera faite selon le biais mécanique défini au chapitre 6 page 55 de la présente pièce soit $\psi = 87$ grades.

Nous aurons donc la décomposition des aires suivant le schéma ci-après :



Echelle = 1/100°

L'aire supportée par l'appui A est égale à la somme des aires (1) (contour EFGH) et (2) (contour FIJG). La longueur utile biaise est égale à $\frac{8}{\sin 70^{\text{gr}}} = \frac{8}{0,891} = 8,98 \text{ m}$

On en déduit $AF = 1,82 \text{ m}$ et par construction $AG = 1,33 \text{ m}$.
L'utilisation des formules de résolution de triangle nous donne :

$$EH = 1,31 \text{ m} \text{ et } IJ = 6,28 \text{ m}$$

D'où, l'aire (1) est égale à : $17,394 \text{ m}^2$

l'aire (2) est égale à : $62,453 \text{ m}^2$

L'aire totale que supporte l'appareil d'appui A est égale à $79,847 \text{ m}^2$.

L'aire que supporte l'appareil d'appui B vaut :

$$(8,74 + 14,87) \sin 70^{\text{gr}} \times 2,67 = 56,166 \text{ m}^2$$

On en déduit l'aire que supporte l'appareil d'appui C, soit $52,867 \text{ m}^2$.

Densité de charge sur l'ensemble de la section :

L'aire totale étant égale à $188,88 \text{ m}^2$, la densité de charge q est égale à :

$$q = \frac{632,2}{188,88} = 3,347 \text{ t/m}^2$$

D'où la réaction sur l'appareil d'appui A :

$$R_A = 3,347 \times 79,847 = 267,2 \text{ t}$$

Ayant déterminé l'appareil d'appui le plus sollicité de la ligne d'appui 2 (soit A), nous étudierons la répartition des armatures de cisaillement destinées à renforcer la dalle soumise à un effort de poinçonnement exercé par l'appareil d'appui A.

c/ Calcul du taux maximal de cisaillement

La réaction R_A due aux forces extérieures sur l'appareil d'appui A de la pile est égale à $267,2 \text{ t}$.

La poussée au vide due aux câbles de précontrainte est égale à

$$Q_i = \frac{F}{\rho} \frac{ab}{d}$$

F = force de précontrainte sur appui = $2\,541 \text{ t}$

ρ = rayon de courbure des câbles sur appui = 13 m

d = largeur moyenne droite de la dalle = $7,131 \text{ m}$

a et b (cf. figure page suivante) sont les côtés du contour C_1 de poinçonnement correspondant à la diffusion à $\text{Arctg } \frac{2}{3}$ du contour de l'appareil d'appui dans le plan moyen de la dalle

$$a = 0,14 + 2 \times \frac{2}{3} V_i = 0,14 + 2 \times \frac{2}{3} \times 0,605 = 0,946 \text{ m}$$

$$b = 0,52 + 2 \times \frac{2}{3} V_i = 0,52 + 2 \times \frac{2}{3} \times 0,605 = 1,326 \text{ m}$$

Ce contour est entièrement situé dans la dalle

$$Q_L = \frac{2,541}{13} \times \frac{1,254}{7,131} = 34,4 \text{ t}$$

La réaction Q_e due aux forces extérieures sur l'appareil d'appui A est égale à la charge uniformément répartie sur l'aire concernant cet appareil d'appui diminuée de la charge répartie appliquée sur la surface du rectangle C_1 , soit :

$$Q_e = 267,2 - \text{Aire } C_1 \times q$$

q étant la densité de charge répartie au m^2 définie en b)

$$(q = 3,347 \text{ t/m}^2)$$

$$\text{L'aire du contour } C_1 = a \times b = 0,946 \times 1,326 = 1,254 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } Q_e = 267,2 - 4,2 = 263 \text{ t}$$

L'effort de poinçonnement dû à l'appareil d'appui A sera alors égal à :

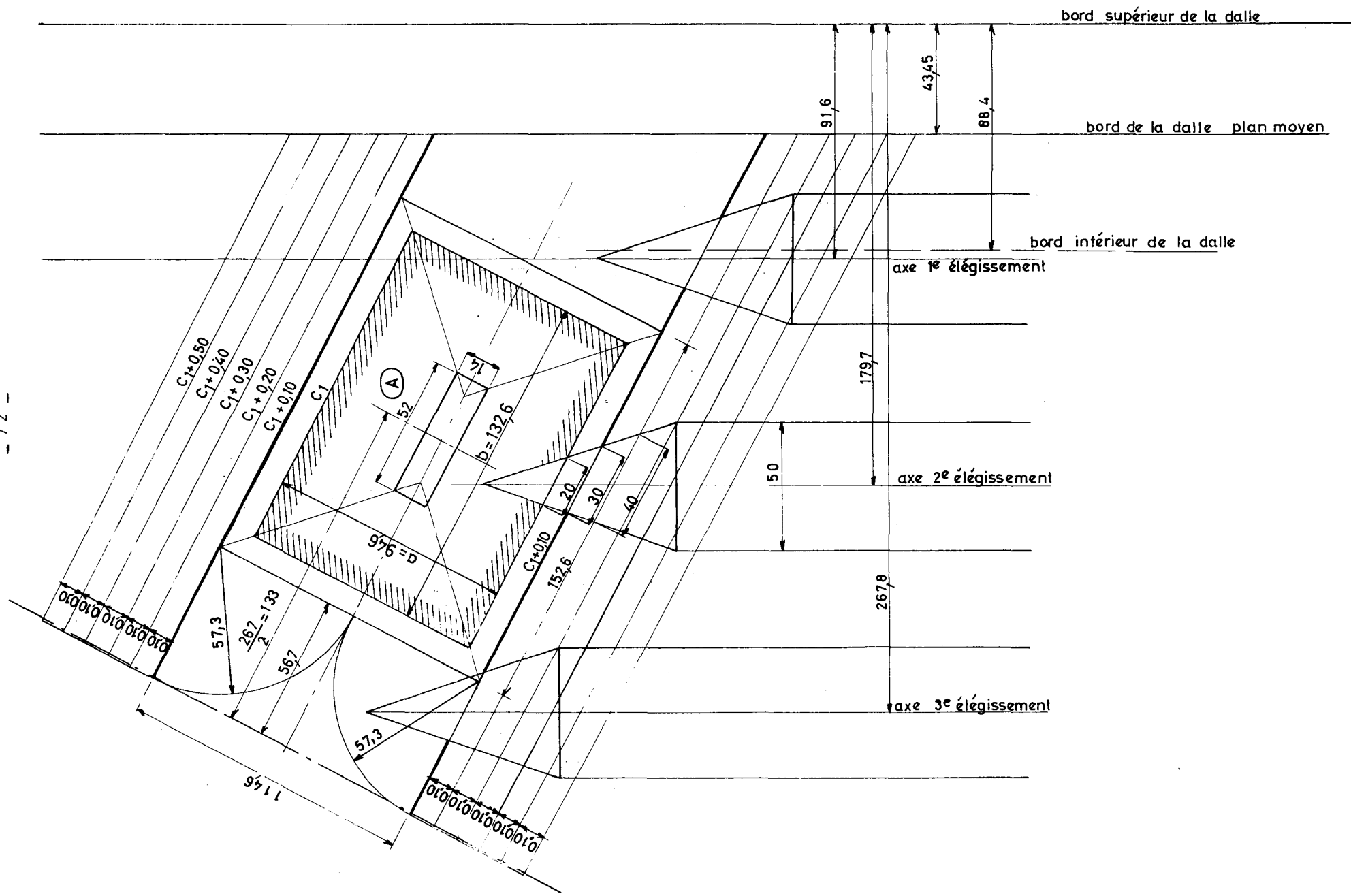
$$Q = Q_e - Q_L = 228,6 \text{ t}$$

La contrainte de cisaillement τ_b du béton le long du contour P_{C_1} est égale à :

$$\tau_b = \frac{1,5 Q}{P_{C_1} \times h_t} = \frac{1,5 \times 228,6}{4,344 \times 1,15} = 68,6 \text{ t/m}^2$$

Ce contour P_{C_1} est égal à $2b + (2a - \text{le diamètre fictif équivalent, selon le biais, du 2ème élévissement})$. On se reportera à la figure suivante et au paragraphe 2 - 1 page 3 de la pièce 1 - 4. On en déduit :

$$P_{C_1} = 2 \times 0,946 + 2 \times 1,326 - 0,20 = 4,344 \text{ m}$$



d/ Calcul du taux de cisaillement le long des périmètres des différents rectangles concentriques à l'appareil d'appui A : (on se reportera à la figure de la page précédente).

L'application des formules précédentes nous donne les résultats qui sont consignés dans le tableau suivant. Les rectangles sont espacés de 10 cm.

Contour	$Q_e(t)$	$Q_1(t)$	$Q(t)$	$P_c(m)$	$t(m)$	τ_{bt}/m^2	$x(m)$
C_1	263	34,4	228,6	4,344	1,15	68,6	0,531
* $C_1 + 0,10$	604,8	224	380,8	11,862	1,14	42,2	0,643
$C_1 + 0,20$	600,1	263,1	337	11,062	1,13	40,4	0,755
$C_1 + 0,30$	595,3	302,2	293,1	10,262	1,12	38,2	0,868
$C_1 + 0,40$	590,5	341,3	249,2	10,102	1,11	33,3	0,980
$C_1 + 0,50$	585,7	380,4	205,3	9,782	1,10	28,6	1,092
$C_1 + 0,60$	581	419,5	161,5	9,782	1,09	22,7	1,204
$C_1 + 0,70$	576,2	458,5	117,7	9,782	1,08	16,7	1,316

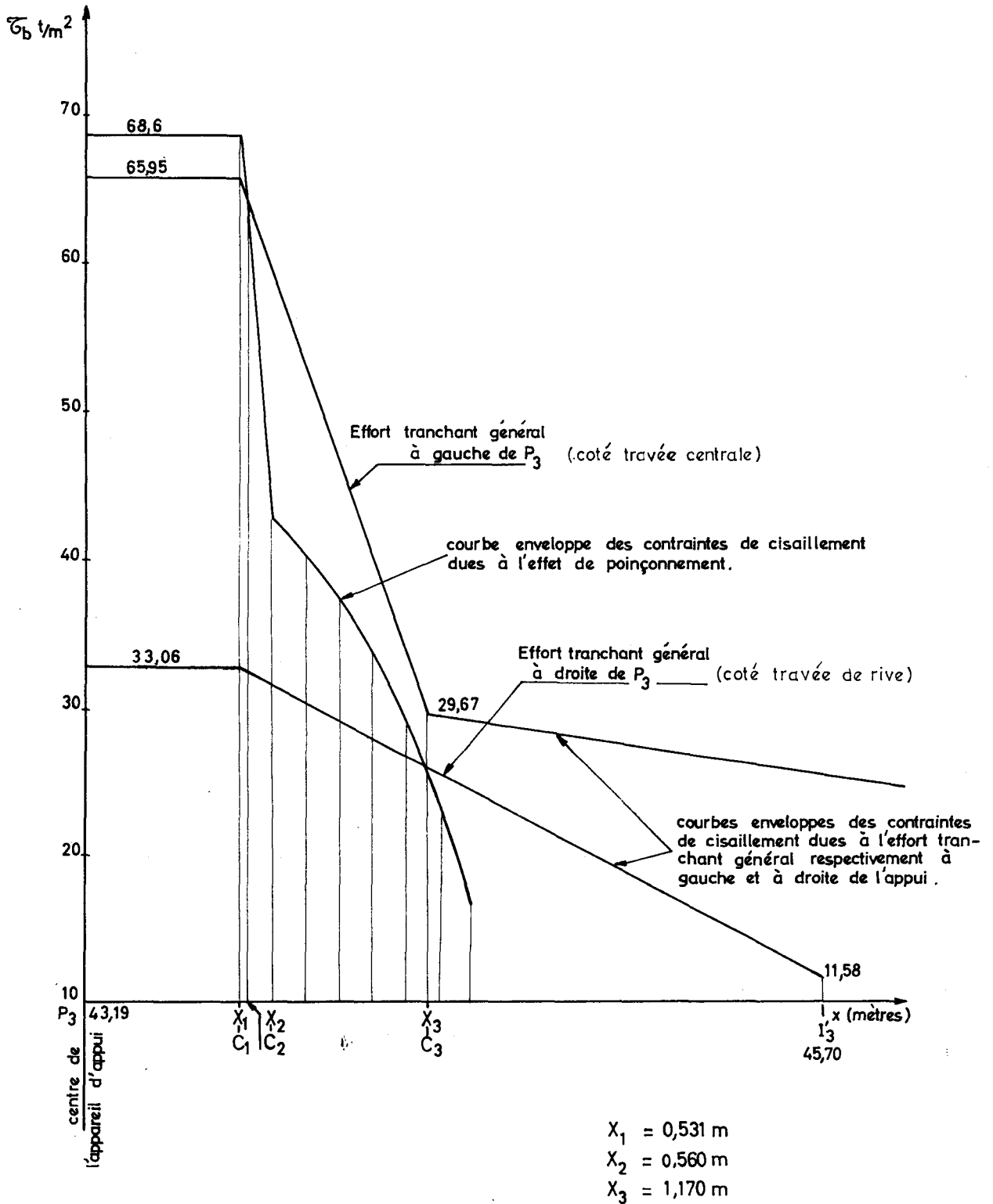
- x est l'abscisse suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage, par rapport à la ligne d'appui du côté a du contour de poinçonnement.

Le tableau qui précède permet de tracer la courbe représentative de la contrainte de cisaillement due à l'effet de poinçonnement, en mesurant les abscisses à partir du centre de l'appareil d'appui et suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage (cf. figure, p. 74).

On tracera sur le même diagramme les courbes enveloppes des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant général, respectivement à gauche et à droite de l'appui. Les intersections de ces deux courbes avec la courbe due à l'effet de poinçonnement définissent les abscisses des contours C_2 et C_3 .

* Pour les contours $(C_1 + 0,10), (C_1 + 0,20), \dots, (C_1 + 0,70)$ nous avons considéré que les efforts de poinçonnement se répartissaient sur toute la largeur moyenne droite de la section sur appui, soit sur un contour de périmètre égal à $2 \times 7,131 m$ diminué de la somme des diamètres fictifs équivalents des 8 élagissements.

En raison de l'inégalité des travées et des élégissements côté travée centrale, les cisaillements ne se répartissent pas uniformément sur les périmètres de poinçonnement. A partir de l'abscisse X_2 , la courbe de poinçonnement n'est plus représentative du phénomène et le cisaillement réel se trouve réparti selon les effets dus aux efforts tranchants généraux mettant un terme au poinçonnement en zone 1.



Ces lignes enveloppes sont constituées au voisinage de l'appui par deux segments de droites compris entre l'axe de l'appui et les abscisses des points d'inflexion des câbles de part et d'autre de l'appui.

On en déduit les abscisses respectives des contours C_2 et C_3 soit $X_2 = 0,560\text{m}$ et $X_3 = 1,170\text{m}$.

e/ Calcul des sections d'acier d'étriers

Zone 1 : La contrainte de compression au niveau du centre de gravité de la section sur appui est égale à $\sigma_g \sin^2 \varphi$

A chaque taux de cisaillement (cf. tableau page 76) correspond une densité d'armatures de couture (ω_t) égale à la section totale des armatures par unité de surface :

$$\omega_t (\text{cm}^2/\text{m}^2) = 10^4 \frac{\sigma_b (\text{kg}/\text{cm}^2)}{\sigma_{at}' (\text{kg}/\text{cm}^2)} \times \text{tg } \delta$$

Nous rappelons (cf. Instruction Provisoire relative à l'emploi du béton précontraint) que :

$$- \text{tg } 2\delta = \frac{2 \sigma_b}{\sigma_g \sin^2 \varphi}$$

$$- \sigma_{at}' = \rho_a' \sigma_{en}' \quad \text{avec} \quad \rho_a' = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right)^2$$

$$- \sigma_b^2 = \frac{\sigma_b'}{\sigma_b} (\sigma_b - \sigma_g \sin^2 \varphi) (\sigma_b' + \sigma_g \sin^2 \varphi)$$

L'application de ces formules pour chaque contour nous permet de dresser le tableau suivant :

Contour	abscisse selon l'axe longitudinal de l'ouvrage	σ_b kg/cm ²	$\sigma_g \sin^2 \varphi$ kg/cm ²	$\operatorname{tg} \gamma$	$\bar{\sigma}_b^2$ (kg/cm ²) ²	$\bar{\sigma}_{at}$ kg/cm ²	ω_t cm ² /m ²
C_1	0,531	6,86	25,34	0,253	299,4	2,275	7,59
* $C_1 + 0,10$	0,643	4,22	26,64	0,155	306,3	2,354	2,78
$C_1 + 0,20$	0,755	4,04					
$C_1 + 0,30$	0,868	3,82					
$C_1 + 0,40$	0,980	3,33					
$C_1 + 0,50$	1,092	2,86					
$C_1 + 0,60$	1,204	2,27					
$C_1 + 0,70$	1,316	1,67					

* Nous n'avons pas calculé la densité d'armatures de couture au-delà du contour ($C_1 + 0,10$) car pour ce contour nous obtenons une densité $\omega_t = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ inférieure à la densité minimale constructive obtenue pour résister à l'effort tranchant général, soit $\omega_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (cf. § 3.3 page 40 bis de la présente pièce)

Zone 2 : La contrainte de compression au niveau du centre de gravité de la dalle est égale à

$$\sigma_g \cos^2 \varphi$$

Pour chaque contour nous obtenons les résultats consignés dans le tableau suivant :

Contour	abscisse transversale par rapport à l'axe d'appui	σ_b kg/cm ²	$\sigma_g \cos^2 \varphi$ kg/cm ²	tg γ	σ_b^2	σ_{at}' kg/cm ²	ω_t cm ² /m ²
C ₁	0,663	6,86	6,58	0,629	169,3	2179	19,80
C ₁ + 0,10	0,763	4,22	6,92	0,473	172,2	2318	8,61
C ₁ + 0,20	0,863	X	X	X	X	X	X

Compte tenu que l'on a considéré que les efforts de poinçonnement se répartissaient sur toute la largeur moyenne biaise de la section sur appui à partir des contours (C₁ + 0,10), la densité à prendre en compte sera celle du contour C₁, soit $\omega_t = 19,80 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ jusqu'au contour C₁ + 0,10. Au-delà cette densité est égale à $8,61 \text{ cm}^2/\text{m}^2$. Or la densité d'armatures constructive/de l'effort tranchant général est égale à $\omega_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}^2$, nous devons donc prévoir une densité d'armatures supplémentaires égale à la différence; soit $15,28 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ jusqu'au contour C₁ + 0,10 et à $4,09 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ au-delà.

/résultant

f) Disposition constructive des armatures supplémentaires

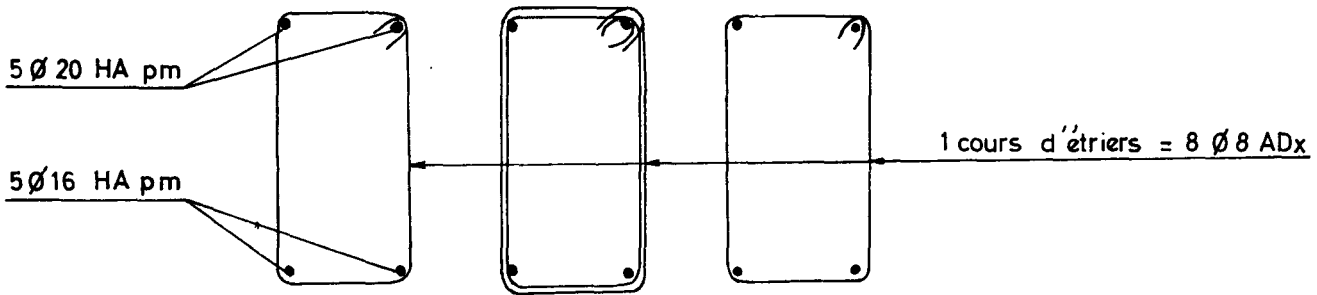
Le contour * C₁ + 0,10 a une superficie de :

$$1,146 \times 1,526 = 1,748 \text{ m}^2$$

ce qui nécessite une section d'étriers égale à

$$1,748 \times 15,28 = 26,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 56 \text{ } \phi \text{ 8 A D x}$$



On disposera donc sur chaque appareil d'appui 7 cours de 4 étriers $\emptyset 8$ ADx sur 1,526 m soit 1 cours tous les 0,25 m.

Au-delà des contours ($C_1 + 0,10$) de chaque appareil d'appui, et toujours dans la zone 2, on augmentera l'espacement des cours d'étriers afin d'obtenir une densité d'armatures suffisante. La distance séparant deux contours ($C_1 + 0,10$) voisins est égale à $2,67 - 2 \times 0,763 = 1,144$ m. Trois cours d'étriers espacés de 57,2 cm suffisent.

2 - Piles-culées :

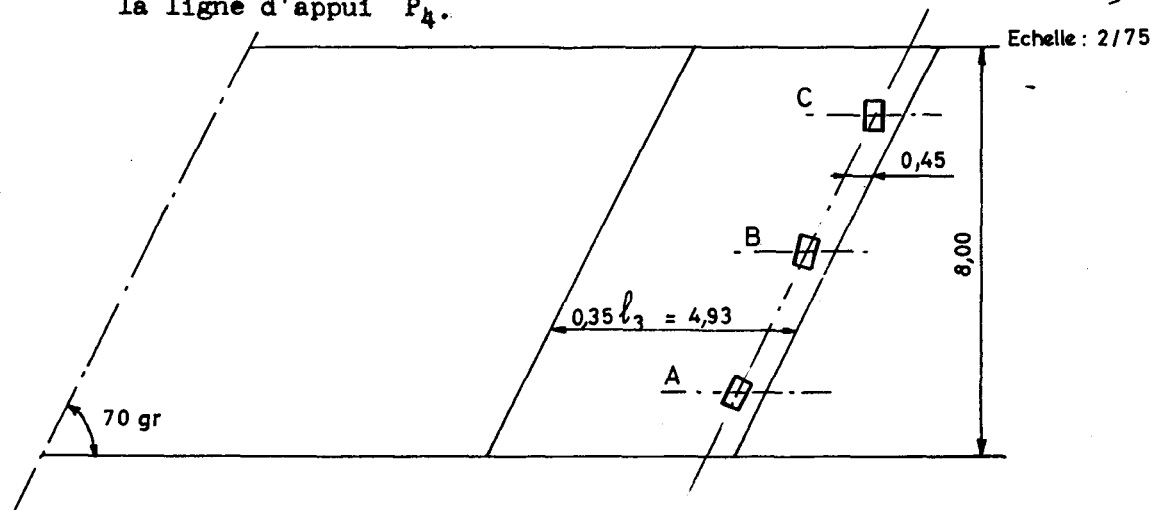
Les appuis sur piles-culées, (cf. pièce 2-9), sont constitués par trois appareils métalliques (58 cm x 40 cm).

a) Calcul des réactions concentrées d'appui sur l'appui 4 :

La réaction globale des forces extérieures sur la pile-culée la plus sollicitée est de 123,5 t (pile culée 4); il convient de lui ajouter la réaction hyperstatique de précontrainte 5,9 t.

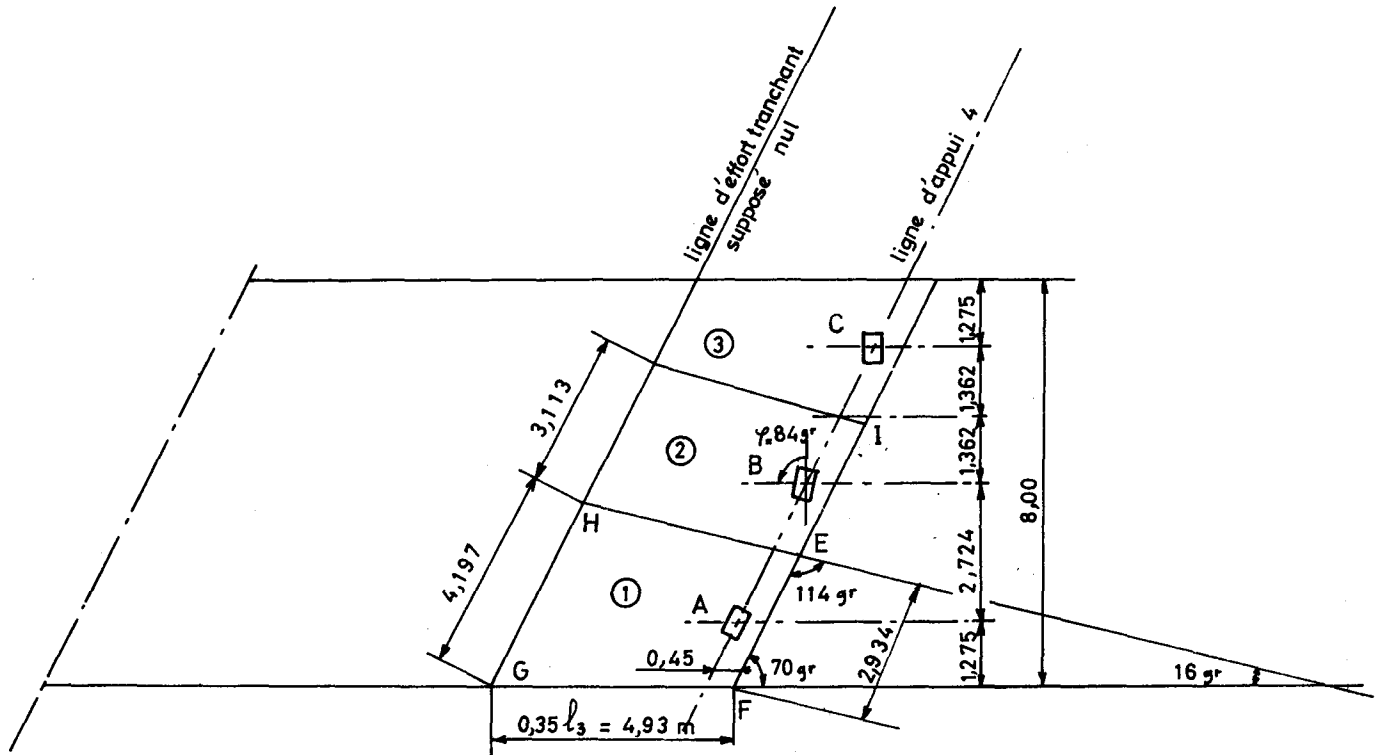
$$R_{\text{totale}} = 129,4 \text{ t}$$

Cette réaction est supposée répartie sur le tablier jusqu'à la section d'effort tranchant supposé nul qui se trouve à $0,35 l_3$ de la ligne d'appui P_4 .



L'appui A, situé dans l'angle obtus de la dalle, supporte la plus grande réaction, car il porte une plus grande surface de dalle. En effet, l'aire totale définie par les deux bords libres de la dalle, la ligne d'about et la ligne d'effort tranchant supposé nul est égale à : $0,35 \times 14,10 \times 8 = 39,48 \text{ m}^2$.

La décomposition des aires supportées par chacun des trois appareils d'appui sera faite selon le biais mécanique défini au chapitre 6 (section à $0,25 l_1$) de la présente pièce, soit $\gamma = 84$ grades. Nous aurons donc la décomposition des aires suivant le schéma ci-après :



L'aire supportée par l'appui A est l'aire définie par le contour (E F G H). La largeur utile biaise est égale à

$$\frac{8}{\sin 70 \text{ gr}} = \frac{8}{0,891} = 8,98 \text{ m}; \text{ de même } E I = \frac{2,774}{\sin 70 \text{ gr}} = 3,113 \text{ m}.$$

On en déduit $E F = 2,934 \text{ m}$. L'utilisation des formules de résolution de triangle nous donne :

$$H G = 4,197 \text{ m}$$

L'aire totale que supporte l'appareil d'appui A est égale à :

$$\textcircled{1} = \frac{2,934 + 4,197}{2} \times 4,93 \sin 70 \text{ gr} = \underline{15,659 \text{ m}^2}$$

L'aire totale que supporte l'appui B est égale à :

$$\textcircled{2} = 3,113 \times 4,93 \times \sin 70_{gr} = \underline{13,674 \text{ m}^2}$$

On en déduit l'aire que supporte l'appareil d'appui C, soit

$$\textcircled{3} = \underline{10,147 \text{ m}^2}$$

Densité de charge sur l'ensemble de la section

L'aire totale étant égale à 39,48 m², la densité de charge q est égale à : $q = \frac{129,4}{39,48} = 3,28 \text{ t/m}^2$.

D'où la réaction sur l'appareil d'appui A :

$$R_A = 3,28 \times 15,659 = 51,4 \text{ t}$$

Ayant déterminé l'appareil d'appui le plus sollicité de la ligne d'appui 4 (soit A), nous étudierons la répartition des armatures de cisaillement destinées à renforcer la dalle soumise à un effort de poinçonnement exercé par l'appareil d'appui A.

b) Calcul du taux maximal de cisaillement

La réaction Q_e due aux forces extérieures sur l'appareil d'appui A est égale à la charge uniformément répartie sur l'aire correspondante; nous négligeons la charge répartie appliquée sur la surface du contour C_1 .

$$\text{soit } Q_e = 51,4 \text{ t}$$

Les câbles de précontrainte n'exercent pas de poussée au vide puisqu'ils sont rectilignes sur plus d'un mètre près de leurs ancrages, donc $Q_i = 0$. Nous négligerons d'autre part leur composante verticale à travers le contour C_1 , ce qui est dans le sens de la sécurité.

$$\text{On en déduit } Q = Q_e = 51,4 \text{ t}$$

Le périmètre du premier contour de poinçonnement (C_1) est égal

1)- pour le rectangle circonscrit à l'appareil d'appui
à : $2 \times 0,20 + 2 \times 0,40 + 0,58 + 4 \times \frac{2}{3} V_i = 2,75 \text{ m}$.

2)- pour le contour enveloppant le rectangle (cf. figure suivante)
à : $0,20 + 0,40 + 0,58 + 3 \times \frac{2}{3} V_i + 0,87 = 2,78 \text{ m}$.

Nous retiendrons le premier périmètre pour le calcul du taux de cisaillement car c'est le plus petit

$$\text{soit } \tau_b = \frac{1,5 Q}{P_{c1} \times h_t} = \frac{1,5 \times 51,4}{2,75 \times 0,70} = 40,00 \text{ t/m}^2$$

c) Calcul des sections d'acier d'étriers :

Zone 1 : La contrainte de compression au niveau du centre de gravité est égale à $\sigma_g \sin^2 \varphi$

$$\sigma_b = \frac{F}{S} \sin^2 \varphi = \frac{2444,86}{5,224} \times 0,891^2 = 371,5 \text{ t/m}^2$$

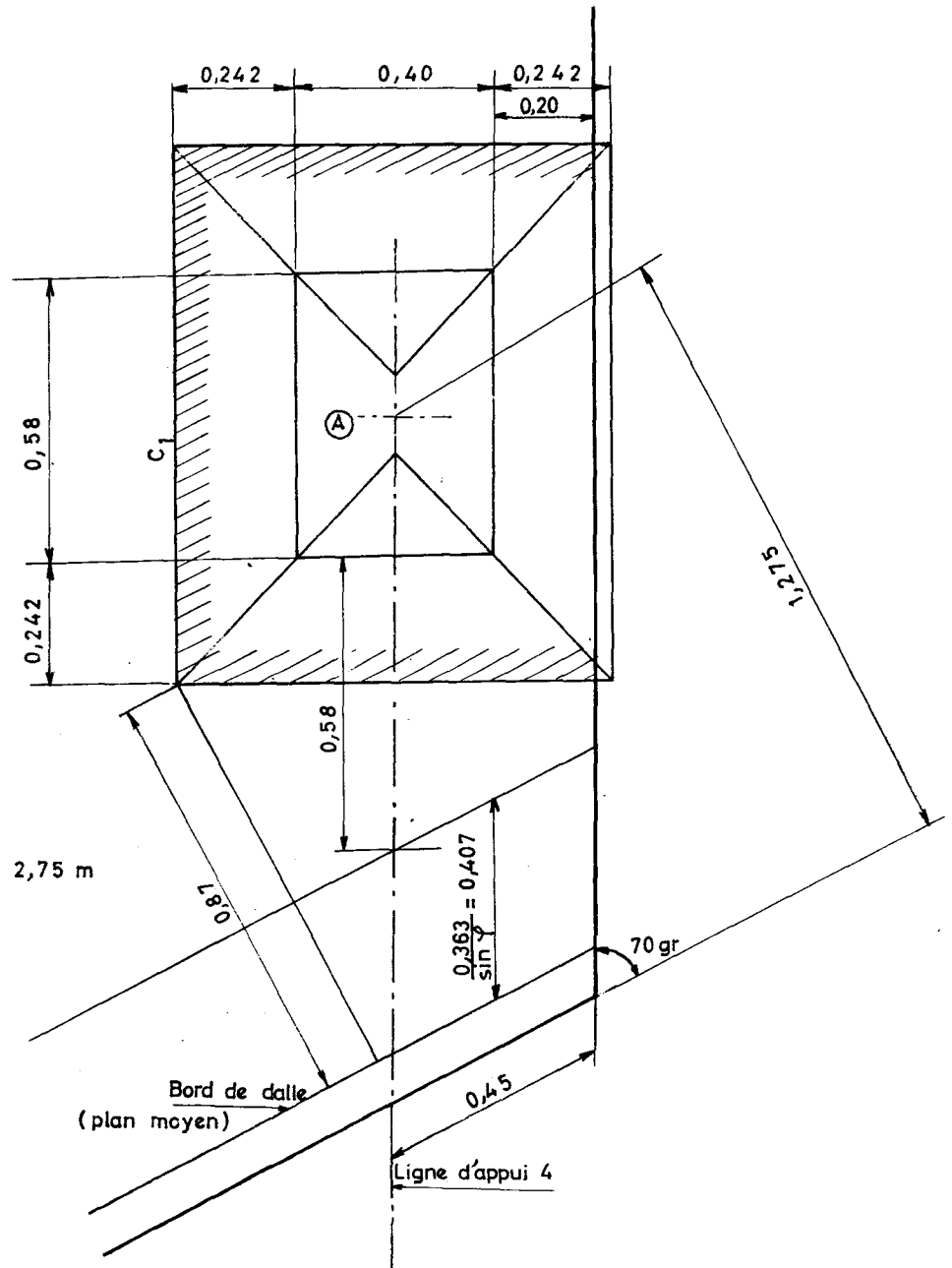
$$\overline{\sigma}^2 = \frac{\overline{\sigma}_b'}{\sigma_b} (\overline{\sigma}_b - \sigma_g \sin^2 \varphi) (\overline{\sigma}_b' + \sigma_g \sin^2 \varphi)$$

soit $\overline{\sigma}^2 = 35140 \text{ (t/m}^2\text{)}^2$

$$\overline{\sigma}_{at}' = \rho_a' \sigma_{en}' \quad \text{avec} \quad \rho_a' = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_b'} \right)^2$$

$$\rho_a' = 0,986 \times 2400 = 2366,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left| \begin{aligned} V_i &= 0,363 \text{ m} \\ \frac{2}{3} V_i &= 0,242 \text{ m} \end{aligned} \right.$$



$$P_{C_1} = 2 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + 0,58 + 4 \times \frac{2}{3} V_i = 2,75 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} 2 \delta = \frac{2 \sigma_b}{\sigma_g \sin^2 \varphi} = \frac{2 \times 40,00}{371,5} = 0,215 \rightarrow \operatorname{tg} \delta = 0,106$$
$$\bar{\omega}_t = 10^4 \frac{\sigma_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{\bar{\sigma}'_{at} \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \times \operatorname{tg} \delta = \frac{10^4 \times 4,00 \times 0,106}{2\,366,4} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Cette densité d'armatures est inférieure au minimum constructif qui est égal à 2,26 cm²/m² (cf. page 40 bis)

Zone 2 : La contrainte de compression au niveau du centre de gravité est égale à $\sigma_g \cos^2 \varphi$

$$\sigma_b = \frac{F}{S} \sigma_g \cos^2 \varphi = \frac{2\,444,86}{5,224} \times 0,454^2 = 96,4 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b^2 = 19\,451 \text{ (t/m}^2\text{)}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \rho'_a \sigma'_{en} = 0,974 \times 2\,400 = 2\,337,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\operatorname{tg} 2\delta = \frac{2 \times 40,00}{96,4} = 0,830 \rightarrow \operatorname{tg} \delta = 0,361$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{10^4 \times 4,00 \times 0,361}{2\,337,6} = 6,18 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Cette densité d'armatures est inférieure au minimum constructif que nous disposons dans le chevêtre incorporé.

En effet, nous avons prévu sur pile culée un chevêtre composé de 6 \emptyset 16 HA, haut et bas, sur 80 cm de largeur, ce qui correspond au contour C₁ des appareils d'appui. Nous avons disposé des cadres, encadrant chaque groupe vertical de câbles; chaque cours de cadres représente 6 \emptyset 8 ADx, et il y a 27 files sur toute la longueur du chevêtre, soit une densité d'armatures égale à :

$$\frac{27 \times 6 \times 0,503}{0,80 \times 7,50} \sin 70_{gr} = 12,1 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Ces étriers, surabondants pour les effets dus au poinçonnement, ont surtout pour but de reprendre les efforts dus à la diffusion de la précontrainte, en concurrence avec les armatures du chevêtre.

CHAPITRE 8 - TASSEMENTS DIFFERENTIELS ADMISSIBLES -

8.1. - Critère de tassement admissible -

Les tassements différentiels des appuis introduisent dans le tablier des moments fléchissants, des efforts tranchants et des réactions d'appuis supplémentaires. Pour l'ouvrage étudié, les appuis et notamment les appareils d'ancrage sur piles-culées sont largement dimensionnés. Il en est de même des étriers qui reprennent les cisaillements. Les effets des moments fléchissants sont donc les plus à craindre. Ce sont ces effets que nous considérerons.

Les tassements différentiels d'appuis modifient donc les contraintes normales. Nous examinerons les sections les plus sollicitées par les moments fléchissants - appuis et milieu de travée centrale - et plus particulièrement les fibres susceptibles d'être tendues.

Conformément aux indications du dossier FOCS-64, nous distinguerons deux tassements différentiels :

1°) un tassement différentiel probable ou discernable V_p de deux appuis.

2°) un tassement différentiel aléatoire V_A des deux appuis.

Ces tassements différentiels sont obtenus par l'étude des sols de fondation.

Nous choisissons, pour critère de tassements différentiels admissibles pour la structure, de ne pas admettre de traction dans le béton supérieure à σ'_{28} (25 kg/cm² dans le cas présent) sous l'effet cumulé des deux tassements et des surcharges extrêmes. Il est entendu que le béton, susceptible d'être ainsi tendu, sera ferrailé par des armatures longitudinales passives dimensionnées pour équilibrer l'effort de traction dans le béton supposé non fissuré, en travaillant à un taux pouvant atteindre $1,20 \sigma'_{en}$.

Le dépassement, relativement faible, de la contrainte admissible de compression du béton, qui en résulte dans certaines sections (à $0,5 l_2$), n'est pas dommageable.

De plus nous vérifierons que sous l'effet des tassements différentiels probables V_p et des surcharges extrêmes, ces armatures ne sont pas sollicitées en traction au-delà de la contrainte $2/3 \sigma'_{en}$, dans l'ouvrage en service.

Ainsi la fissuration permanente du tablier, indiquant le début de sa ruine, sera évitée.

8.2. - Examen des différents cas à envisager -

Nous n'examinerons que la pile P_2 et le milieu de la travée centrale $0,5 l_2$. Les effets des tassements différentiels d'appuis s'obtiennent à partir du dernier tableau de la page 13 pièce 2.5.

La pile P_2 peut être sollicitée par un moment négatif supplémentaire ΔM , qui mettrait la fibre supérieure en traction (en service sous surcharge maximale). ΔM négatif peut provenir du tassement de l'appui P_1 de V_1 (cm), les autres appuis restant fixes, ou du tassement des appuis P_1 et P_3 de V_1 et V_3 ($V_1 = V_3$), les autres appuis restant fixes.

La pile P_2 peut être sollicitée par un moment positif supplémentaire ΔM , mettant la fibre inférieure en traction, et provenant des tassements V_2 et V_4 des appuis P_2 et P_4 , (ce cas est en fait plus à craindre en phase provisoire).

La sections $0,5 l_2$ peut être sollicitée par un moment positif supplémentaire, mettant la fibre inférieure en traction et provenant des tassements V_2 et V_3 des appuis P_2 et P_3 .

8.3 - Evaluation des tassements différentiels admissibles -

Le calcul des tassements différentiels admissibles découle de l'exposé ci-dessus. Nous consignerons les valeurs obtenues dans un tableau correspondant à l'état définitif de l'ouvrage en service.

Nous donnons deux exemples de ces calculs pour illustrer la méthode à suivre :

8.3.1 - Section sur pile 2 -

Effet des tassements simultanés des appuis P_1 et P_3 , mettant en traction la fibre supérieure à $\sigma'_{28} = 25 \text{ kg/cm}^2$.

Sous l'effet des surcharges minimales, la fibre supérieure est comprimée à $1,7 \text{ kg/cm}^2$ * et la fibre inférieure à $63,4 \text{ kg/cm}^2$. Pour mettre en traction à 25 kg/cm^2 la fibre supérieure, un moment négatif supplémentaire doit être appliqué, égal à :

$$\Delta M = -(250 + 17) \frac{0,853}{0,545} = - 417,9 \text{ tm}$$

Une dénivellation de 1 cm de P_1 introduit un moment négatif de $- 22,857 \text{ tm}$ sur P_2 et une dénivellation de 1 cm de P_3 introduit un moment négatif de $- 25,587 \text{ tm}$ sur P_2 .

Les deux appuis tassant simultanément et également, ΔM sera provoqué par un tassement de :

$$V_1 \text{ et } V_3 = \frac{417,9}{22,857 + 25,587} = 8,6 \text{ cm}$$

REMARQUE : à vide, la fibre supérieure reste comprimée à

$$42,4 - 25 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

Les fissures éventuelles introduites par le passage des surcharges les plus défavorables resteront d'ouverture négligeable, pourvu que le ferrailage passif soit suffisant.

* On a vérifié d'après la page 48 qu'il n'y a pas de contrainte plus défavorable dans les sections $0,9 l_1$ et $0,1 l_2$ sinon on se serait basé sur cette dernière contrainte.

8.3.2. - Section à 0,5 l₂ -

Effet des tassements simultanés des appuis P₂ et P₃, mettant en traction la fibre inférieure à $\sigma_{28} = 25 \text{ kg/cm}^2$.

Sous l'effet des surcharges maximales la fibre inférieure est comprimée à 8,7 kg/cm² et la fibre supérieure à 107,6 kg/cm². La section est sensible aux tassements des piles P₂ et P₃ qui introduisent un moment positif en travée centrale. Pour mettre en traction à 25 kg/cm² la fibre inférieure, un moment positif supplémentaire doit être appliqué, égal à :

$$\Delta M = (87 + 250) \times \frac{0,184}{0,368} = 168,5 \text{ tm.}$$

Une dénivellation d'appui simultanée de 1 cm de ces deux appuis introduit un moment positif de :

$$\frac{1}{2} (38,099 - 25,587 - 25,902 + 36,471) = 11,541 \text{ tm}$$

ΔM sera provoqué par un tassement identique des deux appuis.

$$V_2 = V_3 = \frac{168,5}{11,541} = 14,6 \text{ cm}$$

8.3.3. - Récapitulation -

Les résultats complets dans les deux sections considérées sont indiqués, dans le tableau suivant :

Sections	Pile 2	0,5 l ₂
$\Delta M > 0$	611 tm	168,5 tm
$\Delta M < 0$	- 417,9 tm	
V ₁	17,3 cm	
V ₁ et V ₃	8,6 cm ⁽¹⁾	
V ₂ et V ₄	12,6 cm ⁽²⁾	
V ₂ et V ₃		14,6 cm ⁽³⁾

- (1) fibre supérieure sur pile tendue à 25 kg/cm²
- (2) fibre inférieure sur pile tendue à 25 kg/cm²
- (3) fibre inférieure à 0,5 l₂ tendue à 25 kg/cm².

Nous constatons que les tassements différentiels maximaux admissibles (dans le cas le plus défavorable des tassements probables et aléatoires cumulés) sont 8,6 cm pour deux appuis non voisins tassant simultanément et également. Si les appuis P₂ et P₃ (voisins) tassent également, nous limiterons leur tassement maximal à 8,6 cm, pour le dimensionnement des fondations, si le critère de choix est la limitation des tassements d'appuis.

Les tassements différentiels totaux ($V_p + V_A$) doivent donc être au plus égaux à la valeur indiquée ci-dessus.

Remarque :

L'évaluation des tassements a été faite ici indépendamment de l'adaptation de la structure au sol de fondation ; en effet le tassement d'un appui soulage la réaction qu'il porte au détriment d'un autre (ou plusieurs) appuis voisins, qui peuvent tasser à leur tour, entraînant une répartition partielle des effets défavorables. Cet effet est loin d'être négligeable. Si l'on suppose que les appuis 1 et 3 tassent simultanément de 8,6 cm, un calcul rapide, mené à partir des valeurs des moments ainsi créés sur appuis, montre qu'un transfert de charges s'établit entre les différentes réactions d'appuis :

- sur l'appui 1, la réaction d'appui se trouve soulagée de 31 t
- sur l'appui 2, la réaction d'appui augmente de 58,7 t
- sur l'appui 3, elle diminue de 56,6 t
- enfin sur l'appui 4, elle augmente de 28,9 t.

Ces valeurs sont donc appréciables, comparées aux réactions d'appui à vide du tablier, celles qui provoquent les tassements.

Ceci tend à prouver que, lorsque les appuis 1 et 3 tendent à tasser, les réactions d'appuis qui provoquent ce tassement tendent à décroître au détriment des appuis voisins dont les réactions augmentent en conséquence et peuvent les conduire à tasser à leur tour, ce qui minimise les tassements différentiels de ces différents appuis.

Le PS-DE à trois travées est donc une structure remarquablement souple, qui s'accommode de tassements différentiels importants.

8.4. - Ferraillages passifs supplémentaires -

Les tassements différentiels les plus pessimistes prévus pour les fondations doivent être au plus égaux aux tassements admissibles pour la structure soit 8,6 cm.

Bien souvent ils sont inférieurs, ce qui entrainera des tractions dans le béton inférieures aux contraintes limites fixées ici. Le ferraillage passif longitudinal doit être prévu en conséquence.

Pour notre exemple d'application, nous supposerons que le tassement différentiel total (probable et aléatoire cumulé) est juste égal à 8,6 cm pour un ou plusieurs appuis, et nous examinerons quelles sont les sections supplémentaires d'acier à prévoir.

Ceci est un cas tout à fait théorique (et limite), car, dans la mesure du possible, il est souhaitable de ne pas avoir des tassements différentiels de cette importance, ne serait-ce que pour la ligne rouge de la voie franchissante et le confort de l'utilisateur.

8.4.1. - Section sur pile -

1°/ Ferraillage supérieur -

A l'état définitif de l'ouvrage, sous l'effet cumulé des tassements et des surcharges extrêmes, la fibre supérieure est supposée tendue à 25 kg/cm², il lui correspond une compression de 93,1 kg/cm² sur la fibre inférieure. D'où un ferraillage nécessaire, travaillant à 1,20 σ'_{en} , de 6,04 cm² au mètre. Il serait donc nécessaire d'augmenter la section du ferraillage passif longitudinal comme suit :

- côté travée de rive, où nous disposons de 6 \emptyset 10 HA au ml, ou 4 \emptyset 10 HA selon la section, prévoir le complément à 8 \emptyset 10 HA au ml sur 8 m à partir de la pile.

- côté travée centrale, où nous disposons de 6 \emptyset 10 HA au ml, prévoir 2 \emptyset 10 HA au ml supplémentaires jusqu'à 4 m de la pile.

Dans la pièce 2.7.2 (Ferraillage transversal), ces fers supplémentaires n'ont pas été représentés.

2°/ Ferraillage inférieur -

A l'état définitif de l'ouvrage, la fibre inférieure est supposée tendue à 25 kg/cm², il lui correspond sur la fibre supérieure une compression de 81,4 kg/cm². Un calcul rapide de ferraillage donne une section d'acier HA, travaillant à 1,20 σ'_{en} égale à 6,73 cm²/m.

Le ferraillage inférieur longitudinal de construction doit être complété jusqu'à 9 \emptyset 10 HA au ml, sur 8 m à partir de la pile dans les travées de rive et sur 4 m côté travée centrale.

8.4.2. - Section en milieu de travée centrale -

Comme nous avons limité à 8,6 cm les tassements différentiels des appuis sous les tassements simultanés de P₂ et P₃, à l'état définitif de l'ouvrage et sous les surcharges maximales, la fibre inférieure ne serait tendue qu'à 11,2 kg/cm² et la fibre supérieure comprimée à 125,5 kg/cm². D'où un ferraillage inférieur, travaillant à 1,20 σ'_{en} de 0,63 cm²/m supplémentaire. Les fers de montage sont alors suffisants

8.4.3. - Examen du ferraillage vis-à-vis des tassements différentiels probables ou discernables -

Nous limiterons cette fois-ci à $\frac{2}{3} \sigma'_{en}$ la traction dans les aciers. Ainsi le ferraillage longitudinal supérieur sur appui (8 \emptyset 10 HA au mètre) retenu ci-dessus, permet d'équilibrer une traction dans le béton égal à :

$$6,28 \text{ cm}^2 \times 2800 / \text{Kg/cm}^2 = 17584 \text{ Kg}$$

Un calcul simple montre que cette traction du béton est obtenue pour une dénivellation simultanée des deux appuis P_1 et P_3 égale pour tous deux à 6,2 cm.

Nous avons vérifié que sous ces tassements différentiels limités pour tous les appuis à 6,2 cm le ferrailage longitudinal retenu plus haut était suffisant.

En conclusion nous constatons que le tablier ainsi calculé et ferrailé est susceptible de résister à un tassement différentiel probable de 6,2 cm au plus et à un tassement différentiel total ($V_p + V_A$) de 8,6 cm au plus, ceci quels que soient les appuis considérés puisque nous avons pris les cas les plus restrictifs.

Nota : 1) (pour mémoire cf pièce 2.7.1.)

- Au droit de chaque appareil d'appui des lignes d'appui intermédiaires nous avons disposé deux lits de frettes $\emptyset 8$ ADx. pour reprendre les réactions d'appui ponctuelles que nous supposons réparties à $\frac{\pi}{4}$.
 - Le frettage à l'ancrage est assuré par des frettes $\emptyset 8$ ADx disposés à 4 cm des cônes d'ancrage.
- 2) Le calcul de la réaction minimale sur appuis de rive, permettant de dimensionner les appareils d'ancrage, qui évitent tout soulèvement d'appui, est donné dans la pièce 2.9.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Epure de câblage

2.7.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37.74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

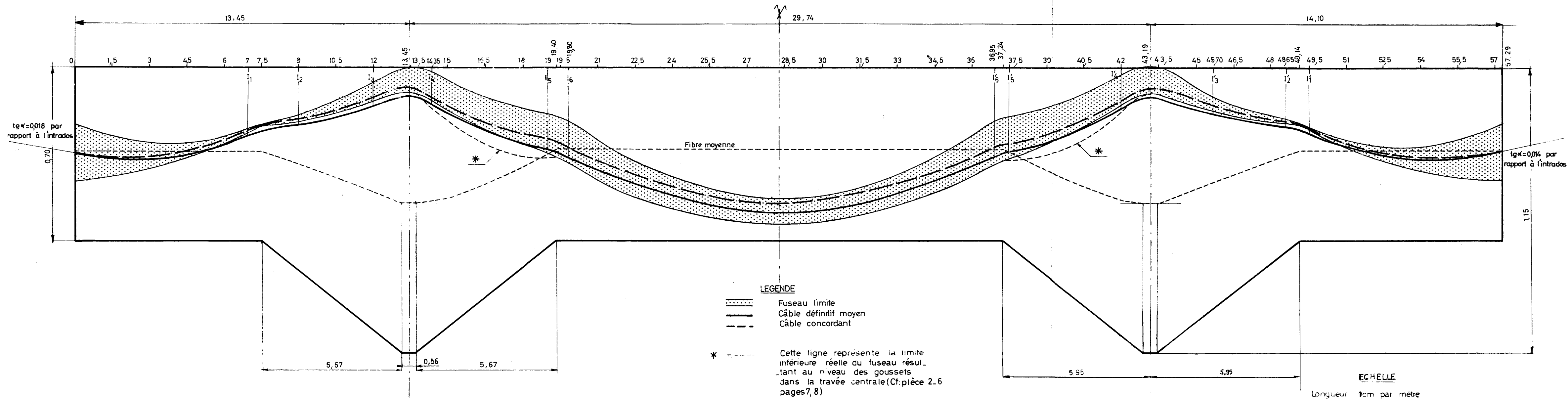
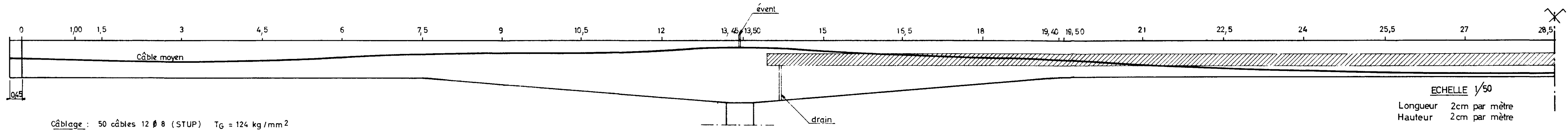
M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967



COTE DES CABLES

Les cotes données dans le tableau ci-dessous correspondent aux axes des gaines, formant les différentes nappes de câbles; elles sont comptées à partir de l'intrados.

Nous rappelons que les câbles sont groupés en paquets de deux types dont les centres de gravité ont même cote correspondant au "câble moyen" e_d . Nous donnons donc les cotes des axes des gaines formant les trois nappes des paquets de 6 câbles, ainsi que celles des deux nappes formant les paquets de 4 câbles.

Les axes des câbles correspondent aux axes des gaines car il est supposé l'existence d'un ressort central à l'intérieur des gaines.

La correction d'excentrement de 7 mm (décalage d'un câble 12 \varnothing 8) n'est donc pas à prendre en compte.

Le diamètre extérieur des gaines est de 4,6 cm. Selon le projet d'agrément du système utilisé ce diamètre devrait être de 4,9 cm du fait de l'existence du ressort central. Cette rectification n'a pas été apportée dans l'exemple traité.

		Cotes des axes des différentes gaines				
SECTIONS	e_d	Paquets de 6 câbles			Paquets de 4 câbles	
		1	2	3	1	2
0 P ₁	0,000	0,583	0,363	0,143	0,473	0,253
1,50	- 0,027	0,522	0,336	0,150	0,431	0,241
3	- 0,030	0,484	0,333	0,182	0,410	0,256
4,50	- 0,012	0,467	0,351	0,235	0,410	0,292
6	0,029	0,473	0,392	0,311	0,433	0,351
7,50 G ₁	0,087	0,496	0,450	0,404	0,473	0,427
9	0,161	0,633	0,587	0,541	0,610	0,564
10,50	0,246	0,783	0,737	0,691	0,760	0,714
12	0,353	0,955	0,909	0,863	0,932	0,886
13,45 P ₂	0,430	1,081	1,035	0,989	1,058	1,012
13,50	0,428	1,079	1,033	0,987	1,056	1,010
15	0,336	0,899	0,853	0,807	0,876	0,830
16,50	0,217	0,720	0,674	0,628	0,697	0,651
18	0,093	0,551	0,505	0,459	0,528	0,482
19,40 G ₂	- 0,008	0,406	0,360	0,314	0,383	0,337
19,50	- 0,011	0,403	0,357	0,311	0,380	0,334
21	- 0,081	0,333	0,287	0,241	0,310	0,264
22,50	- 0,140	0,274	0,228	0,182	0,251	0,205
24	- 0,185	0,229	0,183	0,137	0,206	0,160
25,50	- 0,222	0,192	0,146	0,100	0,169	0,123
27	- 0,247	0,167	0,121	0,075	0,144	0,098
28,50	- 0,253	0,161	0,115	0,069	0,138	0,092
30	- 0,243	0,171	0,125	0,079	0,148	0,102
31,50	- 0,216	0,198	0,152	0,106	0,175	0,129

Cotes des axes des différentes gaines

SECTIONS	e_d	Cotes des axes des différentes gaines				
		Paquets de 6 câbles			Paquets de 4 câbles	
		1	2	3	1	2
33	- 0,173	0,241	0,195	0,149	0,218	0,172
34,50	- 0,127	0,287	0,241	0,195	0,264	0,218
36	- 0,065	0,349	0,303	0,257	0,326	0,280
37,24 G ₃	- 0,010	0,404	0,358	0,312	0,381	0,335
37,50	0,003	0,433	0,387	0,341	0,410	0,364
39	0,118	0,583	0,537	0,491	0,560	0,514
40,50	0,241	0,760	0,714	0,668	0,737	0,691
42	0,371	0,947	0,901	0,855	0,924	0,878
43,19 P ₃	0,430	1,081	1,035	0,989	1,058	1,012
43,50	0,426	1,077	1,031	0,985	1,054	1,008
45	0,335	0,914	0,868	0,822	0,891	0,845
46,50	0,230	0,747	0,701	0,655	0,724	0,678
48	0,142	0,598	0,552	0,506	0,575	0,529
49,14 G ₄	0,087	0,496	0,450	0,404	0,473	0,427
49,50	0,069	0,486	0,432	0,386	0,459	0,405
51	0,017	0,466	0,380	0,294	0,423	0,337
52,50	- 0,017	0,464	0,346	0,228	0,406	0,286
54	- 0,029	0,484	0,334	0,184	0,410	0,258
55,50	- 0,024	0,521	0,339	0,157	0,432	0,246
57	- 0,005	0,572	0,358	0,144	0,467	0,249
57,29 P ₄	0,000	0,583	0,363	0,143	0,473	0,253

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734.37.74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

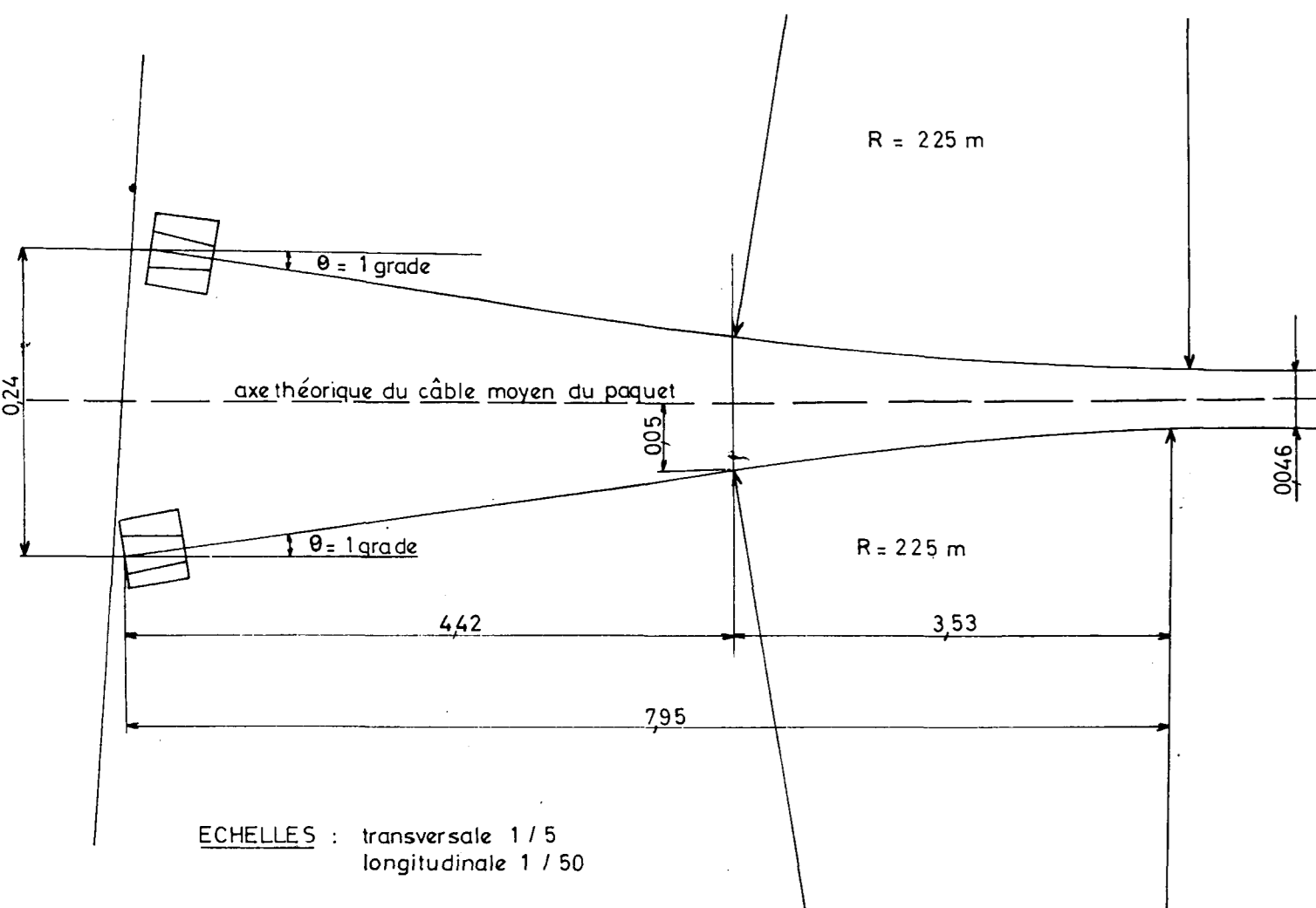
M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

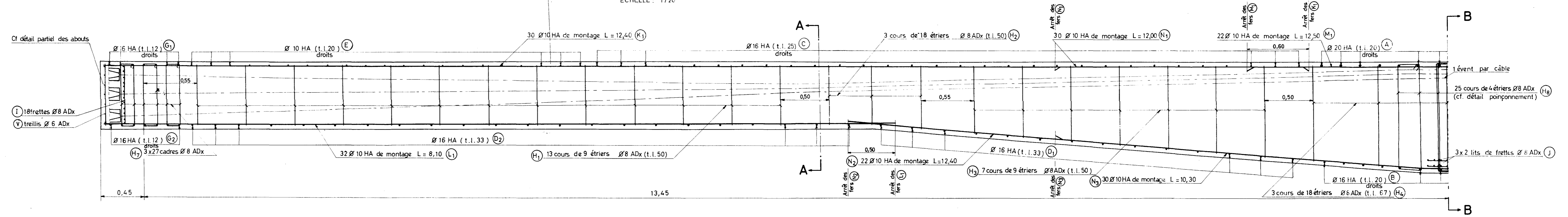
Notas : Tous les fers, cadres, étriers et frettes compris, sont orientés suivant le biais de l'ouvrage.
Pour le profil en long des câbles, se reporter à la pièce 2.7.1

TRACE EN PLAN SCHEMATIQUE DES CÂBLES
PRÈS DES ANCRAGES



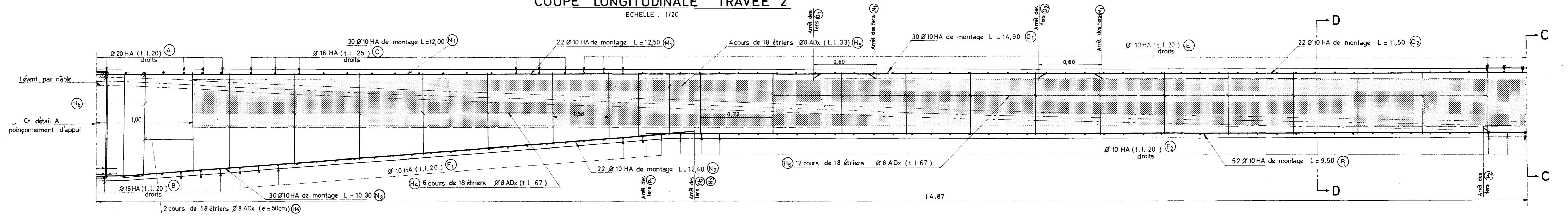
COUPE LONGITUDINALE TRAVÉE 1

ECHELLE : 1/20



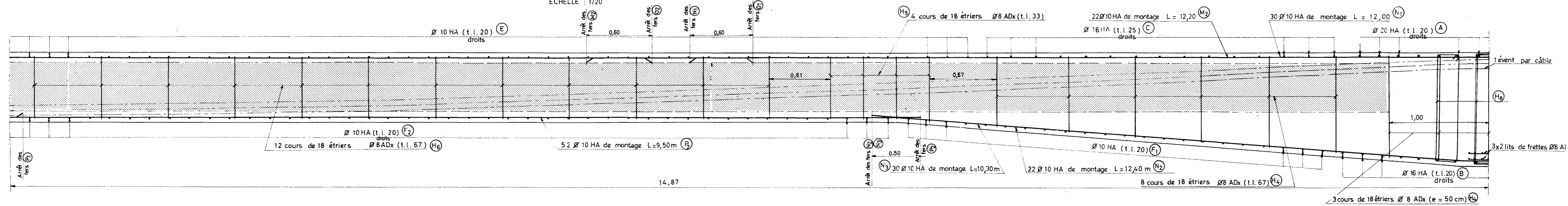
COUPE LONGITUDINALE TRAVÉE 2

ECHELLE : 1/20



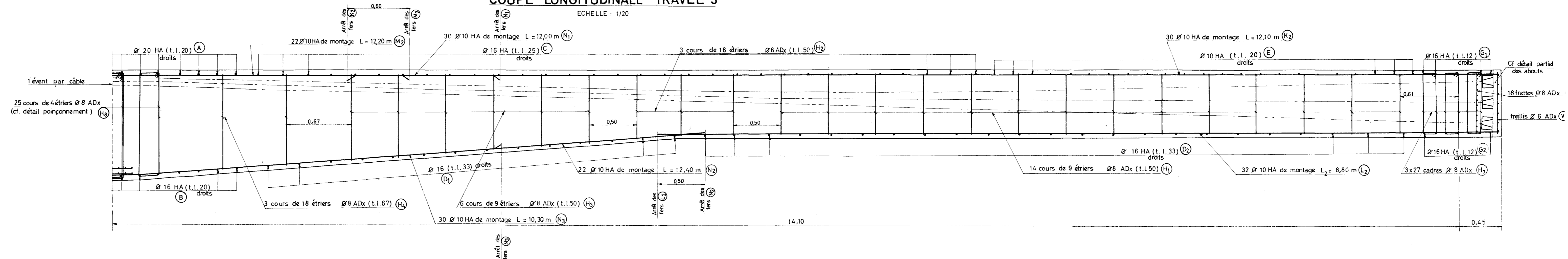
COUPE LONGITUDINALE TRAVÉE 2

ECHELLE : 1/20



COUPE LONGITUDINALE TRAVÉE 3

ECHELLE : 1/20



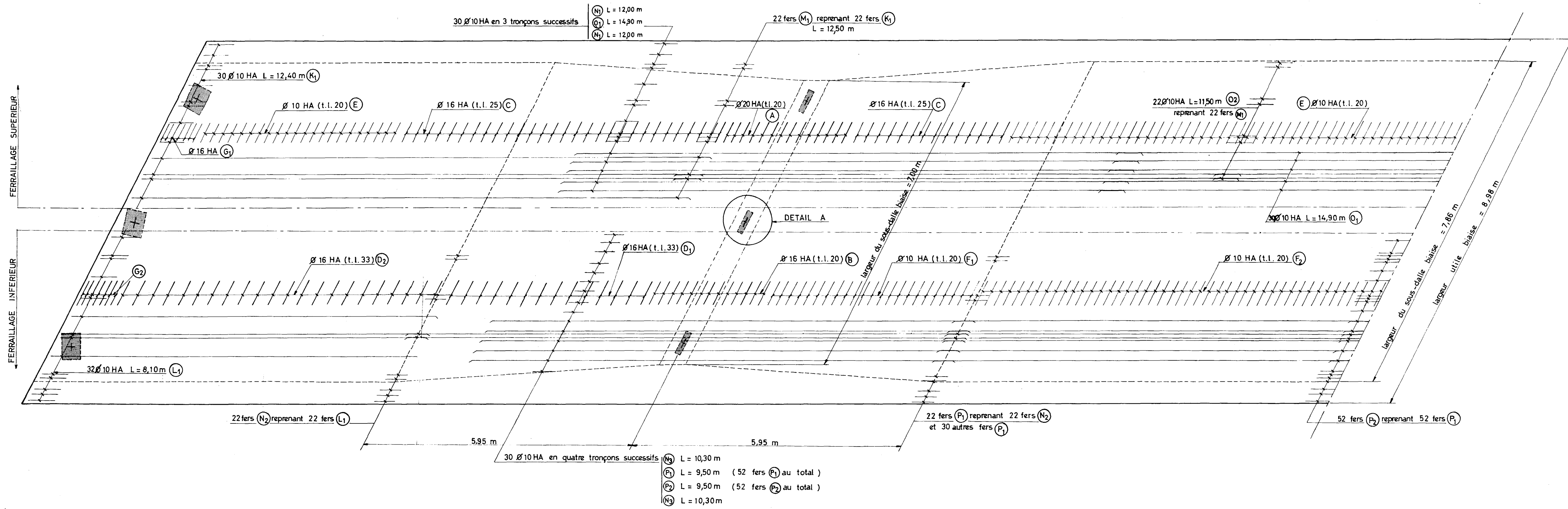
PLAN

ECHELLE : 1/50

(Les espacements des fers transversaux sont donnés en distance droite)

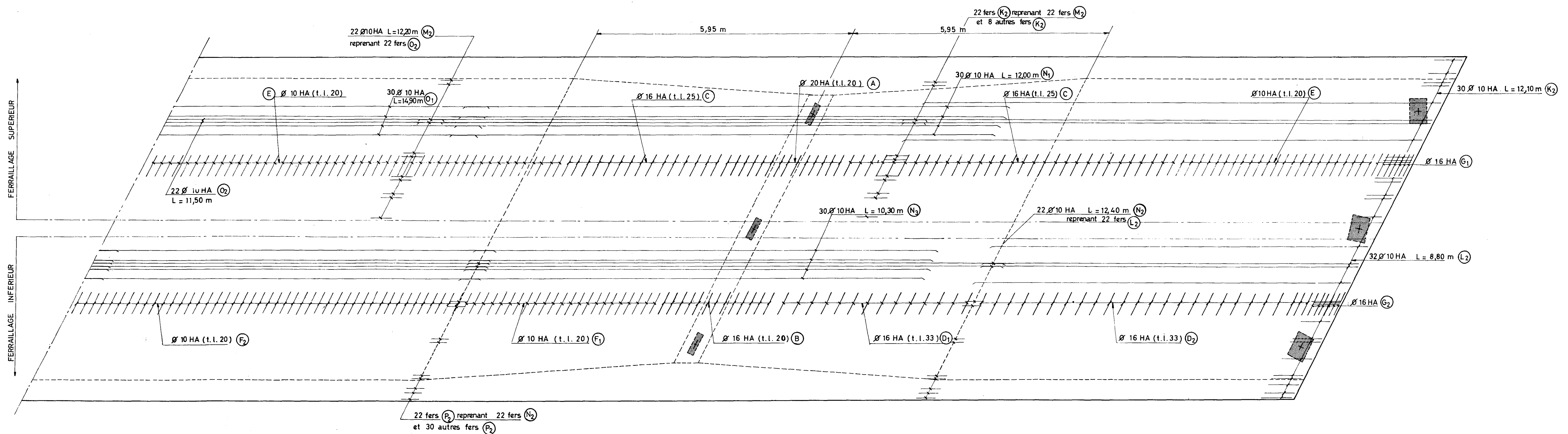
TRAVEE 1

1/2 TRAVEE 2



1/2 TRAVEE 2

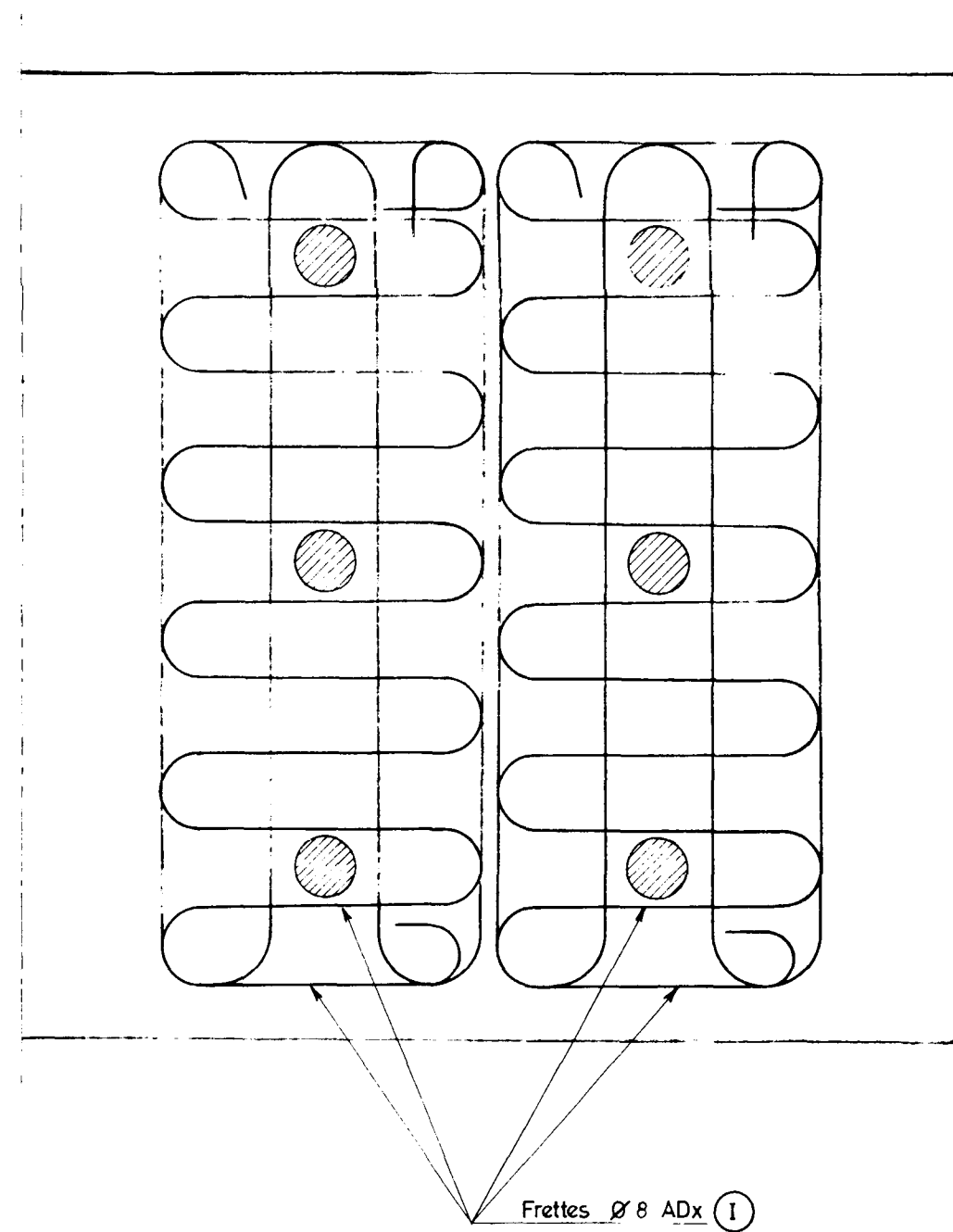
TRAVEE 3



FRETTAGE A L'ANCRAGE

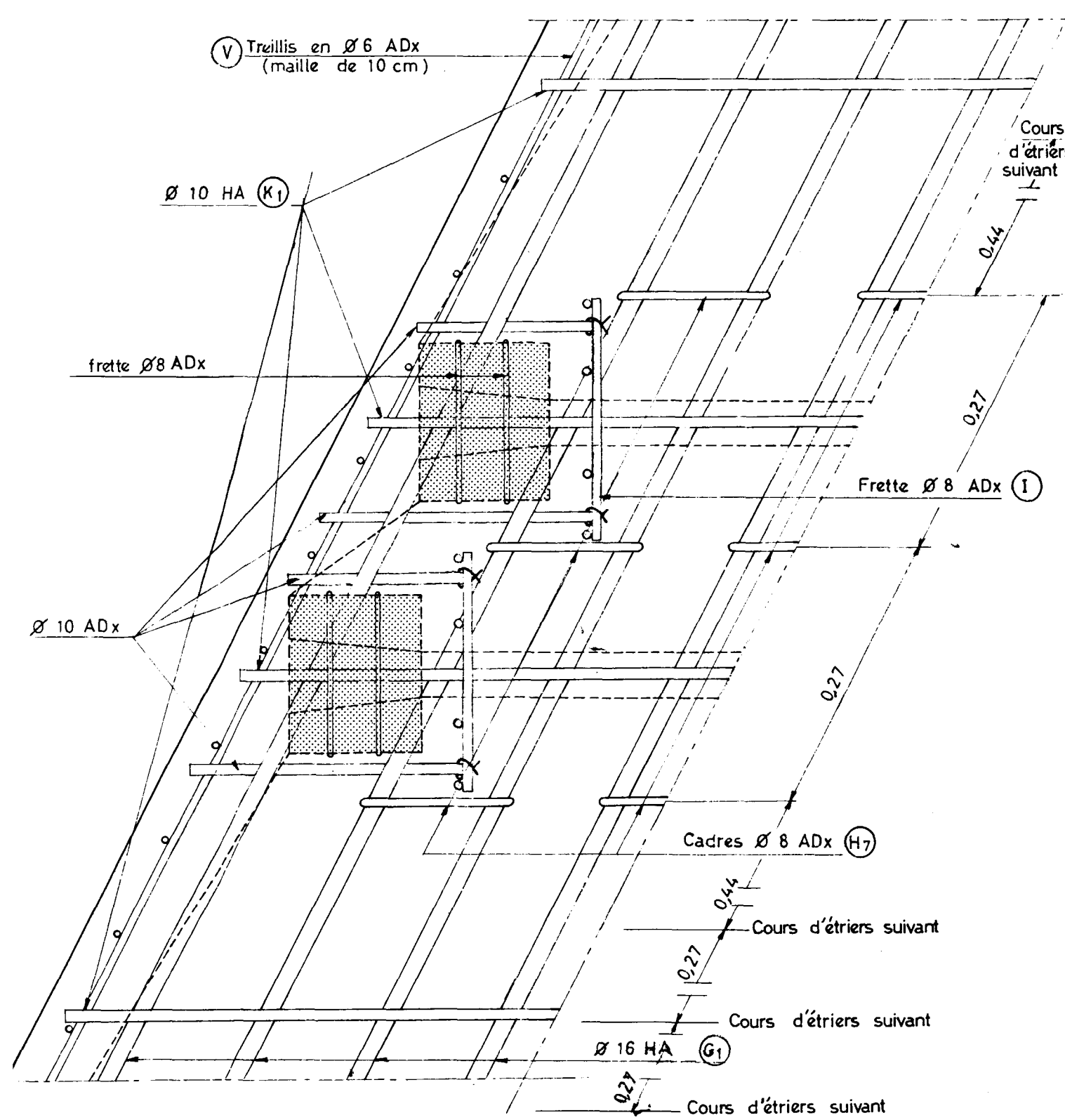
Echelle : 1/5

Nappe verticale à partir de l'ancrage à 4 cm de la face d'appui de la dalle.



PLAN PARTIEL DES ABOUTS

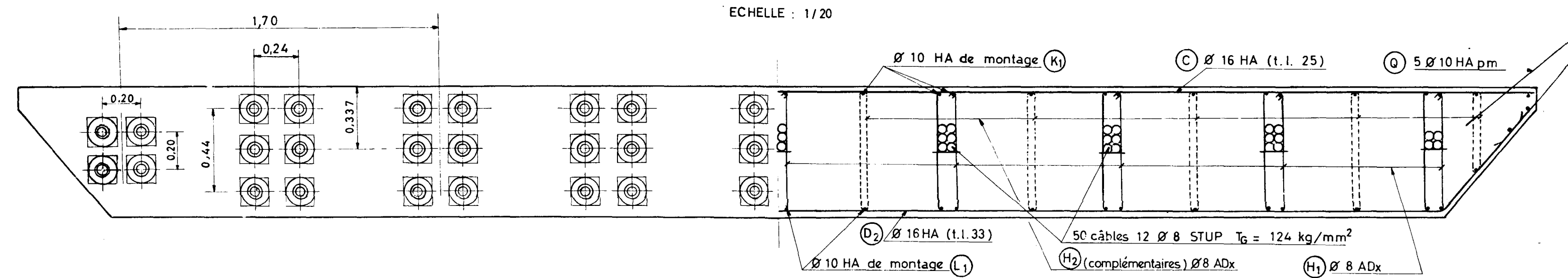
Echelle : 1/5



1/2 ELEVATION DES ABOUTS

(DROITE)

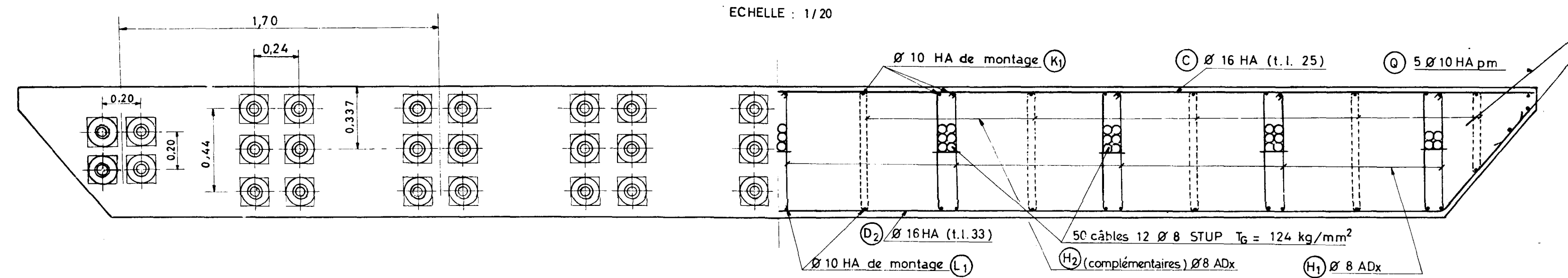
Echelle : 1/20



1/2 COUPE TRANSVERSALE A_A

(DROITE)

Echelle : 1/20

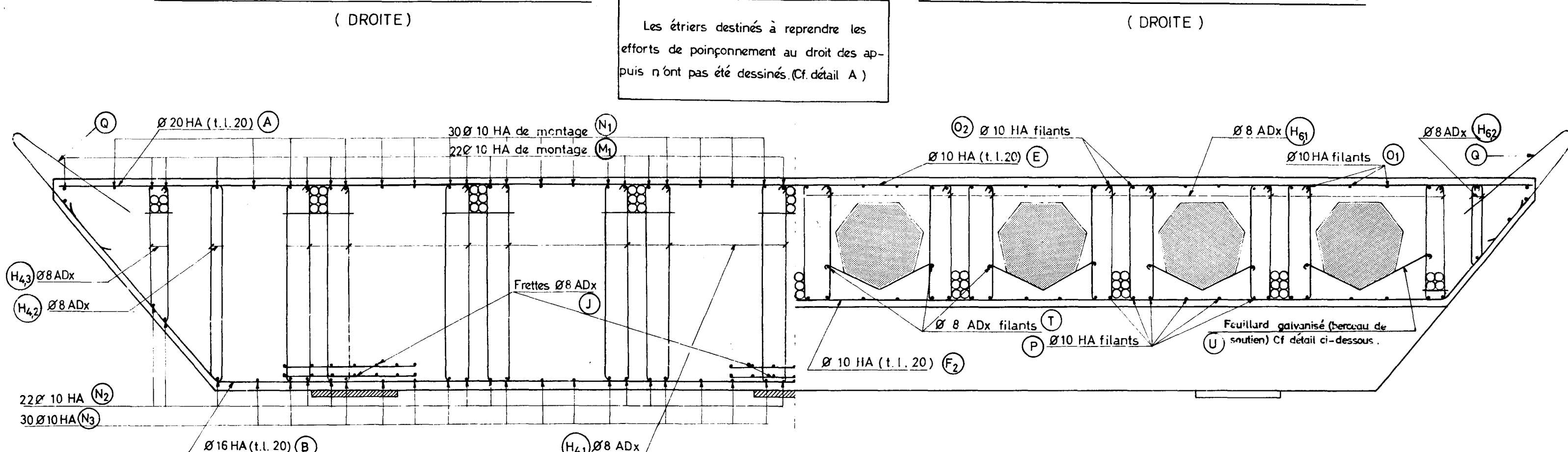


1/2 COUPE TRANSVERSALE B_B

(DROITE)

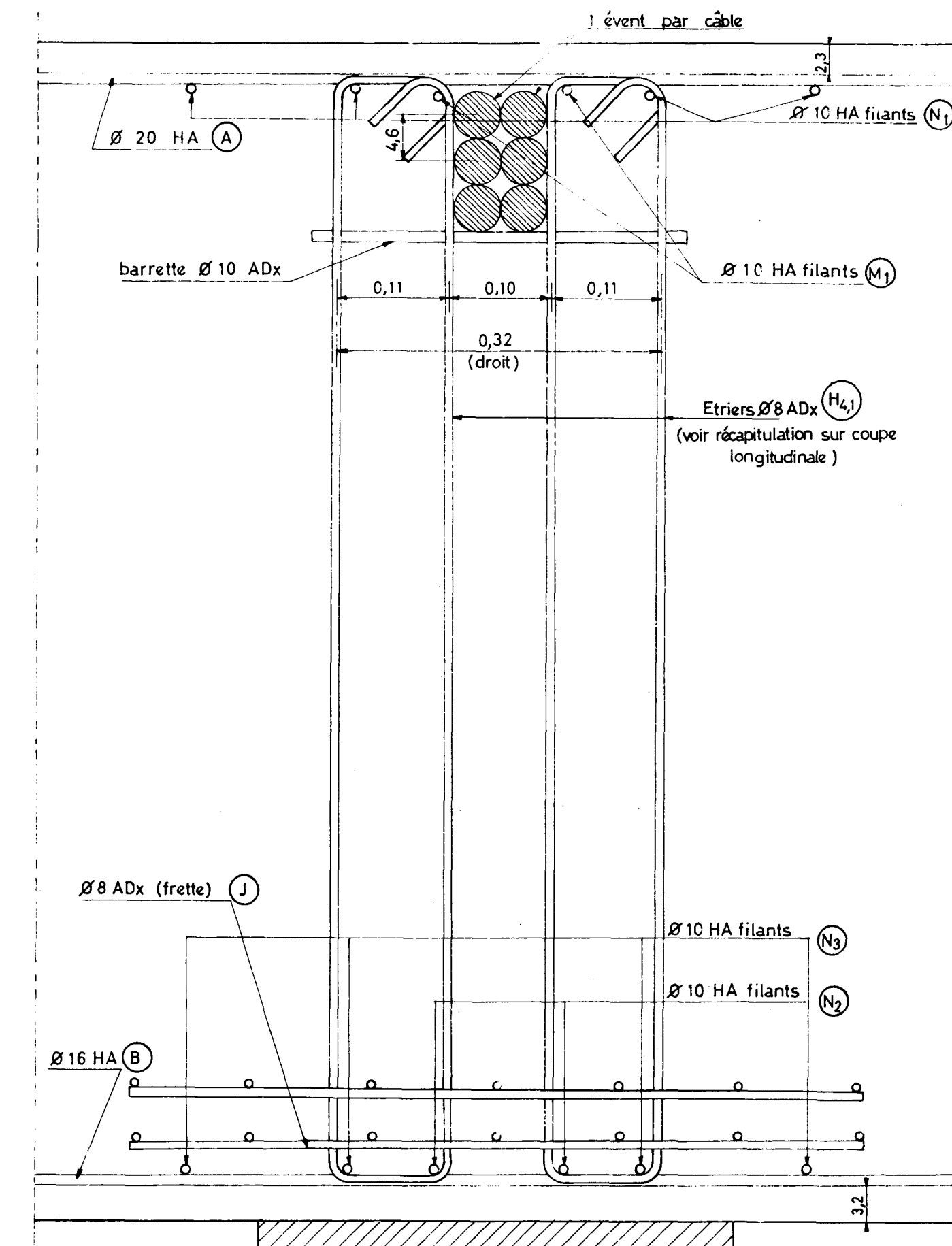
1/2 COUPE TRANSVERSALE C_C

(DROITE)



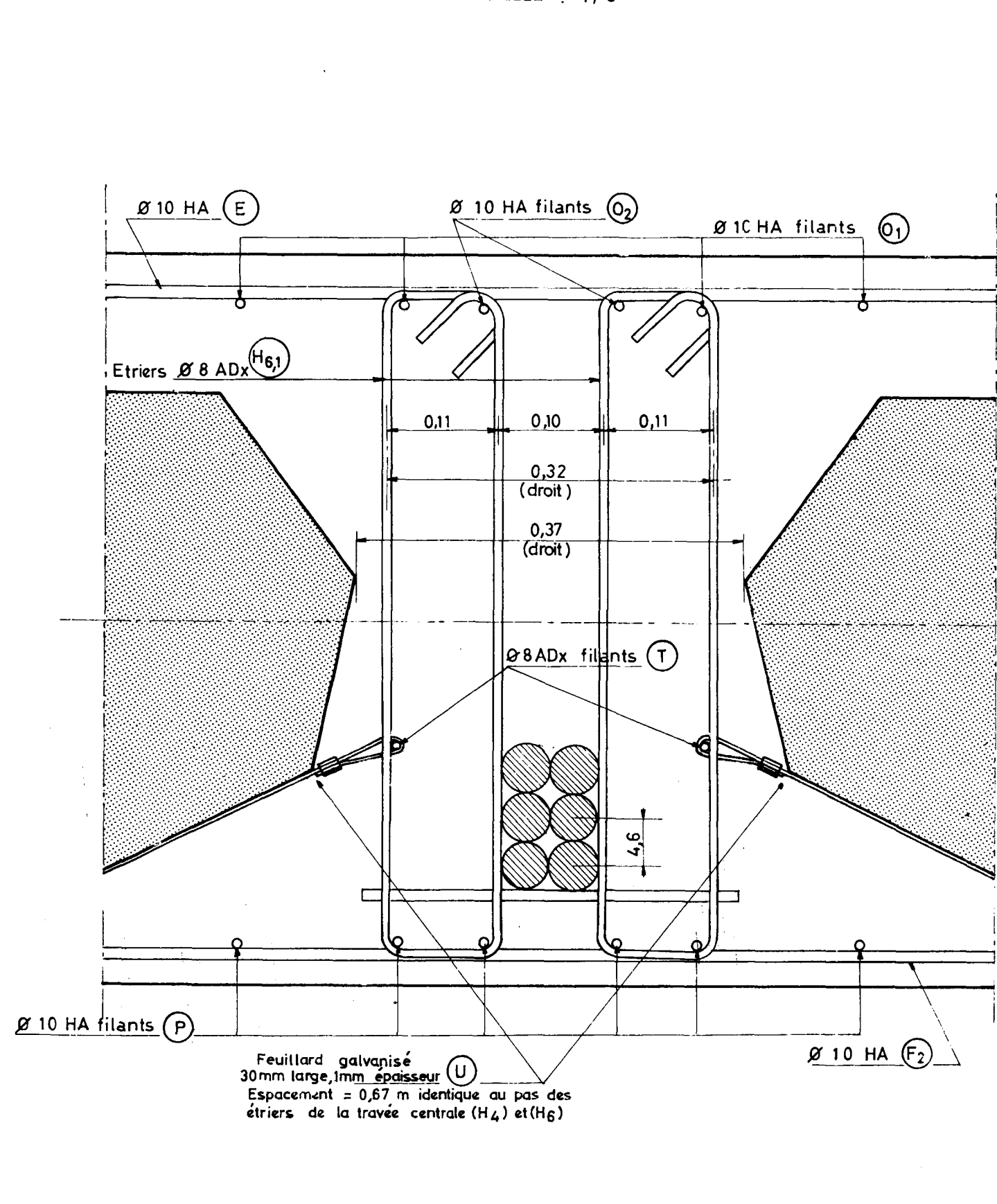
DETAIL DE LA COUPE B_B

Echelle : 1/5



DETAIL DE LA COUPE D_D

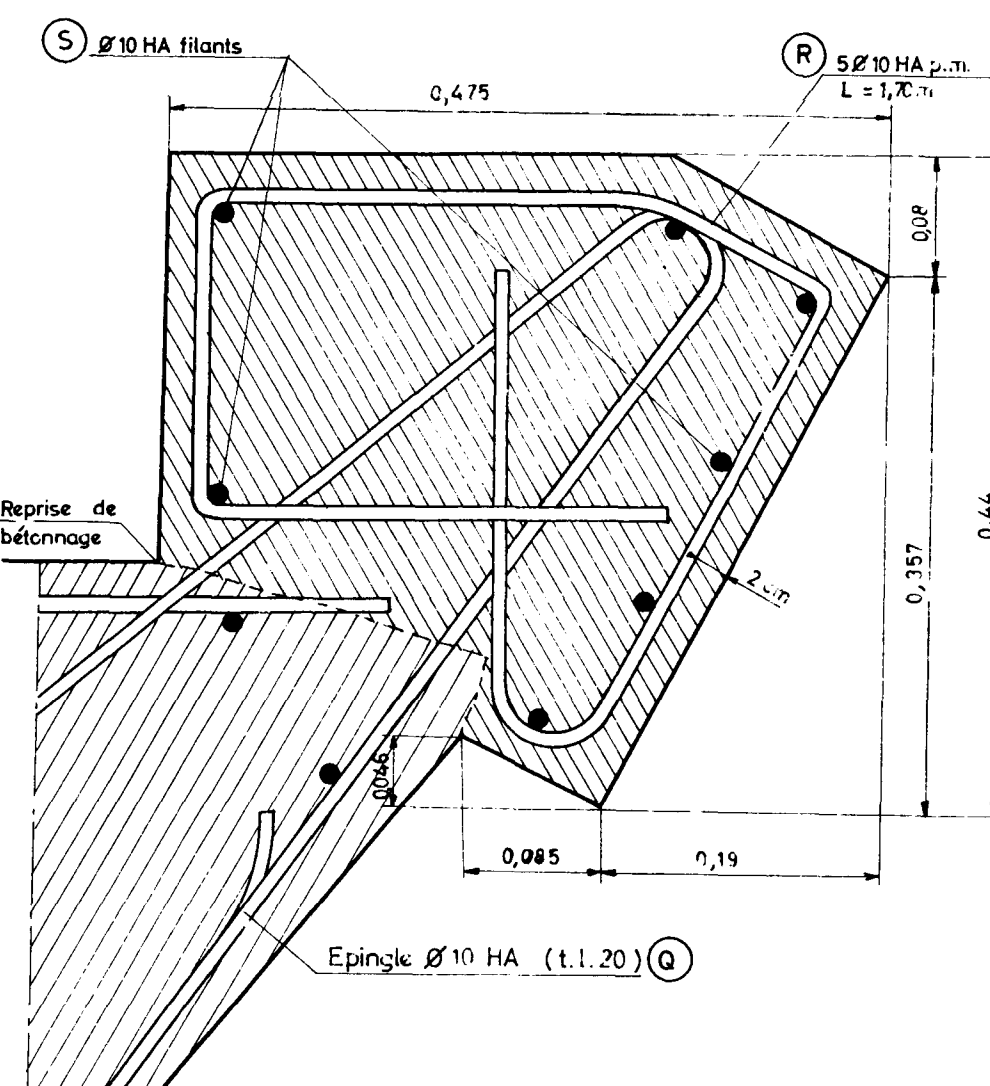
Echelle : 1/5



DETAIL CORNICHE

Echelle : 1/5

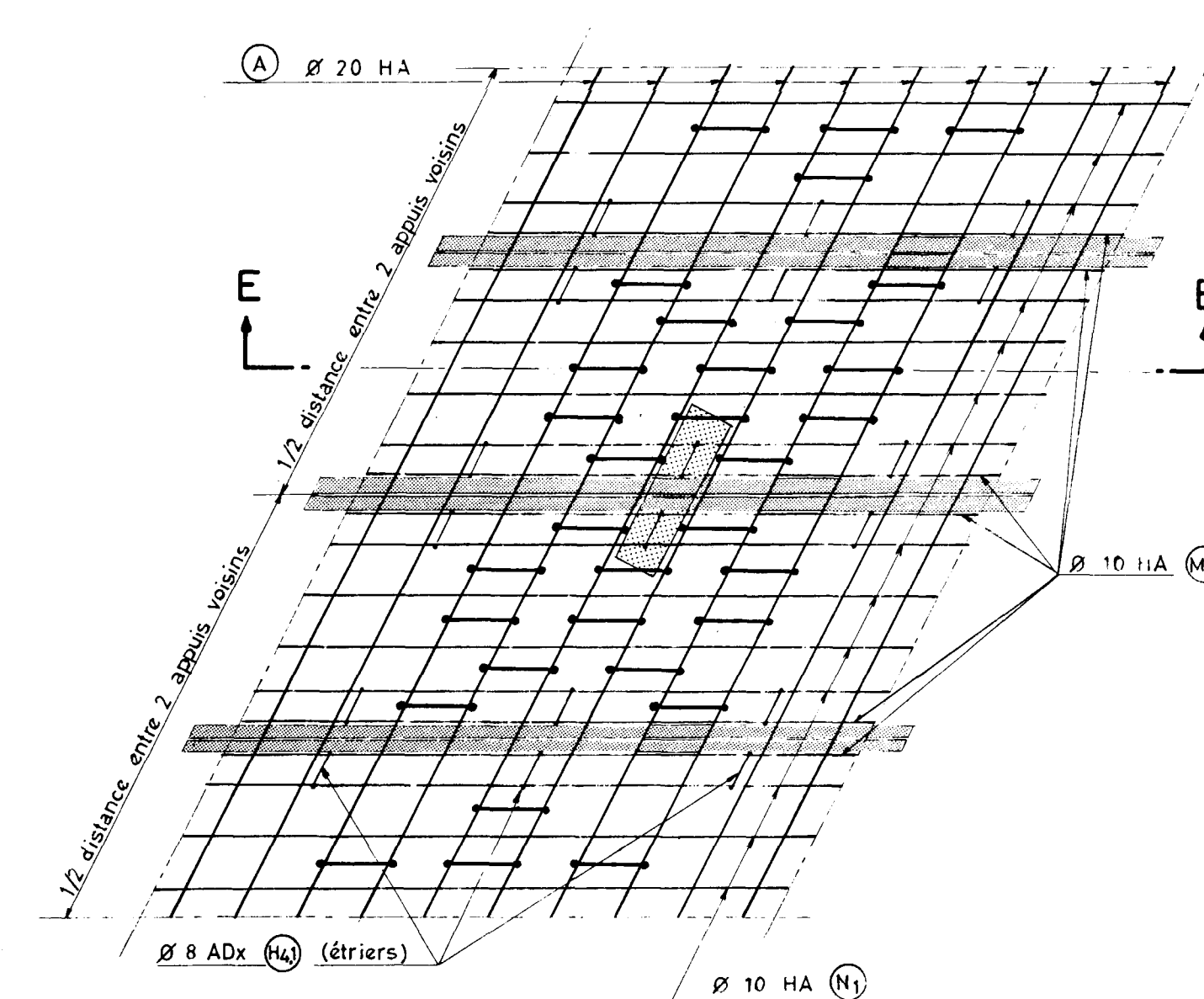
Le pied du garde-corps n'est pas représenté, on se reportera au dessin G.C.7



POINÇONNEMENT D'APPUI (DETAIL A)

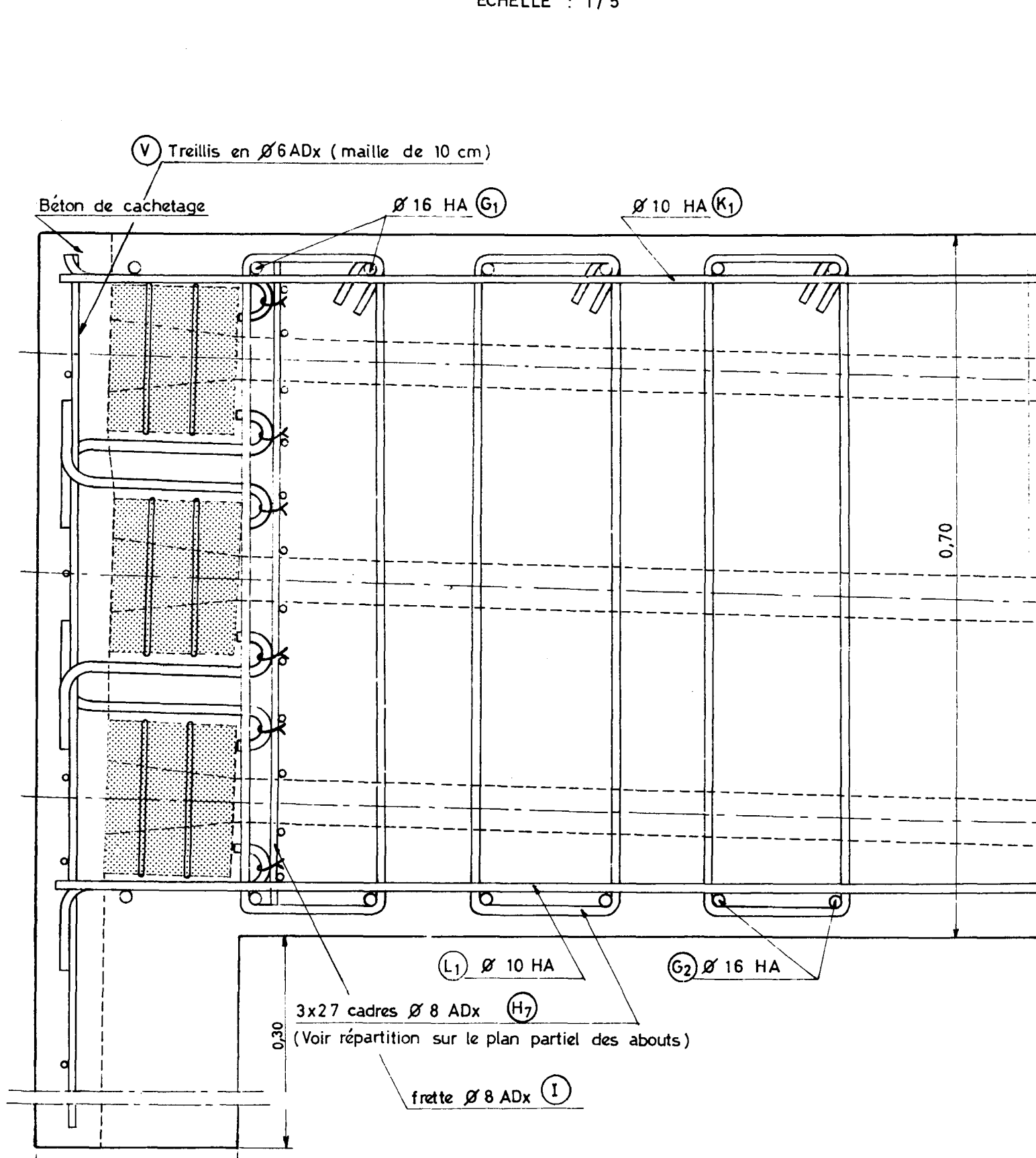
Echelle : 1/20

Répartition des étriers H8 autour d'un point d'appui sur pile (24 étriers par point d'appui)
→ Etrier H8



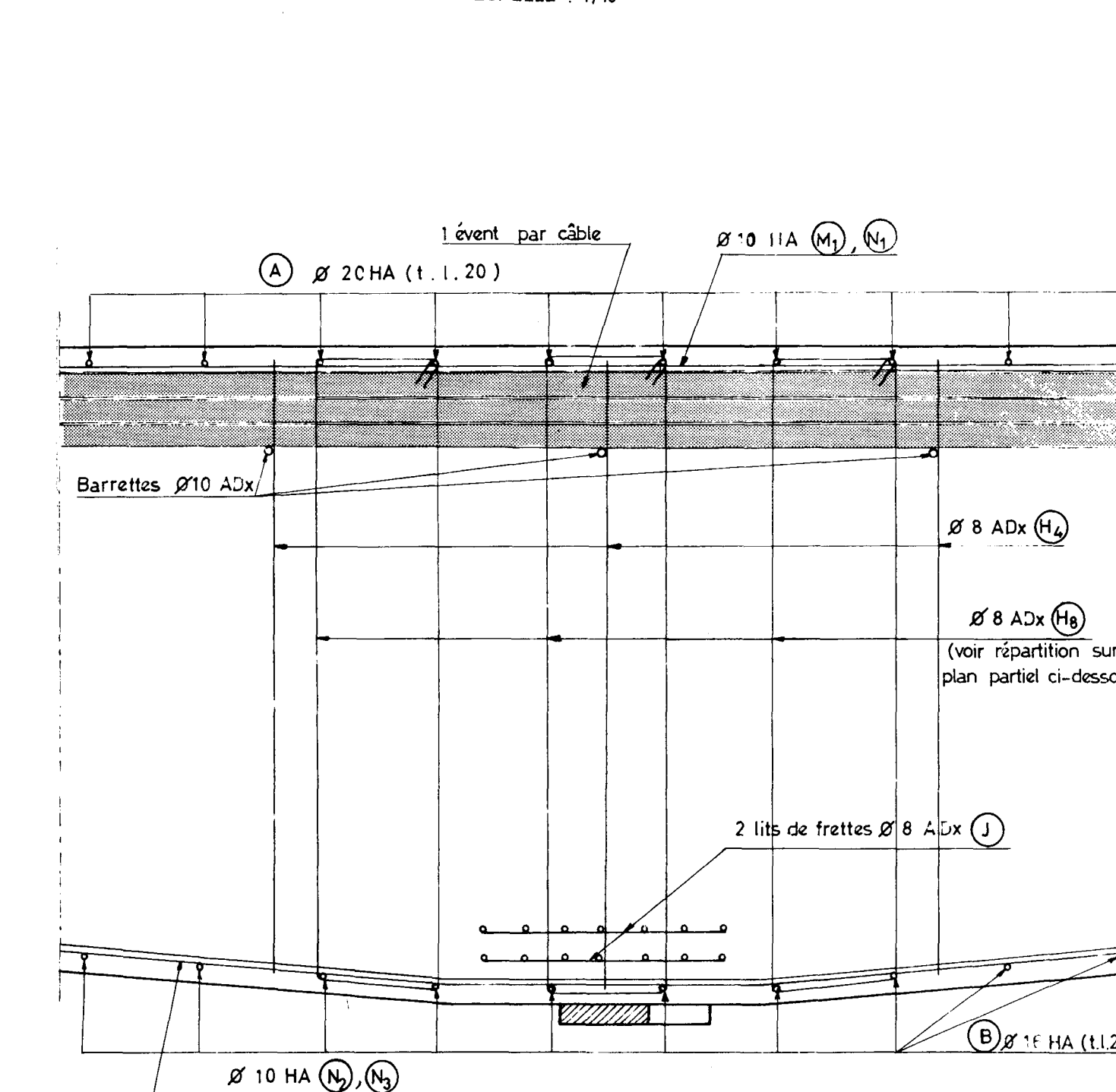
DETAIL PARTIEL DES ABOUTS

Echelle : 1/5



COUPE PARTIELLE E_E

Echelle : 1/10



NOMENCLATURE DES ACIERS

REPERE	Ø	NOMBRE	LONGUEUR	SCHEMAS
A	20 HA	2 8	8,90 m	
B	16 HA	2 8	9,00 m (moyen)	
C	16 HA	9 0	8,90 m	
D ₁	16 HA	2 8	8,50 m (moyen)	
D ₂	16 HA	4 5	8,80 m	
E	10 HA	14 2	8,90 m	
F ₁	10 HA	4 6	8,50 m (moyen)	
F ₂	10 HA	9 0	8,80 m	
G ₁	16 HA	1 4	8,90 m	
G ₂	16 HA	1 4	8,80 m	
H ₁	8 ADx	2 4 3	1,80 m	
H ₂	8 ADx	1) 9 6 2) 1 2	1,80 m 1,10 m	
H ₃	8 ADx	1 1 7	2,20 m (moyen)	hauteur variable de 0,89 à 0,94
H ₄	8 ADx	(H ₄₁) 2 7 4 (H ₄₂) 4 2 (H ₄₃) 4 2	2,30 m (moyen) 2 2 0 m (moyen) 1 8 0 m (moyen)	var. de 0,74 à 0,93 var. de 0,80 à 0,90 var. de 0,74 à 0,93
H ₅	8 ADx	(H ₅₁) 1 2 8 (H ₅₂) 1 6	1 8 0 m 1, 0 m	
H ₆	8 ADx	(H ₆₁) 3 8 4 (H ₆₂) 4 2	1 8 0 m 1, 1 0 m	
H ₇	8 ADx	1 8 2	1,90 m	
H ₈	8 ADx	2 0 0	2,70 m	
I	8 ADx	1 8	6,00 m	Frettes à l'ancrage
J	8 ADx	1 2	10,00 m	Frettes au poinçonnement
K ₁	10 HA	3 0	12,40 m	
K ₂	10 HA	3 0	12,10 m	
L ₁	10 HA	3 2	8,10 m	
L ₂	10 HA	3 2	8,80 m	
M ₁	10 HA	2 2	12,50 m	
M ₂	10 HA	2 2	12,20 m	
N ₁	10 HA	6 0	12,00 m	
N ₂	10 HA	4 4	12,40 m	
N ₃	10 HA	6 0	10,30 m	
O ₁	10 HA	3 0	14,90 m	
O ₂	10 HA	2 2	11,50 m	
P ₁	10 HA	1 0 4	9,50 m	
Q	10 HA	6 0 0	1,60 m	
R	10 HA	6 0 0	1,70 m	
S	10 HA	7 0	1 2 0 0 m	
T	8 ADx	1 6	en vrac 450 m	
U	feuille galvanisée	2 3 2	0,80 m	
V	6 ADx	2	en vrac 360 m	treillis

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670 / IV

(3 TRAVEES)

Avant métré du tablier

2.8

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37.74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

DESIGNATION	QUANTITES	QUANTITES* par m ² /SU	OBSERVATIONS
I - BETON			
A. Béton pour béton précontraint	308 m ³	0,67 m ³ /m ²	Trous des câbles non déduits
B. Béton pour béton armé	18 m ³	0,04 m ³ /m ²	Béton de la corniche
C. Elégissements	40 m ³	0,09 m ³ /m ²	soit 224 ml.
II - COFFRAGE			
A. Coffrage soigné	395 m ²	0,86 m ² /m ²	sous-dalle
B. Coffrage pour parement fin	106 m ²	0,23 m ² /m ²	corniches et flancs de dalle.
III - ACIER			
A. Acier dur pour précontrainte	14 000 kg	30,6 kg/m ²	Poids du câble 12 Ø 8 = 4,8 kg/m
B. Acier à haute adhérence	Ø 20 = 620 kg Ø 16 = 3060 kg Ø 10 [1510 Kg 4950 Kg	11,4 kg/m ² 10,8 kg/m ²	Ferrailage transversal supérieur sur appuis intermédiaires. Ferrailage transversal Ferrailage transversal Ferrailage longitudinal
C. Acier doux	Ø 8 = 1830 kg	4,00 kg/m ²	Cadres porte-câbles, étriers Berceaux de soutien pour les buses et fers de montage longitudinaux, frettes.
IV - ACCESSOIRES			
A. Chape chaussée	458 m ²		
B. Chaussée	344 m ²		
C. Chape trottoir	69 m ²		
D. Béton de remplissage	18 m ³		
E. Gargouille	4 u		
F. Appareil d'ancrage pour appui de rive	6 u		Poids unitaire : 220 Kg.
G. Appui néoprène sur appui de rive	7,2 dm ³		Type S ₂ ; 29,5 kg/ml
H. Garde - corps	115 ml		
I. Bordure de trottoir	115 ml		
* Surface utile SU = 458,32 m ²			

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

MODELE D'APPLICATION PSDE 4670/IV

(3 TRAVEES)

Système d'ancrage pour appui de rive

Ce document est placé à la
disposition de nos partenaires
utilisateurs pour être consulté
librement, sans formalité, au
Service Spécial des Autoroutes

2.9

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

DESIGNATION	QUANTITES	QUANTITES par m ² /SU *	OBSERVATIONS
I - BETON			
A_ Béton pour béton précontraint	308 m ³	0,67 m ³ /m ²	Trous des câbles non déduits
B_ Béton pour béton armé	18 m ³	0,04 m ³ /m ²	Béton de la corniche
C_ Elégissements	40 m ³	0,09 m ³ /m ²	soit 224 m ³ .
II - COFFRAGE			
A_ Coffrage soigné	395 m ²	0,86 m ² /m ²	- sous-dalle
B_ Coffrage pour parement fin	106 m ²	0,23 m ² /m ²	- corniches et flancs de dalle.
III - ACIER			
A_ Acier dur pour précontrainte	14 000 kg	30,6 kg/m ²	Poids du câble 12 Ø 8 = 4,8 kg/m
B_ Acier à haute adhérence	Ø 20 = 620 kg Ø 16 = 3060 kg Ø 10 { 1510 Kg 4950 Kg	11,4 kg/m ²	Ferrailage transversal supérieur sur appuis intermédiaires. Ferrailage transversal
		10,8 kg/m ²	Ferrailage transversal Ferrailage longitudinal
C_ Acier doux	Ø 8 = 1830 kg	4,00 kg/m ²	Cadres porte-câbles ; étriers Berceaux de soutien pour les buses et fers de montage longitudinal ; frettes.
IV - ACCESSOIRES			
A_ Chape chaussée	458 m ²		
B_ Chaussée	344 m ²		
C_ Chape trottoir	69 m ²		
D_ Béton de remplissage	18 m ³		
E_ Gargouille	4 u		
F_ Appareil d'ancrage pour appui de rive	6 u		Poids unitaire : 220 Kg.
G_ Appui néoprène sur appui de rive	7,2 dm ³		Type S ₂ ; 29,5 kg/ml
H_ Garde - corps	115 ml		
I_ Bordure de trottoir	115 ml		
* Surface utile SU = 458,32 m ²			

I - DESCRIPTION DU SYSTEME D'ANCRAGE -

Dans un pont dalle élégie à trois travées du type PS-DE, il est recommandé de ne pas élégir les travées de rive et de limiter inférieurement la longueur de ces travées à 0,5 ou 0,6 fois la longueur de la travée centrale, sinon il y aurait risque de soulèvement des appuis de rive, sous l'effet des surcharges les plus défavorables majorées de 40 à 50 % (cf. CAT.66 page 21) cette majoration tenant compte des inégalités de répartition des efforts entre appareils d'une même ligne et d'une marge de sécurité.

Il est possible de reprendre de faibles réactions négatives soit en excentrant vers le bas les câbles de précontrainte aux abouts de la dalle, soit en prévoyant des lests, appliqués également aux abouts de la dalle.

Bien souvent les conditions géométriques du franchissement imposent des travées de rive courtes (0,3 à 0,4 fois la portée de la travée centrale) ce qui laisse craindre des soulèvements d'appuis importants. Les systèmes de compensation décrits plus haut deviennent insuffisants. Il est nécessaire de recourir à des dispositifs d'ancrage sur culée, qui permettent les déplacements horizontaux et les rotations du tablier. Nous allons décrire un dispositif d'ancrage, inspiré à partir d'un type utilisé sur certains ouvrages métalliques en ossature mixte en FRANCE.

Ce système se compose :

- de deux semelles de répartition ①, l'une solidaire du chevêtre de la pile culée, l'autre du tablier, fixées à l'aide de boulons de scellement.
- d'un bloc évidé ② relié à la semelle supérieure à l'aide de huit vis, jouant le rôle d'appareil d'appui en reportant les réactions positives sur des plaques de néoprène ③ posées sur la semelle inférieure, et sur lesquelles ce bloc s'appuie directement.
- de deux pièces ④ fixées à la semelle inférieure à l'aide de quatre vis et alésées au diamètre de l'axe de cisaillement prévu. Elles sont sollicitées par les réactions négatives.
- de l'axe ⑤ de cisaillement passant par les deux alésages des pièces et dans l'évidement du bloc d'appui ②.

{ Dans l'usinage de ce système il est nécessaire de prévoir un jeu entre ② et ⑤ tel que les déplacements horizontaux dus à la dilatation et au retrait du béton, les déplacements verticaux dus à la compression des plaques de néoprène et les rotations du tablier puissent se faire librement.

L'arrêt en translation de l'axe est assuré d'une part, à l'aide d'un épaulement, d'autre part, à l'aide d'une plaquette arrêtoir amovible.

Il est conseillé de placer ce système d'ancrage dans l'axe des poteaux dans le cas de pile culée. Il faut en outre, vérifier que le poids de la culée et des terres supportées reste bien supérieur à la réaction négative.

Ce système a pour avantage d'être entièrement démontable donc de permettre l'interchangeabilité de toutes les pièces. En outre, le prix d'un tel système devrait s'avérer assez bas, comparé à la dépense consentie en allongeant les travées de rive ou en plaçant un lest important.

II - EXEMPLE D'APPLICATION : MODELE PS-DE 4670/IV DU DOSSIER PILOTE PSI-DE 67 -

Travée de rive $\theta l = 13,45 \text{ m}$

Travée centrale $l = 29,74 \text{ m}$

Rapport $\theta = \frac{\theta l}{l} = 0,45$

Cas le plus défavorable : $CP + 1,5 S_{\text{MIN}} = 43,7 - 47,1 \times 1,5 = - 26,95 \text{ t}$
(Cf tableau des réactions d'appui pièce 2-5)

Soit une réaction négative de 26,95 t

Chaque poteau de la pile culée reprend :

$$\frac{26,95}{3} \quad 8,984 \text{ t}$$

Ce qui suit n'est pas une note de calcul d'exécution et se borne à établir la suffisance de certaines parties. De façon générale il suffira, dans la mesure où la répartition des efforts est bien connue, de limiter les contraintes :

- à leur valeur normale, en cas de pondération normale des efforts
- à la limite élastique, en cas de pondération par les coefficients 1,4 ou 1,5.

Calcul de l'axe de cisaillement :

Cet axe est en acier A 42 ; le diamètre adopté est $d = 60 \text{ mm}$

- Contrainte de cisaillement :

$$t_{\text{moyen}} = \frac{8984}{2 \times \frac{\pi d^2}{4}} = 1,6 \text{ kg/mm}^2$$

(admissible même compte tenu de la flexion associée)

Calcul des boulons de scellement : ($\emptyset = 20$ mm)

Calcul au cisaillement dû à l'effort de freinage (30 t)

Par appareil nous avons donc * : $\frac{30}{4 \times 3} = 2,5$ t

$$t = \frac{2500}{4 \frac{\pi d^2}{4}} = 2 \text{ kg/mm}^2 \text{ (admissible)}$$

Calcul à la traction :

$$\sigma' = \frac{8984}{4 \frac{\pi d^2}{4}} = 7,1 \text{ kg/mm}^2 \text{ (admissible)}$$

Ces boulons seront poussés assez loin pour intéresser la masse du béton et être repris par des armatures

Calcul des vis de fixation du bloc d'appui : ($\emptyset = 14$ mm)

Calcul au cisaillement *

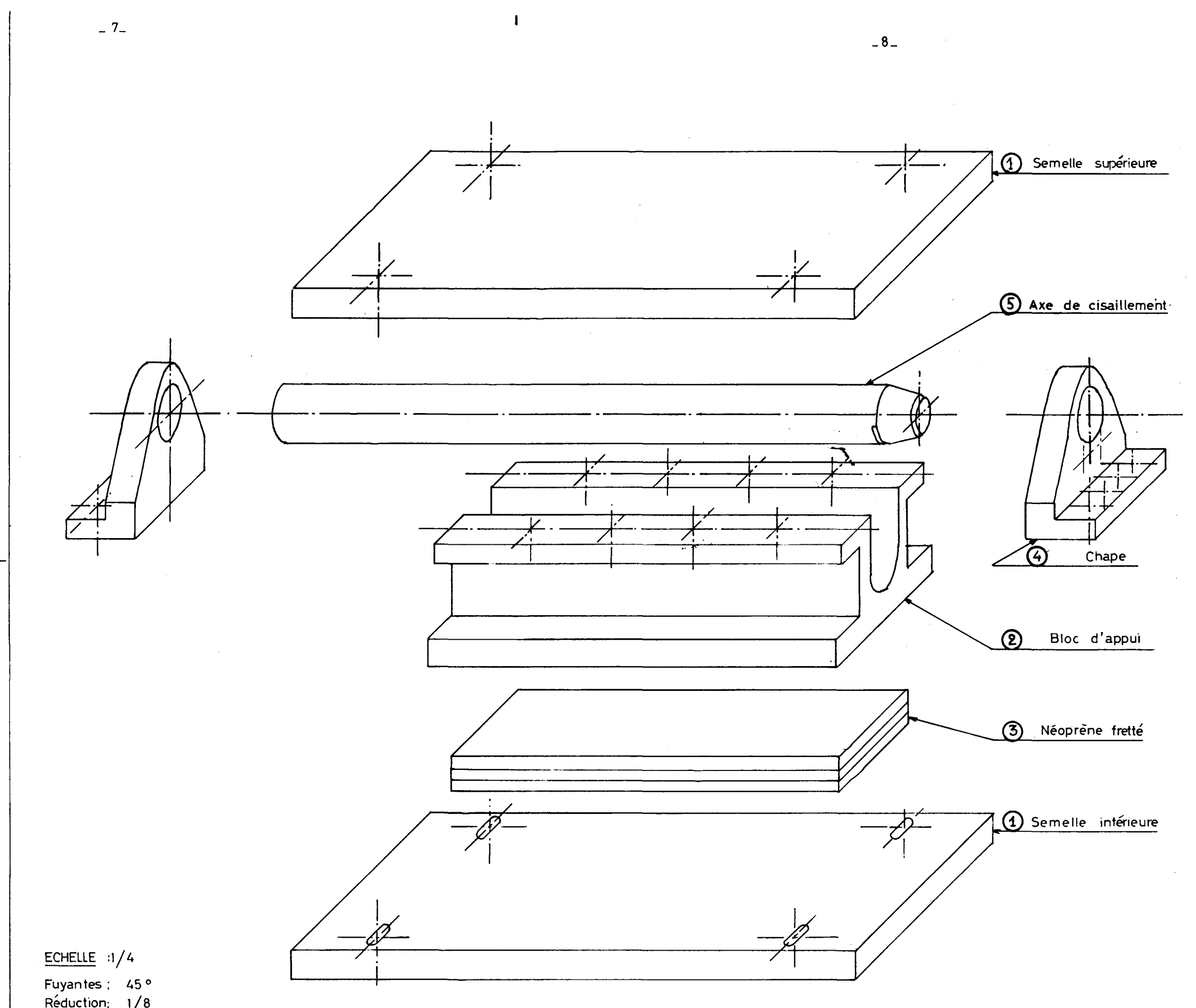
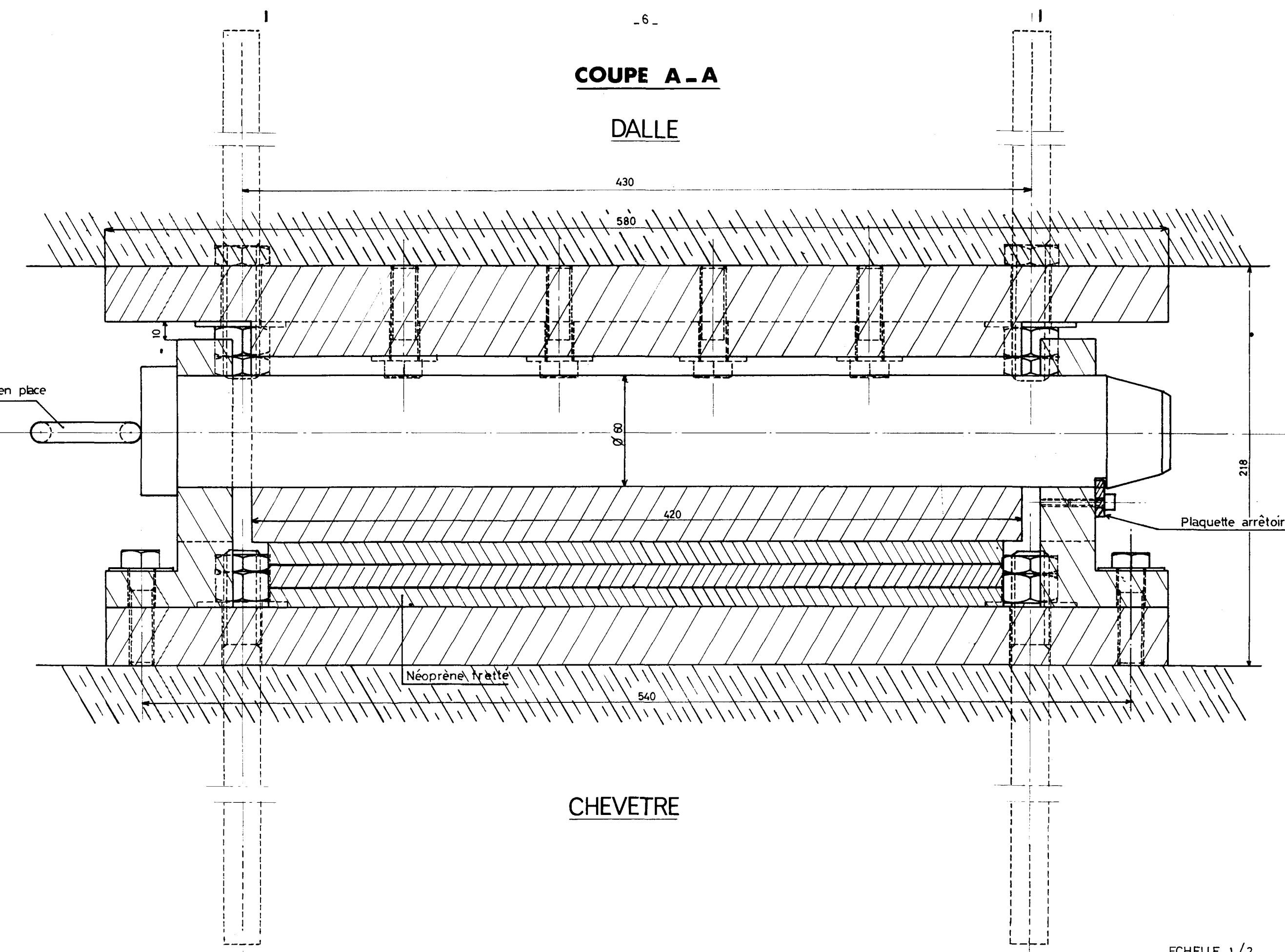
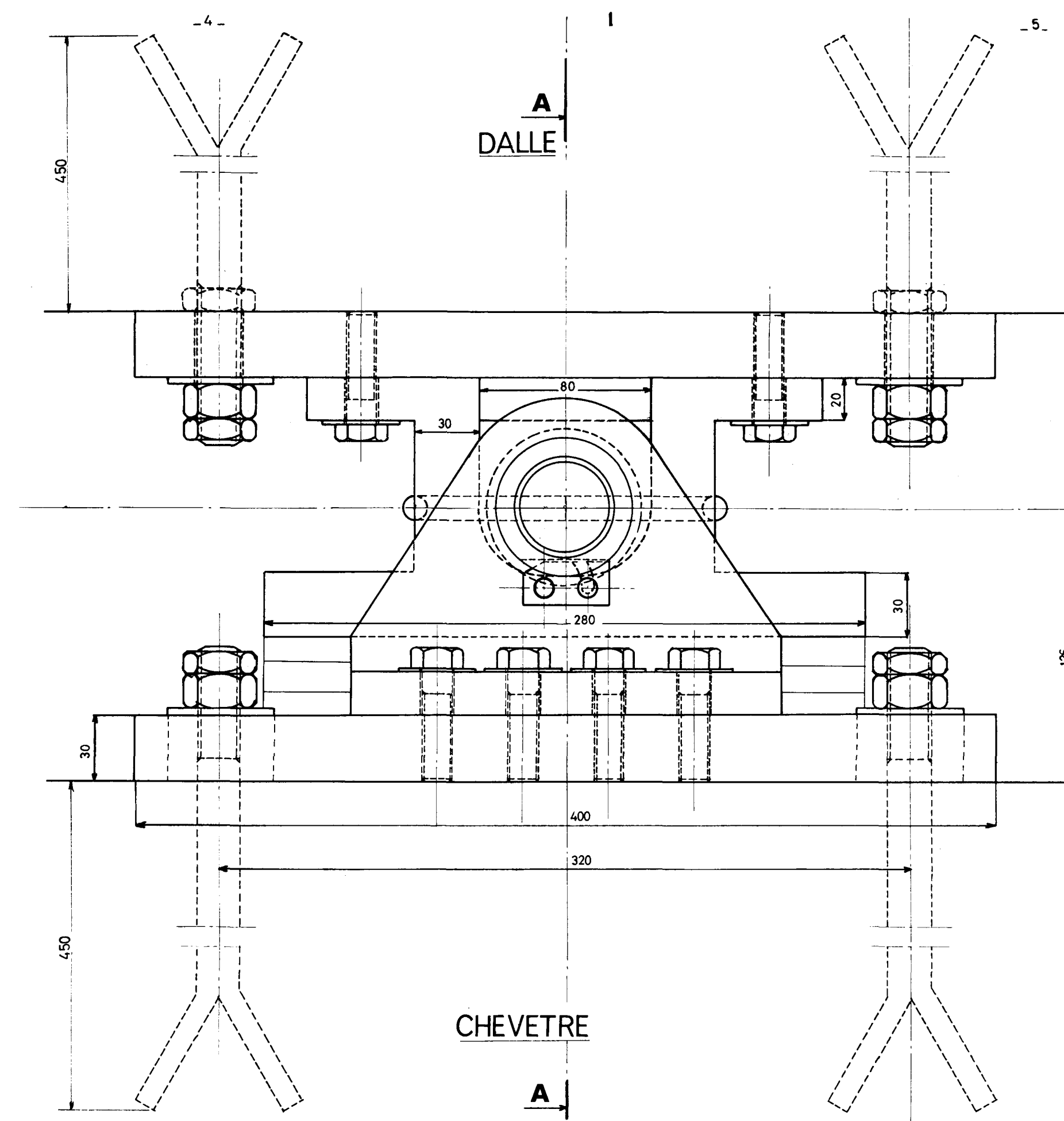
Calcul à la traction

$$t = \frac{2500}{8 \frac{\pi d^2}{4}} = 2,1 \text{ kg/mm}^2 \text{ (admissible)}$$

$$\sigma' = \frac{8984}{8 \frac{\pi d^2}{4}} = 7,3 \text{ kg/mm}^2 \text{ (admissible)}$$

* Les appuis intermédiaires sont fixes. On est donc très pessimiste en supposant que chaque appui de rive reprendra le quart de l'effort de freinage.

Remarque: Les trous réservés dans la semelle inférieure (1) pour le passage des boulons fixant cette pièce à la pile-culée, sont ovalisés perpendiculairement à la pile-culée pour permettre un jeu de ± 16 mm, permettant les réglages lors de la mise en place, ou ultérieurement si la pile-culée subit quelque déplacement en tête sous la poussée des terres.



ECHELLE : 1/4
 Fuyantes : 45°
 Réduction : 1/8

ECHELLE 1/2

III - IMPLANTATION DES APPAREILS D'APPUI -

Le système d'ancrage que nous proposons est constitué en particulier d'un axe de cisaillement qui doit éviter tout soulèvement d'appui et permettre les rotations et déplacements des extrémités du tablier.

L'exemple d'application que nous traitons est un ouvrage biais à 70 degrés de 8 mètres de largeur droite, reposant sur les palées d'extrémité par l'intermédiaire de trois appareils d'appui. Les appuis sur piles intermédiaires sont constitués d'articulations discontinues de section réduite de béton.

Donc, chacune des travées de rive de l'ouvrage peut être considérée comme une dalle encastrée sur une extrémité et reposant librement sur l'autre.

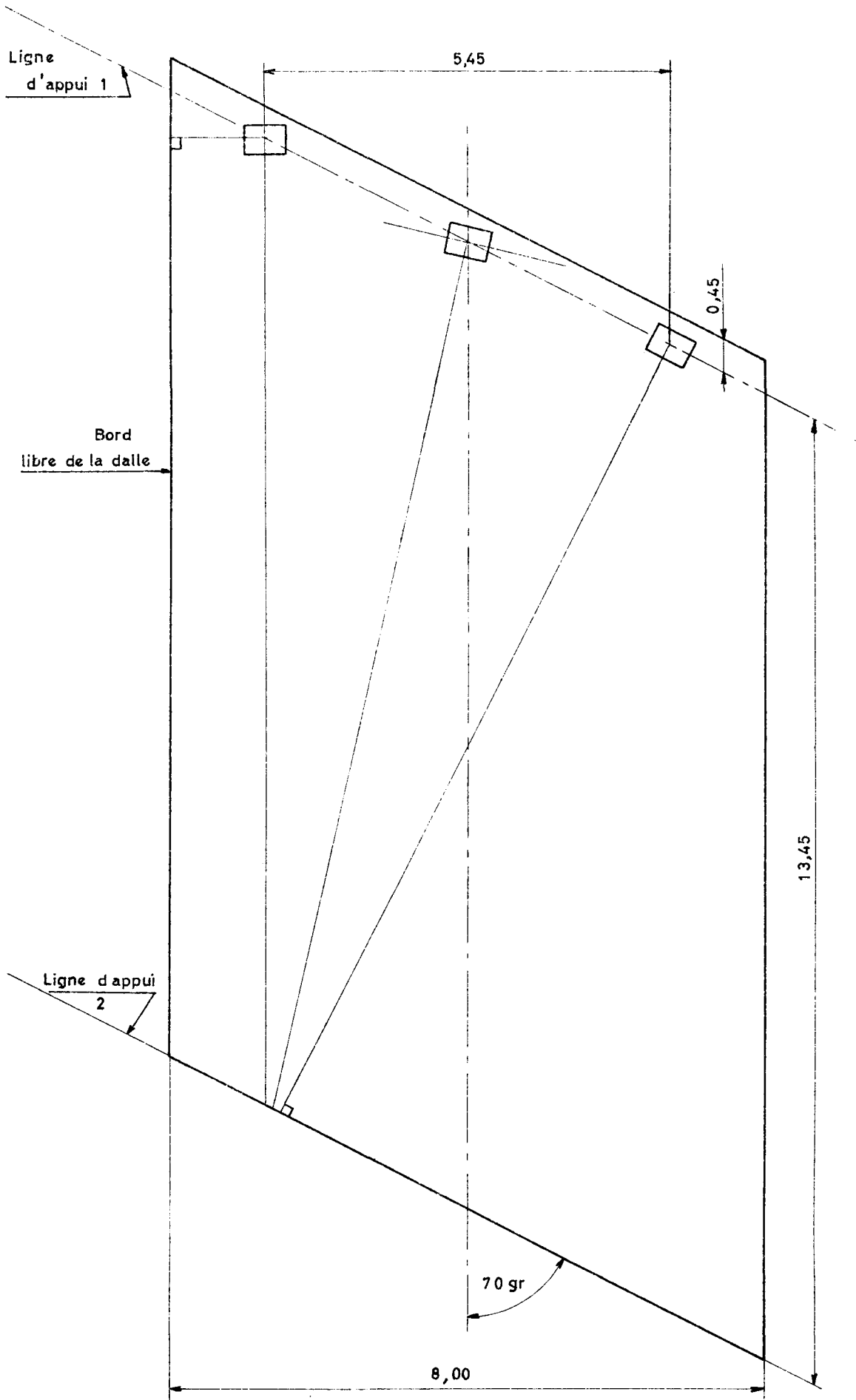
L'implantation des trois appareils d'appui nécessitera beaucoup de soins de la part du constructeur, car les trois axes de cisaillement de chacun de ces appareils devront fonctionner dans les meilleures conditions vis-à-vis des rotations du tablier.

L'expérience prouve que l'appareil le plus sollicité est celui qui est situé dans l'angle obtus de la dalle. Les néoprènes fonctionnent normalement sous les réactions positives et sous les déformations du tablier. Il convient de veiller cependant à ce que l'axe de cisaillement n'entrave pas les rotations du tablier lorsque la travée de rive est chargée : nous placerons l'appareil de telle sorte que son axe soit parallèle à la ligne d'appui, car les rotations du tablier, dans l'angle obtus, sont sensiblement parallèles à la ligne d'appui quand la travée de rive est chargée.

Au contraire, près de l'angle aigu, les rotations du tablier s'effectuent perpendiculairement aux bords libres de la dalle. Nous disposerons donc l'appareil d'appui de telle sorte que son axe de cisaillement soit perpendiculaire au bord libre de la dalle.

Le troisième appareil d'appui, qui se trouve dans l'axe de l'ouvrage, sera placé (cf. figure page suivante) de telle sorte que son axe de cisaillement occupe une position intermédiaire de celle des deux autres.

IMPLANTATION DES APPAREILS D'APPUI DE RIVES



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
PRECONTRAITE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 / 1

(2 TRAVEES)

3

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingenieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingenieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingenieur en Chef

M. GERBAULT

Ingenieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

A N N E X E

(PS-DE 4780/1 - 2 Travées)

- 3.1. - Notice explicative
- 3.2. - Vue perspective
- 3.3. - Morphologie d'ensemble
- 3.4. - Coupe transversale
- 3.5. - Epure de câblage
- 3.6. - Schéma d'une pile culée type
- 3.7. - Avant-métré du tablier

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780^{*} / I

(2 TRAVEES)

Notice explicative

3.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

NOTICE EXPLICATIVE

I - INTRODUCTION -

L'ouvrage décrit dans ce sous-dossier est un passage supérieur en dalle élégie à deux travées. Les dessins et les plans qui illustrent cette pièce ne traitent pas un exemple d'application prêt à l'emploi, mais donnent un aperçu sur un ouvrage dont l'esthétique est bien souvent controversée par certains ingénieurs. La photographie d'un P.S. à deux travées sur une autoroute allemande, que nous donnons dans la pièce 3.3. (Morphologie d'ensemble), montre que ce type d'ouvrage présente un aspect agréable. La brèche, qu'il franchit, permettrait d'ajouter une voie supplémentaire à chaque chaussée.

Le tablier PS-DE à deux travées peut s'appliquer aux autoroutes de n'importe quel type. Nous recommandons particulièrement son emploi, comme nous l'avons déjà signalé dans la pièce 1.1. (Notice), dans les courbes et pour certains P.S. d'échangeurs.

2 - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage se compose d'une dalle en béton précontraint à deux travées continues de 24,5 m de portée chacune. Il franchit une autoroute de type I en remblais.

Il donne passage à un chemin de 7 m de chaussée encadré par deux trottoirs de 1,50 m. Le biais géométrique est de 80 grades.

Les trottoirs ont été placés en encorbellement, ce qui entraîne un élégissement "extérieur". Neuf élégissements sont prévus dans la partie centrale de la dalle.

Cet exemple illustre le cas où le taux maximum d'élégissement, pour une structure semblable, est atteint. Au-delà, des difficultés sérieuses surgissent pour la mise en place des câbles de précontrainte et pour la bonne mise en oeuvre du béton.

Cet exemple n'a pas été complètement traité. Seuls ont été examinés les efforts longitudinaux et le dimensionnement de la précontrainte ainsi que le tracé du câble moyen. Pour ce tablier, qui représente 0,80 mètre d'épaisseur en travée et 1,20 mètre sur appui, il est nécessaire d'obtenir 2.884 t de force de précontrainte (toutes pertes déduites). La condition géométrique étant prépondérante nous avons recherché le câble moyen donnant le tracé le plus plat.

Nous avons retenu 48 câbles de 18 \emptyset 7 (procédé B.B.R.). Des câbles plus puissants tels que les 30 \emptyset 7 ou les torons, conviendraient mieux dans le cas d'espèce, mais il serait nécessaire de réduire le nombre de buses afin de satisfaire à la note technique n° 66-1 du Service Central d'Etudes Techniques pour la mise en place des paquets de câbles, compte tenu du diamètre important de leur gaine (6,1 cm).

Cet ouvrage est assorti de piles-culées spéciales, habillées d'un petit mur de front et de murs en retour suspendus. Nous en donnons un schéma dans la pièce 3.4.

Ce schéma est établi pour un talus à 3/2. Dans ce cas d'espèce, nous avons adopté des murs en retour de 20 cm d'épaisseur et de 2,75 m de longueur d'encorbellement par rapport aux poteaux. La section critique est la section d'accrochage du mur en retour sur un poteau. C'est pourquoi, l'ouvrage étant biais, nous avons élargi la section des poteaux extérieurs de la pile-culée. Ainsi les murs en retour sont entièrement encastrés. Pour une longueur d'encorbellement supérieure à 3 mètres, un calcul de béton armé prouve que la résistance de la section d'accrochage approche de sa limite. Si, pour une portée supérieure du mur, on renforce sa section d'accrochage (par exemple à l'aide de goussets) d'autres sections peuvent devenir insuffisantes (par exemple celles des poteaux).

La limite d'emploi de cette pile-culée est donc conséquente de la longueur d'encorbellement des murs en retour. Au-delà d'une longueur de 3 mètres, ce qui peut se rencontrer dans le cas de talus à faible pente, on pourra se reporter au dossier PI-CF 67 pour le calcul des efforts et le dimensionnement des murs en retour, mais il conviendra d'examiner soigneusement les sections d'accrochage des murs dans les poteaux, ainsi que celles des poteaux eux-mêmes.

Ce sous-dossier a été constitué dans le but de fournir une idée précise d'un franchissement par un pont dalle à deux travées, en vue de susciter et faciliter les premières réalisations en France

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

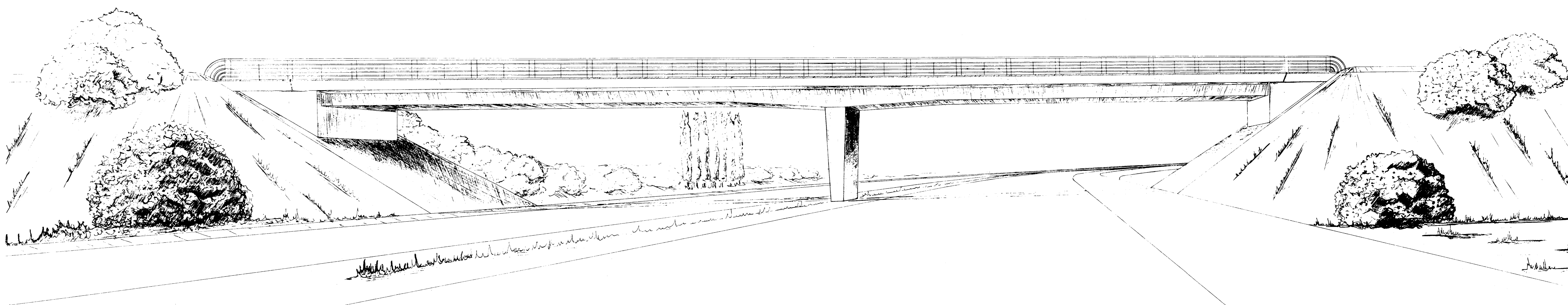
PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 / I

(2 TRAVEES)

Vue perspective

3.2



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

CHEF DU SERVICE
 38, rue Liancourt
 PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
 Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
 Gestionnaire

G. MONNERET
 Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
 Ingénieur en Chef

M. GERBAULT
 Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
 Ingénieur en Chef
 Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

Document réalisé par le 1^{er} Arrondissement
 de la Division des Tracés.
 CAMBLAIN Ingénieur P. et C.
 BURY Ingénieur T. P. E.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 / I

(2 TRAVEES)

Morphologie d'ensemble

3.3

Coordonnées
 l'Adresse
 l'Unité
 le Réseau
 le Service Spécial des Autoroutes

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
 B.P. 235 - Orly - Aéroport (Seine)
 PARIS 14 - Tél : 587.51.41.

CHEF DU SERVICE
 38, rue Liancourt
 PARIS 14 - Tél : 734.37.74

F. PONS
 Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
 Gestionnaire

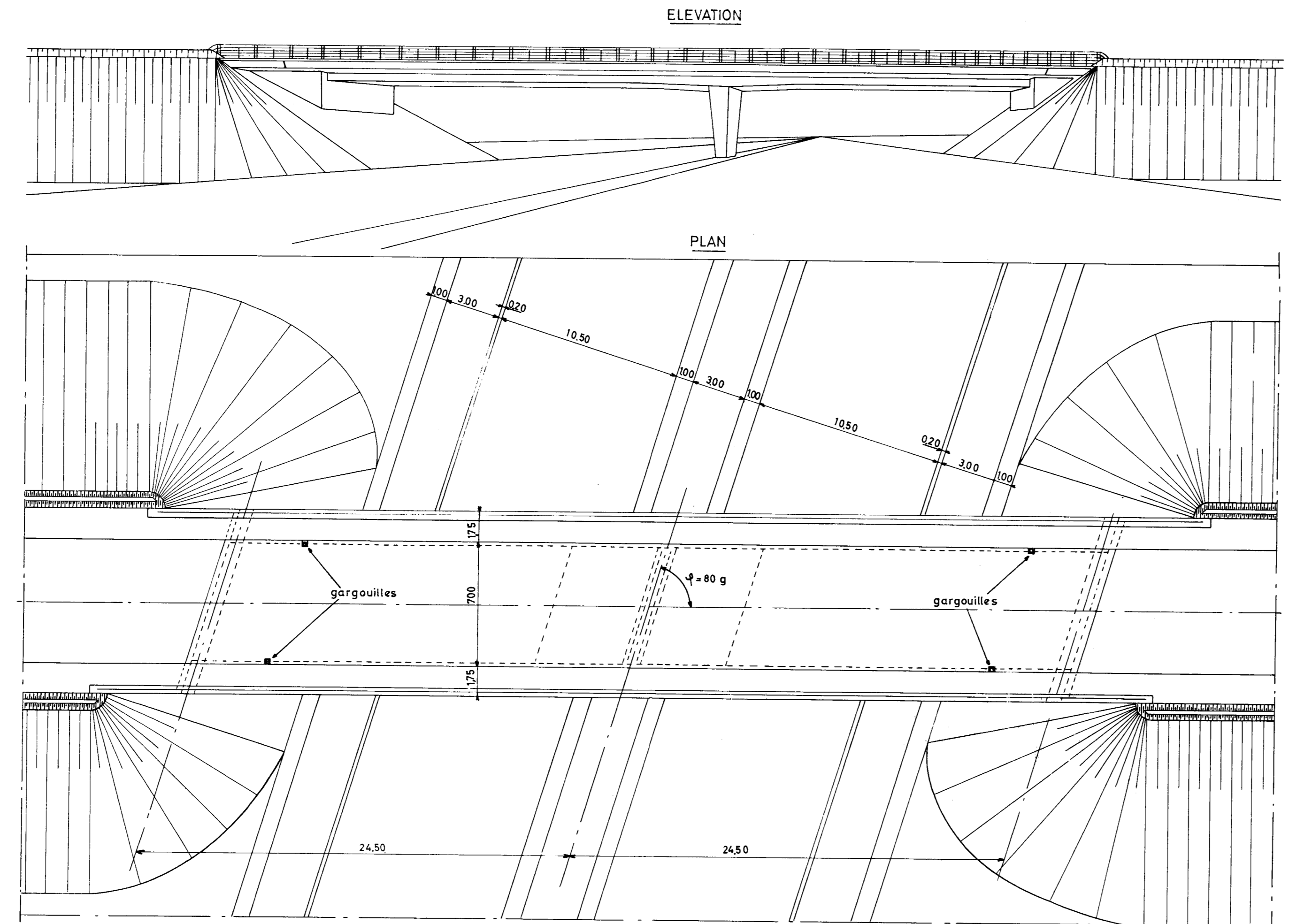
G. MONNERET
 Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
 Ingénieur en Chef

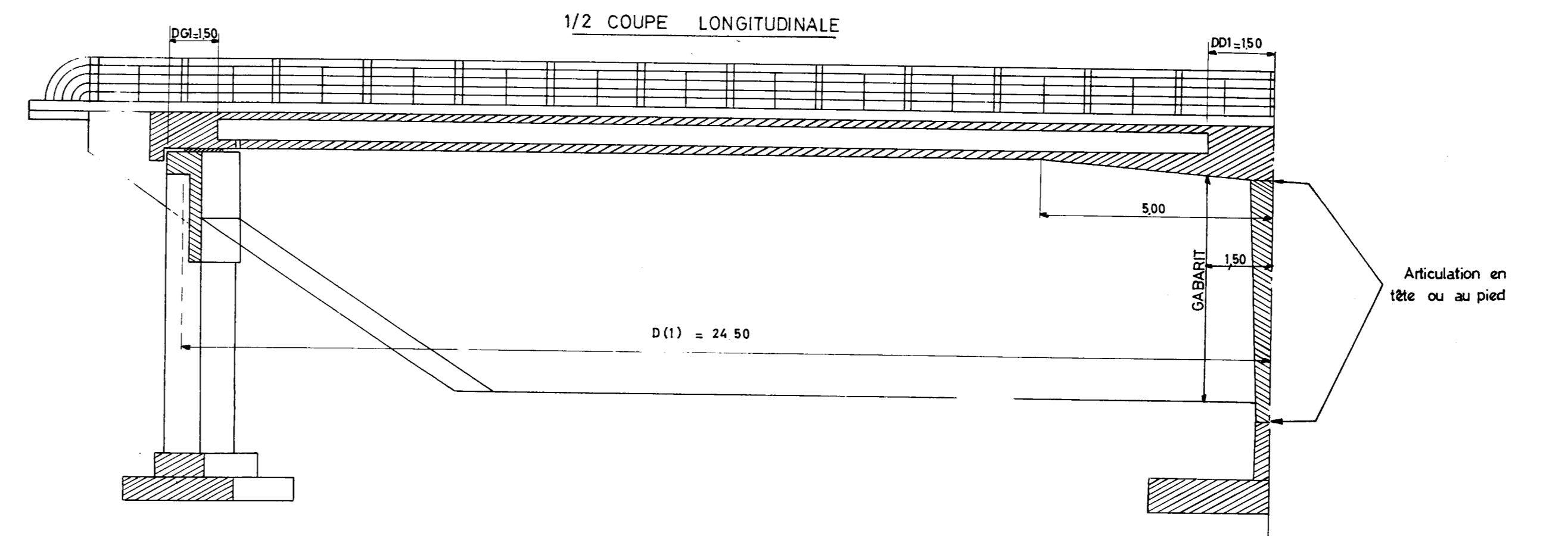
M. GERBAULT
 Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
 Ingénieur en Chef
 Adjoint au Chef du Service

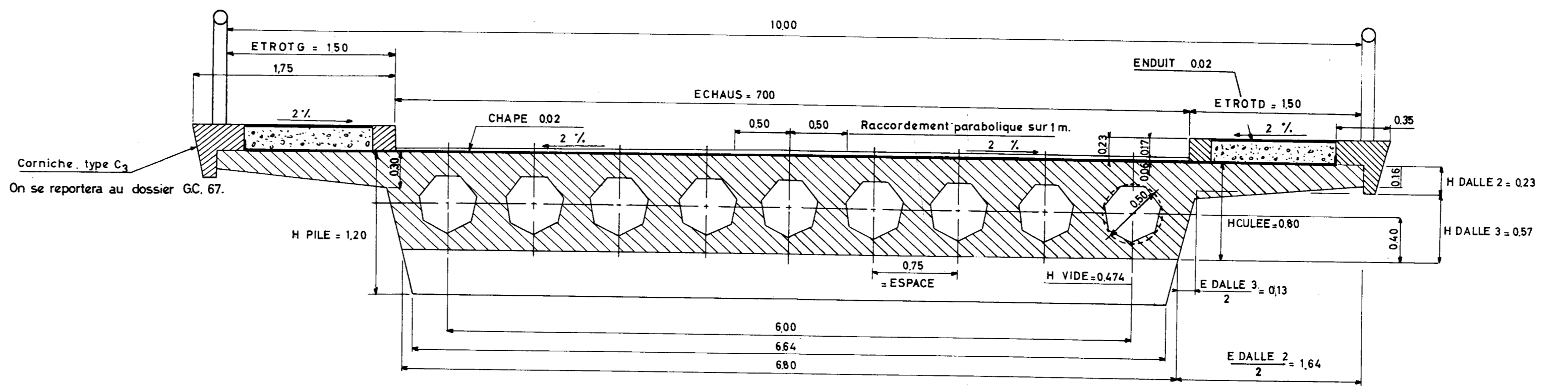
MAI 1967



PASSAGE SUPERIEUR
 modèle
 PS DE 4780/I



NOTA :
 Le profil en long des élévations est
 parallèle au profil en long de l'extrados.



PASSAGE SUPERIEUR A DEUX TRAVEES
 Autoroute de l'HAFRABA (Allemagne)



(Photo S.S.A.R.)

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPÉCIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS OU INFÉRIEURS EN DALLE ÉLÉGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 /1

(2 TRAVÉES)

Coupe transversale

3.4

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

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

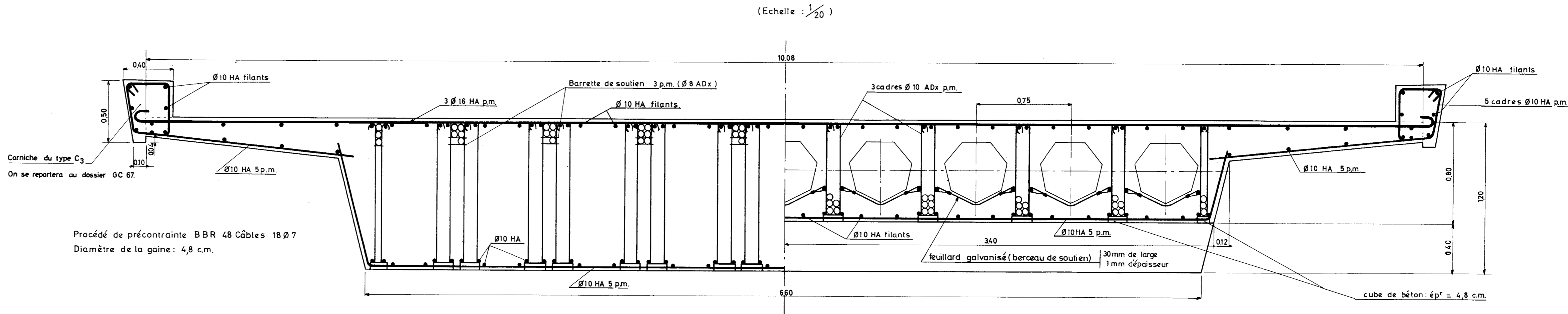
M. GERBAULT
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

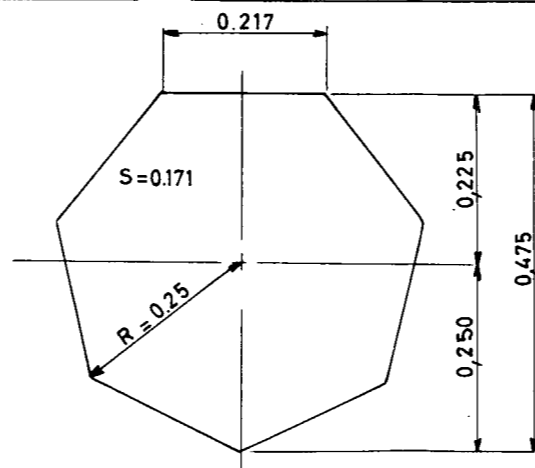
- COUPE SUR APPUI INTERMÉDIAIRE -

- COUPE EN MILIEU DE TRAVÉE -



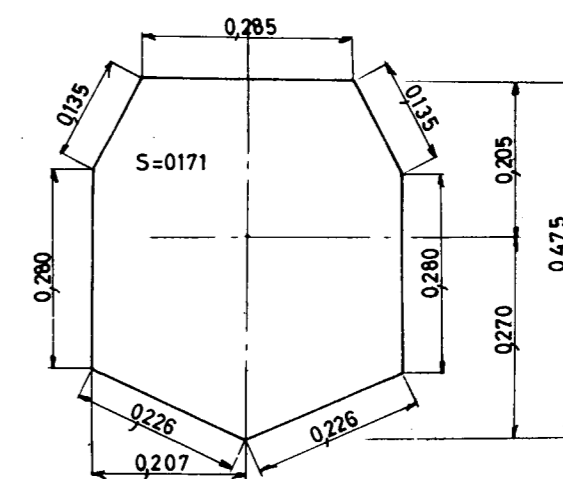
DÉTAIL DES HEPTAGONES D'ÉLÉGISEMENT (Echelle = 1/10)

1^{ère} Solution : Heptagone régulier (Bois ou carton)



Nota : pour tous détails relatifs à l'attache des buses, voir pièce 1.8 et sous dossier 2.

2^{ème} Solution : Heptagone irrégulier (Carton)



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE
PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 /1

(2 TRAVEES)

Epure de câblage

3.5

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

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

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET
Ingénieur en Chef

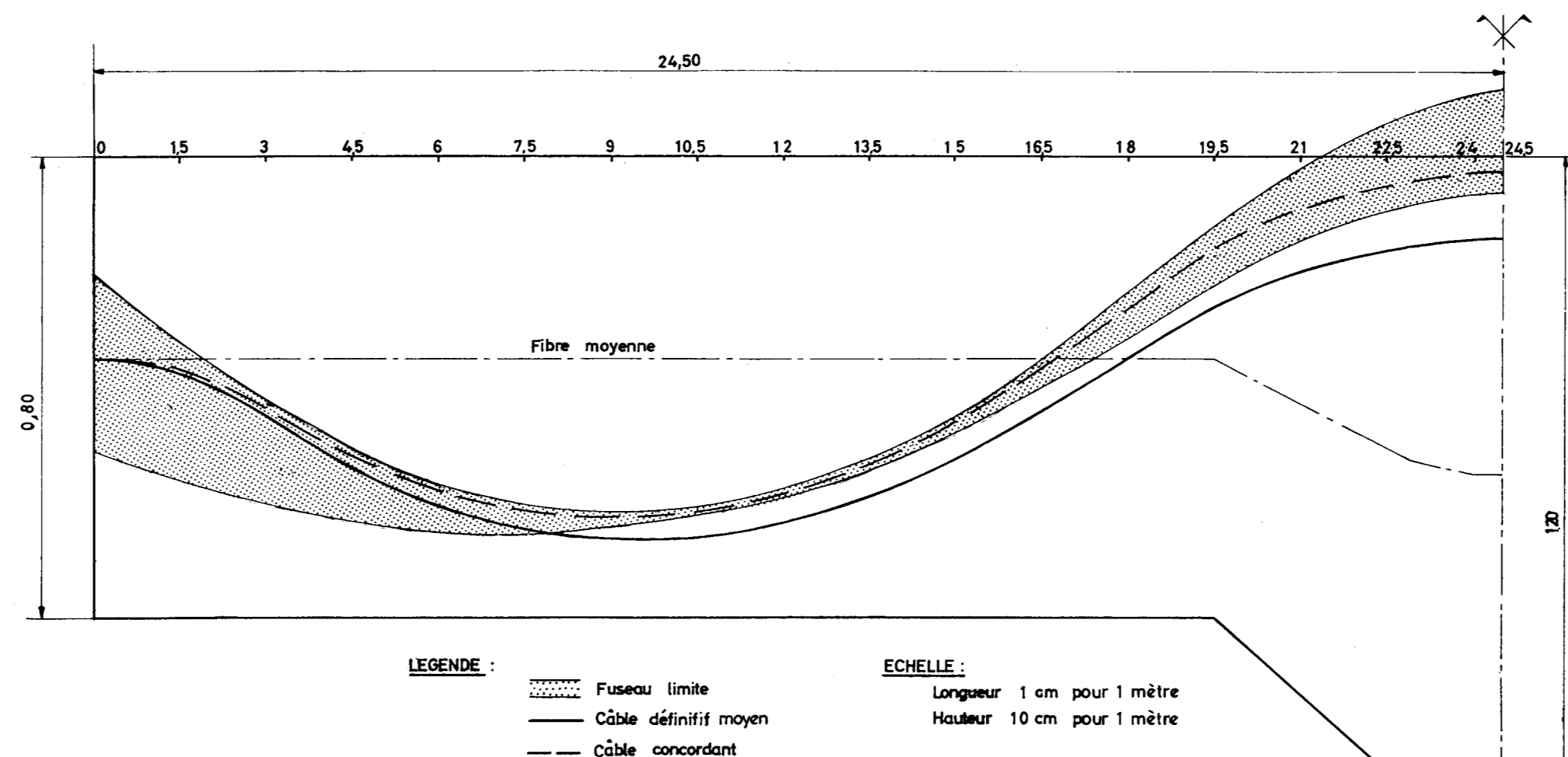
A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

M. GERBAULT.
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

- Epure de câblage pour la moitié de l'ouvrage -



Nombre de câbles : 48 câbles 18 Ø 7
(procédé BBR)
Ø gaine = 4,8 cm
 $T_G = 135 \text{ kg/mm}^2$ $R_G = 157 \text{ kg/mm}^2$
 $\varphi = 0,003$ $f = 0,20$
 $Rel_{1000} = 0,09$

Nota: le tracé du câble moyen concordant obtenu pourrait être amélioré entre les sections 0-4,5 m en cherchant à éviter la présence d'un point d'inflexion. Cette retouche manuelle, nécessite une légère retouche dans une autre zone, par exemple entre 15 et 19,5 m, destinée à annuler le moment hyperstatique de précontrainte sur l'appui central, créée par la première modification.

SECTIONS	Loi de F approchée		Fuseau limite résultant		
	F (t)	e_s (m)	e_i (m)	e_c (m)	e_d (m)
P	28 20,4	0,149	- 0,157	0	0,00
1,5	28 20,1	0,026	- 0,210	- 0,0155	- 0,0227
3	28 12,8	- 0,075	- 0,252	- 0,0874	- 0,1018
4,5	28 04,5	- 0,155	- 0,282	- 0,1648	- 0,1864
6	27 80,2	- 0,216	- 0,302	- 0,2264	- 0,2551
7,5	27 89,5	- 0,251	- 0,303	- 0,2599	- 0,2958
9	27 85,9	- 0,266	- 0,294	- 0,2715	- 0,3146
10,5	27 81,9	- 0,259	- 0,273	- 0,2618	- 0,3121
12	27 88,8	- 0,229	- 0,237	- 0,2305	- 0,2880
13,5	27 89,5	- 0,177	- 0,190	- 0,1791	- 0,2438
15	27 95,2	- 0,104	- 0,129	- 0,1080	- 0,1799
16,5	27 95,2	- 0,010	- 0,057	- 0,0188	- 0,0979
18	27 98,2	0,105	0,029	0,0852	- 0,0010
19,5	27 96,8	0,230	0,128	0,1911	0,0977
21	28 13,8	0,395	0,270	0,3284	0,2278
22,5	28 26,1	0,554	0,405	0,4509	0,3431
24	28 74,0	0,659	0,487	0,5225	0,4075
24,5	28 84,3	0,675	0,495	0,5310	0,4136

MINISTRE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 /1

(2 TRAVEES)

Schéma d'une pile culée type

3.6

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

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

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt
PARIS 14 - Tél : 734.37.74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

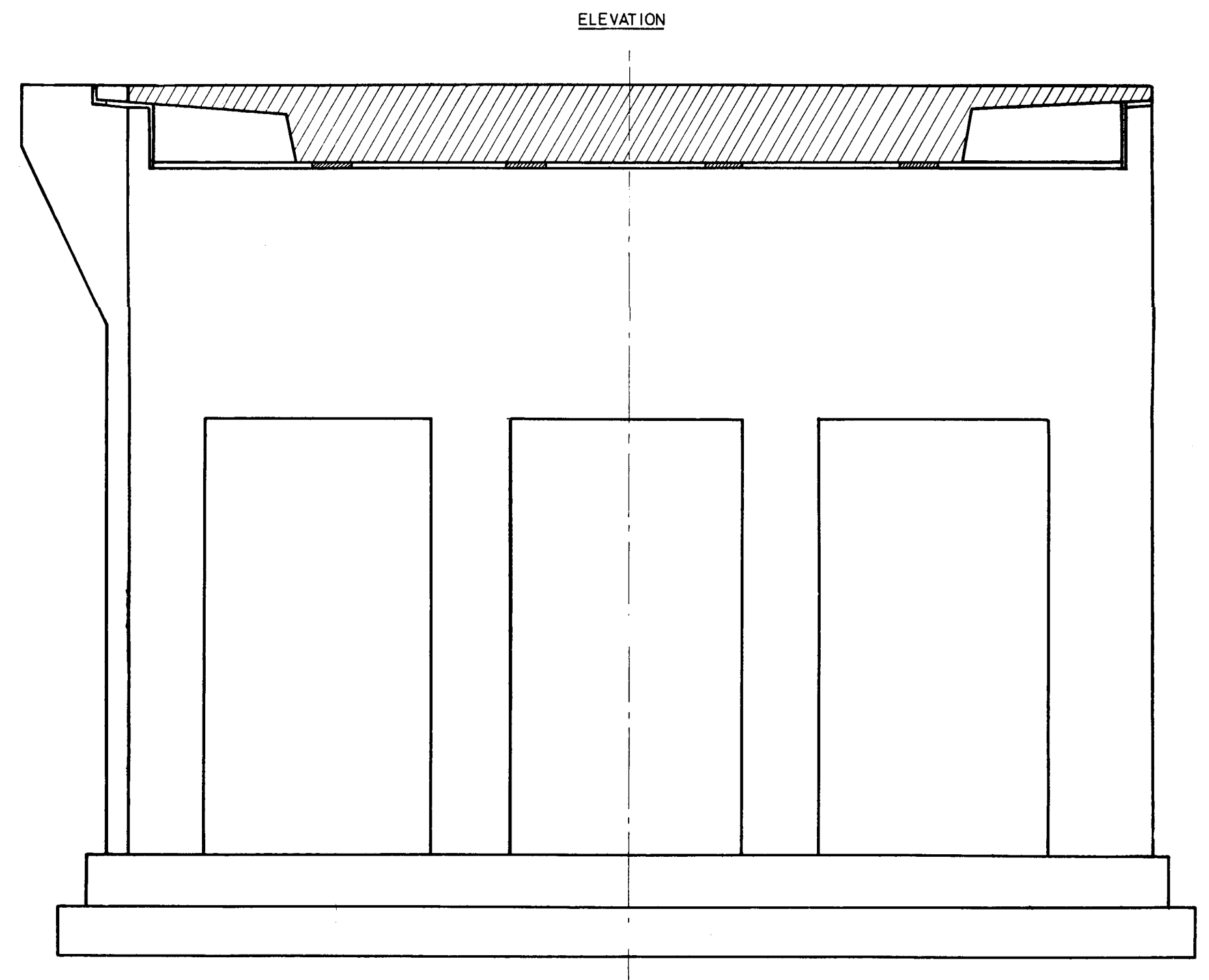
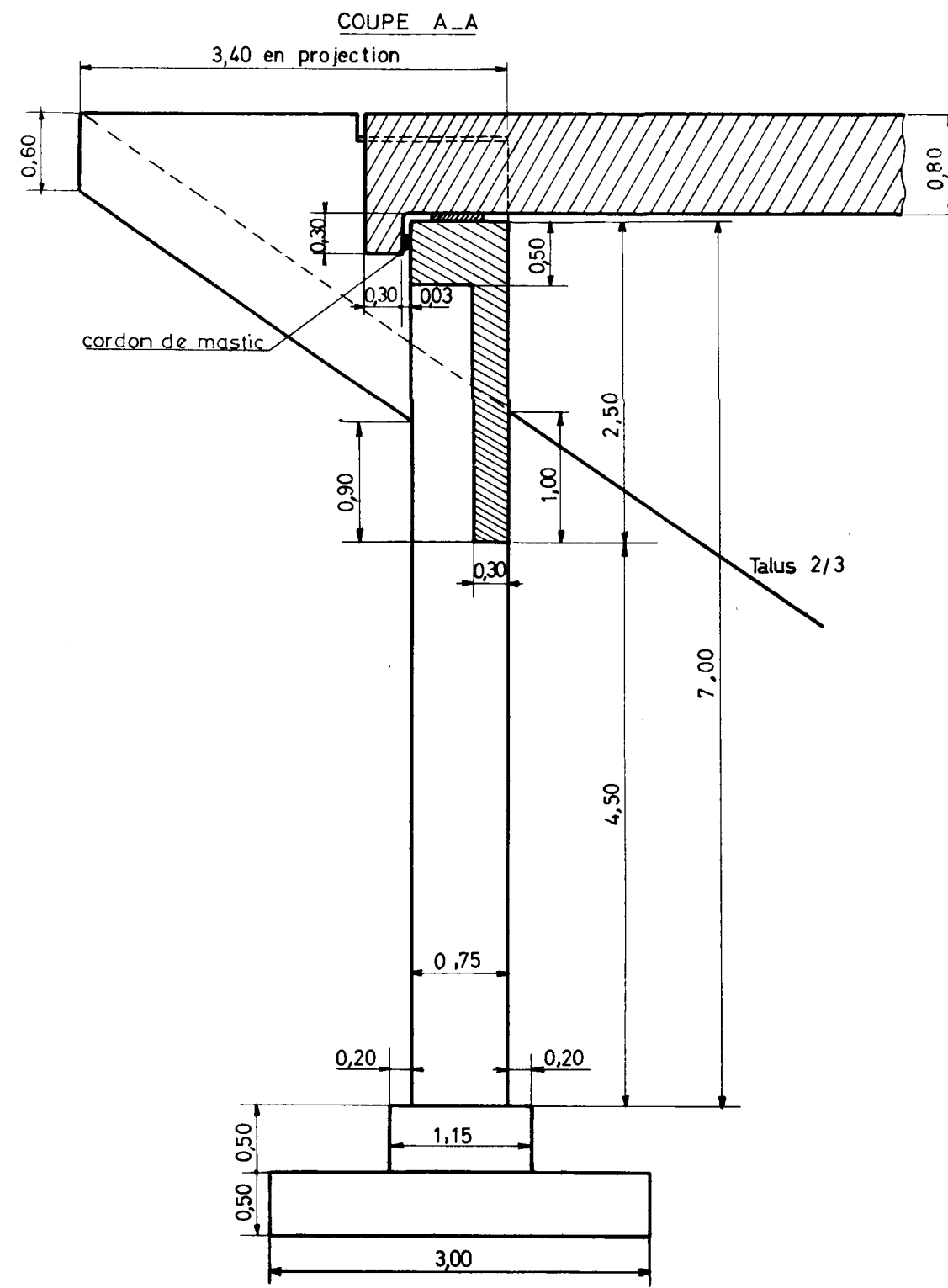
M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

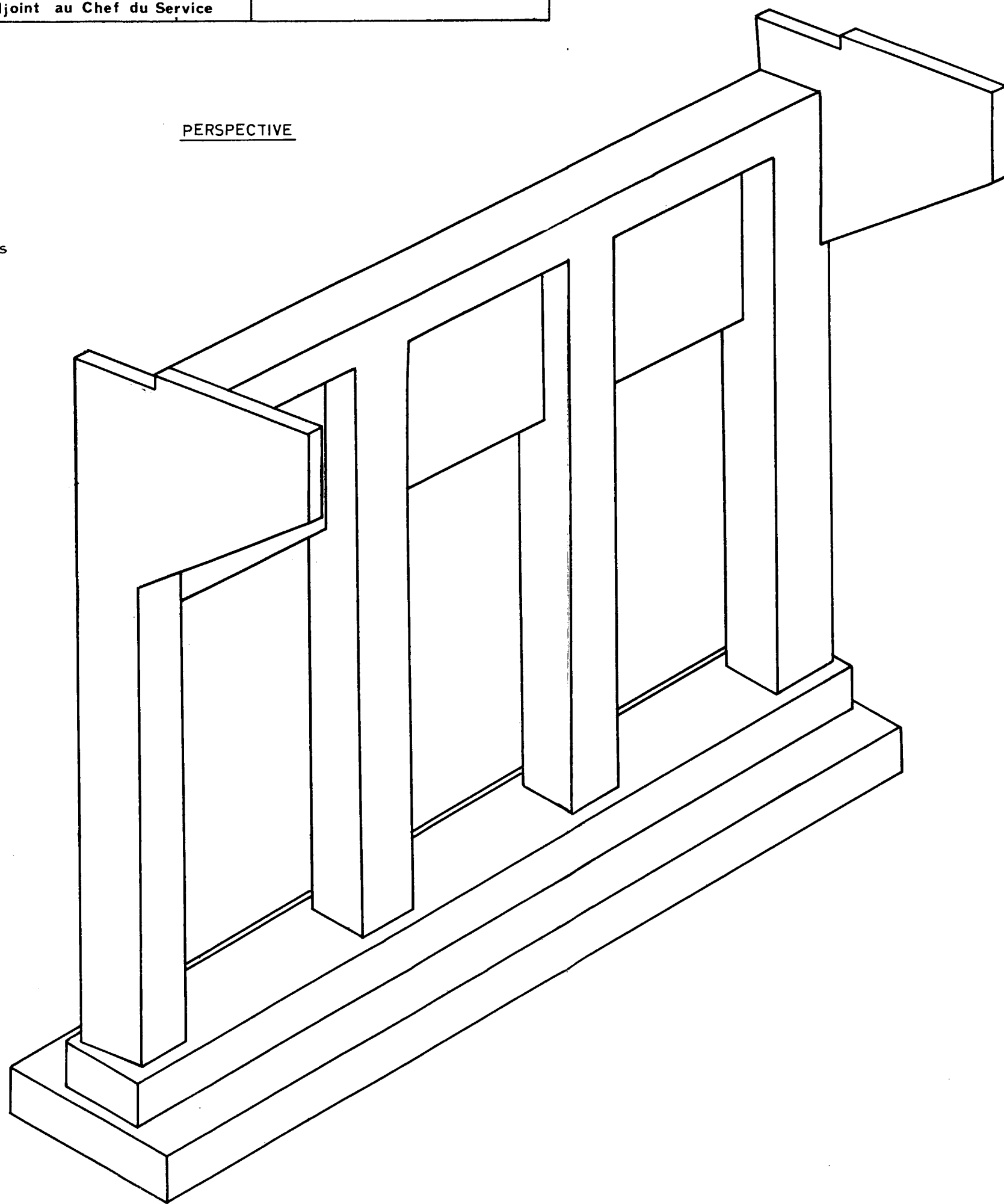
MAI 1967



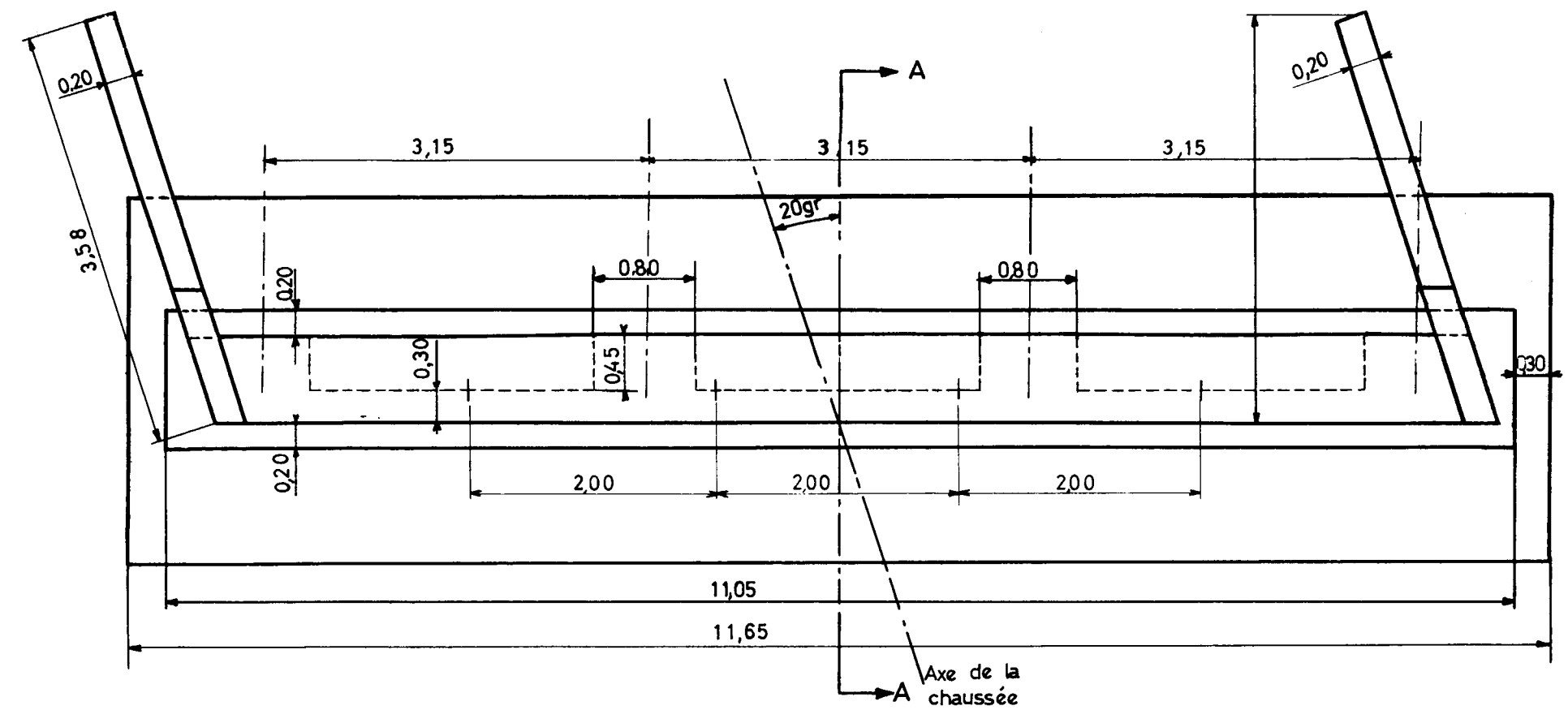
Echelle 1/50

PERSPECTIVE

Nota : la corniche et son prolongement ne sont pas représentés.



VUE DE DESSUS



MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
SERVICE SPECIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS OU INFERIEURS EN DALLE ELEGIE

PRECONTRAINTE A INERTIE CONSTANTE OU VARIABLE

PSI.DE.67

ANNEXE PS-DE 4780 / 1

(2 TRAVEES)

Avant métré du tablier

3.7

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

B.P. 235 - Orly - Aérogare (Seine)

Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE

38, rue Liancourt

PARIS 14 - Tél : 734. 37. 74

F. PONS

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat
Gestionnaire

G. MONNERET

Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT

Ingénieur en Chef

M. GERBAULT

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

MAI 1967

DESIGNATION	QUANTITES	QUANTITES par m ² /SU*	OBSERVATIONS
I - <u>BETON</u>			
A - Béton pour béton précontraint.	266 m ³	0,54 m ³ /m ²	Trous des câbles non déduits.
B - Béton pour béton armé.	13 m ³	0,03 m ³ /m ²	Béton de la corniche.
C - Elégissements.	66 m ³	0,13 m ³ /m ²	soit 387 ml.
II - <u>COFFRAGE</u>			
A - Coffrage soigné	328 m ²	0,67 m ² /m ²	sous-dalle
B - Coffrage pour parement fin	261 m ²	0,53 m ² /m ²	corniches et flancs de dalle
III - <u>ACIER</u>			
A - Acier dur pour précontrainte.	13056 kg	26,64 kg/m ²	Poids du câble 18 Ø 7 = 5,44 kg/m
B - Acier à haute adhérence.	7000 kg	14,17 kg/m ²	Ferrailage longitudinal de montage. Ferrailage transversal.
C - Acier doux.	2000 kg	4,00 kg/m ²	Cadres support des câbles. Etriers. Berceau de soutien des élégissements.
IV - <u>ACCESSOIRES</u>			
A - Chape.	500 m ²	1 m ² /m ²	
B - Chaussée.	349 m ²	0,70 m ² /m ²	
C - Enduit sur trottoir.	110 m ²	0,22 m ² /m ²	
D - Béton de remplissage.	26 m ³	0,05 m ³ /m ²	
E - Gargouilles.	4 u		
F - Appui néoprène sur pile-culée.	9,6 dm ³		
G - Garde-corps.	113,60 m		Type S ₂ - 29,5 kg ml
H - Bordures de trottoir.	113,60 m		
* Surface utile SU = 490 m ²			