



# le treillis soudé

## Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés

Réalisé par l'ADETS en collaboration avec :

**M. CAVÉ**

Ing. E.T.P. - Entreprise BOUYER (Groupe Bouygues).

**M. LEVEILLARD**

Ing. E.T.P. - Ingénieur Conseil.

**M. SANDROLINI**

Ing. E.T.P. - Entreprise QUILLE (Groupe Bouygues).

*avec le concours de :*

**M. JALIL**

Ing. E.N.P.C., Dr. ès Sc. SOCOTEC, Professeur au  
Centre de Hautes Études de la Construction.

**M. CREPET**

Ing.E.N.I.S.E. - SOREDAL Etudes

*et sous la Direction Technique de*

**M. PERCHAT**

Ing E.C.P , Ingénieur-Conseil  
Professeur honoraire à l'École Spéciale des Travaux Publics  
Professeur honoraire au Centre de Hautes Études de la Construction.

Édition corrigée et mise à jour en 2007 par :

**JEAN PERCHAT**

### **remarque**

Les renseignements contenus dans le présent ouvrage, ainsi que les valeurs numériques inscrites dans les tableaux, les abaques ou les exemples sont donnés à titre indicatif ; leur usage ne peut engager aucunement la responsabilité de l'ADETS, ni celle des auteurs.

En application de la loi du 11 mars 1957 et du Code de la propriété intellectuelle du 1<sup>er</sup> juillet 1992, il est interdit de reproduire totalement ou partiellement, sur quelque support que ce soit, par quelque procédé que ce soit, le présent ouvrage, ou d'en faire une traduction totale ou partielle dans quelque langue que ce soit, sans l'autorisation de l'ADETS.

# SOMMAIRE

	Pages
CHAPITRE 1 Généralités	7
CHAPITRE 2 Les planchers	53
CHAPITRE 3 Les fondations superficielles et les semelles sur pieux	109
CHAPITRE 4 Les murs en béton	171
CHAPITRE 5 Les murs de soutènement	235
CHAPITRE 6 Les dallages	311
CHAPITRE 7 Les ouvrages particuliers	351
ANNEXE	411
BIBLIOGRAPHIE	425

# PRÉFACE

de l'édition 2005

Au cours des treize dernières années, le «paysage» réglementaire du domaine de la construction a beaucoup changé. Il devenait urgent de mettre à jour la DOC-ADETS :

- les Règles BAEL 91 ont été modifiées en 1999. La modification a porté sur un relèvement des contraintes limites en traction des aciers dans les cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Les valeurs adoptées par ces Règles étaient en effet très pénalisantes et pouvaient conduire à doubler les sections d'acier strictement nécessaires pour assurer la seule résistance, ce qui n'était pas admissible.
- la plupart des DTU ont acquis le statut de normes . Les Règles professionnelles sur les dallages ont été complètement remaniées avant d'être, elles aussi, transformées en norme. Un nouveau fascicule 74 du Cahier des Clauses Techniques Générales a regroupé en un document unique les règles professionnelles et cahiers des charges divers concernant les réservoirs, les cuves, les piscines, etc. La technique du béton projeté a, également, été codifiée. Il n'y a guère que les murs de soutènement qui soient restés en dehors de cette évolution et pour lesquels on attend toujours qu'un DTU ou une norme vienne en définir les règles de calcul et d'exécution.

Dans cette nouvelle édition de la DOC-ADETS, toutes les modifications entraînées par cette évolution de la réglementation technique ont, bien entendu, été prises en compte.

Mais il n'y a pas que les textes réglementaires qui ont subi des changements.

L'ADETS regroupe maintenant onze sociétés adhérentes, anciennes ou nouvelles, qui disposent toutes du droit d'usage du label ADETS. Leurs usines de fabrication sont certifiées NF-Aciers pour Béton Armé. Il est donc bien révolu le temps où, il y a une trentaine d'années, l'utilisateur devait se contenter, en l'absence de documents officiels, des «fiches provisoires de renseignements» établies par les producteurs et cautionnées par le Groupe de travail d'une Commission d'Agrément et de Contrôle des aciers pour béton armé, aujourd'hui disparue.

Une nouvelle gamme de produits standardisés sur stock a été définie. En conséquence, les panneaux ou rouleaux de treillis soudés ADETS conformes à cette gamme ont fait l'objet de nouvelles désignations. Les treillis soudés lisses n'en font plus partie. Tous les treillis soudés ADETS sont maintenant des treillis soudés à haute adhérence aux caractères géométriques normalisés et strictement contrôlés. Grâce aux fils à haute adhérence, la fissuration est mieux maîtrisée et les longueurs d'ancrage des panneaux peuvent être réduites, car il n'est plus nécessaire de respecter la « règle des trois soudures ».

Au cours des années passées, les producteurs ont fait un effort considérable pour améliorer la ductilité des fils tréfilés. Cette propriété, bien utile pour la sécurité des constructions, est mesurée, au cours d'un essai de traction, par l'allongement sous charge maximale, et le rapport  $R_m/R_e$ . Pour juger de l'effort accompli, il suffit de savoir que cet allongement a été multiplié par deux et demi. De ce fait, le risque d'avoir des ruptures fragiles, sans signes avertisseurs se trouve fortement réduit.

Ainsi le treillis soudé ADETS est devenu au cours du temps un produit parfaitement fiable, dont la commodité d'emploi dans de multiples utilisations pratiques n'est plus à démontrer. Pour le projeteur, il suffit d'y penser....

.....PENSER TREILLIS SOUDE ! Depuis l'édition 1992 de la DOC-ADETS, le message n'a pas changé. Peut-être convient-il seulement d'apporter à cette incitation un petit complément : PENSER TREILLIS SOUDE ADETS ! Notre vœu est que cette nouvelle édition de la DOC-ADETS puisse continuer d'y contribuer.

Jean PERCHAT

# PRÉFACE

de l'édition de 1992

Janvier 1958... La première notice technique sur les treillis soudés vient de paraître. Elle est le fruit des travaux d'une commission composée de représentants de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et de cinq sociétés productrices de treillis soudés. Cette commission a fait faire des essais aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics. Elle s'est réunie le 12 septembre 1957 et a défini des recommandations pour cette *armature spéciale*.

Cette première documentation comporte quatre pages. Elle fait état de valeurs de contraintes admissibles atteignant 25 et même 28 kg/mm<sup>2</sup>, ce qui est très élevé pour l'époque. Un exemple de calcul d'une dalle est donné : les sections sont réalisées à l'aide de treillis soudés à mailles de 75 x 200 et fils de 6,4/5,4 ou 3,9/3... car les diamètres sont exprimés en «jauge de Paris» comme il est alors d'usage pour tous les produits tréfilés.

Plus loin, une note indique en bas de page : «les treillis soudés n'ayant encore fait l'objet d'aucune normalisation, il y a lieu, pour le choix des sections et des mailles, de se reporter aux catalogues des différents producteurs». Or, à l'époque, le catalogue d'un grand marchand de fer consacrait aux treillis soudés un nombre de pages important, où toutes les combinaisons possibles de diamètres et de mailles avaient été envisagées, en commençant par les fils de 2 mm. Une première amorce de normalisation interviendra en 1960 où une nouvelle réunion établira le 23 février la gamme de diamètres telle qu'elle était encore en usage il y a peu d'années, avant que ne soient réintroduits quelques demi-diamètres.

En 1963, les sociétés productrices de treillis soudés décident de fonder l'Association Technique pour le Développement de l'Emploi de Treillis soudé, bien connue maintenant tant en France qu'à l'étranger sous son sigle ADETS.

Très vite alors les choses vont changer :

L'ADETS entreprend immédiatement une œuvre de simplification, crée les panneaux standard et publie une nouvelle notice technique, plus étoffée que la première.

En mars/avril 1965, elle rédige un Cahier des Charges interne que tout producteur membre de l'ADETS s'engage à respecter. Ce Cahier des Charges qui institue chez les producteurs un auto-contrôle, impose entre autres une résistance minimale à l'arrachement des soudures.

La même année paraît le **Guide pratique de calcul et d'utilisation des treillis soudés dans les planchers**, qui apporte une aide précieuse aux projeteurs de béton armé.

En 1966 et 1967, l'ADETS engage des recherches en vue de déterminer la limite d'élasticité en compression et de préciser les conditions de pliage des treillis soudés. Les résultats de ces recherches sont concrétisés par une notice qui paraît début 1969.

A partir de cette date, l'ADETS participe activement à un certain nombre de Commissions Techniques :

- Commission d'Agrément et de Contrôle des Armatures pour béton armé.
- Groupe de travail AFNOR, pour l'étude et la mise au point des normes françaises, européennes et internationales.
- Commissions DTU, etc.

C'est ainsi que, grâce à l'action de l'ADETS, sont publiées en 1976 les premières spécifications techniques à caractère officiel concernant les treillis soudés, que suivront en 1979 les normes AFNOR pour ces mêmes produits.

Cette participation aux Commissions Techniques et de fréquents contacts avec les Bureaux d'Études et les Entreprises permettent à l'ADETS d'appréhender constamment les besoins des utilisateurs. Ainsi, les panneaux rationalisés et les panneaux sur devis sont venus étendre la latitude du choix du type de

treillis soudé, en permettant, lorsqu'il en est besoin, de s'écarter du cadre nécessairement rigide des panneaux-standard. Ainsi pour répondre aux exigences du DTU sur les murs en béton banché, l'ADETS a créé le «panneau-voile». Ainsi, pour faciliter le travail des chantiers, elle a créé le «panneau-chapeau». Ces quelques exemples montrent que l'ADETS est toujours prête à envisager si nécessaire la création de produits nouveaux.

Son dynamisme ne s'arrête pas là. Poursuivant son objectif de développement, d'expansion et de promotion du treillis soudé, l'ADETS a, depuis toujours, voulu mettre entre les mains des utilisateurs (ingénieurs, entrepreneurs, prescripteurs, etc.) et quelle que soit l'habitude de ceux-ci au maniement de méthodes de calcul parfois complexes, un outil rappelant pour un certain nombre d'applications la méthode générale de détermination des sections d'armatures et montrant, au moyen d'exemples, de schémas et de dessins, comment les treillis soudés permettent de satisfaire avec élégance aux diverses conditions imposées réglementairement.

Cet outil, c'est la Documentation Technique de l'ADETS qui, après avoir été revue une première fois en 1974, avait fait, entre 1981 et 1986, l'objet d'une refonte totale pour la mettre en harmonie avec les Règles BAEL. Pour mener à bien ce travail, l'ADETS s'était assuré le concours de deux jeunes ingénieurs connaissant bien les nouvelles méthodes de calcul, et celui de deux ingénieurs chevronnés, parfaitement rompus à l'application courante de ces méthodes, l'un dans de nombreux projets, l'autre dans le contrôle technique. Le résultat de cette collaboration s'était concrétisé sous la forme de sept fascicules dont la rédaction n'avait pas été sans difficultés. En effet, une première révision des Règles BAEL avait eu lieu en 1983, pendant la période d'élaboration des fascicules, et alors qu'un certain nombre d'entre eux étaient déjà parus. Ensuite, plusieurs textes réglementaires, ou bien n'avaient pas encore été adaptés aux nouvelles méthodes (murs en béton banché, dallages, par ex.), ou bien étaient encore à l'état de projet, la forme finale demeurant incertaine (fondations superficielles par ex.).

Les choses ont évolué depuis. Pratiquement tous ces textes ont été mis en harmonie, sinon avec la dernière version (1991) des Règles BAEL, du moins avec les principes généraux du calcul aux états-limites : le DTU Fondations superficielles en 1988, le DTU Murs en béton banché et les règles sur les dallages en 1990. D'autres textes, sur les réservoirs, ou sur les murs de soutènement, sont encore à l'état de projets, mais ils sont suffisamment avancés pour qu'il soit possible d'en tenir déjà compte.

Une nouvelle refonte de la «DOC. ADETS» s'avérait donc indispensable. Entreprise en 1992, elle fait l'objet du présent ouvrage, qui regroupe tous les fascicules antérieurs revus, corrigés et améliorés. A la date de sa publication, ce document est totalement à jour avec les textes réglementaires en vigueur ou même à paraître.

Dans la préface à la documentation antérieure, nous exprimions le vœu que, grâce à celle-ci, les utilisateurs aient toujours présente à l'esprit la possibilité d'une solution «treillis soudé». L'ambition de cette nouvelle «DOC. ADETS» n'a pas varié : en mettant entre les mains des utilisateurs tous les éléments techniques nécessaires, les auteurs, et l'ADETS, souhaitent les amener à «PENSER TREILLIS SOUDÉ».

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'J. Perdat', with a stylized flourish above the name.

# CHAPITRE 1

# GÉNÉRALITÉS

## TABLE DES MATIERES

	Pages
<b>0. INTRODUCTION</b>	<b>8</b>
0.1 AVANTAGES DU TREILLIS SOUDÉ	8
0.2 APPLICATIONS DU TREILLIS SOUDÉ	14
<b>1. CARACTÉRISTIQUES DU TREILLIS SOUDÉ</b>	<b>20</b>
1.1 CONFORMITÉ À LA NORME AFNOR	20
1.2 CONFORMITÉ À LA FUTURE NORME EUROPÉENNE	20
1.3 LES PRODUITS ADETS	20
<b>2. DONNÉES DE BASE POUR LE CALCUL</b>	<b>25</b>
2.1 DONNÉES CONCERNANT LE BÉTON	25
2.2 DONNÉES CONCERNANT LE TREILLIS SOUDÉ	28
2.3 ASSOCIATION BÉTON - TREILLIS SOUDÉS	31
<b>3. OSSATURES ET ÉLÉMENTS COURANTS</b>	<b>41</b>
3.1 POURCENTAGES MINIMAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ÉLÉMENTS EXPOSÉS	41
3.2 CHARGES PERMANENTES	43
3.3 CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS	46

# 0. INTRODUCTION

## 0.1. AVANTAGES DU TREILLIS SOUDÉ

Les avantages d'utilisation du treillis soudé ADETS sont :

- La Qualité,
- L'Économie,
- La Sécurité d'emploi.

### 0.1.1. la qualité des produits tient à :

- **Leur constitution** : indéformabilité - rigidité

La fabrication de treillis métalliques, soudés à tous les croisements de fils, forme des armatures de grande rigidité qui, à l'emploi, ne présentent pas le risque de se déplacer tant dans le plan vertical qu'horizontal.

- **Leurs caractéristiques garanties**

Les treillis soudés ADETS, formés de fils à haute adhérence, livrés sous forme de produits standard qui sont élaborés selon un Cahier des Charges commun à tous les fabricants adhérents, lequel définit rigoureusement :

- Le mode opératoire de la fabrication aux stades :
  - du tréfilage ou laminage à froid,
  - de l'assemblage des fils par soudage sur machines automatiques.
- Le mode opératoire des contrôles :
  - de la matière première (fil machine)
  - des fils à haute adhérence tréfilés ou laminés à froid,
  - des produits finis, panneaux ou rouleaux.

La garantie des caractères mécaniques, technologiques et dimensionnels est confirmée :

- d'une part, par la certification NF – Aciers pour Béton Armé ( Gestion de la certification assurée par l'AFCAB)
- d'autre part, par la marque ADETS attribuée à tous les producteurs de l'Association pour tous les produits standard et sur devis, destinés aux marchés nationaux et internationaux.

## 0.1.2. l'économie

L'économie d'utilisation du treillis soudé par rapport à une armature de fabrication traditionnelle est le produit de deux facteurs :

- Gain de poids, dû à la limite d'élasticité élevée des fils à haute adhérence constituant le treillis soudé.
- Gain de temps global sur l'armature mise en œuvre résultant du cumul des gains de temps sur le façonnage, l'assemblage, la manutention et la pose.

## 0.1.3. la sécurité d'emploi

Elle se manifeste notamment au niveau :

- **du personnel** : moins de manutention signifie moins de risques d'accidents.

Autre exemple de sécurité accrue de personnel :

Pendant les travaux, la partie de treillis située au droit d'une ouverture dans une dalle de plancher peut être conservée et permettre ainsi d'éviter des chutes de personnel (fig. 1.1)

- **de la bonne exécution du travail** sur le chantier :

Il n'y a plus de manques possibles dans la nappe d'armatures ou de risques de voir utiliser des fils de section plus faible que celle imposée par le calcul.

- **de la facilité du contrôle** sur le chantier.

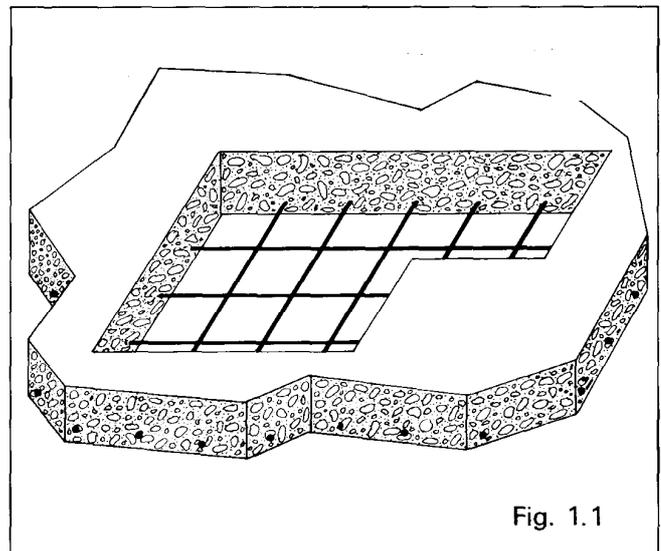


Fig. 1.1



## LE TREILLIS SOUDE **ADETS®** EST UN PRODUIT CERTIFIE



**- ACIERS POUR BETON ARME**

### **CELA VOUS GARANTIT LES AVANTAGES SUIVANTS :**

- La conformité des produits à leur norme de référence :
- L'origine identifiable des produits
- Le contrôle par un organisme extérieur accrédité.

#### **Des producteurs qui s'engagent à :**

- Mettre en œuvre un système de gestion de la qualité
- Assurer le contrôle final et la validation des lots de fabrication
- Traiter les réclamations clients et mettre en place les actions correctives
- Assurer la maîtrise de leurs procédés

### **A PROPOS DE LA MARQUE NF**

C'est la marque nationale de conformité aux normes.

Elle a pour objectifs :

- De renforcer la confiance des clients
- De faire progresser la qualité dans la construction
- D'aider à développer des marchés et renforcer l'image de marque de ceux qui l'utilisent

**Les usines certifiées apposent la marque  
fardeaux de treillis soudés.**



**sur les étiquettes des**

**LA MARQUE**



**GARANTIT LA QUALITE DU TREILLIS SOUDE DANS VOS  
CONSTRUCTIONS EN BETON ARME**

## LA CERTIFICATION

Autrefois soumis en France à la procédure d'homologation avec contrôle, par la *Commission interministérielle d'homologation et de contrôle des armatures pour béton armé*, les treillis soudés sont désormais **certifiés**. La certification a pour objet d'attester de la conformité des treillis soudés aux normes françaises ou, le cas échéant, européennes.

Les règlements de certification sont définis par l'EOTC, organisation européenne pour les essais et la certification travaillant en « agreement group » composé des représentants des organismes nationaux de certification et des représentants des producteurs et des utilisateurs. Pour la France, l'organisme de certification est l'AFCAB (Association Française de Certification des Armatures du Béton), qui a pris la suite de la commission interministérielle.

La création juridique de l'AFCAB remonte à décembre 1990. Elle a, depuis, établi :

- les règles de la certification de la marque NF – Aciers pour Béton Armé
- les règles de la certification de la marque NF - Armatures

Les certifications NF-AFCAB ont donc remplacé les fiches d'identification antérieurement délivrées par la *Commission Ministérielle*.

Depuis le 1<sup>er</sup> janvier 1993, les treillis soudés doivent :

- être conformes aux normes AFNOR en vigueur et à des spécifications complémentaires indiquées dans les règles de certification,
- provenir d'une fabrication dont la qualité est contrôlée suivant les dispositions prévues par ces règles,
- avoir une origine identifiable.

Les treillis soudés fabriqués par des producteurs membres de l'ADETS remplissent ces conditions et bénéficient donc de la certification NF – [ACIERS POUR BETON ARME](#).

## DONNÉES GÉNÉRALES

### • Procédé d'élaboration

Fils machine en acier doux écrouis par tréfilage ou laminage à froid ou par combinaison des deux procédés et assemblés par soudage sur machines automatiques.

Les fils constituant les treillis soudés à haute adhérence (TSHA) ADETS sont conformes à la norme NF A 35-024 pour les treillis soudés [de surface](#) et aux normes NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2 pour les treillis de structure.

### • Caractéristiques principales :

Les caractères mécaniques et technologiques garantis sont ceux qui sont spécifiés dans les normes NF A 35-024, NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2.

### • Caractères géométriques :

Les diamètres nominaux et leurs tolérances sont conformes à :

- la norme NF A 35-024 [article 6.2.1.1](#)
- la norme NF A 35-016-2 [article 7.2 1.1](#) pour les treillis soudés – [Aciers soudables à verrous](#).
- la norme NF A 35-019-2 [article 7.2 1.1](#) pour les treillis soudés – [Aciers soudables à empreintes](#).

Les dimensions des mailles et leurs tolérances sont conformes à :

- la norme NF A 35-024 [article 6.2.2.1](#) et [6.2.2.2](#)
- la norme NF A 35-016-2 [article 7.2.2](#)
- la norme NF A 35-019-2 [article 7.2.2](#)

- **Caractères d'adhérence :**

Pour les treillis soudés ADETS constitués de fils à verrous :

- coefficient de fissuration

$$\eta = 1,3 \text{ pour } d < 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour } d \geq 6 \text{ mm}$$

- coefficient de scellement

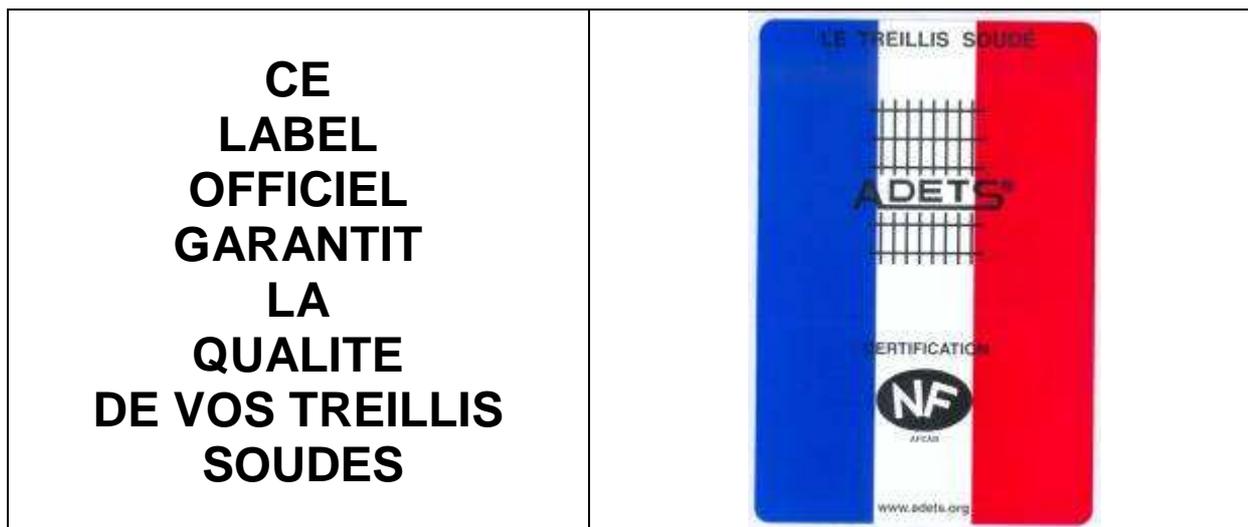
$$\psi_s = 1.5$$

d désigne ici le diamètre nominal des fils longitudinaux ou transversaux.

- **Marquage :**

Les treillis soudés ADETS sont munis d'étiquettes indiquant de façon indélébile sur une face la marque ADETS avec la référence à la certification NF-[ACIERS POUR BETON ARME](#) et sur l'autre face le nom de l'usine productrice et la désignation des treillis soudés, conforme à l'article [10](#) de la norme NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2 [et à l'article 11 de la norme NF A 35-024](#).

## LE LABEL ADETS



### Attention aux contrefaçons !

● Notre Association qui groupe en son sein, depuis de nombreuses années, les producteurs de treillis soudé adhérents à l'**A.D.E.T.S.**, rappelle que **seules** les fabrications munies du **LABEL ADETS**, sous la forme de l'étiquette tricolore (bleu – blanc - rouge), ou présent sur les étiquettes de production, répondent à la **GARANTIE** offerte par ses membres (\*). Ce LABEL ADETS est synonyme de **QUALITE** et de **GARANTIE OFFICIELLE** pour tous les utilisateurs.

● **Une garantie impliquant toujours un contrôle**, il est prudent de ne pas utiliser du treillis soudé de n'importe quelle provenance sans s'assurer auparavant que les **caractères** mécaniques et géométriques ainsi que la résistance au cisaillement des joints soudés ont bien été contrôlés et satisfont aux prescriptions des normes françaises.

● Le LABEL ADETS garantit également des **livraisons conformes aux Normes Françaises**, aux « Règles de Calcul du Béton Armé aux Etats Limites », aux **D.T.U** , et aux **Règles Européennes de calcul du béton Armé**.

● **Seules les Sociétés ci-dessous désignées disposent du droit d'usage du Label ADETS. Leurs usines de fabrication sont certifiées NF - Aciers pour Béton Armé (gestion de la certification assurée par l'A.F.C.A.B.).** La marque ADETS, les désignations et modèles des produits ADETS sont déposés à l'**Institut National de la Propriété Industrielle** et ne peuvent être utilisés que par les sociétés adhérentes à l'**ADETS**. Toute utilisation de la marque, des désignations ou des modèles, par des tiers non adhérents, pourra faire l'objet de poursuites pour contrefaçon et/ou concurrence déloyale.

### Dans votre intérêt et pour votre sécurité "soyez vigilants"

---

**ASSOCIATION TECHNIQUE POUR LE DEVELOPPEMENT DE L'EMPLOI DU TREILLIS SOUDE**

Siège Social : 25, avenue du Val – Z.I. de Limay-Porcheville F – 78440 GARGENVILLE

Tel : 01 34 77 01 72 – Fax : 01 34 77 13 21

<http://www.adets.org> - E mail : [adets@wanadoo.fr](mailto:adets@wanadoo.fr)

#### (\*) MEMBRES ADHERENTS à la date d'impression de l'ouvrage

ALFA ACCIAI S.p.A.  
BIOMETAL S.A.  
SERMETAL  
THY MARCINELLE  
TREILLIS DE RIVES  
GALLARDO CORRUGADOS, S.A.U.

ACEROS PARA LA CONSTRUCCION S.A.  
RIVA ACIER S.A.  
SOTRALENTZ Construction S.A.S.  
RIVA ACCIAIO S.p.A.  
TREILLIS DE CREIL  
ARMA SUD LA REUNION

## 0.2. APPLICATIONS DU TREILLIS SOUDÉ

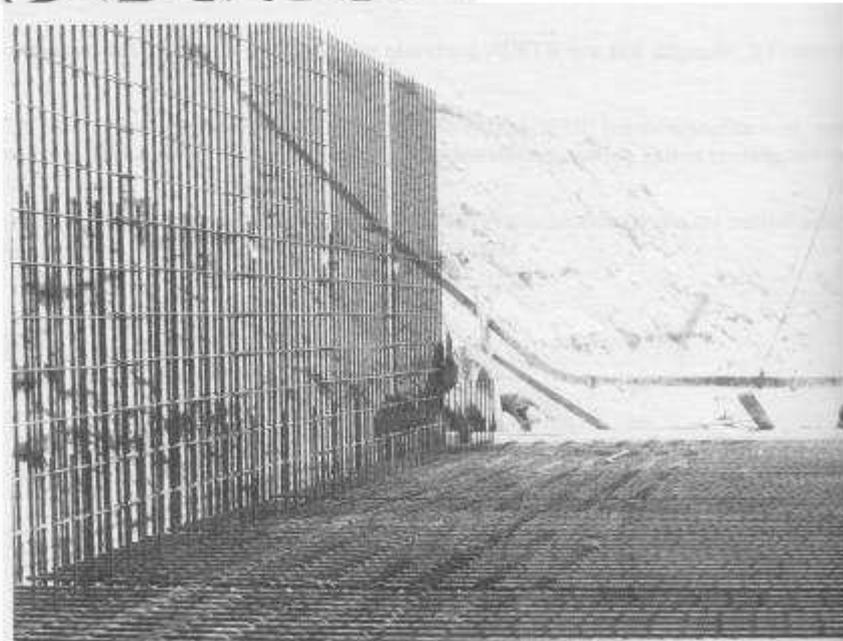
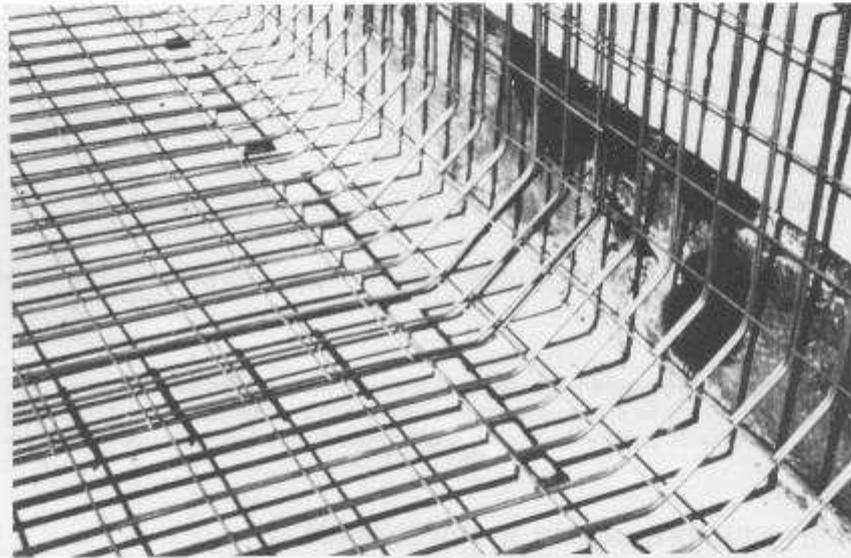
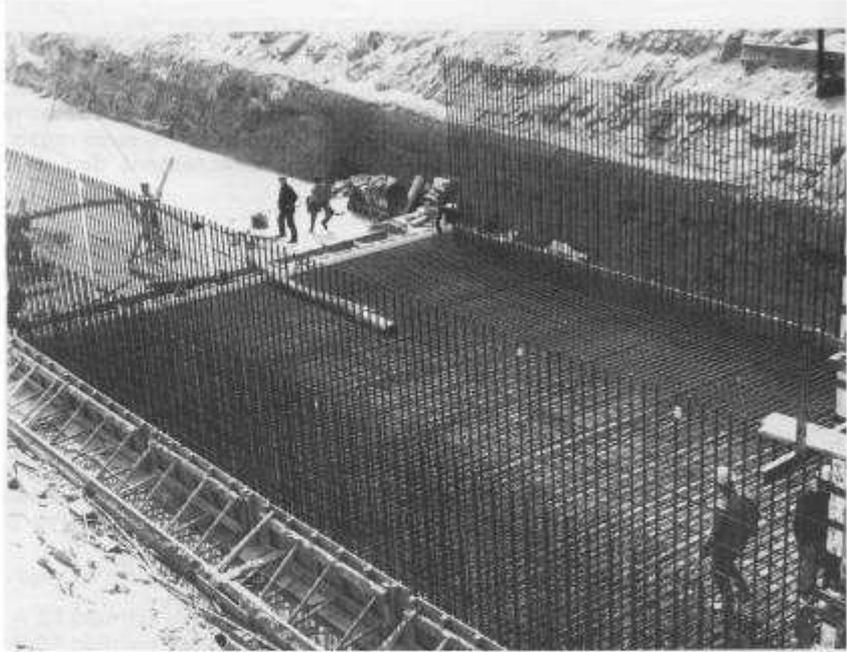
Les applications du treillis soudé découlent directement des avantages décrits précédemment : QUALITÉ - SÉCURITÉ - ÉCONOMIE.

C'est ainsi que l'avantage de l'utilisation de treillis soudé, en panneaux prêts à l'emploi, n'est plus à démontrer pour les applications classiques du bâtiment, telles que :

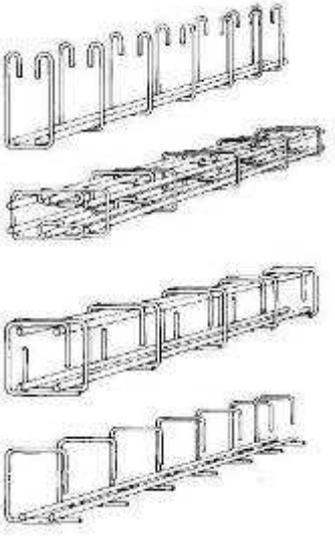
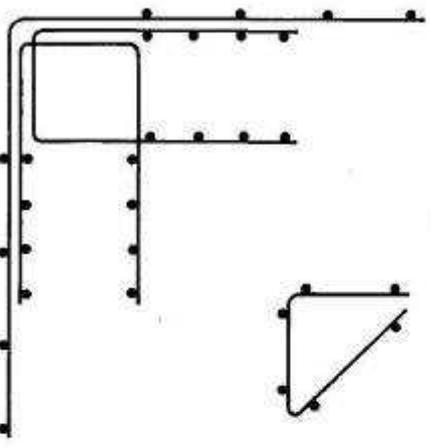
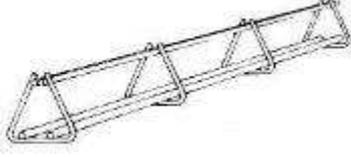
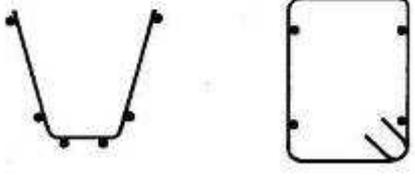
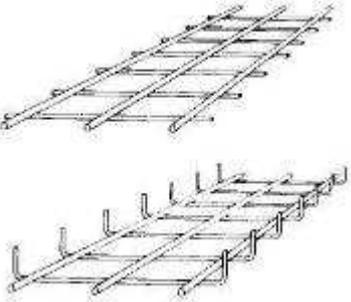
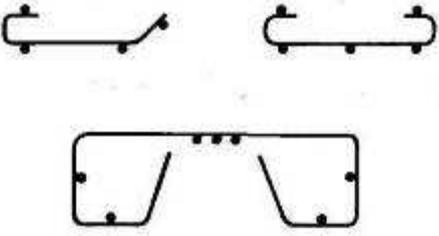
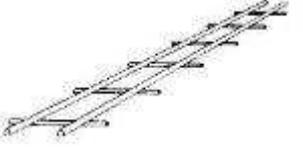
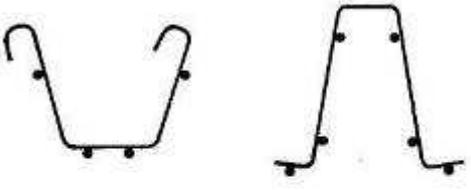
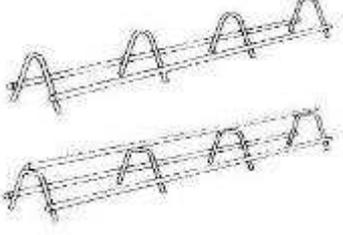
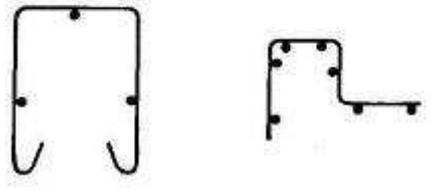
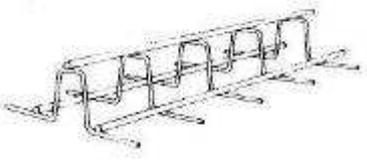
- dalles pleines,
- voiles porteurs, etc..

D'autres applications, parfois moins connues de certains utilisateurs, sont possibles et procurent les mêmes avantages :

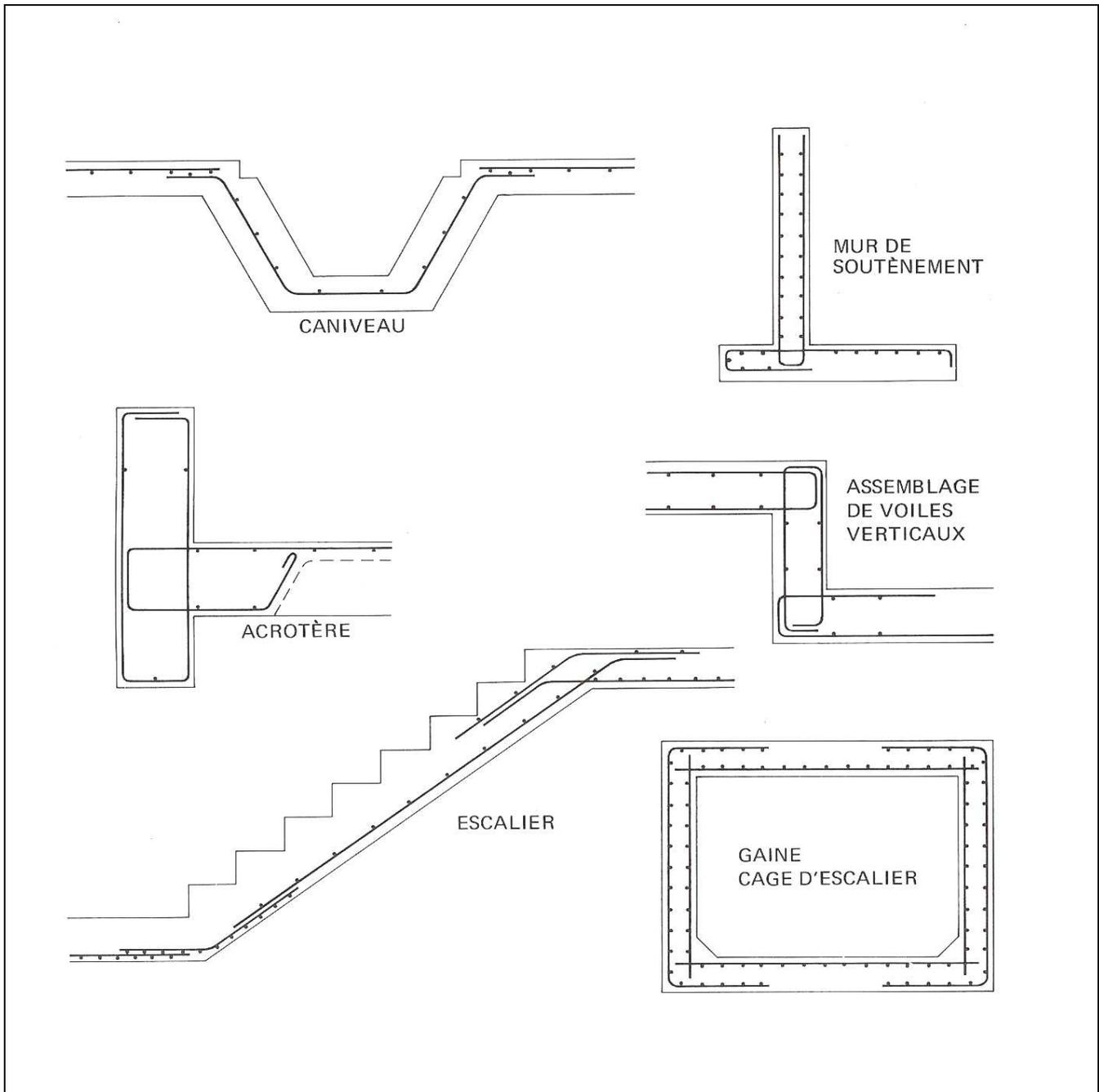
- Dans les TRAVAUX PUBLICS, notamment, l'utilisation des panneaux constitués de fils à haute adhérence permet d'avoir des armatures rigides dont LA SECTION PEUT ATTEINDRE UNE VALEUR IMPORTANTE (par exemple : Ø 16 tous les 10 cm, soit 20 cm<sup>2</sup>/m.).



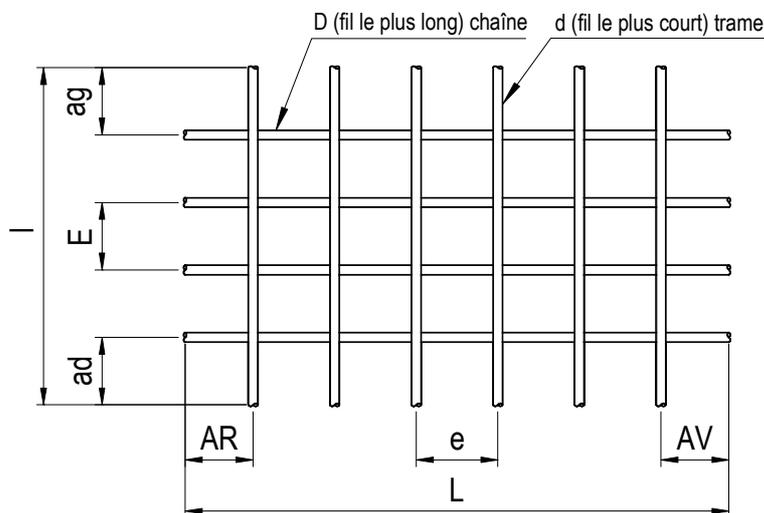
- Le pliage notamment, opération facile, transforme les panneaux spéciaux en armatures «tridimensionnelles» rigides et économiques.

	<p>POUTRES LINTEAUX LONGRINES</p>	
	<p>CHAINAGES TRIANGULAIRES</p>	
	<p>SEMELLES</p>	
	<p>CHAINAGES PLATS</p>	
	<p>RAIDISSEURS DE PREDALLES</p>	
	<p>DISTANCIERS</p>	

- Enfin, le recours aux « panneaux sur devis » pour des opérations d'importance moyenne ou grande, permet la réalisation d'une plus grande économie (voir fiche « produits sur devis », page 24).



**NOTA : l'ADETS invite les prescripteurs à consulter la Direction technique de l'ADETS ou directement les Producteurs, chaque fois qu'ils recherchent une solution hors du cadre des panneaux STANDARD «sur stock» .**



- L : Longueur du panneau
- l : Largeur du panneau
- D : Diamètre du fil de chaîne
- d : Diamètre du fil de trame
- E : Espacement fil de chaîne
- e : Espacement fil de trame
- AR : About arrière
- AV : About avant
- ad=ag : About de rive

### CARACTERISTIQUES GENERALES DES PRODUITS ADETS

Les produits standards ADETS sont constitués de fils haute adhérence.

Ils comprennent 18 produits sur stocks disponibles sur plus de 1000 points de vente en France dont :

- 5 treillis de surface ( NF A 35-024)
- 13 treillis de structure ( NF A 35-016-2 ou NF A 35-019-2)

Ces produits sont conçus pour une utilisation rationnelle et économique dans le cadre de l'application des Règles de Calcul du Béton Armé aux Etats Limites, aux DTU, et aux Règles Européennes de calcul du béton armé.

Ces produits qui sont fabriqués exclusivement par les titulaires du droit d'usage du Label ADETS

(voir liste des adhérents) bénéficient du droit d'usage de la marque NF-Aciers pour Béton Armé, accordé par l'AFCAB, organisme certificateur mandaté par AFNOR.

Les caractéristiques, géométriques et technologiques sont en tous points conformes à celles décrites dans les normes NF A 35-024, NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2.

### CARACTERISTIQUES MECANQUES

- Limite d'élasticité ( $R_e$ ) : 600 MPa (NF A 35-024)
- Limite d'élasticité ( $R_e$ ) : 500 MPa (NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2)
- $R_m / R_e$  : 1,05 (NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2)
- Allongement sous charge maximale ( $A_{gt}$ ) : 2,5 % (NF A 35-016-2 et NF A 35-019-2)

### CARACTERES D'ADHERENCE

Pour les treillis soudés, l'adhérence est assurée par le respect de la spécification de la surface relative :

$f_R$  (NF A 35-024 et NF A 35-016-2) pour les fil à verrous,  
 $f_p$  (NF A 35-024 et NF A 35-019-2) pour les fils à empreintes.

- $\eta = 1,3$  pour  $\varnothing < 6$
- $\eta = 1,6$  pour  $\varnothing \geq 6$
- $\Psi_s = 1,5$
- $f_R$  et  $f_p$  min : 4,5 mm : 0,035
- 5 à 6 mm : 0,035
- 6,5 à 12 mm : 0,040

### ANCRAGES RECTILIGNES ( BAEL : Art. A.6.2,1 et A.6.2,2)

Ancrage total avec :

3 soudures pour les fils porteurs

2 soudures pour les fils de répartition

ou

d'après la longueur de scellement droit donnée en fonction de la résistance caractéristique du béton.

$f_{c28}$ (MPa )	25	30	35	40	45	50	55	60
$l_s = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}} = k \varnothing$	44 $\varnothing$	39 $\varnothing$	34 $\varnothing$	31 $\varnothing$	28 $\varnothing$	26 $\varnothing$	24 $\varnothing$	22 $\varnothing$

**Tableau 1**

SECTIONS NOMINALES DES DIAMETRES DE FILS NORMALISES

D ou d mm	Section 1 fil cm <sup>2</sup>	Sections en cm <sup>2</sup> /mètre linéaire												
		Espacement en mm												
		50 100 d*	75 150 d*	100 200 d*	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
		cm <sup>2</sup> /m												
4,5	0,159	3,18	2,12	1,59	1,27	1,06	0,91	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49	0,45
5,0	0,196	3,93	2,62	1,96	1,57	1,31	1,12	0,98	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56
5,5	0,238	4,75	3,17	2,38	1,90	1,58	1,36	1,19	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73	0,68
6,0	0,283	5,65	3,77	2,82	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87	0,81
6,5	0,332	6,64	4,43	3,31	2,65	2,21	1,90	1,65	1,47	1,33	1,21	1,10	1,02	0,95
7,0	0,385	7,70	5,13	3,85	3,08	2,57	2,20	1,92	1,71	1,54	1,40	1,28	1,18	1,10
7,5	0,442	8,84	5,89	4,42	3,53	2,95	2,52	2,20	1,96	1,77	1,61	1,47	1,36	1,26
8,0	0,503	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,23	2,01	1,88	1,67	1,55	1,44
8,5	0,567	11,35	7,57	5,67	4,54	3,78	3,24	2,84	2,52	2,27	2,06	1,89	1,74	1,62
9,0	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,63	3,18	2,83	2,54	2,31	2,12	1,96	1,82
9,5	0,709	14,18	9,45	7,09	5,67	4,73	4,05	3,54	3,15	2,83	2,58	2,36	2,18	2,03
10,0	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,92	3,49	3,14	2,85	2,61	2,42	2,24
10,5	0,866	17,32	11,55	8,66	6,93	5,77	4,95	4,33	3,85	3,46	3,15	2,89	2,66	2,47
11,0	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,34	5,43	4,74	4,22	3,80	3,45	3,16	2,92	2,71
11,5	1,039	20,77	13,85	10,39	8,31	6,92	5,93	5,19	4,61	4,15	3,78	3,45	3,19	2,97
12,0	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	6,46	5,66	5,02	4,52	4,11	3,76	3,48	3,23
14,0	1,539	30,78	20,52	15,39	12,31	10,26	8,79	7,70	6,84	6,16	5,60	5,13	4,74	4,40
16,0	2,011	42,20	26,81	20,11	16,09	13,41	11,49	10,06	8,94	8,04	7,31	6,70	6,19	5,75

\* d = fils doubles en tant que fils les plus longs seulement.

**Tableau 2 \*\***

POIDS NOMINAUX

D ou d (mm)	Poids d'un m en kg	Poids en kg/m <sup>2</sup> dans un seul sens												
		Espacement en mm												
		50 100 d*	75 150 d*	100 200 d*	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
4,5	0,125	2,50	1,67	1,25	1,00	0,83	0,72	0,63	0,56	0,50	0,45	0,42	0,38	0,36
5,0	0,154	2,08	2,05	1,54	1,23	1,03	0,88	0,77	0,68	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44
5,5	0,187	3,74	2,49	1,87	1,49	1,24	1,07	0,93	0,83	0,75	0,68	0,62	0,58	0,53
6,0	0,222	4,44	2,96	2,22	1,78	1,48	1,27	1,11	0,99	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63
6,5	0,260	5,20	3,47	2,60	2,08	1,73	1,49	1,30	1,16	1,04	0,95	0,87	0,80	0,74
7,0	0,302	6,04	4,03	3,02	2,42	2,01	1,73	1,51	1,34	1,21	1,10	1,01	0,93	0,86
7,5	0,347	6,94	4,63	3,47	2,78	2,31	1,98	1,74	1,54	1,39	1,26	1,16	1,07	0,99
8,0	0,395	7,90	5,27	3,95	3,16	2,63	2,26	1,98	1,76	1,58	1,44	1,32	1,22	1,13
8,5	0,445	9,90	5,93	4,45	3,56	2,97	2,54	2,23	1,98	1,78	1,62	1,48	1,37	1,27
9,0	0,499	9,98	6,65	4,99	3,99	3,33	2,85	2,50	2,22	2,00	1,82	1,66	1,54	1,43
9,5	0,556	11,12	7,42	5,56	4,45	3,71	3,18	2,78	2,47	2,23	2,02	1,85	1,71	1,59
10,0	0,616	12,32	8,21	6,16	4,93	4,11	3,52	3,08	2,73	2,46	2,24	2,05	1,90	1,76
10,5	0,680	13,60	9,07	6,80	5,44	4,53	3,89	3,40	3,02	2,72	2,47	2,27	2,09	1,94
11,0	0,746	14,92	9,95	7,46	5,97	4,97	4,26	3,73	3,32	2,98	2,71	2,48	2,30	2,13
11,5	0,815	16,30	10,87	8,15	6,52	5,43	4,66	4,08	3,62	3,26	2,96	2,72	2,51	2,33
12,0	0,888	17,76	11,84	8,88	7,10	5,92	5,07	4,44	3,91	3,55	3,23	2,96	2,71	2,54
14,0	1,208	24,16	16,11	12,08	9,66	8,05	6,90	6,04	5,37	4,83	4,39	4,02	3,72	3,45
16,0	1,578	31,58	21,05	15,78	12,57	10,53	9,02	7,89	7,01	6,31	5,74	5,26	4,86	4,51

\* d = fils doubles en tant que fils les plus longs seulement.

\*\* Ce tableau n'est valable que pour des abouts égaux à la demi-maille dans les deux sens.

Exemple : Treillis 6x7/150x300

Le poids par m<sup>2</sup> s'obtient en additionnant les valeurs trouvées dans chaque direction :

Fils Ø 6 / mm avec espacement de 150 mm ..... 1,48 kg/m<sup>2</sup>

Fils Ø 7 / mm avec espacement de 300 mm ..... 1,01 kg/m<sup>2</sup>

Poids total ..... 2,49 kg/m<sup>2</sup> de treillis.

# 1. CARACTÉRISTIQUES DU TREILLIS SOUDÉ

## 1.1. CONFORMITÉ AUX NORMES AFNOR

Les treillis soudés ADETS sont conformes à la norme française NF A 35-024 ([Treillis de surface](#)) et à la norme française NF A 35-016-2 ou NF A 35-019-2 [année 2007](#) [1.3] (Treillis de Structure).

## 1.2. CONFORMITÉ À LA FUTURE NORME EUROPÉENNE

En mai 1988, une norme européenne a été mise à l'étude par l'ECISS/TC 19. L'ECISS (European Committee for Iron and Steel Standardization ou Comité Européen du Fer et de l'Acier) est l'organisme du CEN (Comité Européen de Normalisation) chargé d'élaborer les normes européennes des aciers.

La norme française NF A 35-016 : 1996 s'était largement inspirée de la norme expérimentale XP ENV 10080 : 1995.

En mai 2005 cette norme EN 10080 a été adoptée, mais sans niveau de performance. C'est donc dans la nouvelle version de la norme [NF A 35-016-2](#) et [NF A 35-019-2](#) que l'on retrouvera les performances à respecter des treillis soudés.

## 1.3. LES PRODUITS ADETS

L'ensemble des produits ADETS comprend :

- LES PRODUITS STANDARD sur stock

- LES PRODUITS SUR DEVIS

### 1.3,1. les produits standard

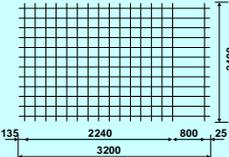
**Les produits standard sur stock**, dont la consommation importante et régulière justifie qu'ils soient disponibles sur stock, chez les négociants et les producteurs. Ils se présentent sous la forme de rouleaux et de panneaux (T.S.H.A.).

### 1.3,2. les produits sur devis

Lorsqu'un utilisateur ne parvient pas à trouver dans la gamme des produits standard le treillis soudé dont les caractéristiques répondent à ses exigences, il lui est conseillé de consulter les producteurs de l'ADETS, car une solution « treillis sur devis » est possible

**PRODUITS STANDARDISES SUR STOCK - Caractéristiques nominales**

**TREILLIS DE SURFACE (NF A 35-024)**

Désignation ADETS	Section		E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale Kg/m <sup>2</sup>	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m <sup>2</sup>	Masse 1 rouleau ou 1 panneau kg	Colisage
	S cm <sup>2</sup> /m	S s cm <sup>2</sup> /m									
<b>RAF R<sup>®</sup></b>	<b>0,80</b>	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	100/100 100/100	12 167	50,00* 2,40	1,043	120,00	125,10	1
<b>PAF R<sup>®</sup></b>	<b>0,80</b>	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	150/150 100/100	12 12	3,60 2,40	1,042	8,64	9,00	100
<b>RAF C<sup>®</sup></b>	<b>0,80</b>	0,80 0,80	200 200	4,5 4,5	100/100 100/100	12 200	40,00* 2,40	1,250	96,00	120,00	1
<b>PAF C<sup>®</sup></b>	<b>0,80</b>	0,80 0,80	200 200	4,5 4,5	100/100 100/100	12 18	3,60 2,40	1,250	8,64	10,80	100
<b>PAF V<sup>®</sup></b>	<b>0,99</b>	0,80 0,99	200 160	4,5 4,5	135/25 100/100	12 16		7,68	9,60	100	

\*Rouleaux : diamètre extérieur minimum autorisé = 500 mm.

**TREILLIS DE STRUCTURE (NF A 35-016-2 ou NF A 35-019-2)**

Désignation ADETS	Section		E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale Kg/m <sup>2</sup>	Surface 1 panneau m <sup>2</sup>	Masse 1 panneau kg	Colisage
	S cm <sup>2</sup> /m	S s cm <sup>2</sup> /m									
<b>ST 10<sup>®</sup></b>	1,19	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	12 24	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54	50 ou 80
<b>ST 20<sup>®</sup></b>	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81	40
<b>ST 25<sup>®</sup></b>	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49	40
<b>ST 30<sup>®</sup></b>	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	3,226	14,40	46,46	30
<b>ST 35<sup>®</sup></b>	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30
<b>ST 50<sup>®</sup></b>	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84	20
<b>ST 60<sup>®</sup></b>	6,36	6,36 2,52	100 200	9 8	100/100 50/50	24 30	6,00 2,40	6,965	14,40	100,30	16
<b>ST 15 C<sup>®</sup></b>	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	12 20	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31	70
<b>ST 25 C<sup>®</sup></b>	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	30
<b>ST 25 CS<sup>®</sup></b>	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 20	3,00 2,40	4,026	7,20	28,99	40
<b>ST 40 C<sup>®</sup></b>	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98	20
<b>ST 50 C<sup>®</sup></b>	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76	15
<b>ST 65 C<sup>®</sup></b>	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71	10

SECTIONS REALISABLES (cm<sup>2</sup>/m) AVEC LES PANNEAUX STANDARDS ADETS (liste non exhaustive)

	$S_M$ cm <sup>2</sup> /m	$s_m$ cm <sup>2</sup> /m	Disposition		
			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	Schéma
1	1,19	1,19	ST 10		A
2	1,42	1,42	ST 15 C		A
3	1,88	1,28	ST 20		A
4	2,38	2,38	ST 10	ST 10	B
5	2,57	1,28	ST 25		A
6	2,57	2,57	ST 25 C		A
7	2,83	1,28	ST 30		A
8	3,16	3,16	ST 20	ST 20	C
9	3,76	2,56	ST 20	ST 20	B
10	3,85	1,28	ST 35		A
11	3,85	3,16	ST 25	ST 20	C
12	3,85	3,85	ST 40 C		A
13	4,11	3,16	ST 30	ST 20	C
14	4,11	3,85	ST 30	ST 25	C
15	4,11	4,11	ST 30	ST 30	C
16	4,45	2,56	ST 20	ST 25	B
17	4,45	3,85	ST 20	ST 25 C	B
18	4,71	2,56	ST 20	ST 30	B
19	5,03	1,68	ST 50		A
20	5,03	5,03	ST 50 C		A
21	5,14	2,56	ST 25	ST 25	B
22	5,14	3,85	ST 25	ST 25 C	B
23	5,14	5,14	ST 25 C	ST 25 C	B
24	5,66	2,56	ST 30	ST 30	B
25	5,73	2,56	ST 20	ST 35	B
26	5,73	5,13	ST 20	ST 40 C	B
27	6,36	2,51	ST 60		A
28	6,36	6,36	ST 65 C		A
29	6,68	2,56	ST 30	ST 35	B
30	6,68	5,13	ST 30	ST 40 C	B
31	6,71	6,71	ST 50	ST 50	C
32	6,91	2,96	ST 20	ST 50	B
33	7,6	7,6	ST 25 C	ST 50 C	B
34	7,7	2,56	ST 35	ST 35	B
35	7,7	7,7	ST 40 C	ST 40 C	B
36	8,24	3,79	ST 20	ST 60	B
37	8,24	7,64	ST 20	ST 65 C	B
38	8,88	2,96	ST 35	ST 50	B
39	8,93	3,79	ST 25	ST 60	B
40	8,93	5,08	ST 60	ST 25 C	B
41	8,93	8,93	ST 25 C	ST 65 C	B
42	10,06	3,36	ST 50	ST 50	B
43	10,06	10,06	ST 50 C	ST 50 C	B
44	10,21	6,36	ST 60	ST 40 C	B
45	10,21	10,21	ST 40 C	ST 65 C	B
46	11,39	4,19	ST 50	ST 60	B
47	11,39	8,04	ST 50	ST 65 C	B
48	11,39	11,39	ST 50 C	ST 65 C	B
49	12,72	5,02	ST 60	ST 60	B
50	12,72	8,87	ST 60	ST 65 C	B
51	12,72	12,72	ST 65 C	ST 65 C	B

SCHEMAS DES DISPOSITIONS PROPOSEES

**SCHÉMA A**

1 Panneau

$$S_M = S$$

$$s_m = s$$

P { S  
s

**SCHEMA B**

2 Panneaux superposés  
parallèlement

P<sub>1</sub> { S<sub>1</sub>  
s<sub>1</sub>

P<sub>2</sub> { S<sub>2</sub>  
s<sub>2</sub>

$$S_M = S_1 + S_2$$

$$s_m = s_1 + s_2$$

**SCHÉMA C**

2 Panneaux superposés  
perpendiculairement

P<sub>1</sub> { S<sub>1</sub>  
s<sub>1</sub>

P<sub>2</sub> { S<sub>2</sub>  
s<sub>2</sub>

$$S_M = S_1 + s_2$$

$$s_m = S_2 + s_1$$

# EXEMPLES DE MISE EN ŒUVRE

Cette gamme a pour objectif de satisfaire aux exigences des Règles BAEL 91, modifiées 99 et des Règles PSMI 89 révisées 92 (Règles parasismiques des maisons individuelles et bâtiments assimilés). Tout dimensionnement de section de treillis soudé doit être établi par un Bureau d'Etudes compétent.

UTILISATION	PRODUITS	APPLICATION
Dallages Maisons Individuelles	ST 25 CS® ST 25 C®	
Dallages à usage industriel ou assimilés	ST 15 C®	Dallage non armé d'épaisseur 15 à 23 cm
	Tous treillis de structure ( ST® )	Dallage non armé d'épaisseur > 23 cm et dallage armé.
Dallages à usage autre qu'industriel ou assimilés	ST 10® / PAF C®	Dallage non armé
	ST 50 C®	Dallage armé au % minimum
	Tous treillis de structure ( ST® )	Dallage armé
Voile / Murs en béton banché	PAF V® ST 10®	Armatures de peau des murs extérieurs
Plancher poutrelles hourdis (tables de compression )	ST 10®	Parasismique ( Zones Ia, Ib et II )
	PAF C® / PAF R® RAF C® / RAF R®	Selon l'entre - axes des poutrelles
Réservoirs en béton	ST 65 C® ST 60®	Selon l'épaisseur des parois D et d supérieurs à 8 mm ( Art. A.4.5.3 du BAEL 91)
Autres applications	Tous treillis de structure ( ST® )	

# PRODUITS SUR DEVIS

Les applications des treillis soudés sur devis sont nombreuses et ne peuvent être toutes décrites. D'une manière générale, ces applications concernent :

- 1 – La recherche d'optimisation dans le cas d'une étude préalable faite à partir de treillis soudés standard.
- 2 – L'armature des radiers, dalles, semelles, etc. fortement chargés et nécessitant des treillis soudés de sections pouvant aller jusqu'à  $22,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Ces produits peuvent être des panneaux de longueur pouvant dépasser 12 mètres et de largeur pouvant atteindre 3 mètres.

Ils peuvent comprendre dans le sens porteur :

- des fils simples ou doubles,
- des fils décalés,
- des panneaux
  - à rives allégées et à fils simples (fig.1)
  - à rives allégées et à fils doubles (fig.2)
  - à fils décalés au centre (fig.3)
  - à fils décalés (fig.4)

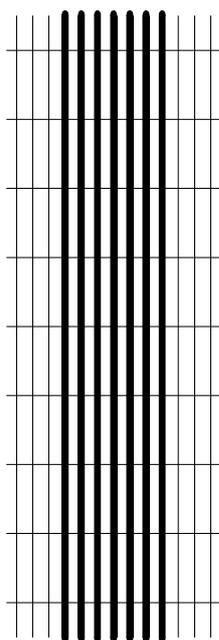


Fig. 1

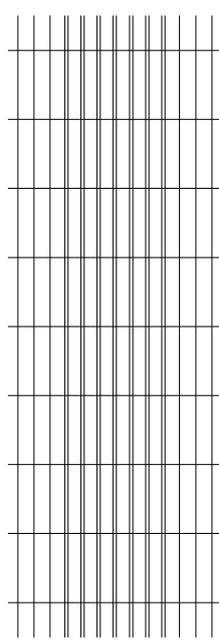


Fig. 2

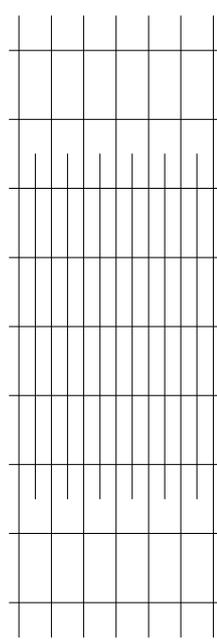


Fig. 3

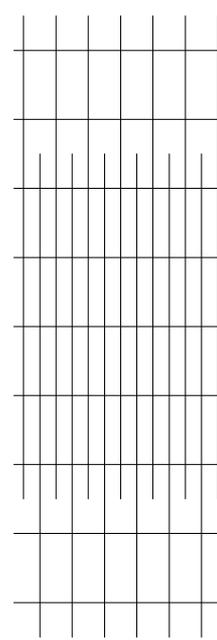


Fig. 4

- 3 – L'armature d'ouvrages particuliers tels que :

- murs de soutènement,
- silos, réservoirs,
- tunnels,

nécessitant des panneaux de forte section et façonnés à la demande : pliage, cintrage.

# 2. DONNÉES DE BASE POUR LE CALCUL

## 2.1. DONNÉES CONCERNANT LE BÉTON

Les Règles BAEL ne sont applicables que pour des bétons dont le dosage minimal en ciment est de 300 kg/m<sup>3</sup> (art. A 1.1).

### 2.1,1. résistances caractéristiques

#### a) Compression

- Dans les cas courants, au point de vue mécanique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée  $f_{c28}$  (art. A2.1,1).
- Le fascicule 65A du Cahier des Clauses Techniques Générales [1.2] \* fixe à l'article 77.2.3 les critères de conformité. Dans le cas général où le nombre  $n$  de prélèvements par lot est égal à 3, les conditions suivantes doivent être remplies :

$$f_c - 2,7 \geq f_{c28} \quad \text{et} \quad f_{c1} + 3 \geq f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \geq 30 \text{ MPa}$$

$$f_c - 1,5 \geq f_{c28} \quad \text{et} \quad f_{c1} + 3,5 \geq f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} < 30 \text{ MPa}$$

avec  $f_c$  moyenne arithmétique des résultats (en MPa)

$f_{c1}$  plus petit résultat (en MPa)

- Pour un âge  $j$  différent de 28 jours, on peut admettre (fig. 1.2) :

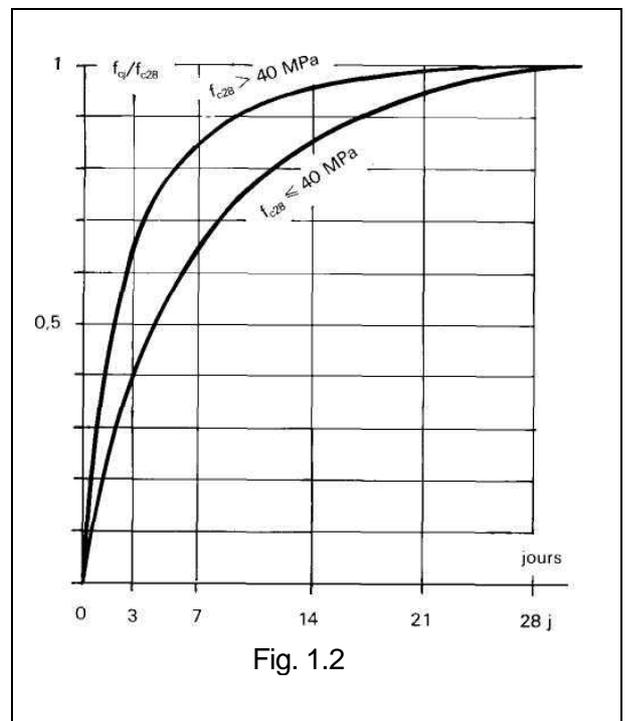
$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{et} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Si  $j > 28$  jours, la valeur  $f_{cj}$  est conventionnellement bornée supérieurement à  $f_{c28}$ .

Valeurs de  $f_{cj} / f_{c28}$

Age du béton en jours	3	7	14	21	≥ 28
$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	0,414	0,662	0,855	0,946	1,00
$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	0,706	0,870	0,952	0,984	1,00



\* Les nombres entre crochets renvoient à la bibliographie à la fin du présent document.

## b) Traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{ci}$$

$f_{tj}$  et  $f_{ci}$  en MPa

avec

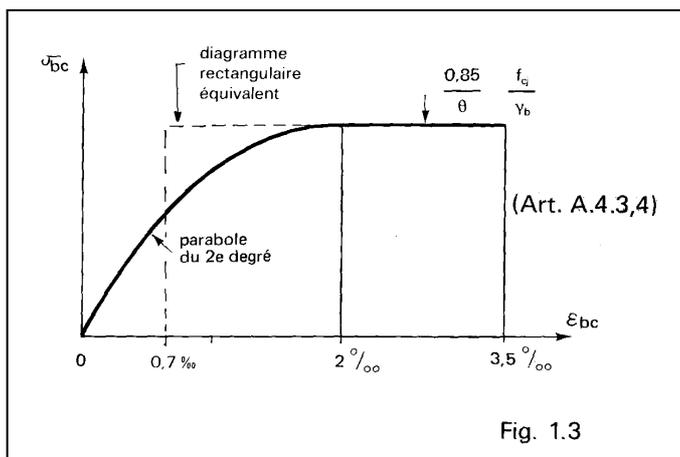
$$f_{ci} \leq 60 \text{ MPa}$$

## 2.1,2. diagramme contraintes-déformations

• **A l'état-limite de service**, le béton comprimé est considéré comme un matériau élastique et linéaire. La contrainte de compression du béton est limitée en service à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{Art. A.4.5,2})$$

• **A l'état-limite ultime de résistance**, le béton est défini par un diagramme contraintes – déformations relatives dit « Parabole-Rectangle », auquel il est possible de substituer un diagramme rectangulaire équivalent (ayant sensiblement la même aire et le même centre de gravité (fig. 1.3)).



avec :  $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h  
 $\theta = 0,9$  si cette durée est comprise entre 1 h et 24h  
 $\theta = 0,85$  si elle est au plus égale à 1 h.  
 $\gamma_b = 1,5$  pour les sollicitations courantes  
 $\gamma_b = 1,15$  pour les sollicitations accidentelles

## 2.1,3. déformations longitudinales du béton

- **Module de déformation longitudinale instantanée** (contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures)

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

- **Module de déformation longitudinale différée** (contraintes normales de longue durée d'application)

$$E_{vi} = 3\,700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$f_{cj}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$E_{ij}$ (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
$E_{vi}$ (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

### • Coefficient de Poisson

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

## 2.1,4. résistances caractéristiques courantes

Les Règles BAEL (chapitre B1) donnent, pour des chantiers courants de bâtiment, les valeurs des résistances caractéristiques des bétons, normalement escomptées, suivantes :

$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	Dosage en kg/m <sup>3</sup> de ciment			
		Conditions courantes de fabrication du béton		Fabrication avec autocontrôle surveillé	
		Classes du Ciment		Classes du Ciment	
		32,5 et 32,5 R	42,5 et 42,5 R	32,5 et 32,5 R	42,5 et 42,5 R
16	1,56	300			
20	1,80	350	325	325	300
25	2,10	(1)	375	400	350
30	2,40	non admis	(1)	(1)	(1)

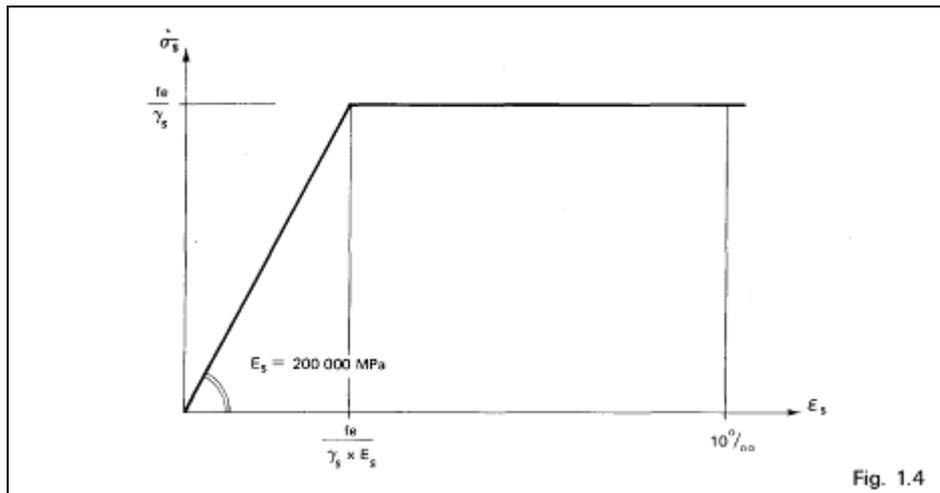
(1) cas à justifier par une étude appropriée.

## 2.2. DONNÉES CONCERNANT LE TREILLIS SOUDÉ

### 2.2,1. données concernant l'état-limite ultime (E.L.U.)

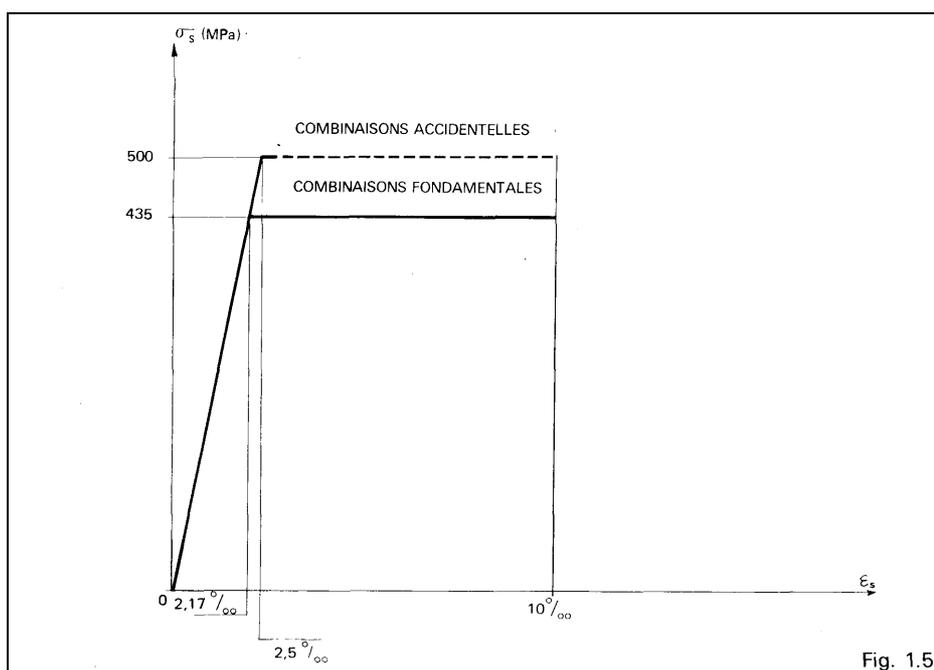
Dans le calcul par les Règles BAEL, le treillis soudé est défini par :

- sa limite d'élasticité garantie, notée  $f_e$ . Celle-ci est égale à  $f_e = 500$  MPa.
- la forme simplifiée du diagramme contraintes-déformations (Art. A.2.2,2 et A.4.3,2 ; fig. 1.4).



- avec
- |   |                   |                                                                                                            |
|---|-------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| { | $\gamma_s = 1,15$ | - diagramme de calcul sous les combinaisons d'actions fondamentales (fig. 1.5)                             |
|   | $\gamma_s = 1,00$ | {<br>- courbe théorique.<br>- diagramme de calcul sous les combinaisons d'actions accidentelles (fig. 1.5) |

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égal à 200 000 MPa (Art. A.2.2,1).



## 2.2,2. données concernant les états-limites de service (E.L.S.)

Les Règles BAEL 91 définissent dans leur article B2,4 trois degrés de nocivité des ouvertures de fissures en fonction des caractéristiques d'une construction par rapport à son environnement et de la situation de l'élément considéré par rapport à l'enveloppe de celle-ci.

Exposition, selon B.2,4		Exigences, selon A.4.5.3
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éléments situés dans des locaux couverts et clos.</li> <li>• Parements non visibles ou ne faisant pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.</li> <li>• Éléments exceptionnellement soumis à des condensations de courte durée.</li> </ul>	FISSURATION PEU PRÉJUDICIALE	<ul style="list-style-type: none"> <li>— aucune vérification particulière n'est demandée en dehors des prescriptions générales et de la condition de non-fragilité.</li> <li>— dans le cas de poutres de grande hauteur (<math>&gt; 1</math> m), armatures de peau à raison de <math>3 \text{ cm}^2</math> par mètre de longueur de paroi, perpendiculairement à leur direction (<math>\geq \text{ST } 35</math>)</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éléments exposés à des condensations.</li> <li>• Éléments exposés aux intempéries.</li> <li>• Éléments alternativement noyés et émergés en eau douce.</li> </ul>	FISSURATION PRÉJUDICIALE	<ul style="list-style-type: none"> <li>— <math>\varnothing \geq 6</math> mm pour les armatures les plus proches des parois (seul le panneau ST 10 ne convient pas). La section S est à placer au voisinage d'une paroi.</li> <li>— <math>\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s</math> donné par le tableau ci – après.</li> <li>— Armatures de peau éventuelles, voir ci-dessus.</li> <li>— Pour dalles et voiles d'épaisseur <math>h \leq 40</math> cm, l'écartement des armatures d'une même nappe doit vérifier <math>E</math> ou <math>e \leq \min(25 \text{ cm} ; 2 h)</math>.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer ou atmosphère marine, eau très pure, gaz ou sols corrosifs, etc..)</li> <li>• Éléments devant assurer une étanchéité (1).</li> </ul>	FISSURATION TRÈS PRÉJUDICIALE	<ul style="list-style-type: none"> <li>— <math>\varnothing \geq 8</math> mm pour les armatures les plus proches des parois (seuls les panneaux, ST 50, ST 50 C, ST 60, ST 65 C, conviennent donc, la section S étant à placer au voisinage d'une paroi)</li> <li>— <math>\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s</math> donné par le tableau ci – après</li> <li>— Section des « armatures de peau » éventuelles (voir ci-dessus) portée à <math>5 \text{ cm}^2/\text{m}</math>. (<math>\geq \text{ST } 50</math> ou <math>\text{ST } 50 \text{ C}</math>)</li> <li>— Pour dalles et voiles d'épaisseur <math>h \leq 40</math> cm, l'écartement des armatures d'une même nappe doit vérifier <math>E</math> ou <math>e \leq \min(20 \text{ cm} ; 1,5 h)</math>.</li> </ul>

(1) sauf ceux appartenant à des ouvrages pour lesquels des règles particulières sont applicables : réservoirs [1.4], cuvelages [7.3 bis], etc..

CONTRAINTES LIMITES  $\bar{\sigma}_s$  DU TREILLIS SOUDE EN MPa  
en cas de fissuration préjudiciable (F.P.) ou très préjudiciable (F.T.P.)

Béton		F.P.		F.T.P.	
$f_{c28}$	$f_{t28}$	$\emptyset \leq 5,5$	$\emptyset \geq 6$	$\emptyset \leq 5,5$	$\emptyset \geq 6$
20	1,8	250	250	200	200
25	2,1	250	250	200	200
30	2,4	250	250	200	200
35	2,7	250	250	200	200
40	3,0	250	250	200	200
45	3,3	253	250	202	200
50	3,6	264	250	211	200
55	3,9	275	250	220	200
60	4,0	285	257	228	206

Attention : Pour les fils du T.S. les plus proches des parois :

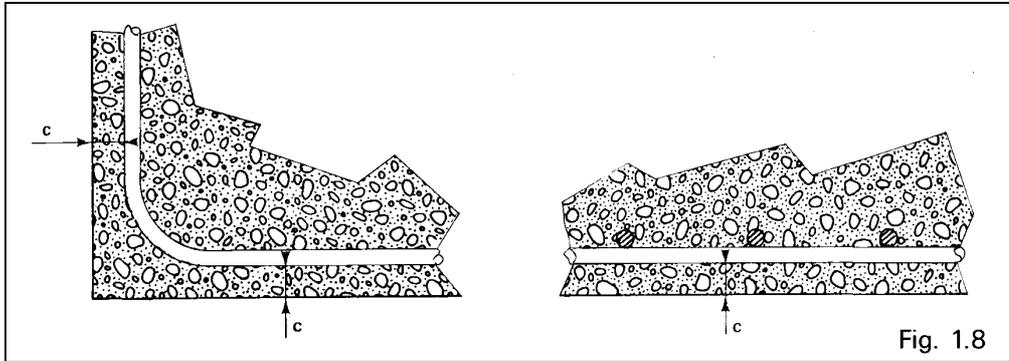
$\emptyset \geq 6$  mm en cas de fissuration préjudiciable ( tous treillis sauf ST 10 )

$\emptyset \geq 8$  mm en cas de fissuration très préjudiciable ( treillis  $\geq$  ST 50 )

## 2.3. ASSOCIATION BÉTON-TREILLIS SOUDÉS

### 2.3,1. enrobage

a) Cas général (fig. 1.8):



L'enrobage de chaque fil est au moins égal à son diamètre.

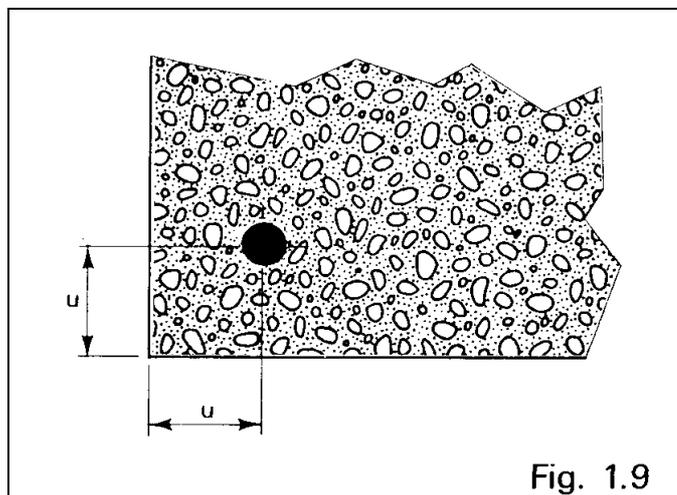
De plus  $c$  doit être supérieur aux valeurs suivantes (BAEL, A.7.1) :

<b>Ouvrages</b> • à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins. • exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm
<b>Parois</b> coffrées ou non, susceptibles d'être soumises à des actions agressives (Exemple : extrados de pont), à des intempéries, à des condensations ou encore en contact avec un liquide.	3 cm*
<b>Parois</b> dans des locaux couverts et clos non exposés aux condensations.	1cm (minimum absolu)

\* valeur pouvant être ramenée à 2 cm si  $f_{c28} > 40$  MPa.

b) Distances utiles minimales pour la résistance à l'incendie (fig. 1.9):

Le tableau suivant donne, par catégories d'ouvrages et d'après les règles simples (Chapitre VII D.T.U. « Feu-Béton » [1.8]), les valeurs minimales des distances utiles  $u$  compatibles avec les durées des critères d'exigence au feu :



		F (heures)*		0,5	1	1,5	2	2,5	3	4
u  (cm)	Tirants		2,5	4	5,5	6,5	8	9	•	
	Murs	cas des aciers au pourcentage	néant							
		porteurs	cas des aciers pris en compte dans le calcul	1	2	3	4	5	6	7
	Poutres-voiles (pour aciers de flexion seulement)		1	1,5	2	3	3,75	4,5	6	
	Dalles pleines et Prédalles		1	••	•	•	•	•	•	•

\* F - durée des critères d'exigence coupe-feu ou stabilité au feu

• valeurs non données par les règles simples (à déterminer par le calcul).

•• 2 pour  $\frac{M_w + M_e}{2M_0} = 0$

1,5 pour  $\frac{M_w + M_e}{2M_0} \geq 0,50$

interpolation linéaire pour  $0 < \frac{M_w + M_e}{2M_0} < 0,50$

### Nota : Comportement à chaud de treillis soudés ADETS

• Le coefficient d'affaiblissement des caractères mécaniques de l'acier en fonction de la température,  $\varphi_s$ , est défini par un tableau à l'article 3.21 du DTU - Feu [1.8].

• Les valeurs pénalisantes affectées au treillis soudé ont amené l'ADETS à faire effectuer en 1981 une campagne d'essais, selon la méthodologie employée pour les autres aciers, et au même laboratoire c'est-à-dire l'IRSID (Institut de Recherche de la Sidérurgie Française).

Les résultats de ces essais sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Treillis soudés ADETS (acier B500) ; essais effectués en 1981										
Ø	Essai à 20 °C		Essai à 300 °C				Essai à 500 °C			
	R <sub>e</sub>	R <sub>m</sub>	R <sub>e</sub>	r <sub>e</sub>	R <sub>m</sub>	r <sub>m</sub>	R <sub>e</sub>	r <sub>e</sub>	R <sub>m</sub>	r <sub>m</sub>
6	632	713	550	0,87	678	0,95	340	0,54	412	0,58
8	592	667	558	0,94	625	0,94	290	0,49	353	0,53
10	512	595	445	0,87	595	1,00	310	0,61	372	0,63
12	604	645	530	0,88	637	0,99	341	0,56	384	0,60
moyenne	585	655	521	0,89	634	0,97	320	0,55	380	0,58

$R_e$  - limite d'élasticité à 0.2 % (en MPa) ;  $r_e = \frac{R_e(\theta)}{R_e(20^\circ C)} (= \varphi_s)$  ;  $R_m$  = résistance (en MPa) ;  $r_m = \frac{R_m(\theta)}{R_m(20^\circ C)}$

On constate que ces valeurs sont peu différentes de celles des aciers HA en barres (0,85 à 300°C, 0,54 à 500°C )

## 2.3.2. conditions générales de pliage

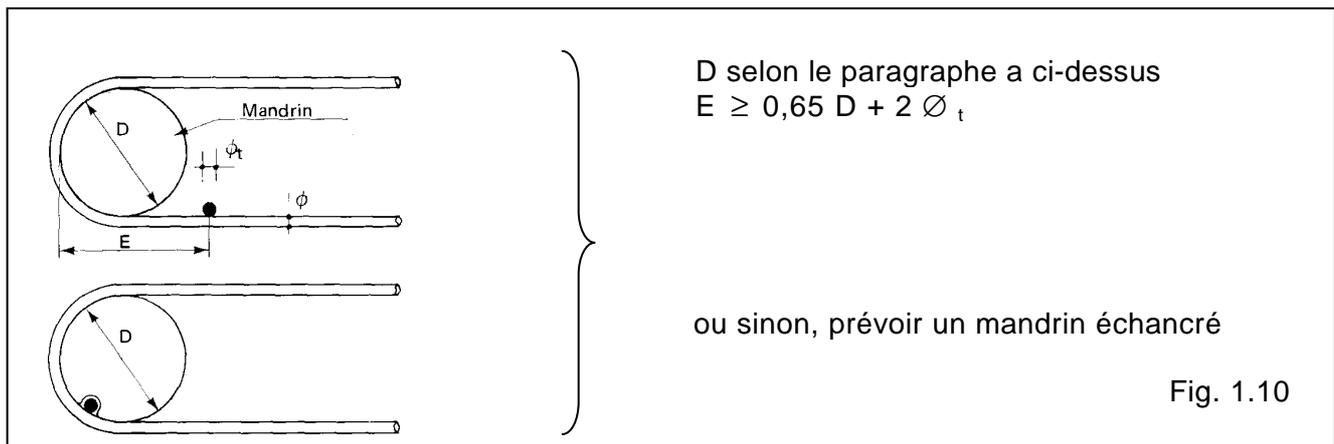
### a) Diamètres minimaux des mandrins de cintrage

Sous réserve du respect de la condition de non-écrasement du béton et des dispositions relatives aux nœuds de soudure indiquées ci-dessous, les diamètres minimaux des mandrins de cintrage des TS sont ceux indiqués au tableau ci-après (voir [1.2], art. 62.3).

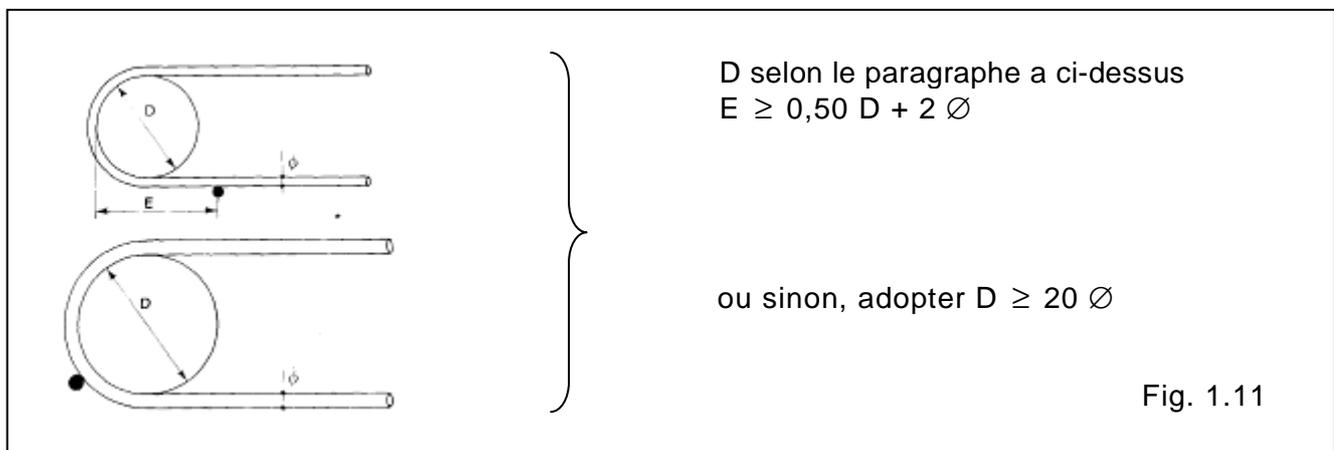
Diamètre minimal D du mandrin de cintrage (en mm)	Diamètre nominal du fil (en mm)						
	5 - 5,5	6	7 - 8	9 - 10	12	14	16
Etriers et cadres	30	30	40	50	60	90	100
Ancrages	50	70	70	100	100	150	150
Coudes (changement de direction du fil)				150	200	200	250

### b) Cas rencontrés en pratique (voir [1.2], art. 62.4)

#### 1) Aciers transversaux à l'intérieur (fig. 1.10)



#### 2) Aciers transversaux à l'extérieur (fig. 1.11)



### c) Condition de non-écrasement du béton (Art. A 6.1.252)

• Condition relative au pliage individuel d'un fil ou de fils superposés :

Dans ce qui suit,  $r$  désigne :

- soit le rayon de courbure de l'axe d'un fil appartenant à un panneau unique,
- soit le rayon de courbure du fil interne (le plus courbé), dans le cas de panneaux superposés, supposés cintrés autour du même centre de courbure

$$r = \frac{D + \varnothing}{2}$$

où  $D$  est le diamètre du mandrin de cintrage du fil considéré et  $\varnothing$  son diamètre.

La condition à satisfaire est :

$$\frac{r}{\varnothing} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\varnothing}{e_r} \right) \left( \frac{1 + 2n}{3} \right) \frac{\sigma_s}{f_{cj}}$$

avec  $n$  nombre de panneaux de treillis soudés cintrés autour du même centre,

$e_r$  distance de ce centre à la paroi la plus voisine

$\sigma_s$  contrainte à l'origine de la courbure, sous sollicitation ultime (fig. 1.12); pour les TS, dans le cas de l'ancrage défini à la figure 1.15 :

$$\sigma_s = 500 - \tau_{su} \left( 1,6 k - 4 \frac{r}{\varnothing} - 2 \right) \text{ (MPa)}$$

avec :  $\tau_{su}$  contrainte d'adhérence ultime (tableau en 2.3.4)

$k$  rapport  $l_s / \varnothing$  (voir valeurs dans le même tableau)

Comme  $\sigma_s$  dépend de  $r/\varnothing$ , il suffit de partir d'un mandrin de cintrage donné et de vérifier en utilisant l'abaque ci-après que le second membre de l'inégalité ci-dessus conduit à une valeur inférieure à celle dont on est parti (1),

*Exemple* : Cas de deux panneaux superposés, fils de 6 mm de diamètre cintrés avec le même centre de courbure, le plus cintré, sur un mandrin de  $D = 70$  mm.

On suppose que l'extrémité du fil perpendiculaire se trouve à 10 mm de la paroi la plus voisine (enrobage minimal absolu), avec un about de 50 mm, ce qui positionne le centre de courbure à :

$$e_r = 10 + 50 + \frac{\varnothing}{2} = 66 \text{ mm de la paroi voisine}$$

Dans ces conditions :  $r = \frac{D + \varnothing}{2} = \frac{70 + 6}{2} = 38$  mm d'où  $\frac{r}{\varnothing} = 6,33$

$$\frac{\varnothing}{e_r} = \frac{6}{66} = 0,091$$

Par ailleurs, pour  $f_{c28} = 25$  MPa, le tableau de la page 37 donne  $\tau_{su} = 2,84$  MPa et  $k = 44$ . On en déduit par la formule ci-avant :

$$\sigma_s = 500 - 2,84 ( 1,6 \times 44 - 4 \times 6,33 - 2 ) = 378 \text{ MPa}$$

et  $\frac{\sigma_s}{f_{cj}} = 15,1$  L'abaque de la fig 1.12 conduit à  $\frac{r}{\varnothing} = 5,45$

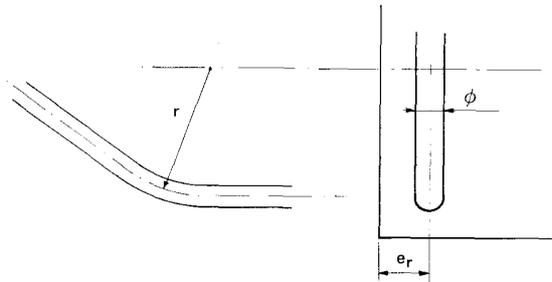
La condition de non-écrasement du béton est donc vérifiée, puisque  $5,45 < 6,33$

(1) Il est facile de voir qu'en posant  $\lambda = 0,8 \left( 1 + \frac{\varnothing}{e_r} \right) \left( \frac{1 + 2n}{3} \right)$

le rayon de courbure minimal à adopter est donné par :

$$\left( \frac{r}{\varnothing} \right)_{\min} = \frac{125 - \tau_{su} (0,4k - 0,5)}{\frac{f_{cj}}{\lambda} - \tau_{su}} \text{ (contraintes en MPa)}$$

Dans l'exemple choisi  $\lambda = 1,45$  ; on trouve  $\left( \frac{r}{\varnothing} \right)_{\min} = 5,33$  soit  $r_{\min} = 32$  mm et  $D_{\min} = 58$  mm.



Cas de deux fils appartenant à deux panneaux de treillis soudés pliés dans la même section (autour d'un même centre)

Cas d'un fil appartenant à une seule nappe de treillis soudé pliée

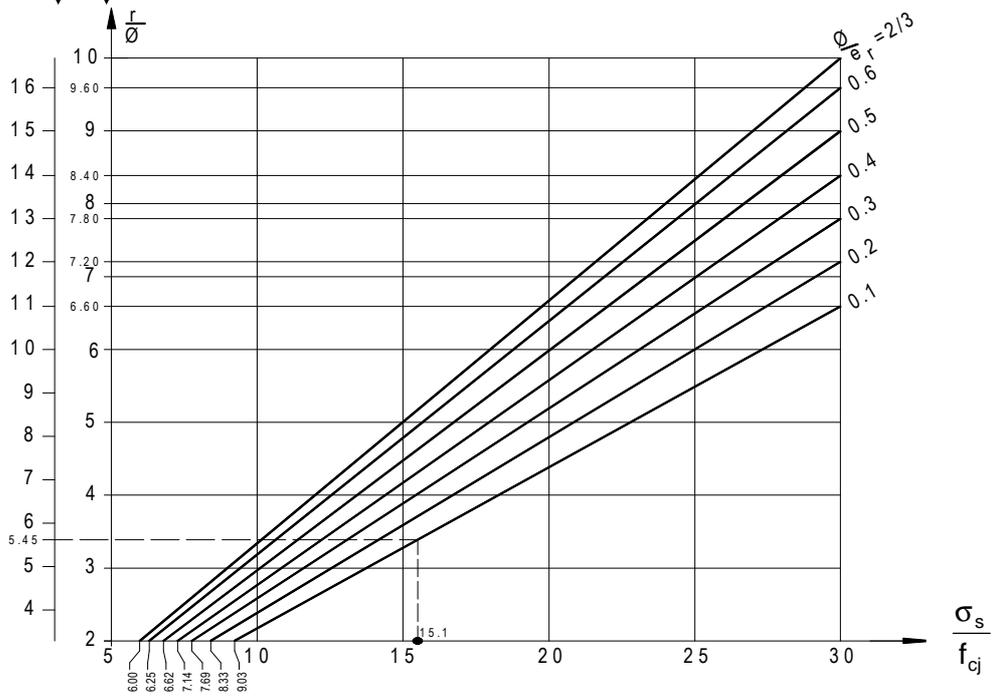


Fig. 1.12

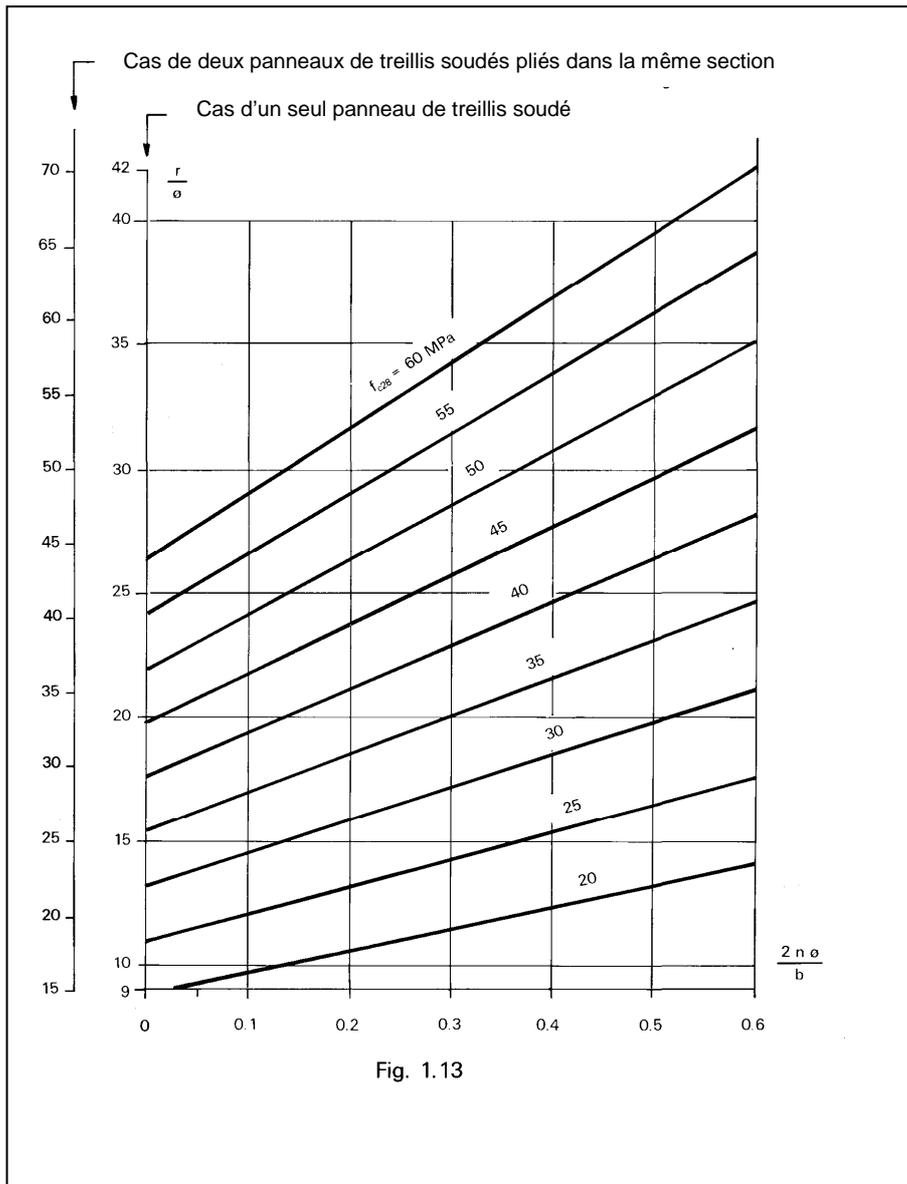
• **Cintrage d'ensemble d'un panneau - Boucles**

Dans les parties où un panneau entier de treillis soudé est courbe ou dans le cas d'une armature B500 façonnée en boucles, le rayon de courbure  $r$  doit satisfaire (fig. 1.13):

$$\frac{r}{\varnothing} \geq \frac{175}{f_{cj}} \left( 1 + 2 \frac{n\varnothing}{b} \right) \left( \frac{1+2n}{3} \right) (f_{cj} \text{ en MPa})$$

$n$  = nombre de fils du panneau,  
 $b$  = largeur de l'élément en cause.

Si la contrainte de calcul de l'acier est nettement inférieure à 500 MPa, la valeur de  $\frac{r}{\varnothing}$  trouvée au moyen de la formule ci-dessus ou de l'abaque ci-dessous doit être multipliée par  $\sigma_s/500$ .



## 2.3,3. ancrage des panneaux standards ADETS (BAEL, Art. A.6.2,1)

Les Règles BAEL stipulent que les fils constituant un treillis soudé à haute adhérence sont ancrés individuellement ou par les soudures selon le cas le plus favorable. Le tableau au verso montre toutefois que l'ancrage par scellement droit est plus économique que l'ancrage avec deux soudures pour les fils de répartition (longueur nécessaire 2 E) ou trois soudures pour les fils porteurs (longueur nécessaire 3 e)

### a) Ancrages rectilignes

La «longueur de scellement droit» est donnée, en fonction de la résistance caractéristique spécifiée du béton par le tableau suivant :

$f_{c28}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$\tau_{su}$ (MPa)	2,84	3,24	4,05	4,86	5,67
$\frac{\ell_s}{\varnothing} = \frac{125}{\tau_{su}} = k^*$	44	39	31	26	22

\* la formule théorique est :  $\ell_s = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}}$

Lorsque la section A prévue dans la section ou l'ancrage doit être assuré est plus grande que la section calculée  $A_{cal}$ , on peut prendre une longueur d'ancrage  $\ell_a = \ell_s \cdot \frac{A_{cal}}{A_{prévu}}$  sans descendre au-dessous de  $10 \varnothing$ .

### b) Ancrages par courbure

Pour les conditions générales de pliage, voir 2.3,2.

• Pour un crochet normal, à défaut de calcul plus précis, le fil est considéré comme totalement ancré à partir de la section située à une distance  $\ell_a = 0,4 \ell_s$  du plan tangent extérieur au crochet (fig. 1.15), ce qui conduit aux valeurs suivantes :

$f_{c28}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$\ell_a / \varnothing$	18	15	12	10	10

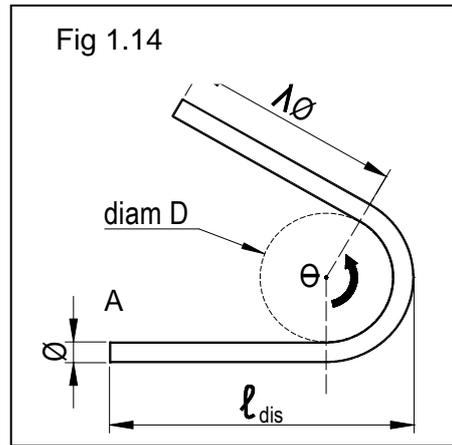
• Un ancrage courbe est défini par :

- le diamètre D du mandrin de cintrage sur lequel le fil de diamètre  $\varnothing$  est façonné (tableau du titre 2.3,2a du présent chapitre)
- son angle au centre  $\theta$
- la longueur  $\ell = \lambda \varnothing$  de son retour droit

Le problème qui se pose généralement est le suivant : connaissant la longueur disponible  $\ell_{dis}$  pour loger un ancrage courbe (l'ancrage total devant être assuré au-delà d'un point A, fig.1.14), quelle longueur  $\lambda \varnothing$  donner au retour droit pour que l'ancrage courbe soit équivalent à un ancrage par crochet normal de longueur  $0,4 \ell_s$  ( $\ell_s$ , longueur de scellement droit, tableau du titre 2.3,3.a du présent chapitre)

La formule donnant  $\lambda$  est :

$$\lambda = a \left[ 60,5 \left( 1 - \frac{\ell_{dis}}{\ell_s} \right) - b \right]$$



Les coefficients a et b dépendent du type d'ancrage et du diamètre du fil, et sont donnés pour les panneaux standards par le tableau suivant :

Type d'ancrage	a	b pour $\varnothing$ mm =				
		5,5	6	7	8	9
Crochet normal $\theta = 180^\circ$	0,28	26,7	33,6	29,1	25,8	32,1
Crochet «à 45°» $\theta = 135^\circ$	0,39	14,1	17,9	15,5	13,6	17,1
Crochet «à 60°» $\theta = 120^\circ$	0,43	11,1	14,1	12,2	10,7	13,4
Retour d'équerre $\theta = 90^\circ$	0,53	9,0	7,1	6,1	5,4	6,8

Nota : Pour des barres HA traditionnelles, façonnées sur  $D=10 \varnothing$ , prendre les coefficients donnés pour le  $\varnothing 7$ .

Application à l'exemple 4.5.6 du chapitre 3 «Semelles» (page 147) :

Le ferrailage se compose de deux treillis ST 25 et ST 20, superposés parallèlement.

• Treillis soudé ST 25 :  $\varnothing 7$  dans chaque sens, longueur de scellement droit :

$$\ell_s = 44\varnothing = 30,8 \text{ cm}$$

- sens «b'» :  $\ell_{dis} = 0,26\text{m} = 26 \text{ cm}$ . Pour un retour d'équerre :  $a = 0,53$ ,  $b = 6,1$  :

$$\lambda = 0,53 \left[ 60,5 \left( 1 - \frac{26}{30,8} \right) - 6,1 \right] = 1,76$$

on ne retient pas de valeur inférieure à 5, d'où  $\ell = 5 \varnothing = 35 \text{ mm}$

- sens «a'» :  $\ell_{dis} = 0,11\text{m} = 11 \text{ cm}$  d'où pour un retour d'équerre :

$$\lambda = 0,53 \left[ 60,5 \left( 1 - \frac{11}{30,8} \right) - 6,1 \right] = 17,4$$

d'où  $\ell = 17,4 \times 7 = 122 \text{ mm}$  arrondi à 130 mm

• Treillis soudé ST 20 :  $\varnothing 6$  dans un sens :

$$\ell_s = 44\varnothing = 26,4 \text{ cm}, \varnothing 7 \text{ dans l'autre.}$$

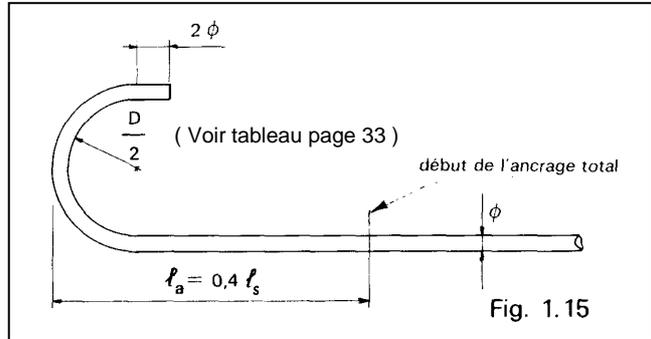
On trouve :

- sens «b'», avec  $l_{dis} = 26$  cm et  $l_s = 26,4$  cm : on peut conserver un ancrage droit des fils  $\varnothing 6$ .
- sens «a'», avec  $l_{dis} = 11$  cm et des  $\varnothing 7$  dans ce sens. Le calcul donne

$$\lambda = 17,4 \text{ soit } \lambda\varnothing = 122 \text{ mm arrondi à } 130 \text{ mm}$$

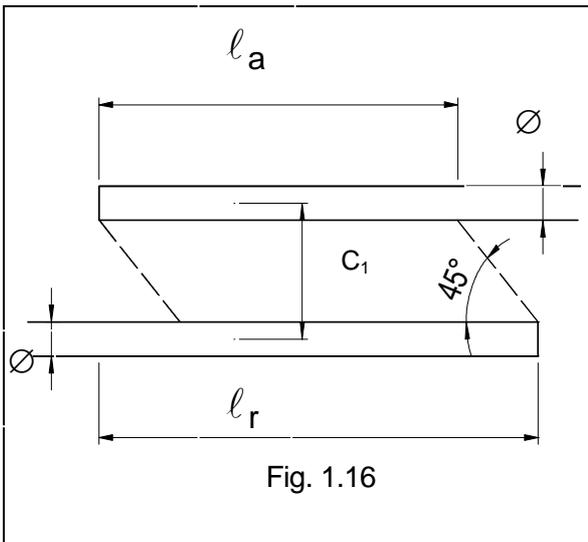
• Les ancrages des extrémités façonnées en cadres, épingles ou étriers, sont assurés par courbure selon le rayon minimal de pliage et si les retours droits sont de longueur au moins égale à :

- $5\varnothing$  pour un angle de  $180^\circ$
- $10\varnothing$  pour un angle de  $135^\circ$
- $15\varnothing$  pour un angle de  $90^\circ$



### c) Recouvrements

La jonction de deux fils de même diamètre  $\varnothing$ , dont les axes sont distants de  $C_1$ , est assurée s'ils se chevauchent sur une longueur au moins égale à (fig. 1. 16):



$$l_r = l_a + C_1 \quad \text{si } C_1 > 5\varnothing$$

$$l_r = l_a \quad \text{si } C_1 \leq 5\varnothing$$

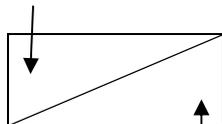
avec  $l_a$  = longueur d'ancrage

( $l_s$  en général pour un ancrage droit)

# LONGUEURS DE RECOUVREMENT EN CM

Pour les panneaux standards  
d'après la longueur de scellement droit donnée en fonction  
de la résistance caractéristique du béton

Recouvrement  
Fils longitudinaux (chaîne)



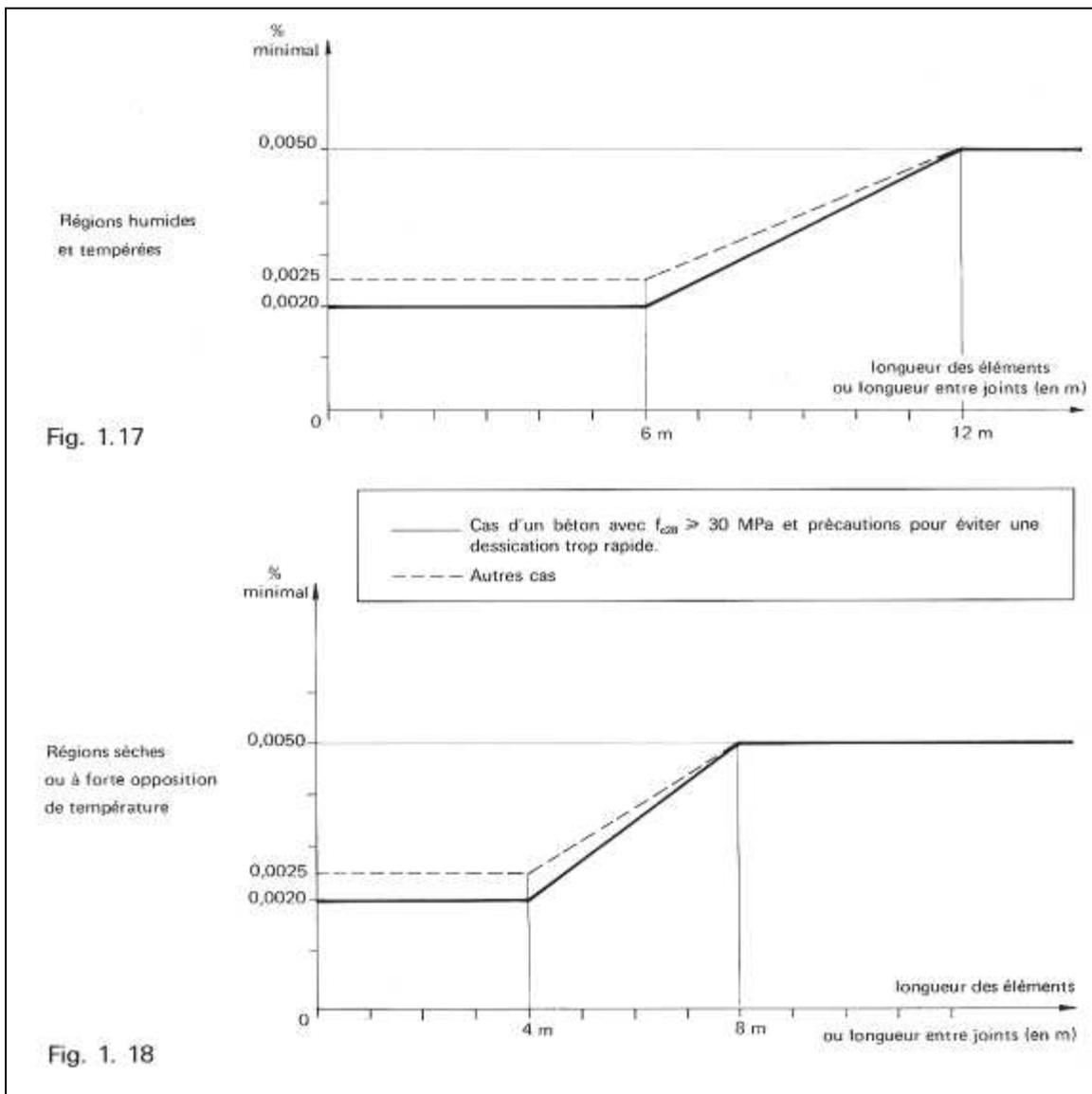
Recouvrement  
Fils transversaux (trame)

		f <sub>c28</sub> (MPa)							
		25	30	35	40	45	50	55	60
D d mm		44Ø	39Ø	34Ø	31Ø	28Ø	26Ø	24Ø	22Ø
PAF R <sup>®</sup>	4,5 4,5	20 20	18 18	15 15	14 14	13 13	12 12	11 11	10 10
PAF C <sup>®</sup>	4,5 4,5	20 20	18 18	15 15	14 14	13 13	12 12	11 11	10 10
ST 10 <sup>®</sup>	5,5 5,5	24 24	21 21	19 19	17 17	15 15	14 14	13 13	12 12
ST 20 <sup>®</sup>	6 7	27 31	23 27	20 24	19 22	17 20	16 18	14 17	13 15
ST 25 <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 30 <sup>®</sup>	6 7	27 31	23 27	20 24	19 22	17 20	16 18	14 17	13 15
ST 35 <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 50 <sup>®</sup>	8 8	35 35	31 31	27 27	25 25	22 22	21 21	19 19	18 18
ST 60 <sup>®</sup>	9 8	40 35	35 31	31 27	28 25	25 22	23 21	22 19	20 18
ST 15 C <sup>®</sup>	6 6	27 27	23 23	20 20	19 19	17 17	16 16	14 14	13 13
ST 25 C <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 25 CS <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 40 C <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 50 C <sup>®</sup>	8 8	35 35	31 31	27 27	25 25	22 22	21 21	19 19	18 18
ST 65 C <sup>®</sup>	9 9	40 40	35 35	31 31	28 28	25 25	23 23	22 22	20 20

# 3. OSSATURES ET ÉLÉMENTS COURANTS

## 3.1. POURCENTAGES MINIMAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ÉLÉMENTS EXPOSÉS (BAEL Art. B.5.3)

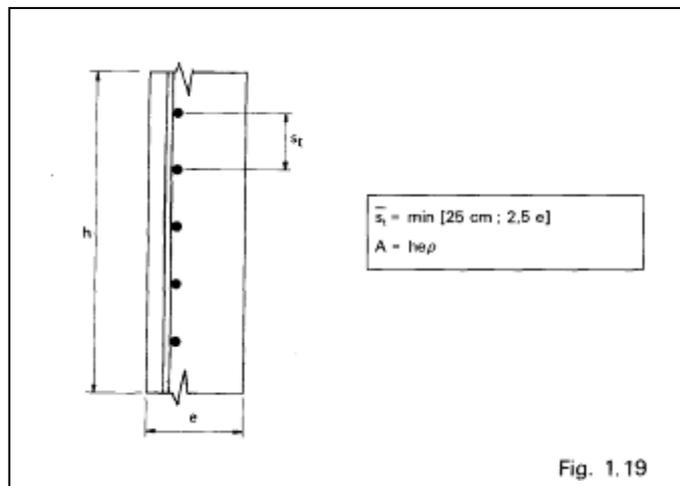
- Pour des éléments en béton exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques (balcons de largeur inférieure à 1,50 m, loggias, acrotères, etc..) il y a lieu de prévoir des joints « diapason ».
- De plus, dans ces éléments, la section d'armatures longitudinales doit respecter le pourcentage  $\rho = \frac{A}{B}$ , (A étant la section d'acier et B la section de béton) minimal défini par les figures 1.17 et 1.18 ci après :



- L'espacement  $s_t$ , des armatures dont la section minimale est fixée ci-avant doit vérifier :

$$s_t \leq \min (25 \text{ cm} ; 2,5 \text{ fois l'épaisseur du béton}).$$

Exemples de treillis soudés standard répondant aux pourcentages minimaux courants (fig. 1.19)



		$\rho = 0.0020$		$\rho = 0.0025$		$\rho = 0.0030$	
e cm	$\bar{s}_t$ cm	A requis $\text{cm}^2/\text{m}$	Treillis soudés standards	A requis $\text{cm}^2/\text{m}$	Treillis soudés standard	A requis $\text{cm}^2/\text{m}$	Treillis soudés standards
8	20	1,60	1 ST 20	2,00	1 ST 25	2,40	1 ST 25 ou 2 ST 10
10	25	2,00	1 ST 25	2,50	1 ST 25	3,00	1 ST 35
12	25	2,40	1 ST 25 ou 2 ST 10	3,00	2 ST 20 ou 1 ST 35	3,60	1 ST 35 ou 2 ST 20
14	25	2,80	1 ST 30	3,50	1 ST 35	4,20	1 ST 50
16	25	3,20	1 ST 35 ou 2 ST 20	4,00	1 ST 50	4,80	1 ST 50
18	25	3,60	1 ST 35	4,50	1 ST 50	5,40	2 ST 30
20	25	4,00	1 ST 50	5,00	1 ST 50	6,00	1 ST 60
25	25	5,00	1 ST 50	6,25	1 ST 60	7,50	2 ST 35

## 3.2. CHARGES PERMANENTES

A titre de renseignements, nous donnons ci-après, les valeurs de charges permanentes extraites de la norme NF P 06-004 de mai 1977 [1.9] (1).

Ces valeurs s'appliquent à tous les calculs de construction et peuvent être utilisées en l'absence d'autres indications données aux Documents Particuliers du Marché.

MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m <sup>3</sup>	MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m <sup>3</sup>
<b>BÉTONS</b>		<b>MATÉRIAUX DIVERS (suite)</b>	
Béton non armé	22	Briquettes en vrac	8
Béton armé courant	25	Briquettes empilées	13
Béton de granulats légers	7,5 à 15,5	Calcaire compact	28
Béton bitumineux	22	Calcaire de dureté moyenne	22
		Calcaire tendre	18
		Cendres	8
<b>MAÇONNERIES (sans enduits)</b>		Classeurs, armoires, bibliothèques	6
Briques pleines	19	Coke	6,5
Briques creuses	9	Farine en sacs	5
Briques perforées	13,5	Farine en vrac	6
Parpaings pleins	21	Foin et paille en vrac	1
Parpaings creux porteurs	13,5	Foin et paille bottelés	1,5
Parpaings pleins de pouzzolane ou de laitier expansé	15	Fonte	72,5
Parpaings creux de pouzzolane ou de laitier expansé	9,2 à 9,5	Fourrages	10
Parpaings pleins de béton cellulaire autoclavé	8 à 8,2	Fumier en tas	12
		Fumier empilé	18
		Granit	28
<b>ENDUITS</b>		Gravier	17
Plâtre	10	Grès	25
Mortier aux liants hydrauliques	18	Herbes et trèfles	3,5
		Houille sèche	8
<b>MATÉRIAUX DIVERS</b>		Houille humide	10
Acier	78,5	Mâchefer	8
Aluminium	27	Malt	6
Asphalte coulé	18	Marbre	28
Avoine en vrac	5,5	Métaux cuivreux	89
Ballast concassé	18	Minette	20
Ballast roulé	19	Papier empilé	11
Ballast pour voie de chemin de fer	18,5	Papier en rouleaux	16
Blé, orge, seigle	8	Plomb	114
Blocs de liège	4	Pommes de terre	7
Bois en bûches, conifères secs	4,5	Raves	7
Bois en bûches, conifères humides	6,5	Sable	17 à 19
Bois en bûches feuillus sec	7	Sel en vrac	12
Bois en bûches feuillus humide	10	Sel en sacs	10
Bois en copeaux en vrac	2	Sucre en vrac	9,5
Bois en copeaux compact	3	Sucre en sacs	16
Bois durs tropicaux	10	Terre sèche	18
		Terre humide	21
		Verre	25

(1) toujours en vigueur à la date de la publication du présent document.

## PLANCHERS

Nature du plancher	Pour une hauteur réelle totale (cm)	Poids surfacique (*) (kN/m <sup>2</sup> )
A. Dalles pleines en béton armé	par cm	25
B. Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées ou nervures coulées en place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axes : 60 cm.		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,50-2,60 2,75-2,85 3,10-3,30 3,60-4,00
- Montages sans table de compression	16 20 24	2,20-2,30 2,60-2,80 2,90-3,10
C. Dito avec entrevous en terre cuite		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,20-2,30 2,50-2,60 2,80-3,00 3,20-3,60
- Montage sans table de compression	16 20 24	1,90-2,00 2,20-2,40 2,50-2,70
D. Dito avec entrevous très légers (ex : polystyrène) ou sans entrevous.		
- Montages avec table de compression	12 + 5 16 + 5 20 + 5 25 + 5	1,50-1,70 1,70-2,00 1,80-2,10 2,40-2,80
E. Planchers préfabriqués à éléments jointifs de dalles alvéolées, à alvéoles de petites dimensions	12 16 20 24	2,00-2,50 2,40-2,90 2,80-3,30 3,20-3,70
<b>REVETEMENTS DE PLANCHERS</b>		
A. Chape en mortier de ciment	par cm	0,20
B. Dalle flottante, y compris sous-couche élastique	par cm	0,22
C. Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm		
- Grès cérame mince (4,5 mm) format 5 x 5 et 2 x 2		0,50
- Grès cérame (9,0 mm) format 10 x 10		0,60
- Dallage céramique ou pierre dure de 15 à 30 mm		0,70-1,00
D. Carrelages ou dallages collés	par cm	0,20
E. Parquets de 23 mm y compris lambourdes		0,25
F. Sols minces textiles ou plastiques (collés ou tendus) et parquets mosaïque y compris ragréage du support		0,08
G. Chape flottante en asphalte 2 à 2,5 cm y compris couche élastique, revêtement de sol non compris		0,50

(\*) La variation des poids moyens est due à la variation de la forme de la section

## PLANCHERS

Nature de l'élément	Poids surfacique (*) (kN/m <sup>2</sup> )
<b>A. Support de la couverture</b> - lattis (ou liteaux) sapin - voligeage sapin - support céramique	 0,03 0,10 0,45
<b>B. Couvertures métalliques</b> - en zinc (voligeage et tasseaux compris) - en alu 8/10 (plaques ondulées sans support) - en alu 8/10 (voligeage et tasseaux compris) - en acier inox (voligeage et tasseaux compris) - en tôle ondulée d'acier galvanisé 8/10	 0,25 0,03 0,17 0,25 0,06
<b>C. Couvertures en ardoises</b> - ardoises naturelles ordinaires (lattis et voligeage compris) - ardoises modèle en amiante-ciment (lattis et voligeage compris)	 0,28 0,30
<b>D. Couvertures en tuiles</b> - tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris) - tuiles plates (liteaux compris) - tuiles canal (voliges comprises) - tuiles béton (supports compris)	 0,35-0,45 0,55-0,75 0,40-0,60 0,45
<b>E. Couvertures en éléments auto-portants non métalliques</b> - plaques ondulées d'amiante-ciment - plaques profilées d'amiante-ciment sur support de tuiles canal (y compris les tuiles)	 0,17 0,40
<b>F. Sous-toitures</b> - contreplaqués okoumé, par cm d'épaisseur - panneaux de lin, par cm d'épaisseur - plaques de plâtre (genre Placoplâtre ou Pregypan) par cm d'épaisseur - panneaux de paille compressée, par cm d'épaisseur - plaques planes d'amiante-ciment en 6 cm d'épaisseur	 0,05 0,04 0,09 0,03 0,11
<b>G. Terrasses</b> - asphalte coulé en 0,5 cm d'épaisseur plus 1,5 cm d'asphalte coulé sablé - étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé, épaisseur 2 cm - gravillon pour protection de l'étanchéité par cm d'épaisseur - protection de l'étanchéité réalisée par une couche d'asphalte gravillonné de 2 cm sur deux feuilles papier kraft	 0,50 0,12 0,20 0,50

# 3.3. CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS (NF P 06-001 de juin 1986)

## 3.3,1. limites d'application de la norme

La norme (voir [1.10]) traite des charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

Elle ne traite pas des coefficients à leur appliquer dans les combinaisons d'actions ou des autres valeurs de ces charges susceptibles d'y intervenir.

## 3.3,2. charges d'exploitation dont la valeur minimale peut être fixée de façon générale

### a - Charges uniformément réparties

Les valeurs de base sont données pour une surface de base égale à 15 m<sup>2</sup> et pour une utilisation normale (effets dynamiques courants pris en compte mais non compris les phénomènes d'amplification dynamique).

#### a 1 - Valeurs des charges en fonction de la nature des locaux

Nature du local	Valeur de la charge en kN/m <sup>2</sup> (1)
- Hébergement en chambres, salles de jeux et repos des crèches	1,5 **
- Hébergement collectif (dortoirs)	2,5 **
- Salles de restaurants, cafés, cantines (nombre de places assises < 100)	2,5 **
- Bureaux proprement dits	2,5 **
- Salles de réunions avec tables de travail	2,5 **
- Halles diverses (gares, etc..) où le public se déplace	4,0 *
- Salles d'exposition de : moins de 50 m <sup>2</sup>	2,5 *
50 m <sup>2</sup> ou plus	3,5 *
- Salles de réunions et lieux de culte avec assistance debout	5,0
- Salles, tribunes et gradins des lieux de spectacles et de sport avec places debout	6,0
- Salles de théâtre, de conférences, amphithéâtre, tribunes avec sièges	4,0

(1) Voir signification des astérisques page 49.

- Cuisines des collectivités, non compris gros matériel	2,5
- Salles de lecture des bibliothèques	4,0
- Salles de danse	5,0
- Boutiques et annexes	5,0
- Garages et parcs de stationnement de voitures légère	2,5
- Balcons	3,5
- Balcons de bâtiments recevant du public	6,0
- Loggias	dito locaux contigus
- Circulations intérieures des bâtiments	Dito locaux desservis ou 5,0 si public

## a 2 - Valeurs des charges en fonction du type d'utilisation

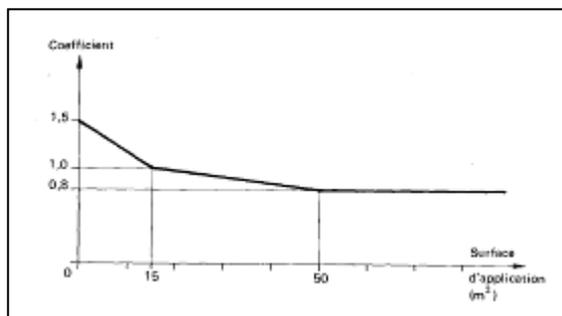
	Valeur KN/m <sup>2</sup>
<b>Bâtiments à usage d'habitation</b>	
- logements y compris combles aménageables	1,5*
- balcons	3,5
- escaliers à l'exclusion des marches isolées, halls d'entrée	2,5
- combles non aménageables dont l'utilisation n'est pas prévue a priori, non accessibles normalement :	
avec plancher	1,0
sans plancher	
partie accessible pour l'entretien : 1 KN concentré en un point quelconque des éléments de structure ou de supports de plafond sur lesquels l'on peut se déplacer.	
- greniers proprement dits	2,5
- Etages des caves	2,5
<b>Bâtiments de bureaux</b>	
- bureaux proprement dits	2,5**
- bureaux paysagers	3,5**
- circulations et escaliers	2,5
- halls de réception	2,5
- halls à guichet	4,0*
- salles de projections et de conférences à nombre de places limité ( $\leq 50 \text{ m}^2$ )	3,5
- cantines	2,5 à 3,5
- salles de réunion avec tables	2,5
- zones de dépôts	3,5
- salles d'ordinateurs et de reprographie	2,5

<b>Bâtiments hospitaliers et dispensaires</b>	
<b>1 Locaux hébergement</b>	
- chambre	1,5**
- circulations internes	2,5
<b>2 locaux médico-techniques</b>	
- salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail (obstétrique)	3,5
- pour les autres services, la charge peut être prévue d'une façon générale égale à	2,5
- en outre, dans les locaux de radiographie, les salles d'opérations et de plâtres, il y a lieu de prévoir des charges pour équipements suspendus en plafond.	
<b>3 autres locaux</b>	
- halls	4,0**
- circulations générales	4,0
- bureaux	2,5**
- poste de personnel et de soins	2,5
- salle de cours	2,5
- salle de réunions, de conférences et de restauration générale :	
local utilisable en tant que local de réception, de surface en principe supérieure à 100 m <sup>2</sup>	4,0
local de surface inférieure à 50 m <sup>2</sup>	2,5
- sanitaires	1,5
- cuisines	5,0
- buanderies	3,5
- locaux de réserves, dépôts ou stockage	3,5 à 6
<b>Bâtiments scolaires et universitaires</b>	
- salles de classe	2,5
- amphithéâtres	3,5
- ateliers, laboratoires, le matériel lourd étant à prendre en sus	2,5
- circulations, escaliers	4,0
- salles de réunions	
avec assistance debout	4,0
- bibliothèques	4,0
- surfaces de regroupement, d'abri, de détente et de jeu, salles polyvalentes	4,0
- dortoir collectif	2,5**
- hébergement individuel	1,5**
- dépôts, lingerie	4,0
- cuisines collectives	5,0
- dépôts des cuisines collectives	6,0
- salles à manger de petites dimensions	2,5
- cantines	3,5
- sanitaires collectifs, locaux médicaux et sociaux	2,5

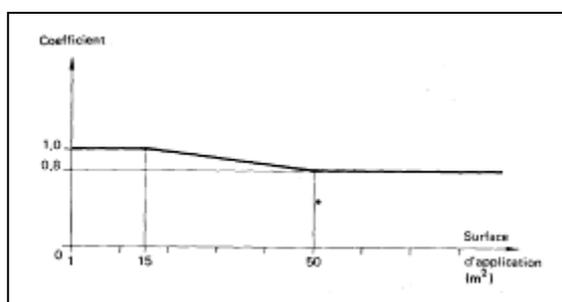
### a 3 - Dégression horizontale

Dans certains cas, la valeur de base est susceptible d'un coefficient de dégression horizontal (réduction pour grandes surfaces ou majoration pour faibles surfaces) dont la valeur est définie selon ces cas :

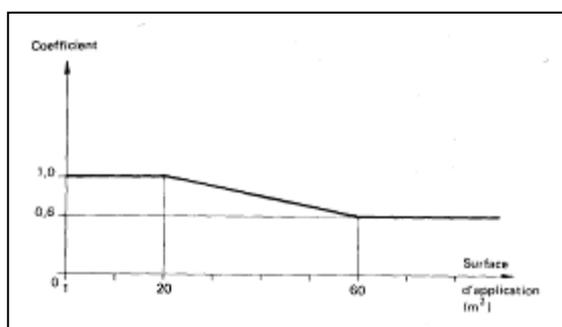
Cas des charges signalées par le signe \*\* dans les paragraphes 3.3.2 a 1 et a 2.



Cas des charges signalées par le signe \* dans les paragraphes 3.3.2 a 1 et a 2.



Cas des garages et parcs de stationnement de voitures légères.



### a 4 - Dégression verticale

- La valeur de base est susceptible d'un coefficient de dégression verticale dans le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels est appliquée la loi de dégression de base.
- Cette dégression n'est pas cumulée avec les réductions pour grandes surfaces.
- Lorsque des locaux commerciaux ou industriels occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, et les charges sur les planchers correspondants sont pris en compte sans abattement.
- Pour les bâtiments de bureaux, on applique la loi de dégression de base à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de  $1 \text{ kN/m}^2$ .

- Dans les autres cas, les dégressions verticales sont fixées par les documents particuliers du marché (D.P.M.).

- Loi de dégression de base :

Soit:

$Q_o$  la valeur de référence pour le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_i$  la valeur de référence pour le plancher de l'étage « i », la numérotation étant effectuée à partir du sommet.

$Q_{ri}$  la fraction de la charge de l'étage « i » à laquelle on n'applique pas la loi de dégression.

Sous les réserves précédemment faites, on adopte pour le calcul des éléments porteurs intéressés les valeurs ci-après :

- sous le toit ou la terrasse :  $Q_o$
- sous le premier étage à partir du sommet ( $i = 1$ ) :  $Q_o + Q_1$
- sous le deuxième étage ( $i = 2$ ) :  $Q_o + 0,95 \sum_1^2 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^2 Q_{ri}$
- sous le troisième étage ( $i = 3$ ) :  $Q_o + 0,90 \sum_1^3 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^3 Q_{ri}$
- sous le quatrième étage ( $i = 4$ ) :  $Q_o + 0,85 \sum_1^4 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^4 Q_{ri}$
- sous le cinquième étage ( $i = 5$ ) :  $Q_o + 0,80 \sum_1^5 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^5 Q_{ri}$
- sous le sixième étage ( $i = 6$ ) :  $Q_o + 0,75 \sum_1^6 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^6 Q_{ri}$
- sous le septième étage et sous les suivants ( $i \geq 7$ ) :  $Q_o + \frac{3+i}{2i} \sum_1^i (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^i Q_{ri}$

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre :

- sous le toit ou la terrasse :  $Q_o$
- sous le premier étage à partir du haut :  $Q_o + Q_1$
- sous le deuxième étage à partir du haut :  $Q_o + 1,9 Q + 0,1 Q_r$
- sous le troisième étage à partir du haut :  $Q_o + 2,7 Q + 0,3 Q_r$
- sous le quatrième étage à partir du haut :  $Q_o + 3,4 Q + 0,6 Q_r$
- sous le cinquième étage à partir du haut :  $Q_o + 4,0 Q + 1,0 Q_r$
- sous le sixième étage à partir du haut :  $Q_o + 4,5 Q + 1,5 Q_r$
- sous le septième étage à partir du haut et sous tous les suivants :  $Q_o + 5 Q + 2 Q_r$

## **b - Charges concentrées**

On considère pour tous les locaux une charge concentrée sur un appui de  $\varnothing$  25 mm, égale à 2 kN.

- Pour les garages et parcs de stationnement de voitures légères, on considère une charge poinçonnante égale à 8 kN sur un carré de 10 cm de côté.
- Les valeurs et les surfaces d'application des charges concentrées correspondant à des matériels lourds ou à des engins de manutention sont données dans les documents particuliers du marché (D..P.M.).

## **c - Cloisons de distribution**

- Elles sont assimilables à une charge répartie de 1 kN/m<sup>2</sup> pour les cloisons légères de poids inférieur à 2,50 kN/m et pour certains types de bâtiments (habitation, bureaux).

La valeur de la charge est ramenée à 0,50 kN/m<sup>2</sup> pour les bâtiments d'habitation à refends transversaux porteurs rapprochés.

- Dans les autres cas, les cloisons sont à compter telles que prévues sur les plans ou telles que définies dans les documents particuliers du marché.

### **Nota:**

Il convient de se reporter à la norme pour déterminer les valeurs des charges d'exploitation relatives aux toitures, terrasses, jardins privatifs, garde-corps, escaliers, passerelles et aux locaux où la valeur d'utilisation des charges ne peut être définie de façon générale.

# CHAPITRE 2

## LES PLANCHERS

### TABLE DES MATIÈRES

	Pages
<b>1 . GÉNÉRALITÉS</b>	<b>54</b>
1.1 OBJET	54
1.2 TYPES DE PLANCHERS	54
<b>2 . DALLES PLEINES</b>	<b>55</b>
2.1 DALLES PLEINES SUR APPUIS CONTINUS	55
2.2 DALLES PLEINES SUR APPUIS PONCTUELS	78
<b>3 . PLANCHERS NERVURÉS</b>	<b>81</b>
3.1 HOURDIS DE PLANCHERS	81
3.2 TREILLIS SOUDÉS POUR HOURDIS DE PLANCHERS	82
<b>4 . PLANCHERS SPÉCIAUX</b>	<b>83</b>
4.1 DALLES INDÉPENDANTES OU FLOTTANTES	83
4.2 DALLES COULÉES SUR BACS ACIER	84
4.3 PRÉDALLES	85
<b>5 . FORMULAIRE</b>	<b>89</b>
5.1 DÉTERMINATION DE LA SECTION D'ACIER DANS UNE DALLE SOLLICITÉE A LA FLEXION	89
5.2 CALCUL DES PANNEAUX DE DALLE RECTANGULAIRES	95
5.3 MÉTHODE FORFAITAIRE POUR LE CALCUL DES POUTRES-DALLES CONTINUES DANS LE CAS DE CHARGES D'EXPLOITATION MODÉRÉES	99
5.4 MÉTHODE DE CALCUL DITE «MÉTHODE CAQUOT»	106

# 1. GÉNÉRALITÉS

## 1.1. OBJET

Le présent chapitre indique les principales règles de calcul et d'utilisation du treillis soudé dans les planchers.

## 1.2. TYPES DE PLANCHERS

Les planchers peuvent être répartis en trois groupes principaux :

- les planchers à dalle pleine,
- les planchers nervurés,
- les planchers spéciaux.

## 2. DALLES PLEINES

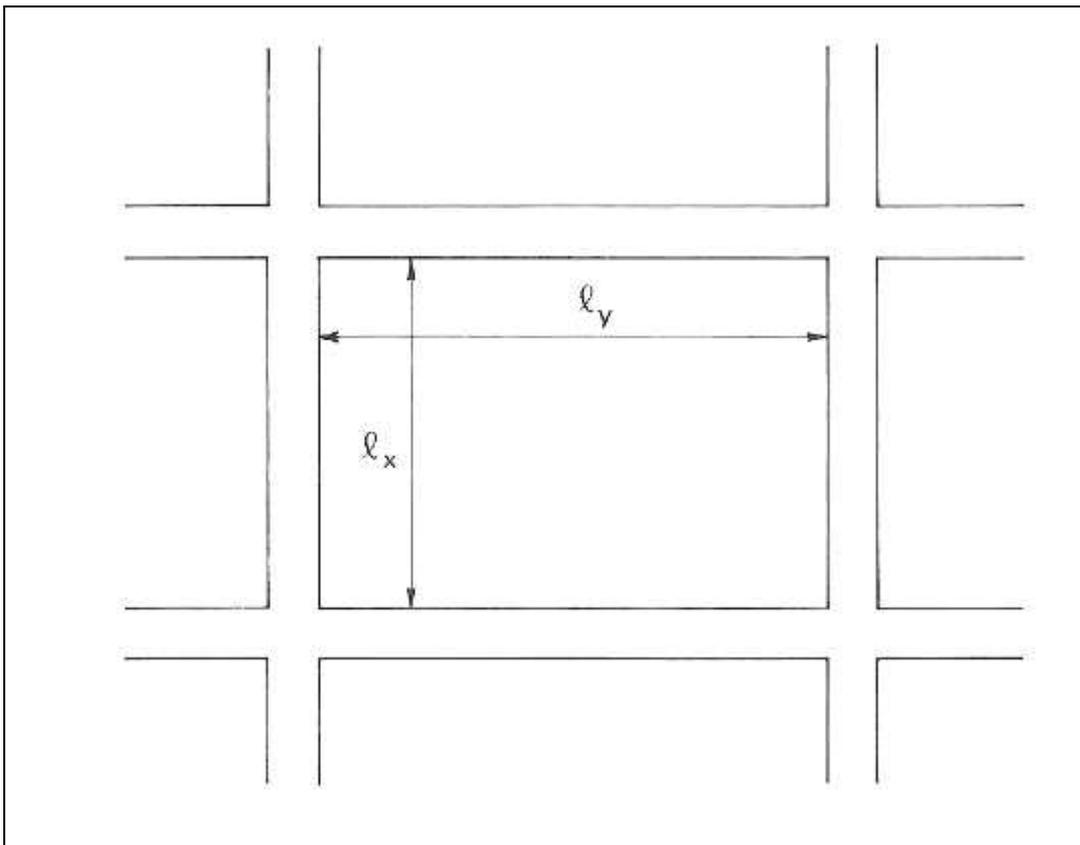
Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

### 2.1. DALLES PLEINES SUR APPUIS CONTINUS

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions (BAEL A.5.2,1) ou bien dans une seule.

- les **dalles** proprement dites portent normalement dans deux directions (BAEL A.5.2,1),
- les **poutres-dalles** sont des dalles particulières qui ne portent que dans une seule direction (voir 2.1,3).

#### 2.1,1. dalles articulées sur leur contour



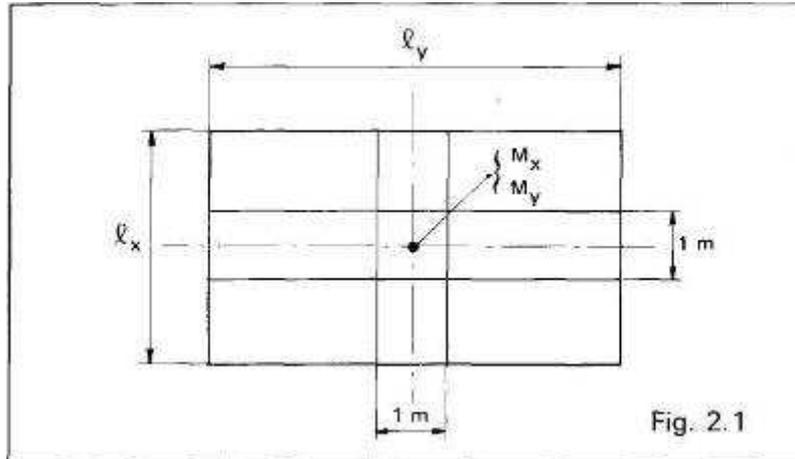
Les portées  $l_x$  et  $l_y$  d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

Si  $0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} = \alpha \leq 1$ , la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Si  $\alpha < 0,40$  la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

### 2.1,1,1. MÉTHODE DE CALCUL

Les treillis soudés sont déterminés à partir **des moments isostatiques** au centre de la dalle  $M_x$  et  $M_y$ , correspondant respectivement aux sens  $l_x$  et  $l_y$  et évalués pour des bandes de 1 m de largeur (fig. 2.1), selon les indications fournies au formulaire 5.2 du présent chapitre.



Ces moments doivent être déterminés pour la combinaison d'actions la plus défavorable, c'est-à-dire:

A l'état-limite ultime	1,35 G + 1,5 Q*
A l'état-limite de service	G + Q

Le formulaire 5.2 du présent chapitre fournit des indications permettant de déterminer :

- d'une part, la valeur des moments de flexion dus à des charges réparties ou localisées. Ces moments doivent être cumulés lorsqu'une dalle supporte une ou plusieurs charges localisées, puisqu'elle supporte déjà nécessairement des charges réparties (poids propre, revêtements éventuels, etc. Voir 5.2.1 dans le présent chapitre)
- d'autre part, les valeurs maximales des efforts tranchants (par unité de longueur) le long des appuis.

### 2.1,1,2. JUSTIFICATIONS ET VÉRIFICATIONS

#### • Épaisseur « h » des dalles :

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

$$\frac{l_x}{50} \leq h \leq \frac{l_x}{30}$$

ce qui permet en général de se dispenser des vérifications concernant l'état-limite de déformation prévues à l'article B.7.5 des Règles BAEL.

La valeur de « h » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives à :

- la résistance à l'incendie,
- l'isolation phonique,
- la sollicitation d'effort tranchant (BAEL A.5.2).

#### • Armatures de flexion

Il convient de calculer d'abord les sections minimales dans chacune des deux directions afin de s'assurer ensuite que les sections  $A_x$  et  $A_y$ , déterminées à partir des sollicitations de calcul, sont bien supérieures à ces valeurs minimales.

\* Pour certains éléments ou pour certaines sections, la combinaison  $G + 1.5 Q$  peut être plus défavorable (cas des dalles avec porte-à-faux en particulier).

a - Section minimale des aciers (BAEL B 7.4)

- Armatures parallèles au sens  $\ell_y$  : section  $A_{ymin}$ , diamètre  $\phi_y$  :

$$A_{ymin} = 6h,$$

avec :

$$A_{ymin} \text{ en cm}^2/\text{m}.$$

$h$  : épaisseur de la dalle en m.

- Armatures parallèles au sens  $\ell_x$  : section  $A_{xmin}$ , diamètre  $\phi_x$

La section à réaliser en treillis soudé doit être telle que la section correspondant à  $\ell_x$  soit au moins égale à :  $\frac{(3-\alpha)}{2} A_{ymin}$  avec  $\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y}$ .

b - Section des aciers déterminée à partir des sollicitations de calcul

- La hauteur utile « d » est particulière à chacune des deux directions, soit :

$d_x$  pour le sens  $\ell_x$ .

$d_y$  pour le sens  $\ell_y$

On a en général  $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$ , la section  $A_x$  étant normalement la plus proche de la face tendue (fig. 2.2).

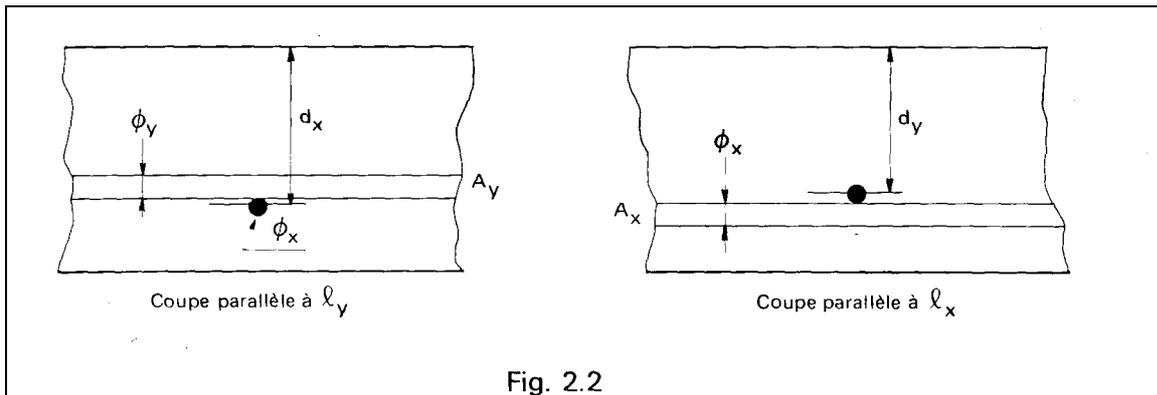


Fig. 2.2

• Section  $A_x$

La section  $A_x$  est déterminée pour équilibrer le moment  $M_x$  :

- si la fissuration est **peu préjudiciable**,  $M_x$  correspond à l'état-limite ultime :

$$M_x = M_{x,u}$$

- si la fissuration est **préjudiciable ou très préjudiciable**,  $M_x$  correspond à l'état-limite de service:

$$M_x = M_{x,ser} \text{ avec } \phi_x \geq 6 \text{ mm si la fissuration est préjudiciable ( TS } \geq \text{ ST20)}$$

$$\phi_x \geq 8 \text{ mm si la fissuration est très préjudiciable ( TS } \geq \text{ ST50)}$$

**Nota** : La méthode permettant d'obtenir la section  $A_x$  est donnée dans le formulaire du présent chapitre et comme il n'y a plus de risques de confusion, l'indice x peut être supprimé, ainsi :

$$M_{x,u} \text{ devient } M_u$$

$$M_{x,ser} \text{ devient } M_{ser}$$

• **Section  $A_y$**

La section  $A_y$  est déterminée de la même manière pour équilibrer le moment  $M_y$ , avec les mêmes conditions sur  $\varnothing_y$  que sur  $\varnothing_x$  dans le cas de la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Il faut en outre :

- dans le cas où, parmi les charges appliquées, il y a des charges localisées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} \cdot \frac{d_x}{d_y} \quad (\text{correspondant à } M_y \geq \frac{M_x}{3} )$$

- dans le cas où il n'y a que des charges réparties

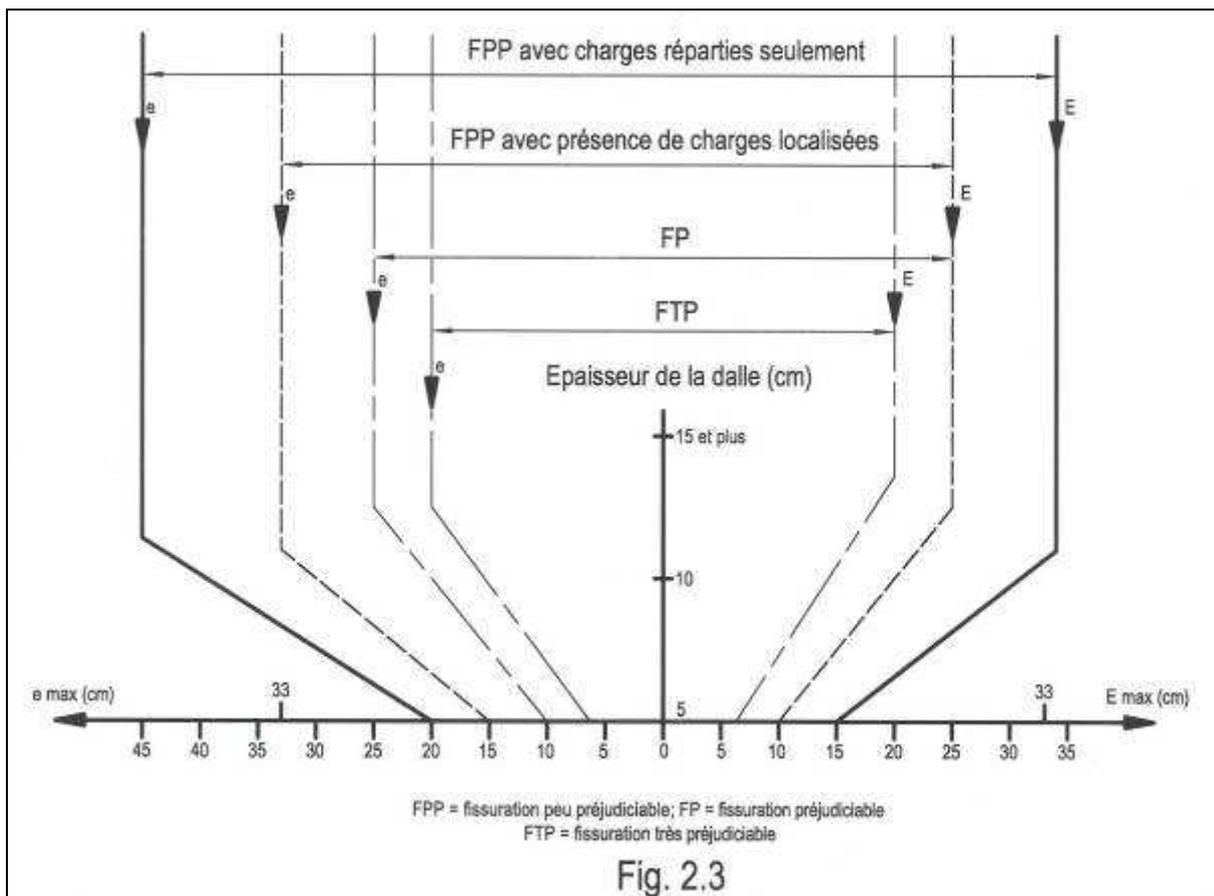
$$A_y \geq \frac{A_x}{4} \cdot \frac{d_x}{d_y} \quad (\text{correspondant à } M_y \geq \frac{M_x}{4} )$$

**Remarque :**

Dans le cas de charges localisées mobiles, les sections  $A_x$  et  $A_y$  doivent être conservées dans leur totalité jusqu'aux appuis (BAEL A.8.2,43); voir dispositions sur appuis, paragraphe 2.1,4,2. page 65.

c — *Choix du treillis soudé :*

- Écartement maximal des fils (BAEL A 8.2,4,2, A 4.5,33 et A 4.5,34) (fig. 2.3).



Pour e et E voir chapitre 1, titre 1.3.

- Sections : se reporter aux tableaux «sections nominales» (chapitre 1 - tableaux 1 et 2) page 19.

### • Armatures d'effort tranchant

Ces armatures ne sont pas nécessaires si (BAEL A.5,22) à la fois :

- la dalle est bétonnée sans reprise dans toute son épaisseur,

- l'effort tranchant maximal par mètre de largeur de dalle  $V_u$  vérifie (avec  $\gamma_b = 1,5$  en général) :

$$V_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} d f_{c28} \quad \text{avec } d \text{ hauteur utile des panneaux de T.S. (unités : MN/m, m, MPa).}$$

Cette dernière condition peut fixer l'épaisseur « h » de la dalle car il faut dans toute la mesure du possible éviter les armatures d'effort tranchant.

Si ces deux conditions ne sont pas satisfaites, il convient d'appliquer les articles A.5.3,12 (couture des reprises), A.5.2,3 et A.5.1.2,3 (armatures d'âme) des Règles BAEL.

### • Armatures de poinçonnement (BAEL A.5.2,42)

Ces armatures ne sont pas nécessaires si, pour une charge localisée éloignée des bords de la dalle :

$$Q_u \leq \frac{0,045}{\gamma_b} u_c h f_{c28} \quad (\text{MN, m, MPa})$$

avec  $Q_u$  valeur de calcul, à l'état limite ultime, de la charge localisée.

$u_c$  périmètre du « rectangle d'impact  $a \times b$  » au niveau du feuillet moyen

$u_c = 2(a + b)$  (voir formulaire en 5.2,2) page 96.

$\gamma_b = 1,5$  en général.

Si cette inégalité n'est pas satisfaite, on peut tenir compte du ferrailage horizontal, en remplaçant

0,045 par  $(0,05 + 1,5 \rho_\ell) \frac{d}{h}$  où  $\rho_\ell$  désigne le pourcentage moyen ( $\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}}$ ) borné

supérieurement à 0,015. Si l'inégalité n'est toujours pas satisfaite, il faut, si c'est possible, augmenter l'épaisseur de la dalle ou sinon, prévoir des armatures de poinçonnement calculées et disposées conformément à l'article A.4.5.2,43 des Règles BAEL.

## 2.1,2. dalles encastrées totalement ou partiellement sur leur contour

Ces dalles sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour (BAEL A.8.2,32).

Les moments de flexion maximaux  $M_x$  calculés selon les indications du paragraphe 2.1.1 peuvent être réduits de 15 à 25 % selon les conditions d'encastrement, ce qui conduit à un moment en travée :

$$M_t = \begin{cases} 0,85 M_x \\ \text{à} \\ 0,75 M_x \end{cases}$$

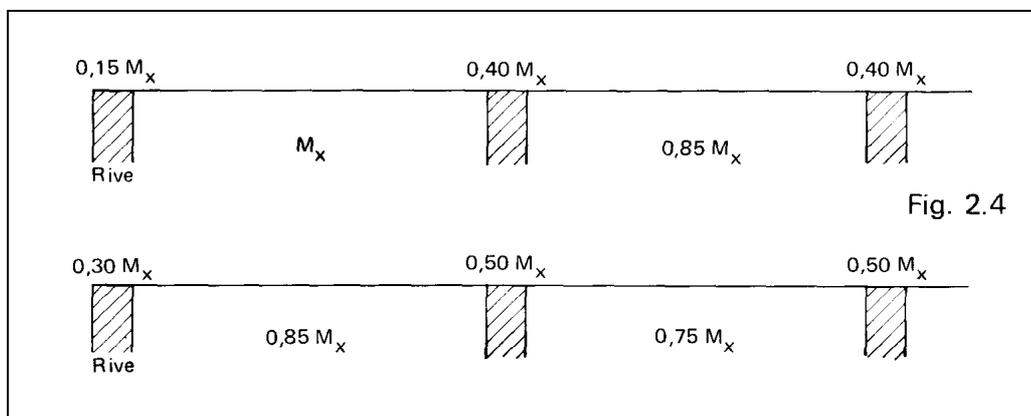
Sauf pour les appuis de rive, les moments d'encastrement sur les grands côtés sont alors évalués respectivement à  $0,40 M_x$  et  $0,50 M_x$  (voir figure 2.4).

Soit  $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues prises respectivement en compte pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- On doit vérifier que l'on a toujours :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$

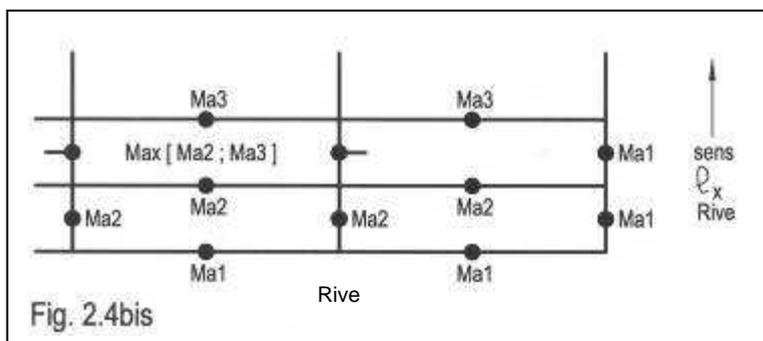
- Cette vérification doit être faite dans les deux directions ; pour le sens  $\ell_y$  il suffit de remplacer  $M_x$  par  $M_y$ .
- Il convient de remarquer que dans le cas d'un appui de rive, réputé articulé ( $M_w = 0$  ou  $M_e = 0$ ) il faut adopter  $M_t = M_x$  même dans l'hypothèse où l'on a, sur le premier appui voisin de l'appui de rive,  $M_e = 0,50 M_x$ , si  $M_w = 0$  (ou  $M_w = 0,50 M_x$ , si  $M_e = 0$ )

Les valeurs suivantes peuvent être adoptées pour le sens  $\ell_x$  (fig. 2.4).



Mais pour le sens  $\ell_y$ , les moments sur appuis atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés (BAEL A.8.2,32) c'est-à-dire que les armatures y sont calculées pour  $0,4 M_x$ ,  $0,5 M_x$  etc. et non pour  $0,4 M_y$ ,  $0,5 M_y$  etc.

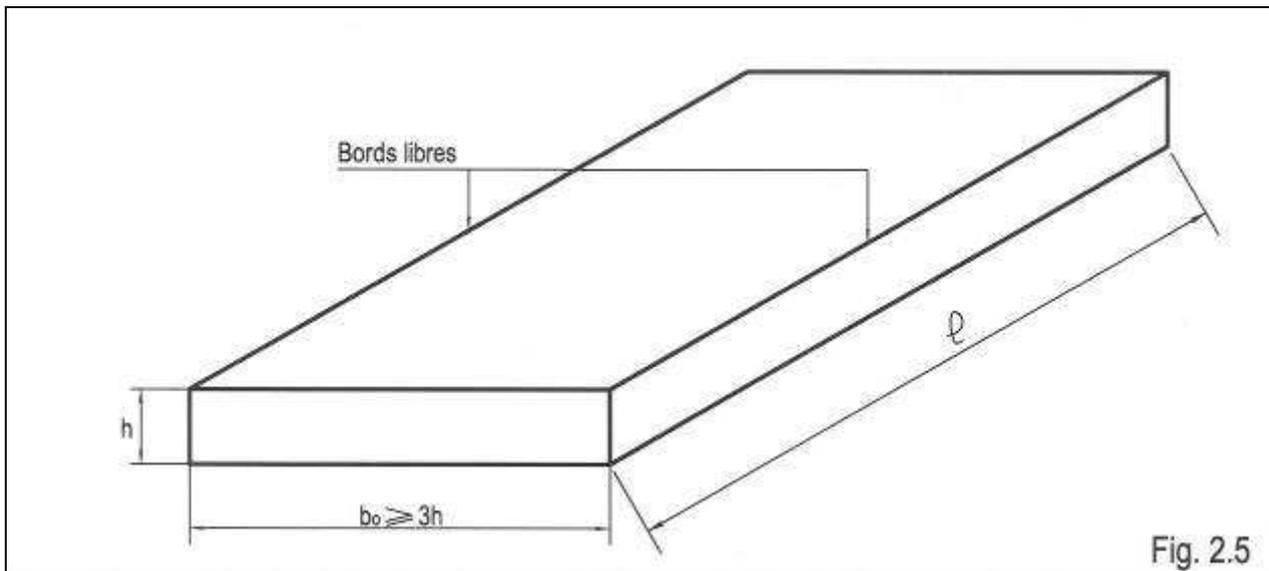
En admettant que les conditions d'appui soient les mêmes sur l'ensemble du contour de la dalle, et en désignant par  $M_{a1}$ ,  $M_{a2}$ ,  $M_{a3}$ , etc, les moments en rive 1 et sur les appuis intermédiaires 2, 3, etc. du sens  $\ell_x$ , on doit retenir pour les moments sur appuis du sens  $\ell_y$  les valeurs indiquées sur la figure 2.4 bis.



Pour pouvoir adopter 0,30 comme coefficient en rive, il faut que l'appui de rive soit organisé (section d'armatures supérieures, dispositions constructives assurant la transmission du moment de flexion) en sorte que cette valeur puisse effectivement être prise en compte. A condition que la section des armatures supérieures de la dalle équilibre au moins  $0,30 M_x$ , et que ces armatures soient totalement ancrées dans le mur, la disposition sur appui représentée fig. 2.19 permettrait d'adopter 0,30 comme coefficient en rive. Il n'en est pas de même pour la disposition représentée fig. 2.14, qui ne permet l'équilibre d'aucun moment en rive ( $M = 0$ ).

## 2.1,3. poutres-dalles

Les poutres-dalles sont des dalles présentant deux bords libres, sensiblement parallèles et distants d'au moins trois fois leur épaisseur (BAEL A.5.2,1 ; voir fig. 2.5).



Pour l'évaluation des **moments de flexion**, certaines dalles appuyées sur leurs quatre côtés sont assimilées à des poutres-dalles ; il en est ainsi lorsque :

$$\frac{l_x}{l_y} < 0,40 \text{ (voir 2.1,1)}$$

Les poutres-dalles continues sont calculées par application des dispositions de l'article B.6.2,2 des Règles B.A.E.L. «Méthodes simplifiées de calcul des planchers». Voir, dans le présent chapitre, les paragraphes 5.3 et 5.4.

### 2.1,3,1. MÉTHODE FORFAITAIRE DE CALCUL

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies :

- la charge d'exploitation  $q_B$  est au plus égale à deux fois la charge permanente  $g$  et à  $5 \text{ kN/m}^2$ .
 
$$\left\{ \begin{array}{l} q_B \leq 2g, \\ q_B \leq 5 \text{ kN/m}^2, \end{array} \right.$$
- l'épaisseur est la même dans les différentes travées,
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,80 et 1,25,
- la fissuration ne compromet pas la tenue des cloisons ni celle des revêtements de sol.

Les combinaisons d'actions sont celles indiquées en 2.1,1,1.

Les moments de flexion sont déterminés en appliquant le formulaire du présent chapitre (5.3).

Dans les travées intermédiaires, les efforts tranchants sont calculés en considérant ces travées comme indépendantes.

Dans les travées de rive, sur le premier appui voisin de l'appui de rive :

- ou bien on tient compte du terme  $\frac{M_e - M_w}{\ell}$  ( $M_e$ ,  $M_w$  avec leurs signes ; notations, voir fig. 2.52)
- ou bien on majore forfaitairement de 15 % l'effort tranchant de la travée indépendante.

### 2.1,3,2. MÉTHODE DE A. CAQUOT

Le principe de cette méthode est rappelé dans le formulaire du présent chapitre, en 5.4. Il s'agit d'une méthode de continuité simplifiée doit être appliquée chaque fois que l'une quelconque des conditions de validité de la méthode forfaitaire énoncées ci-dessus n'est pas remplie.

Dans certaines conditions, les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes peuvent être minorés. (BAEL B.6.2,210).

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles indiquées en 2.1,1,1.

Quelle que soit la travée considérée, les efforts tranchants sont calculés en prenant en compte le terme de continuité  $\frac{M_e - M_w}{\ell}$  ( $M_e$ ,  $M_w$  avec leurs signes ; notations, voir fig. 2.52 bis)

### 2.1,3,3. JUSTIFICATIONS ET VÉRIFICATIONS

- Epaisseur « h » des poutres-dalles.

$\ell$  étant la portée d'une poutre-dalle, on adopte généralement :

$$h \geq \frac{\ell}{20} \text{ pour une travée indépendante,}$$

$$h \geq \frac{\ell}{35} \text{ pour les travées avec continuité.}$$

(Pour des valeurs inférieures, il faut normalement procéder à une vérification de la flèche)

La valeur de « h » doit également permettre de satisfaire le cas échéant aux conditions relatives à :

- la résistance à l'incendie,
- l'isolation phonique,
- la sollicitation d'effort tranchant, (BAEL A.5.2),
- l'état-limite de déformation (BAEL A.4.6 - B.6.5.).

#### • Armatures de flexion

Les dispositions indiquées pour les dalles en 2.1,1,2 sont applicables mais en donnant à « $\alpha$ » dans les formules la valeur zéro.

#### • Armatures d'effort tranchant et de poinçonnement

Les dispositions sont les mêmes que pour les dalles mais ici, il est recommandé de prévoir un volume relatif d'armatures d'effort tranchant au moins égal à 0,0001, cette proportion devant être portée à 0,001 au voisinage des bords libres (sur une zone de largeur  $h/2$  ; BAEL A.5.2,2, commentaire).

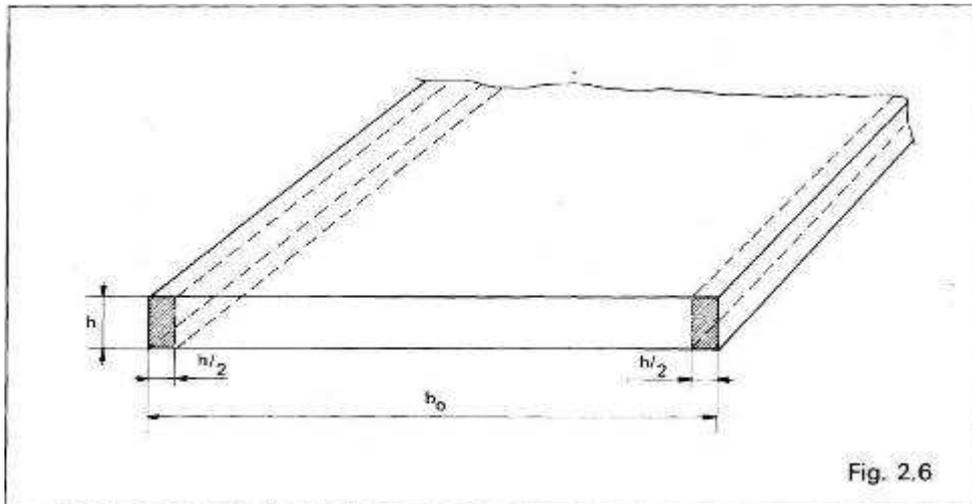


Fig. 2.6

## 2.1,4. disposition des treillis soudés

### 2.1,4,1. LONGUEUR DES PANNEAUX

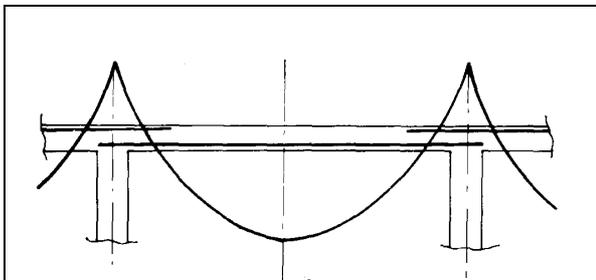


Fig. 2.7

Les longueurs et les positions des différents panneaux doivent assurer la «couverture» des diagrammes des sollicitations et en particulier celui représentant la courbe-enveloppe des moments fléchissants (fig. 2.7).

Cependant, dans le cas très fréquent de charges d'exploitation modérées et uniformes, on peut admettre a priori d'arrêter la moitié de la section  $A_x$  nécessaire en travée à la distance :

$$a = \frac{l_x}{10} \text{ du nu de l'appui,}$$

Panneaux inférieurs

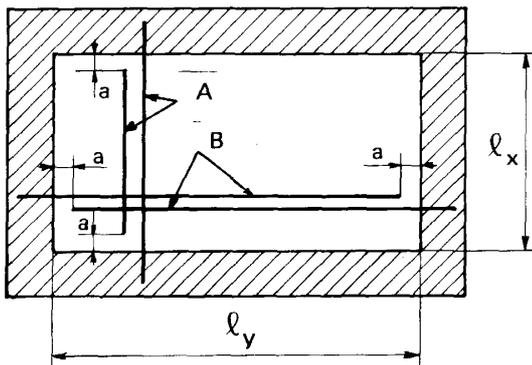
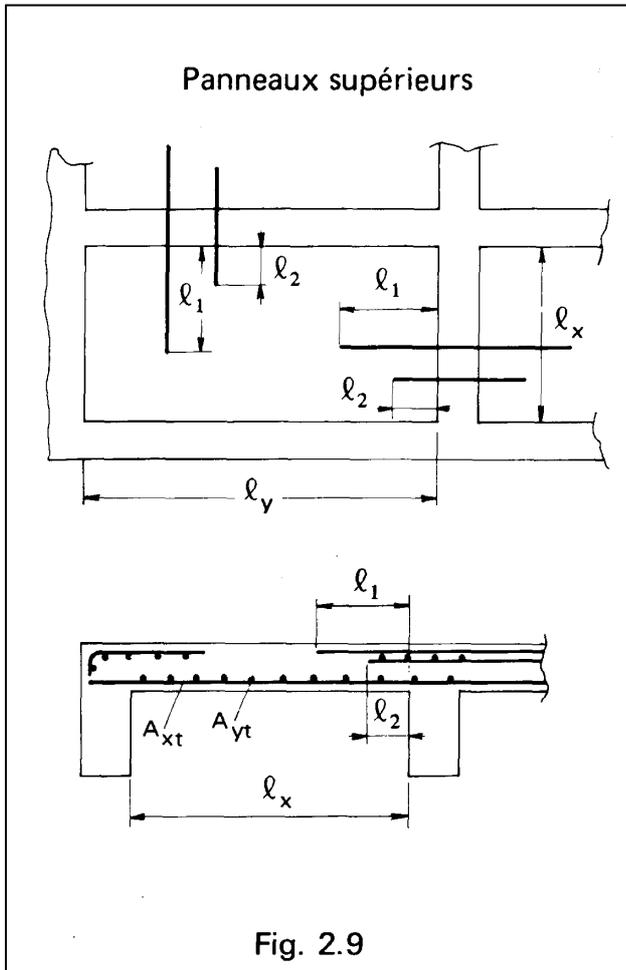


Fig. 2.8

et d'arrêter la moitié de la section  $A_y$  nécessaire en travée à la même distance  $a$  du nu d'appui (fig. 2.8). Voir la figure 2.23 : dans la disposition A, les fils ont des longueurs différentes ; dans la disposition B, les fils ont la même longueur (disposition «en tiroir», voir fig. 2.24).



Pour les panneaux en «chapeau», les aciers porteurs perpendiculaires au contour d'appui doivent, à partir du nu de l'appui, avoir une longueur  $l_1$  telle que :

$$l_1 \geq \max [\lambda l_x; l_a]$$

$$\lambda \approx 0,05 + 0,30 \frac{M_a}{M_x}$$

avec:

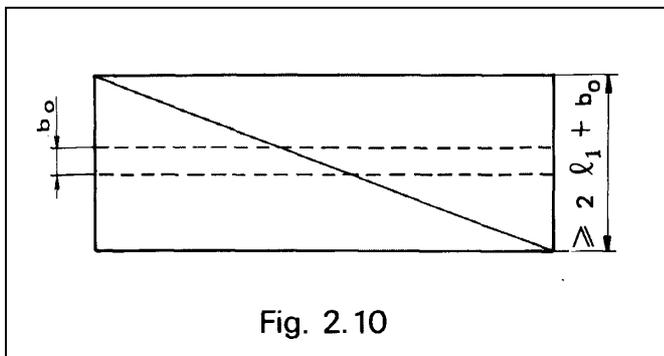
- $l_a$  longueur d'ancrage (voir chapitre 1 titres 2.3,3 et 2.3,4)
- $M_a$  moment sur appui (voir 2.1,2 page 55 et fig. 2.4 et 2.4 bis)

Dans le cas où la section d'acier sur appui est réalisée à l'aide de panneaux décalés dépassant respectivement des longueurs  $l_1$  et  $l_2$  du nu de l'appui

- $l_1$  a la valeur précédemment indiquée,
- $l_2 \geq \max [0,5 l_1; l_a]$

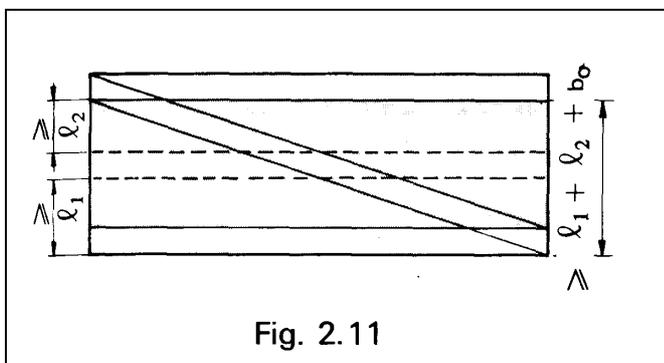
Pour la réalisation des armatures sur appui, on peut utiliser :

- soit des panneaux standard,
- soit des panneaux sur devis.



Si l'on prévoit un seul type de panneau, sa largeur devra être au moins égale à  $2 l_1 + b_0$  (fig. 2.10).

( $b_0$  largeur de la poutre constituant l'appui).

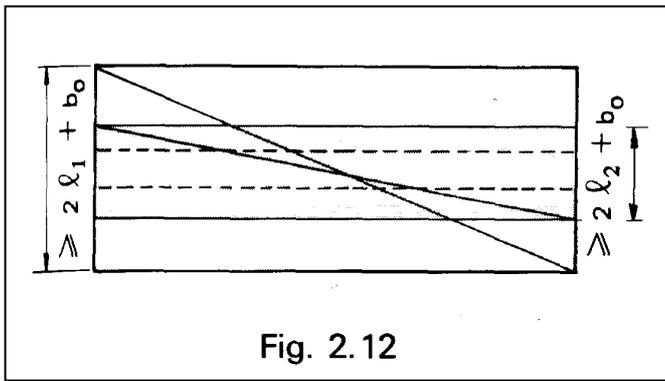


Il est également possible de prévoir deux panneaux identiques décalés (fig. 2.11), la largeur de chacun d'eux étant au moins égale à :

$$l_1 + l_2 + b_0 \text{ avec } l_2 \geq \max (0,5 l_1; l_a)$$

Enfin il est aussi possible de prévoir deux panneaux soit de même type, soit de types différents (fig.2.12),

- l'un de largeur au moins égale à  $2 l_1 + b_0$ ,
- l'autre de largeur au moins égale à  $2 l_2 + b_0$ .



Lorsqu'il s'agit de panneaux de types différents, la section des aciers les plus courts ( $l_2$ ) doit être au plus égale à la moitié de la section totale nécessaire.

Fig. 2.12

## 2.1,4,2. EXEMPLES DE DISPOSITIONS DANS LES ZONES D'APPUI

### • Appuis de rive

Ces appuis ne peuvent en général équilibrer que de faibles moments d'encastrement ( $0$  à  $0,2 M_0$ ).

#### a) L'appui est un mur en maçonnerie

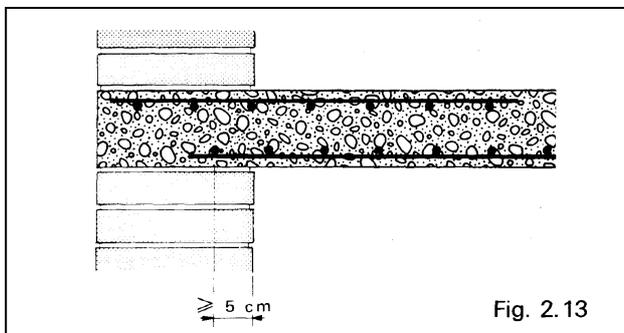


Fig. 2.13

La première soudure du treillis soudé inférieur doit se trouver au minimum à 5 cm en retrait par rapport au nu d'appui (BAEL B.7.2,1). Si un chaînage est prévu, il doit être placé entre les treillis soudés inférieurs et supérieurs.

#### b) L'appui est une poutre préfabriquée ou coulée en place

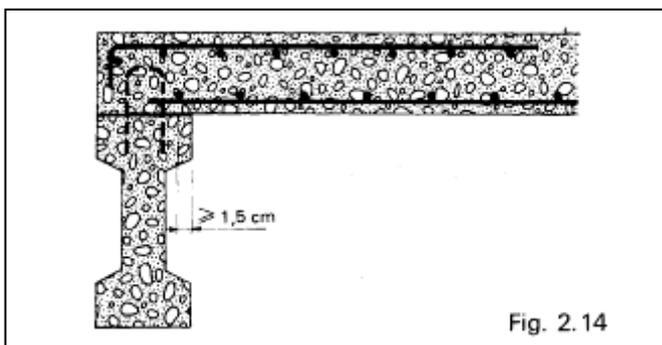


Fig. 2.14

La première soudure du treillis soudé inférieur doit se trouver au minimum à 1,5 cm en retrait par rapport au nu d'appui. (BAEL B.7.2,1).

Pour que la dalle puisse jouer le rôle de table de compression de la poutre, des armatures en attente formant couture doivent être prévues dans la poutre. (BAEL B.6.8,411).

#### c) L'appui est une poutre en béton armé

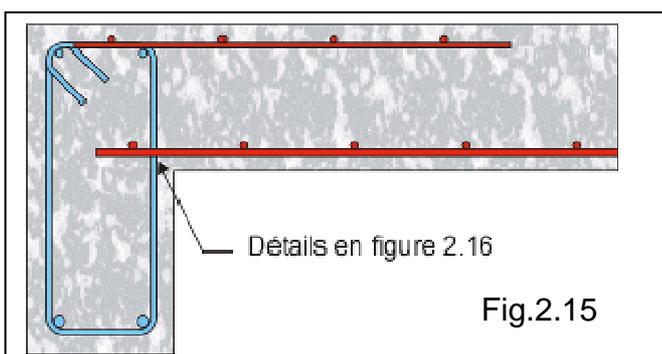
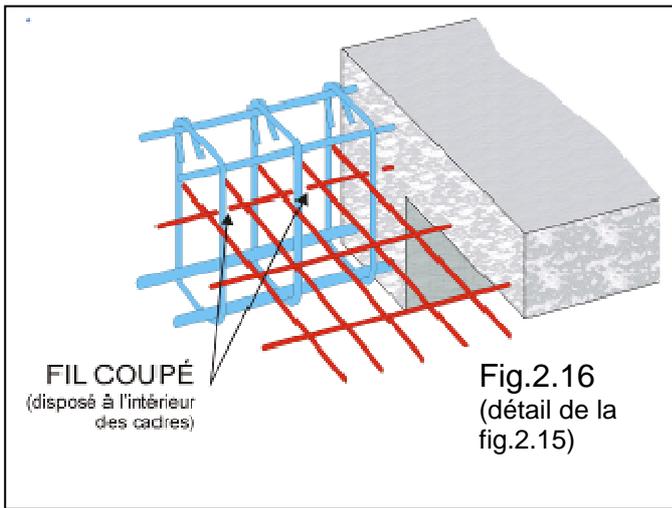
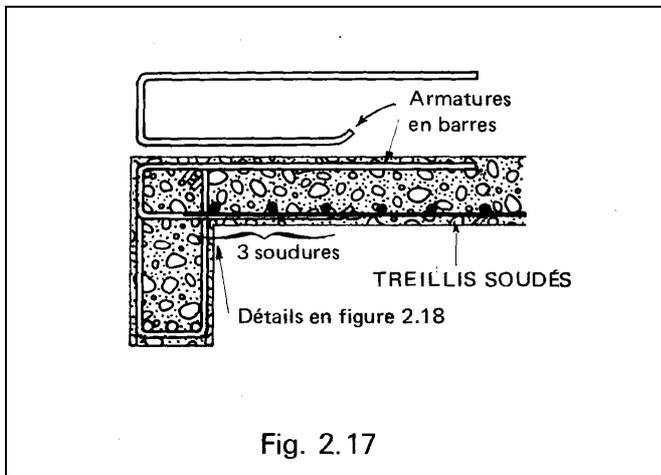


Fig.2.15

Dans la plupart des cas, le ferrailage des poutres étant préfabriqué, il y a lieu, pour assurer l'ancrage, de couper le fil de répartition au droit de l'appui comme indiqué sur la fig. 2.16, ce qui entraîne pratiquement d'avoir un espacement constant pour les cadres.

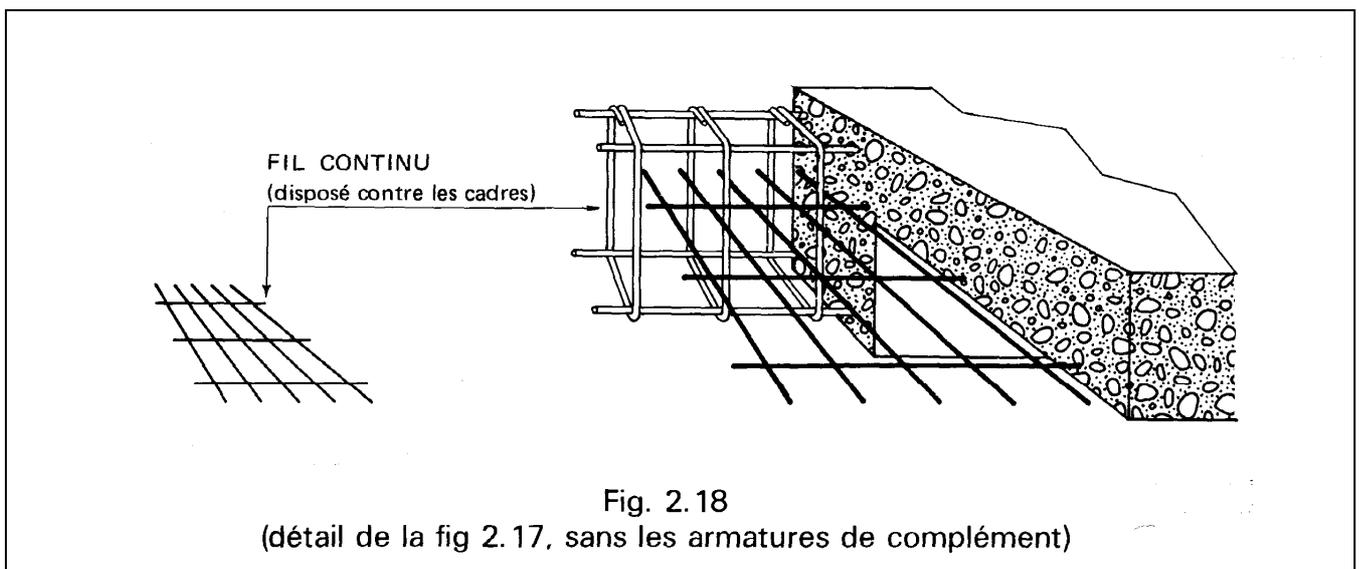


Il est préférable de choisir si possible une largeur de cadres permettant d'avoir le premier fil de répartition à l'extérieur des cadres, c'est-à-dire, d'adopter la disposition de la fig. 2.14.

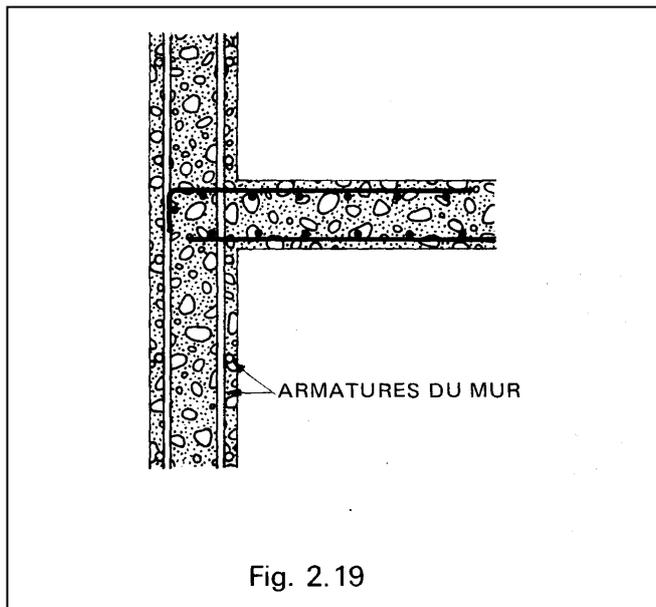


Lorsque, compte tenu des efforts de traction, l'ancrage sur appui peut être assuré par les fils seuls, les dispositions indiquées ne sont pas impératives mais elles sont recommandées.

Dans le cas de poutres de largeur réduite, la disposition prévue à la fig. 2.14 ne peut généralement être respectée. Il convient alors d'ajouter des armatures en barres se recouvrant au moins sur trois soudures (fig. 2.17) avec le treillis soudé.



d) L'appui est un mur en béton armé.



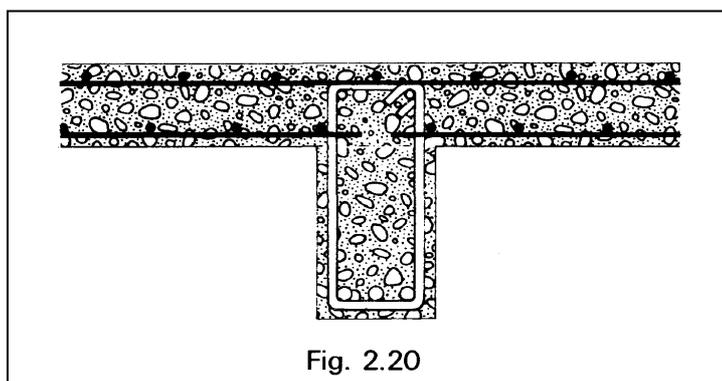
Dans le cas de murs armés de barres, les panneaux de treillis soudés qui arment la dalle peuvent sans difficulté être placés de manière qu'il y ait au moins un fil de répartition sur appui (fig. 2.19).

Dans le cas de murs armés de panneaux de treillis soudés les dispositions prévues pour les poutres (fig. 2.14 à 2.17) doivent être adoptées.

#### • Appuis intermédiaires

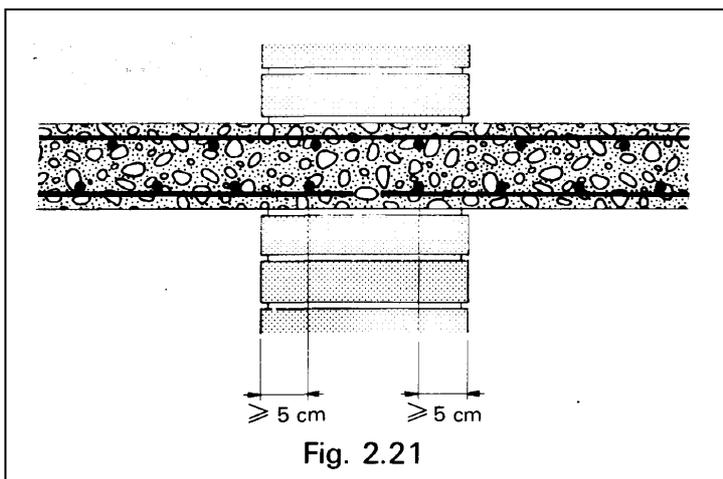
Dans le cas de charges uniformément réparties, lorsque la dalle est armée en chapeaux pour un moment d'appui  $M_u$  tel que  $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$  soit négatif ( $V_u$  effort tranchant dans la section du nu d'appui), le panneau inférieur de treillis soudé doit être disposé de manière qu'il y ait au moins une soudure sur l'appui conformément aux dispositions qui suivent.

a) L'appui est une poutre en béton armé



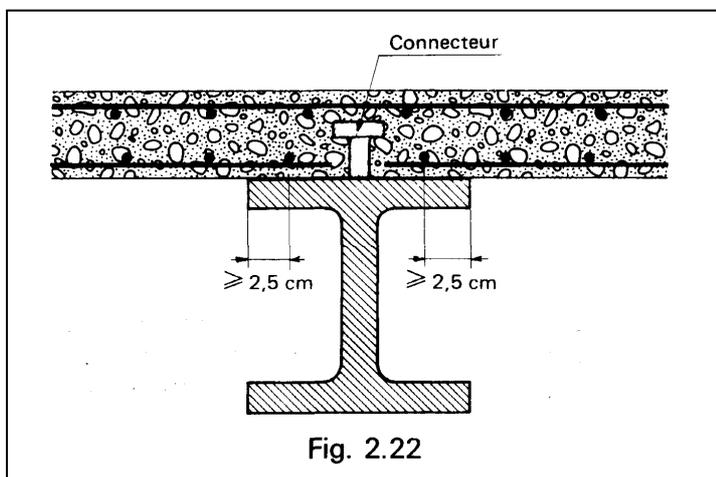
Si l'appui est constitué par une poutre, le fil de répartition peut être placé immédiatement contre les armatures transversales de celle-ci (fig. 2.20).

b) L'appui est un mur en maçonnerie



Les dispositions à prévoir sont identiques à celles de la figure 2.13 (fig. 2.21).

c) L'appui est une poutre métallique



Pour que la dalle puisse jouer le rôle de table de compression de la poutre métallique, il est indispensable de réaliser une liaison au moyen de connecteurs qui doivent être calculés en fonction de l'effort de glissement s'exerçant à l'interface dalle-poutre métallique (se reporter à la littérature spécialisée).

### 2.1,4,3. EXEMPLES DE DISPOSITIONS DE PANNEAUX EN TRAVÉE

**Nota :** Les dispositions représentées sur les figures 2.23 à 2.26 sont schématiques ; en pratique, les longueurs des panneaux doivent satisfaire aux règles données en 2.1,4,1.

#### • Dalles portant dans un seul sens

Lorsqu'un seul panneau n'est pas suffisant pour assurer la résistance dans le sens porteur, deux dispositions peuvent être adoptées ; les recouvrements transversaux doivent satisfaire aux règles données dans le chapitre 1 page 40.

Disposition A  
(deux types de panneaux  
de longueurs différentes)

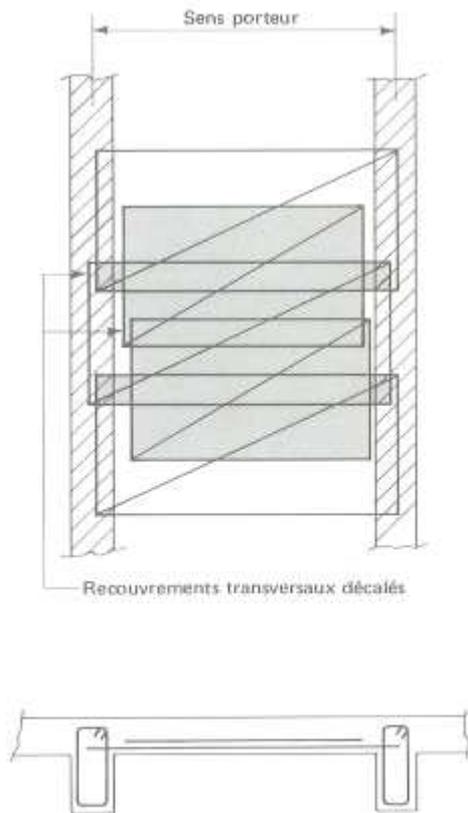


Fig. 2.23

Cette disposition est applicable quand les panneaux les plus longs couvrent la totalité de la portée en prenant appui à leurs extrémités sur une poutre ou sur un mur.

Lorsque l'on prévoit deux lits, les recouvrements transversaux doivent être décalés, dans le sens perpendiculaire au sens porteur, d'un lit à l'autre.

Disposition B  
(un seul type de panneau)

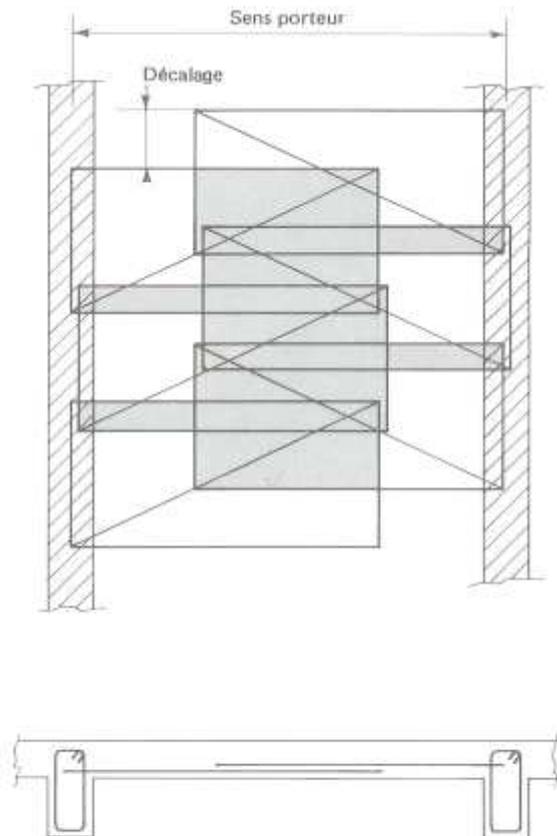


Fig. 2.24

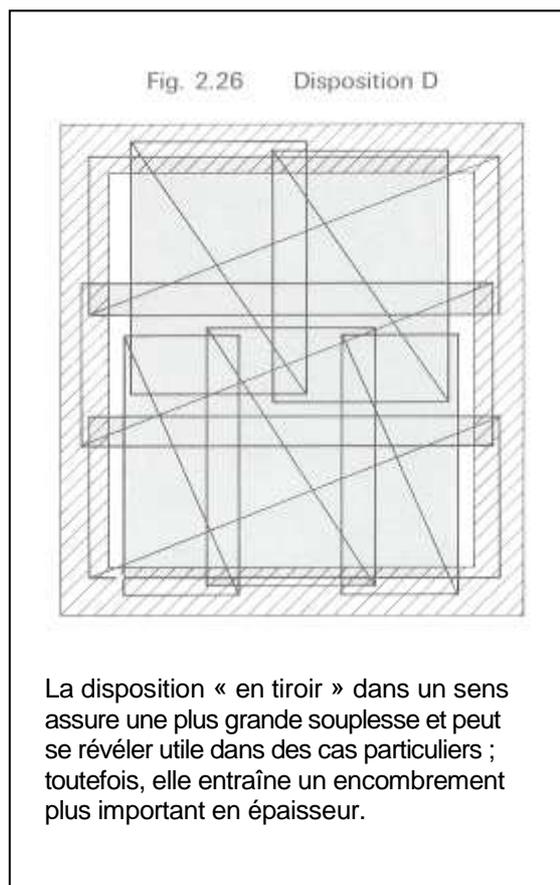
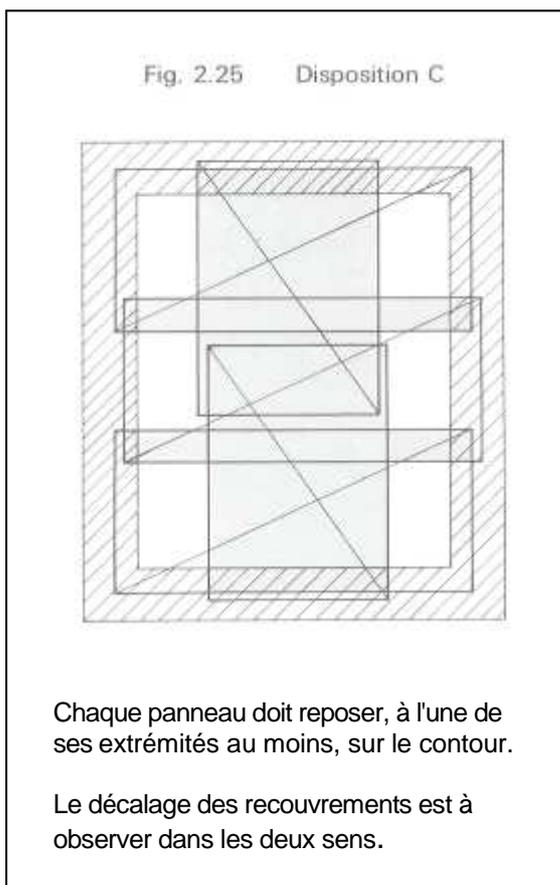
Cette disposition dite « en tiroir », plus souple que la disposition A, est utilisée dans le cas de portées assez grandes.

Elle permet de satisfaire à la disposition représentée en fig. 2.14, c'est-à-dire de pouvoir positionner une soudure en retrait par rapport au nu d'appui.

Le décalage en plan dans le sens transversal (en général, d'un demi-panneau) est nécessaire pour limiter l'encombrement dans le sens vertical.

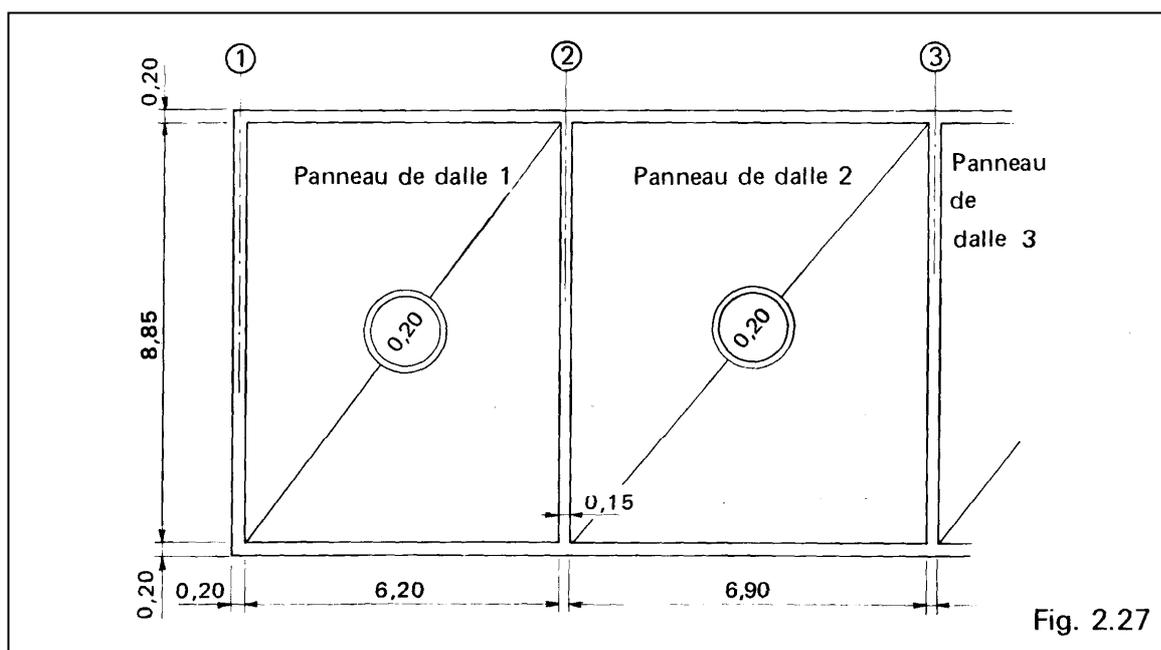
• Dalles portant dans les deux sens

Deux dispositions peuvent être adoptées ; les règles de recouvrement données dans le chapitre 1, page 40 doivent être respectées.



### 2.1,5. exemple de calcul

Nous allons étudier un plancher constitué d'une dalle continue de 0,20 m d'épaisseur, appuyée sur des voiles en béton armé dont l'épaisseur est de 0,20 m en périphérie et 0,15 m partout ailleurs.



On suppose que la résistance caractéristique spécifiée du béton est égale à  $f_{c28} = 25$  MPa et que les charges sont appliquées plus de 24 h, d'où  $\theta = 1$  (voir chapitre 1, titre 2.1,2).

## 2.1,5,1. CAS OU LA FISSURATION EST CONSIDÉRÉE COMME PEU PRÉJUDICIALE

### • Actions

- Charges permanentes g (poids volumique du béton armé : 25 kN/m<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} \text{Dalle béton armé : } 25 \times 0,20 &= 5,00 \\ \text{Revêtements (Sol + Plafond)} &= 0,80 \\ g &= 5,80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Charges d'exploitation :

$$q_B = 4 \text{ kN/m}^2 \text{ (local accessible au public).}$$

État-limite ultime (ELU) :

$$\begin{aligned} p_u = 5,80 \times 1,35 + 4,00 \times 1,5 &= 13,83 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,01383 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

État-limite de service (ELS) :

$$p_{ser} = 5,80 + 4,00 = 9,80 \text{ kN/m}^2 = 0,0098 \text{ MN/m}^2$$

### • Moments de flexion (en MNm/m, avec $p_u$ en MN/m<sup>2</sup>)

Panneau de dalle 1

$$l_x = 6,20 \text{ m} \quad l_y = 8,85 \text{ m} \quad \alpha = \frac{6,20}{8,85} = 0,7$$

Le tableau du formulaire 5.21 donne, dans les colonnes « ELU » :

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0684 \quad \mu_y = 0,432 \\ M_x &= p_u \times 0,0684 \times 6,20^2 = 2,63 p_u \\ M_y &= 0,432 \times 2,63 p_u = 1,136 p_u \end{aligned}$$

Panneau de dalle 2

$$l_x = 6,90 \text{ m} \quad l_y = 8,85 \text{ m} \quad \alpha = \frac{6,90}{8,85} = 0,78$$

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0584 \quad \mu_y = 0,5608 \text{ (interpolations linéaires)} \\ M_x &= p_u \times 0,0584 \times 6,90^2 = 2,78 p_u \\ M_y &= 0,5608 \times 2,78 p_u = 1,56 p_u \end{aligned}$$

Pour déterminer les valeurs des moments sur appuis et en travée nous prendrons les coefficients suivants (voir fig. 2.4) :

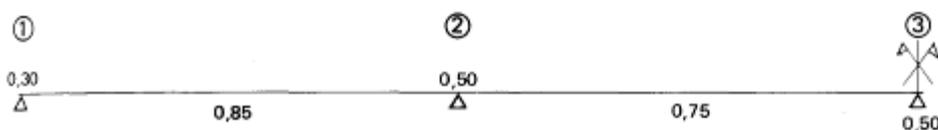


Fig. 2.28

$$\text{Vérification : } 0,85 + \frac{0,30 + 0,50}{2} = 1,25 \text{ pour la travée 12}$$

$$\text{de même : } 0,75 + \frac{0,50 + 0,50}{2} = 1,25 \text{ pour la travée 23.}$$

Moment sur appui 1 :

$$M_{a1} = 0,30 \times 2,63 p_u = 0,789 p_u$$

Moment en travée 12 :

$$M_{t1} = 0,85 \times 2,63 p_u = 2,236 p_u$$

Moment sur appui 2 ou 3

$$M_{a2} = M_{a3} = 0,50 \times 2,78 p_u = 1,39 p_u$$

Moment en travée 23

$$M_{t2} = 0,75 \times 2,78 p_u = 2,085 p_u$$

Toutes ces valeurs correspondent au sens « $\ell_x$ ».

Dans le sens « $\ell_y$ » il n'y a pas de continuité ; en travée, les valeurs trouvées pour  $M_y$  doivent donc être conservées sans réduction. Sur appuis, en revanche, on peut s'arranger pour pouvoir équilibrer un moment égal à  $0,5 p_u$  ( $> 0,15 M_x$ , BAEL A.8.2,43). D'où :

$$\text{Pour le panneau de dalle 1} \quad \begin{cases} M_a = 0,5 p_u \\ M_t = 1,136 p_u \end{cases} \quad \text{et pour le panneau de dalle 2} \quad \begin{cases} M_a = 0,5 p_u \\ M_t = 1,56 p_u \end{cases}$$

### • Détermination des treillis soudés

La fissuration étant peu préjudiciable, la section des treillis soudés est déterminée par la sollicitation d'état-limite ultime.

a) Sens  $\ell_x$

Nous prenons  $d_x = 0,20 - 0,015 \text{ m} = 0,185 \text{ m}$

Nous avons trouvé que le moment ultime maximal est  $M_{t1}$  (voir ci-dessus).

Avec  $p_u = 13,83 \times 10^{-3} \text{ MN/m}^2$ , on a donc :

$$M_u = 2,236 \times 13,83 \times 10^{-3} = 3,09 \times 10^{-2} \text{ MN m/m (pour une bande de 1 m).}$$

$$\text{On calcule } \mu_u = \frac{3,09 \times 10^{-2} \times 1,5}{0,185^2 \times 0,85 \times 25} = 0,0637 \quad \left( \text{voir formulaire 5.1,1, } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \right)$$

L'abaque du formulaire 5.1,1 fig. 2.44, donne  $k = 23,8$

$$A_x = \frac{23,8 \times 3,09 \times 10^{-2}}{0,185}$$

soit  $A_x = 3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

On calculerait de même les sections pour la travée 23 et sur appuis pour les files 1, 2 ou 3. Tous calculs faits on arrive à :

- Sur appui file 1 :  $1,37 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $k = 23,3$ )
- En travée 12 :  $3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$  (calcul détaillé ci-dessus)
- Sur appui file 2 ou 3 :  $2,44 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $k = 23,6$ )
- En travée 23 :  $3,71 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $k = 23,85$ )

### Remarque :

A l'état-limite ultime, le principe de proportionnalité n'est pas applicable. Si une section  $A$  correspond à un moment  $M$ , au moment  $\lambda M$  ne correspond pas une section  $\lambda A$ . Il faut donc recalculer à chaque fois  $\mu_u$  en travée et sur appuis et les coefficients  $k$  correspondants avec le formulaire.

b) Sens  $\ell_y$

Nous prenons  $d_y = 0,18$  m.

**Panneau de dalle 1 en travée :**

$$M_u = 1,136 \times 13,83 \times 10^{-3} = 1,57 \times 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$\text{On calcule } \mu_u = \frac{1,57 \times 10^{-2} \times 1,5}{0,18^2 \times 0,85 \times 25} = 0,0342$$

L'abaque du formulaire (fig. 2.44) donne :  $k = 23,5$

$$\text{d'où } A_y = \frac{23,5 \times 1,57 \times 10^{-2}}{0,18} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sur appuis, le calcul donne  $0,89 \text{ cm}^2/\text{m}$  ; nous prendrons  $1 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**Panneau de dalle 2 en travée :**

$$M_u = 1,56 \times 13,83 \times 10^{-3} = 2,16 \times 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$\mu_u = \frac{2,16 \times 10^{-2} \times 1,5}{0,18^2 \times 0,85 \times 25} = 0,047$$

d'où  $k = 23,65$

$$A_y = \frac{23,65 \times 2,16 \times 10^{-2}}{0,18} = 2,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Vérification de la contrainte du béton:* au plus grand moment ultime  $M_u = 3,09 \times 10^{-2} \text{ MNm/m}$  pour lequel on a trouvé  $A = 3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$  correspond un moment de service

$$M_{\text{ser}} = M_u \frac{p_{\text{ser}}}{p_u} = 3,09 \cdot 10^{-2} \frac{9,8}{13,83} = 2,19 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

Pour un panneau ST 45 représentant une section de  $4,24 \text{ cm}^2/\text{m}$  supérieure à  $3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,

l'abaque de la fig. 2.46 donne pour  $\frac{A}{d} = \frac{4,24}{18,5} = 0,229$  :  $k_b = 9,4$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = 9,4 \frac{2,19 \cdot 10^{-2}}{0,185^2} = 6 \text{ MPa}$$

valeur très inférieure à la limite  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

## 2.1,5,2. CAS D'UNE FISSURATION CONSIDÉRÉE COMME PRÉJUDICIALE

### • Actions

La combinaison d'actions à retenir est celle établie précédemment pour l'état-limite de service en 2.1,5,1.

$$p = p_{\text{ser}} = 9,80 \text{ kN/m}^2 = 0,0098 \text{ MN/m}^2$$

### • Contrainte limite de l'acier

En cas de fissuration préjudiciable, le diamètre des fils les plus proches des parois doit être au moins de 6 mm (voir chapitre 1, titre 2.2,2) ce qui implique de prendre au moins des panneaux ST 20.

• **Moments de flexion**

**Panneau de dalle 1**

$$l_x = 6,20 \text{ m} \quad l_y = 8,85 \text{ m} \quad \alpha = \frac{6,20}{8,85} = 0,70$$

D'après le formulaire (5.2,1) les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont les mêmes que pour l'ELU, soit

$$\mu_x = 0,0684 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,432.$$

On a donc  $M_x = 0,0684 p \times 6,20^2 = 2,63 p$

$$M_y = 0,432 \times 2,61 p = 1,136 p$$

**Panneau de dalle 2**

$$l_x = 6,90 \text{ m} \quad l_y = 8,85 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{6,90}{8,85} = 0,78$$

$$\mu_x = 0,0584 \quad \mu_y = 0,5608 \quad (\text{mêmes valeurs qu'à l'ELU})$$

$$M_x = 0,0584 p \times 6,90^2 = 2,78 p$$

$$M_y = 0,5608 \times 2,78 = 1,56 p$$

Nous conservons la même répartition entre moments sur appui et en travée que dans le cas de la fissuration peu préjudiciable (2.1,5,1) d'où :

Moment sur appui 1

$$M_{a1} = 0,3 \times 2,63 p = 0,789 p$$

Moment en travée 12

$$M_{t1} = 0,85 \times 2,63 p = 2,236 p$$

Moment sur appui 2 ou 3

$$M_{a2} = M_{a3} = 0,50 \times 2,78 = 1,39 p$$

Moment en travée 23

$$M_{t2} = 0,75 \times 2,78 = 2,085 p$$

Toutes ces valeurs correspondent au sens « $l_x$ »

Dans le sens « $l_y$ » il n'y a pas de continuité ; en travée les valeurs trouvées pour  $M_y$  doivent donc être conservées sans réduction. Sur appuis en revanche on peut adopter un moment égal à 0,5 p (> 0,15  $M_x$ , BAEL A.8.2,43) d'où :

$$\text{pour le panneau de dalle 1 : } \begin{cases} M_a = 0,5 p \\ M_t = 1,136 p \end{cases}$$

$$\text{pour le panneau de dalle 2 : } \begin{cases} M_a = 0,5 p \\ M_t = 1,56 p \end{cases}$$

### • Détermination des treillis soudés

Pour une résistance caractéristique spécifiée du béton égale à 25 MPa, on a  $\bar{\sigma}_s = 250$  MPa (voir page 30).

#### a) Sens $\ell_x$

Le moment de service maximal est  $M_{t1}$ . On a donc :

$$M_{\text{ser,max}} = 2,236 \times 9,80 \times 10^{-3} = 2,19 \times 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$\text{On calcule } 10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d_x^2 \cdot \sigma_s} = \frac{2,19 \times 10}{0,185^2 \times 250} = 2,56$$

Pour cette valeur l'abaque de la fig. 2.47 du formulaire (ou la formule approchée) donne

$$\frac{A}{d} = 28 \quad \text{d'où } A = 28 \times 0,185 = 5,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On calculerait de même les sections pour la travée 23 et sur appuis pour les files 1, 2 ou 3. Tous calculs faits, on arrive à :

- Sur appui file 1  $= 1,79 \text{ cm}^2/\text{m}$
- En travée 12  $= 5,18 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Sur appui file 2 ou 3  $= 3,18 \text{ cm}^2/\text{m}$
- En travée 23  $= 4,81 \text{ cm}^2/\text{m}$

#### b) Sens $\ell_y$

Nous prenons  $d_y = 0,18$  m. On utilise toujours l'abaque fig. 2.47.

#### Panneau de dalle 1 en travée

$$M_{\text{ser}} = 1,136 \times 9,80 \times 10^{-3} = 1,11 \times 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$\text{On calcule : } 10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d_y^2 \cdot \sigma_s} = 1,37 \quad \text{d'où } \frac{A}{d} = 15$$

$$\text{et } A = 15 \times 0,18 = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

#### Panneau de dalle 2 en travée

$$M_{\text{ser}} = 1,56 \times 9,80 \times 10^{-3} = 1,52 \times 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$\text{On calcule : } 10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d_y^2 \cdot \sigma_s} = 1,88 \quad \text{d'où } \frac{A}{d} = 20,5$$

$$\text{et } A = 20,5 \times 0,18 = 3,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c) Choix et disposition des panneaux de treillis soudés (fissuration préjudiciable)

## PANNEAUX INFÉRIEURS

### Panneaux de dalle 1

Nous avons ainsi les sections suivantes en TS ADETS :

Pour le sens  $\ell_x$ , deux panneaux ST 25 superposés parallèlement fournissent une section totale de  $5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ , très voisine de la section requise pour la direction considérée ( $5,18 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). En revanche, la section totale dans le sens perpendiculaire n'est que de  $2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ , alors que  $2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$  sont nécessaires.

En conséquence, la solution à retenir consiste en :

- un panneau ST 25 inférieur ancré sur les appuis opposés,
- un panneau ST 25 C placé sur le précédent de  $5,00 \text{ m}$  de longueur et donc arrêté avant les appuis.

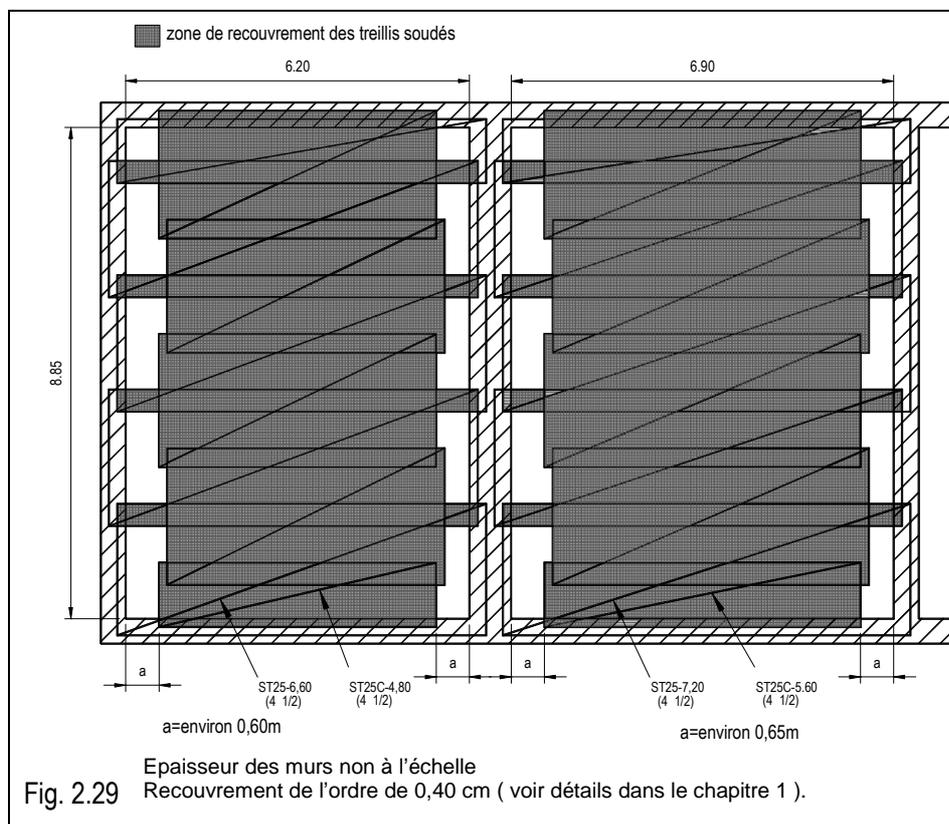
La disposition d'ensemble est celle de la figure 2.25, disposition C.

On a ainsi :

- parallèlement à la portée, une section de  $2 \times 2,57 = 5,14 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 5,18 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,
- perpendiculairement à la petite portée, une section de  $1,28 + 2,57 = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m} > 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ , ce qui convient.

La longueur des panneaux plans standards n'étant que de  $6 \text{ m}$  pour une portée de  $6,20 \text{ m}$  entre nus d'appui, pour éviter de prévoir des zones de recouvrement en travée, il sera préférable de recourir soit à des panneaux plus longs, donc à des panneaux à la demande de  $6,60 \text{ m}$  de longueur.

Ces panneaux (quatre panneaux et demis de chaque type) seront disposés comme indiqué sur la figure 2.29.



## Panneau de dalle 2

Une disposition semblable peut être adoptée. Les sections nécessaires sont maintenant dans le sens  $l_x$  de  $4,81 \text{ cm}^2/\text{m}$  et, dans le sens  $l_y$  de  $3,69 \text{ cm}^2/\text{m}$ , mais cela ne modifie pas le choix des panneaux de TS qui a été fait pour les panneaux de dalle 1, et l'on conserve donc les panneaux ST 25 /ST 25 C superposés ( $5,14 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,81 \text{ cm}^2/\text{m}$  dans le sens de la petite portée et  $3,85 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,69 \text{ cm}^2/\text{m}$  dans le sens perpendiculaire).

## PANNEAUX SUPÉRIEURS

**Au droit de la file 1** (et en rive le long des petits côtés des panneaux de dalle 1 ou 2).

La section nécessaire est de  $1,79 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Elle peut être réalisée au moyen de panneaux ST 20 coupés à une longueur de 1,25 m et pliés à  $90^\circ$  sur 0,15 m (fig. 2.30).

**Au droit des files 2 ou 3**

La section nécessaire est de  $3,18 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Elle peut être réalisée au moyen de deux panneaux ST 20 superposés perpendiculairement ( $3,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) mais il est plus commode, pour l'exécution, de les superposer parallèlement, en les décalant ( $3,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Nous déterminons  $l_1$  à l'aide des dispositions de la figure 2.9.

$$\text{Côté travée 12 : } \lambda = 0,05 + 0,3 \frac{1,39}{2,63} = 0,208$$

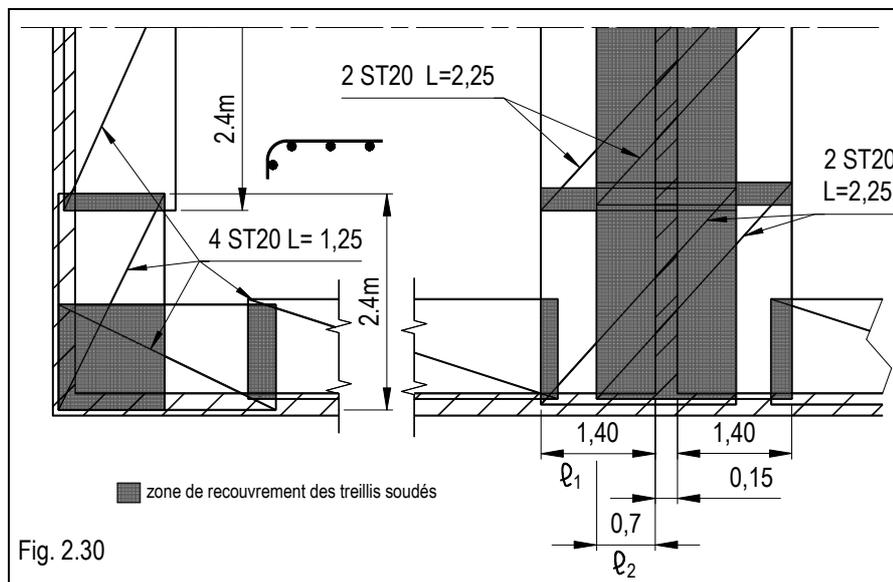
$$l_1 = 0,208 \times 6,20 = 1,29 \text{ m}$$

$$\text{Côté travée 23 : } \lambda = 0,05 + 0,3 \frac{1,39}{2,78} = 0,20$$

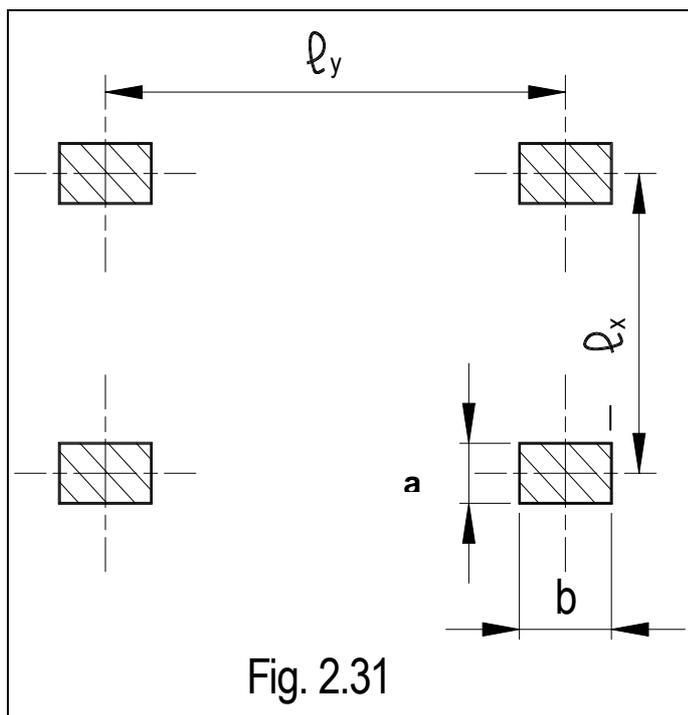
$$l_1 = 0,20 \times 6,90 = 1,38 \text{ m}$$

Prenons  $l_1 = 1,40 \text{ m}$  ; les panneaux sont coupés à une longueur de 2,25 m. On aura avec la disposition type figure 2.11 :

$l_2 = 2,25 - (1,40 + 0,15) = 0,70$  c'est-à-dire que  $l_2 = \frac{l_1}{2}$  ce qui convient (voir 2.1,4,1).



## 2.2 DALLES PLEINES SUR APPUIS PONCTUELS



Lorsque les planchers sont constitués par des dalles continues sans nervures ni poutres sauf éventuellement sur leurs rives, le long desquelles des appuis continus peuvent exister et que ces dalles sont supportées directement par des piliers (appuis ponctuels), on a affaire à des planchers-champignons ou à des planchers-dalles (fig. 2.31).

Les planchers-champignons correspondent au cas où les piliers sont munis à leur partie supérieure de chapiteaux.

Ces types de planchers portent toujours dans deux directions. Les méthodes de calcul et les dispositions constructives font l'objet de l'annexe E4 des Règles BAEL.

Les figures 2.32 et 2.33 montrent des solutions possibles pour la disposition des panneaux de treillis soudés utilisés pour constituer les armatures inférieures et supérieures de tels planchers.

### TREILLIS SOUDÉS INFÉRIEURS D'UN PLANCHER-DALLE

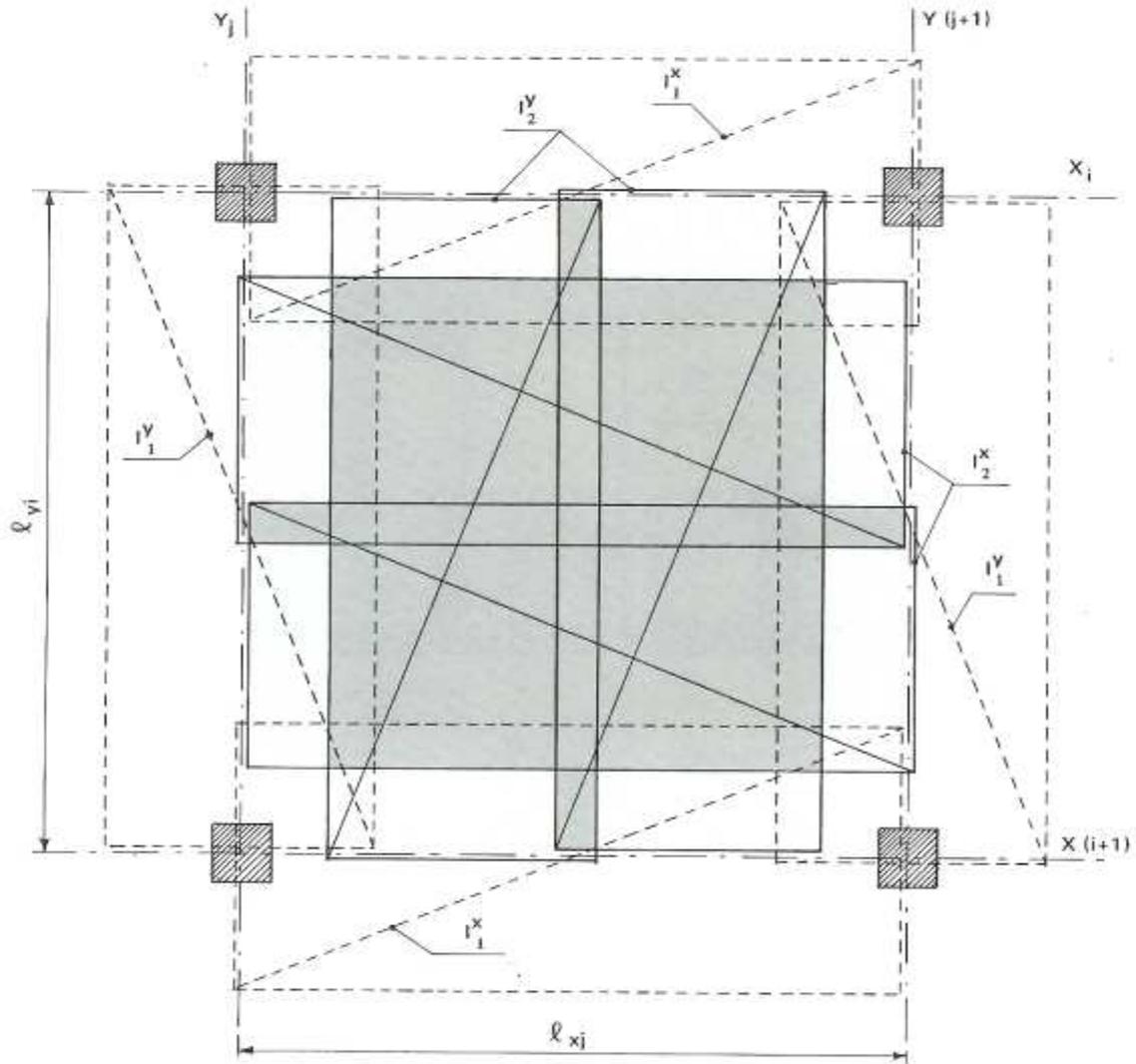
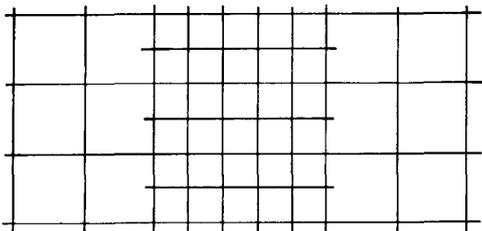


Fig 2.32

Les panneaux  $I_1$  sont posés les premiers, ensuite les panneaux  $I_2$  et pour ces derniers, les plus longs sont posés d'abord.



En général la section de chaque panneau de treillis soudé est plus importante dans sa zone centrale que sur les bords. Pour obtenir ce résultat les panneaux treillis soudés doivent comporter des fils de longueur différentes dans le sens de leur grande dimension, et dans le sens perpendiculaire des fils plus serrés au centre que près des extrémités. De tels panneaux sont donc nécessairement «sur devis». (voir chapitre 1, page 24).

### TREILLIS SOUDÉS SUPÉRIEURS D'UN PLANCHER-DALLE

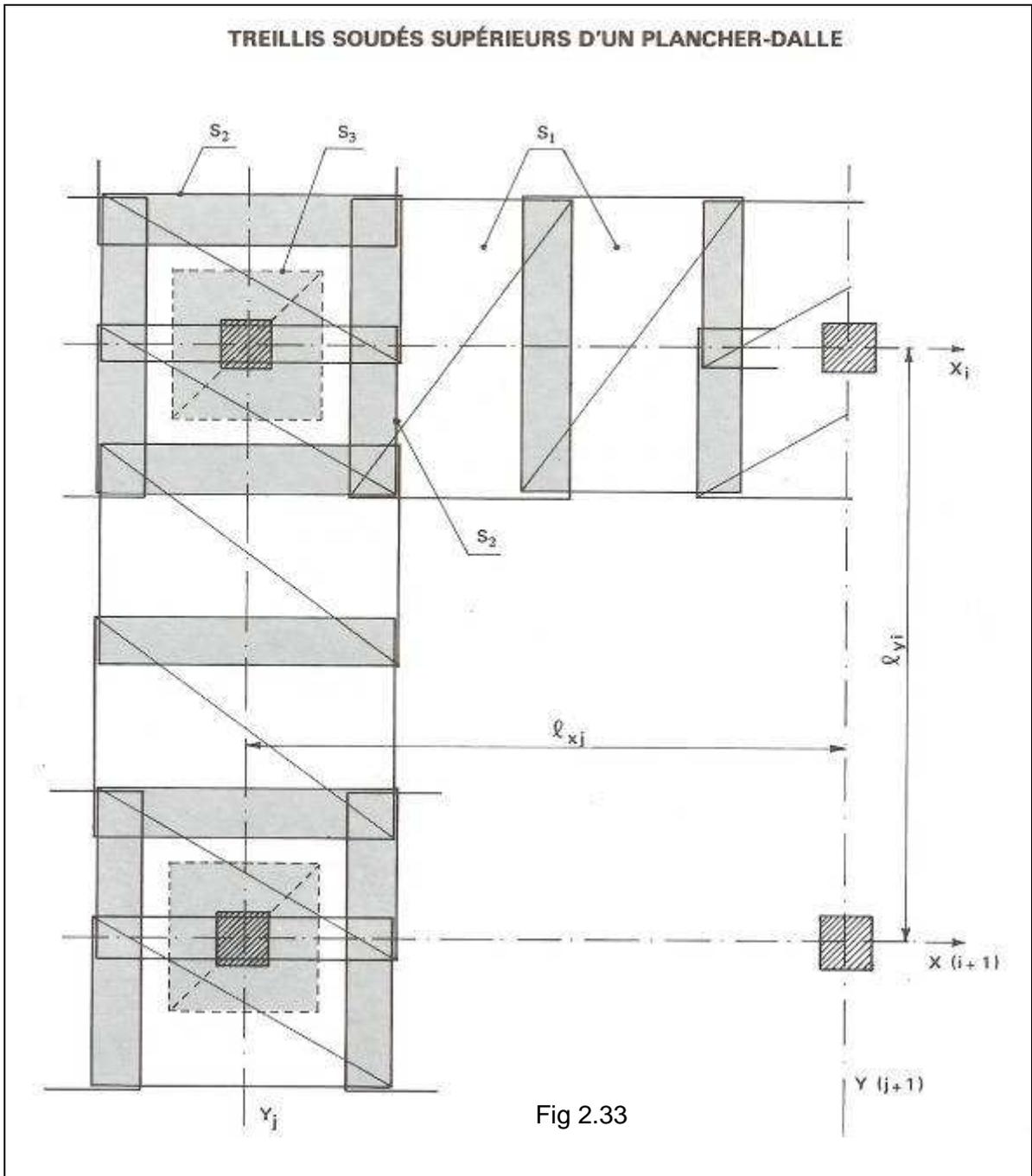


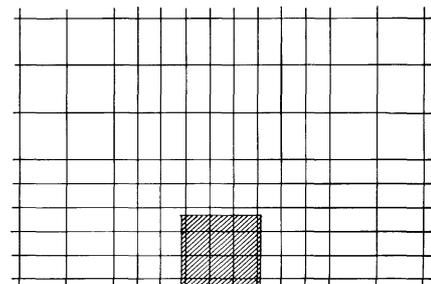
Fig 2.33

Exemple de disposition des fils d'un panneau  $S_3$

Pour les armatures au droit des piliers le panneau  $S_3$  est posé avant les panneaux  $S_2$ .

La section des fils dans les panneaux  $S_3$  est en général plus importante dans la zone du pilier.

De tels panneaux sont donc nécessairement «sur devis» (voir chapitre 1, page 24).



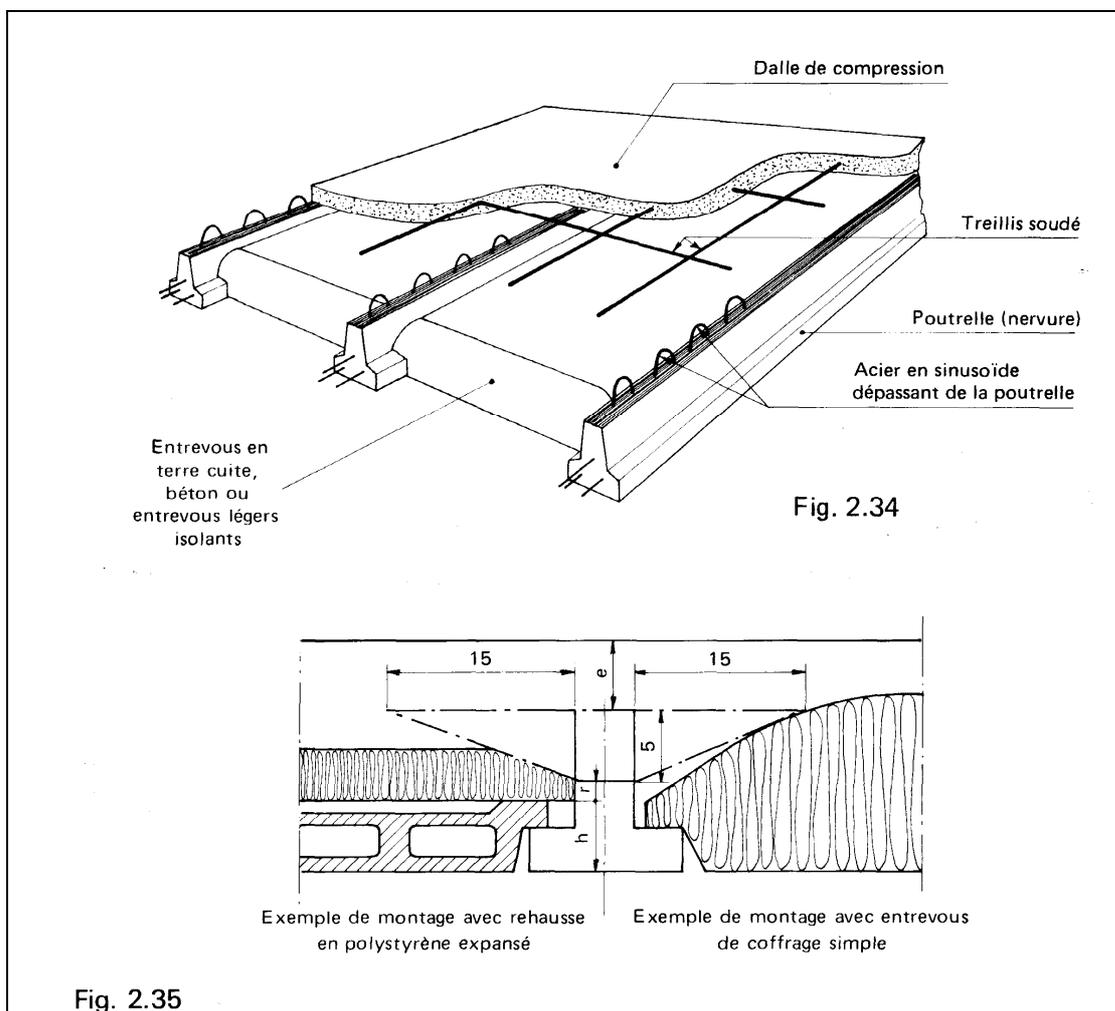
# 3. PLANCHERS NERVURÉS

Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, les planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversale (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en « T » dont le hourdis constitue la partie supérieure.

## 3.1. HOURDIS DE PLANCHERS

Les différents cas suivants peuvent se présenter :

- hourdis coulé en place sur des entrevous en terre cuite ou en béton,



- hourdis coulé en place sur un coffrage. Ce coffrage peut-être perdu (entrevous légers, isolants),
- hourdis coulé en place sur une prédalle en béton armé ou précontrainte,
- hourdis préfabriqué sur toute son épaisseur, avec clavetage coulé en place au droit des nervures.

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

## 3.2. TREILLIS SOUDÉS POUR HOURDIS DE PLANCHERS

### 3.2,1. treillis soudés pour les hourdis sur entrevous en terre cuite ou béton (BAEL B.6.8,42)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

La distance entre fils des panneaux de treillis soudés ne doit pas dépasser :

- 20 cm pour les fils perpendiculaires aux nervures,
  - 33 cm pour les fils parallèles aux nervures.
- Si l'entre-axes  $\ell$  des nervures est au plus égal à 50 cm, la section  $A$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$  des fils perpendiculaires à celles-ci doit être telle que :

$$A \geq 0,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Si  $50 \text{ cm} < \ell \leq 80 \text{ cm}$ , la section des fils perpendiculaires aux nervures doit être telle que :

$$A \geq \frac{\ell}{125} \quad (\ell \text{ en cm})$$

Exemple :  $\ell = 80 \text{ cm}$ ,  $A \geq 0,64 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

- Si  $\ell > 80 \text{ cm}$ , le treillis soudé est déterminé comme indiqué pour les poutres-dalles (2.1.3).

Dans le sens parallèle aux nervures, la section à prévoir doit être au moins égale à  $A/2$ .

### 3.2,2. treillis soudés pour les autres types de hourdis

Pour les autres types de hourdis énumérés en 3.1, les treillis soudés sont déterminés comme pour les poutres-dalles (2.1,3).

### 3.2,3. remarque

Les planchers nervurés font l'objet d'un Cahier des Prescriptions Techniques: C.P.T. «Planchers» Titre I. [2.1].

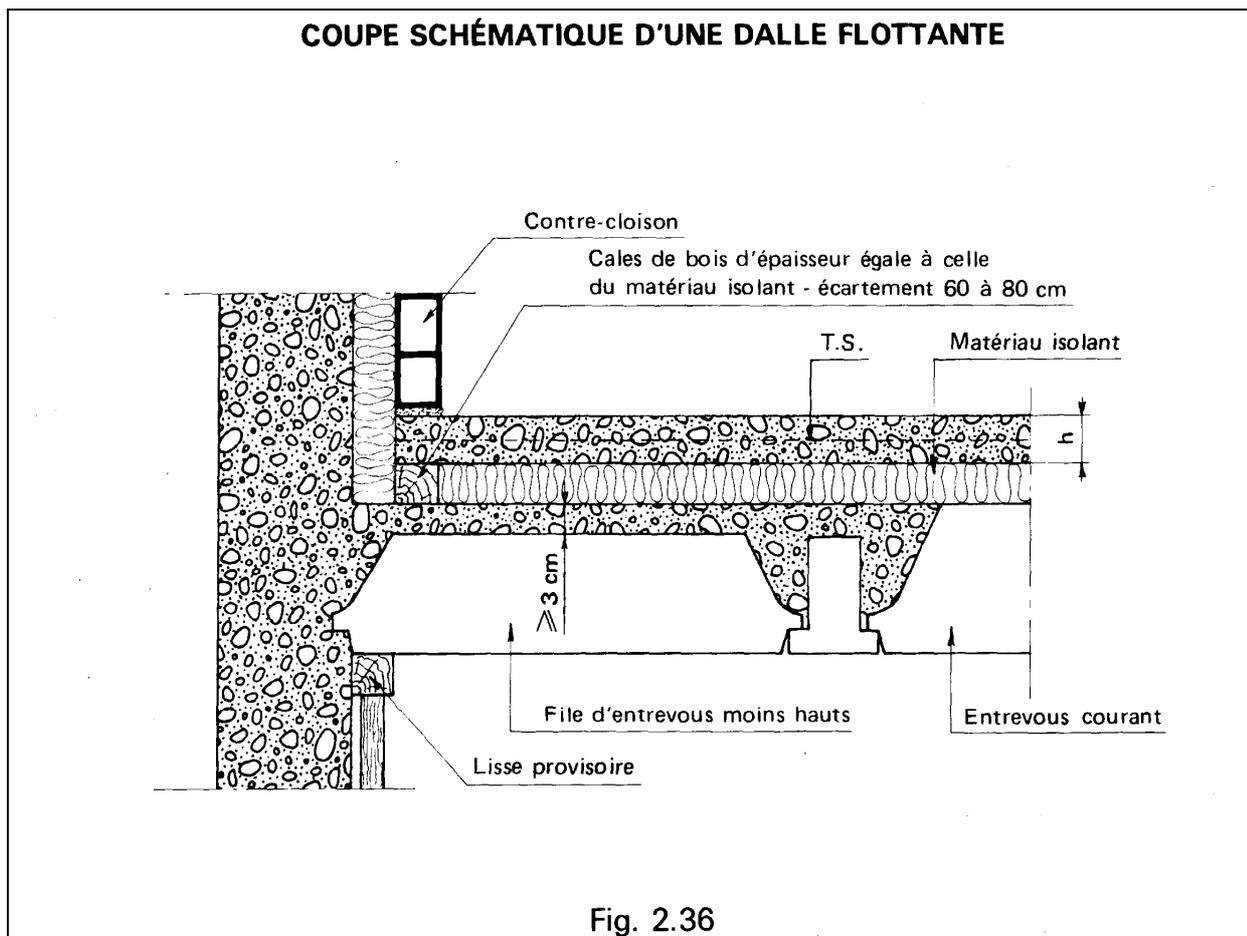
Le respect de certaines dispositions de ce C.P.T. peut entraîner un renforcement des sections de treillis soudés, notamment dans le domaine de la solidarisation transversale.

# 4. PLANCHERS SPÉCIAUX

## 4.1. DALLES INDÉPENDANTES (DALLES FLOTTANTES)

Ce sont des dalles en béton armé, entièrement coulées en œuvre sur une couche d'un matériau généralement isolant.

Pour ces dalles, il est recommandé de prévoir une section minimale d'armature dans chaque direction:  $A \geq 6 h$  (A en  $\text{cm}^2/\text{m}$  et épaisseur de la dalle h en mètre), par exemple, panneaux de treillis soudés ADETS ST 20, ST 30, ST 35 ou ST 50.

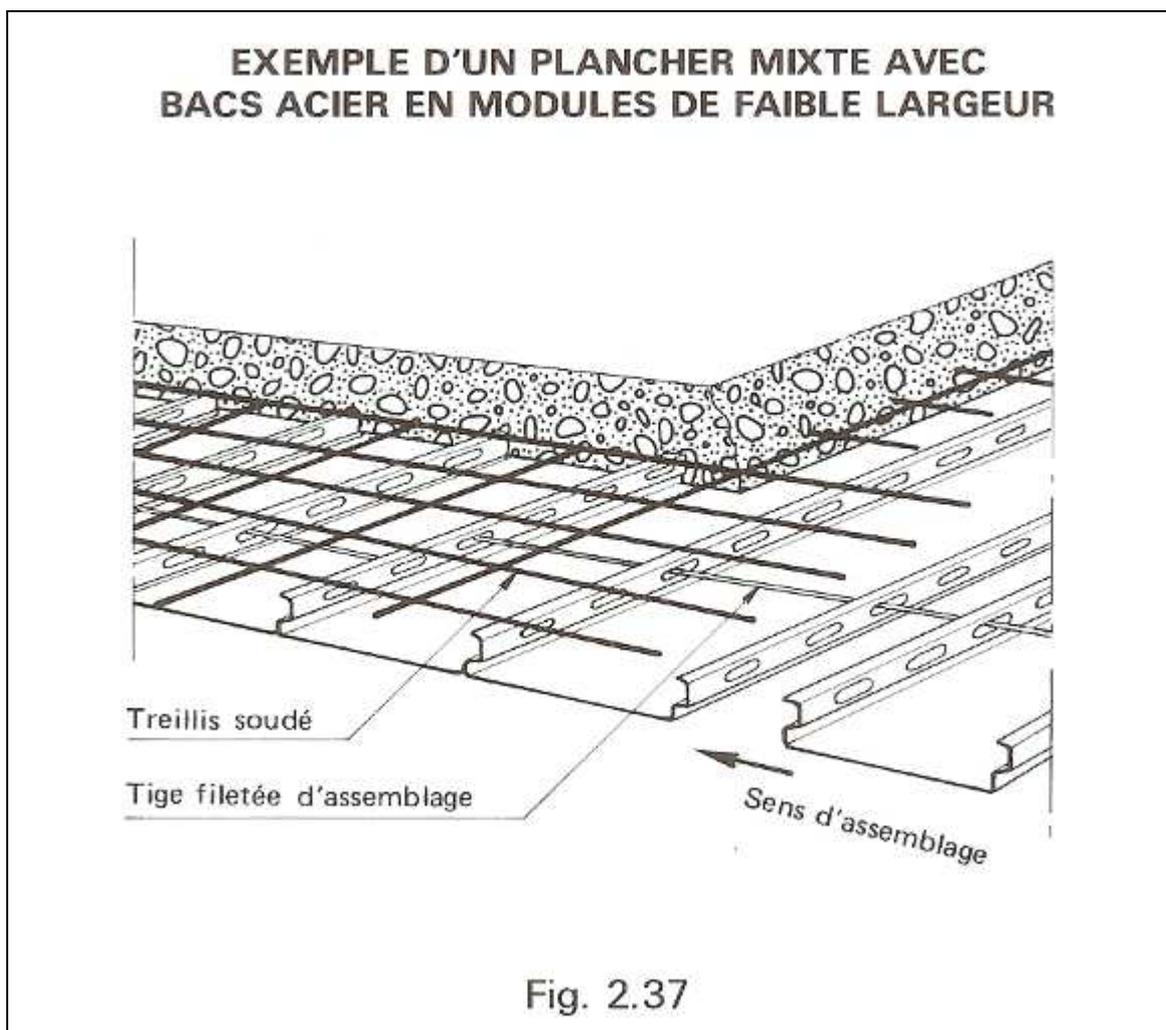


## 4.2. DALLES COULÉES SUR BACS ACIER

Si aucune liaison n'est réalisée entre l'acier et le béton, ce dernier ne sert que d'élément répartiteur pour éviter le poinçonnement. Il doit être armé comme indiqué en 3.2,1.

Il est beaucoup plus économique de le faire participer à la résistance du plancher et réaliser ainsi un plancher mixte, dans lequel la dalle joue le rôle de table de compression (fig. 2.37).

Le treillis soudé joue alors le rôle de connecteur ; dans ce but, il doit être soudé par points au bac acier.



## 4.3 PRÉDALLES

Les planchers à dalle pleine sont actuellement couramment réalisés à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre.

### 4.3,1. réglementation

L'étude et la mise en œuvre des prédalles sont actuellement régies par les textes suivants :

- Règles BAEL 91 article B.7.6,0
- C.P.T. «Planchers» Titre II [2.1].

### 4.3,2. prescriptions particulières

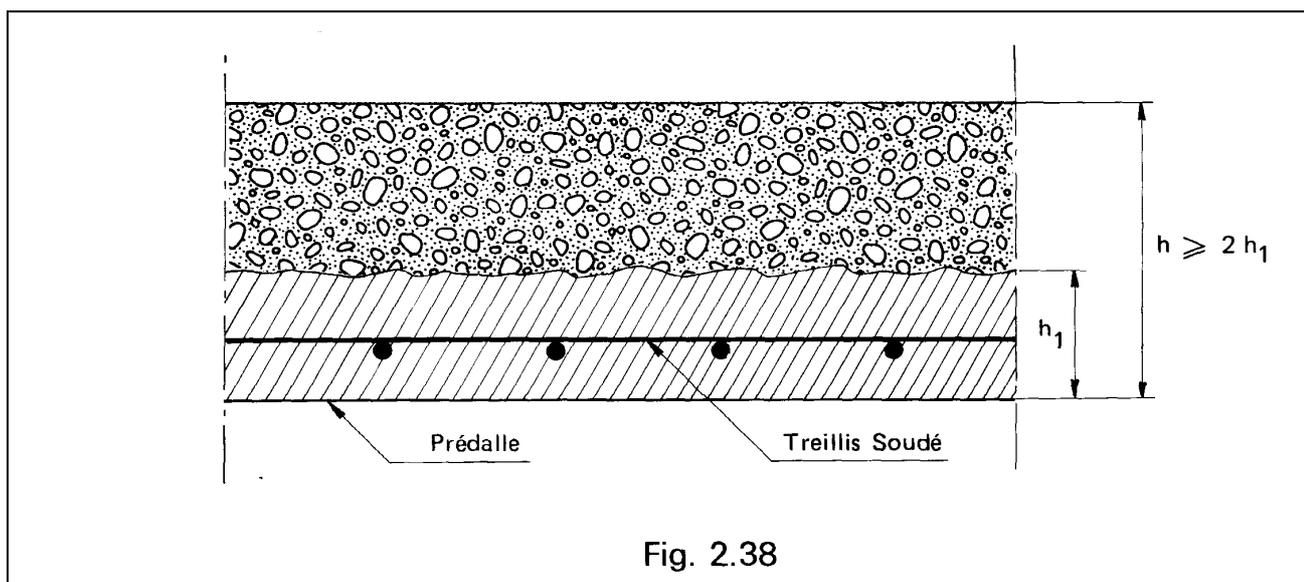
#### 4.3,2,1. ÉPAISSEUR

L'épaisseur de la partie supérieure bétonnée en place doit être au moins égale à celle des prédalles. Dans le cas contraire les prescriptions relatives aux « prédalles » ne sont pas applicables mais les planchers peuvent néanmoins « être utilisés de façon satisfaisante » (BAEL commentaire B.7.6,0).

L'épaisseur de la prédalle doit normalement être au moins de 5 cm, ce qui permet de justifier sa tenue en phase provisoire ainsi que les conditions d'enrobage et de mise en œuvre.

Les justifications en phase provisoire sont conduites en prenant en compte l'épaisseur  $h_1$  de la prédalle ; pour les justifications en phase définitive, on considère l'épaisseur totale  $h$ .

Toutes les dispositions indiquées en 2.1,1 et 2.1,4 (notamment les sections minimales des treillis soudés) sont applicables aux prédalles.



#### 4.3,2,2. ARMATURES DE COUTURE

Ces armatures ne sont pas indispensables si les conditions suivantes sont remplies :

- les charges appliquées sont réparties et n'ont pas d'effets dynamiques ou de choc,
- la surface de reprise a une rugosité importante,
- la contrainte tangente est telle que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,35 \text{ MPa (MN/m,m)}$$

Si une de ces conditions n'est pas remplie, on doit disposer des armatures de couture capables d'équilibrer l'effort de glissement longitudinal s'exerçant sur les tiers extrêmes de la prédalle (fig. 2.39).

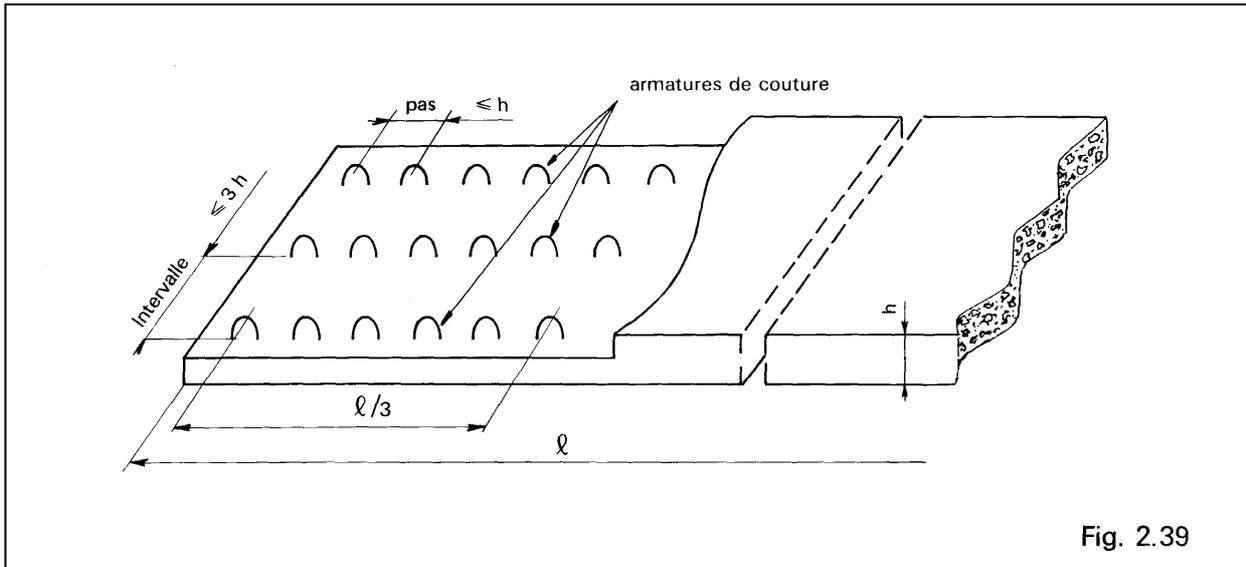


Fig. 2.39

En cas de charges localisées, des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si

$$Q_u = \frac{0,030}{\gamma_b} u_c h f_{c28} \text{ (MN, m, MPa)}$$

avec  $Q_u$  charge de calcul à l'état-limite ultime

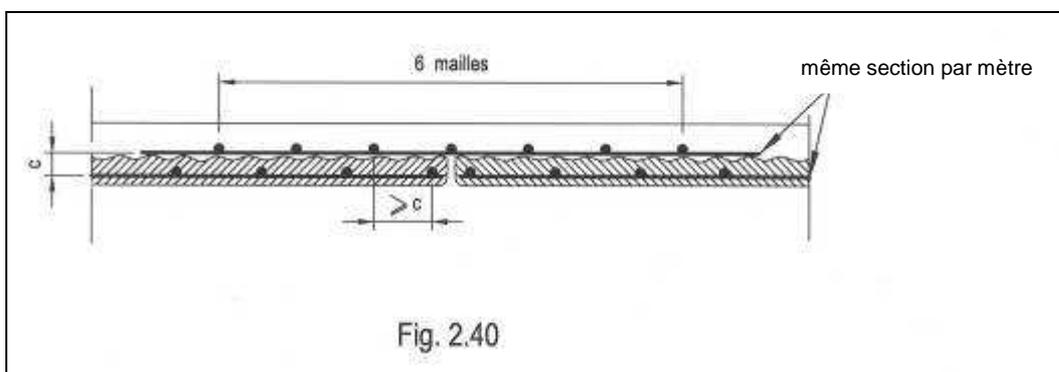
$u_c$  périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen :  $u_c = 2(a + b)$   
(voir formulaire 5.22)

$h$  épaisseur de la dalle finie.

### 4.3,2,3. DISPOSITION DU TREILLIS SOUDÉ

#### 1) Sens transversal (le cas échéant, voir aussi [4.8] et [1.11])

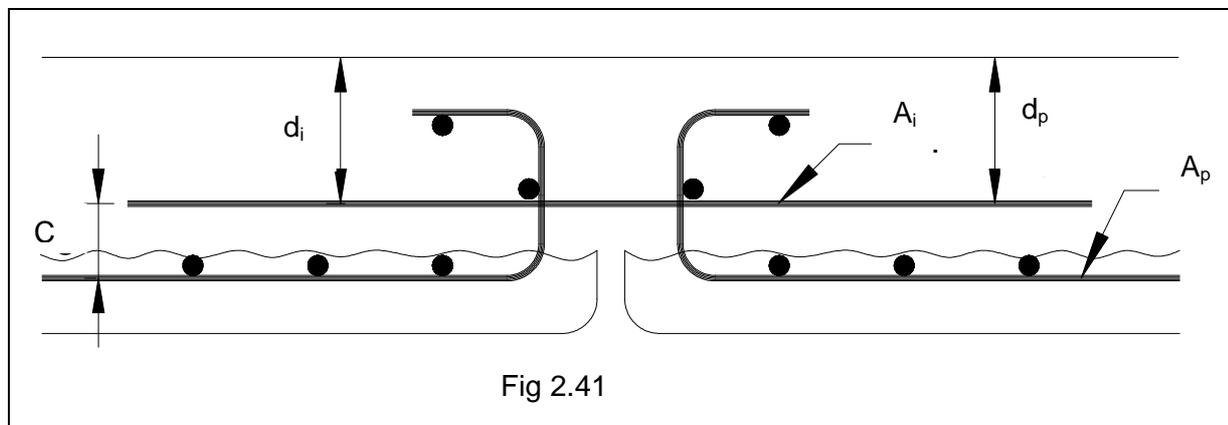
Dans le cas où les dalles sont considérées comme **portant dans un seul sens**, pour assurer le recouvrement des armatures de répartition, on adopte la disposition suivante :



Le décalage de niveau  $c$  entre les armatures de la prédalle et les armatures couvre-joints exige normalement un décalage transversal des soudures au moins égal à  $c$ .

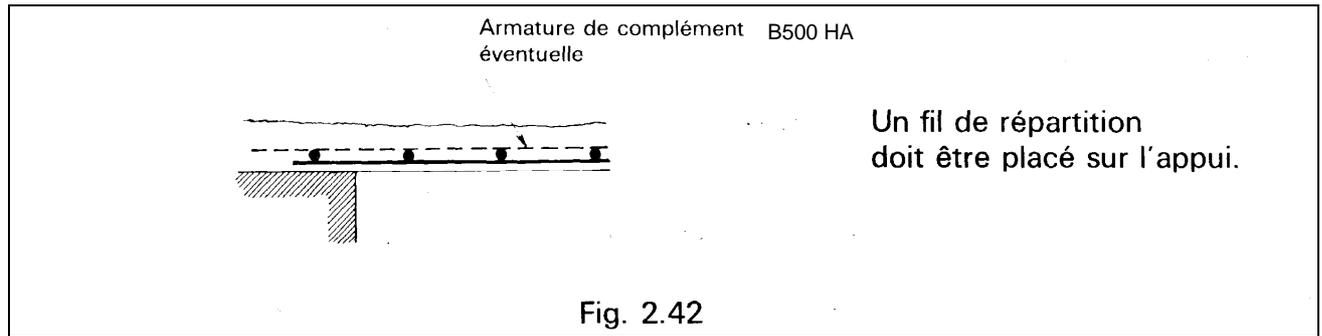
Le panneau de treillis disposé dans le béton coulé en œuvre ne peut comporter en aucun cas moins de cinq mailles (deux fois trois soudures) ; six mailles doivent le plus souvent être prévues.(fig.2.40)

Lorsque les fils dans le sens transversal participent à la résistance à la flexion (cas des dalles portant dans deux directions), la disposition suivante peut être adoptée :



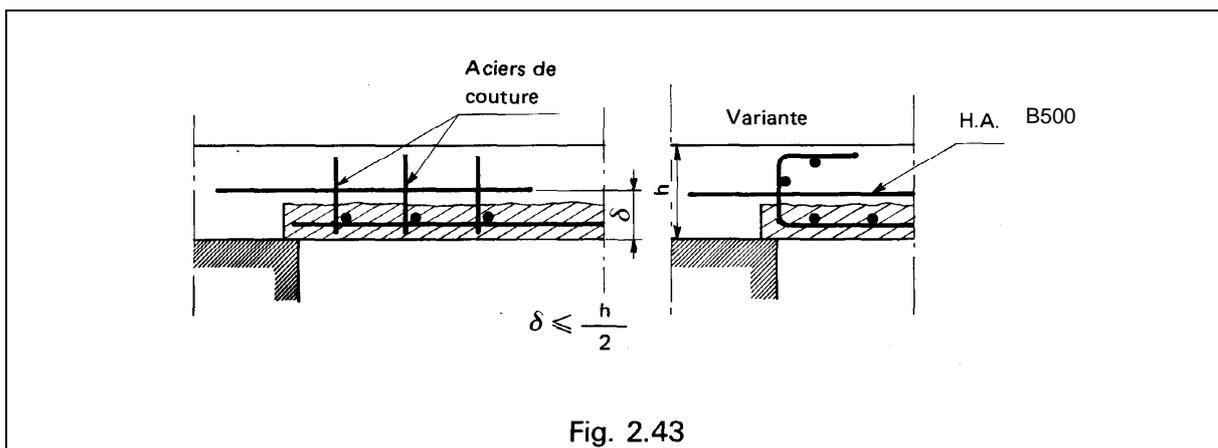
La section d'acier  $A$  ; est alors réalisée par des barres HA B500 qui doivent pouvoir équilibrer intégralement l'effort de traction supporté par la section  $A_p$   $\left( A_i = A_p \frac{d_p}{d_i} \right)$ . Si  $\varnothing$  est le diamètre de ces barres, leur longueur doit être au moins égale à  $2l_s + 2c$  (voir le tableau donnant  $l_s/\varnothing$  au chapitre 1, titre 2.3,3a)

## 2) Sens longitudinal (sens porteur) ; dispositions sur appuis.



Lorsque l'ancrage par une seule soudure n'est pas suffisant, une armature de complément en barres HA B500 peut être prévue. Suivant les cas, elle doit être placée comme indiqué sur la figure 2.42 ou éventuellement dans le même lit que les fils porteurs ; dans ce dernier cas, il faut vérifier les conditions d'enrobage.

Pour les prédalles préfabriquées sur le chantier, les dispositions d'about ci-dessous (que ne permettent généralement pas les prédalles industrielles) peuvent également être adoptées :



### Remarque :

1 - Lorsque des aciers traversent la surface de reprise, des précautions doivent être prises pour ne pas les plier pendant les manutentions ou le stockage.

2 - Pour assurer la sécurité du personnel en cours d'exécution, il est recommandé de toujours prévoir une lisse en bois convenablement maintenue le long des joues des poutres (ou murs) d'appui des prédalles.

Cette disposition permet d'éviter de graves accidents à la mise en œuvre dans le cas où les tolérances d'implantation des éléments porteurs ou de longueur des prédalles auraient toutes joué dans un sens défavorable.

# 5. FORMULAIRE

Les unités utilisées dans le présent formulaire et recommandées pour les calculs sont :

m, m<sup>2</sup> (ou cm<sup>2</sup> pour les aires d'acier), MN, MPa.

## 5.1. DÉTERMINATION DE LA SECTION D'ACIER DANS UNE DALLE SOLLICITÉE EN FLEXION

### 5.1,1. à l'état-limite ultime

- Moment de flexion ultime :  $M_u$  par mètre de largeur de dalle.
- Calculer  $\mu_u = \frac{M_u}{d^2 \cdot f_{bu}}$  avec  $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot 1,5}$  (voir chapitre 1, titre 2.1,2) et  $d$  hauteur utile des fils de treillis dans le sens de flexion considéré ( voir fig.2.2 ).
- L'abaque donne « k » en fonction de  $\mu_u$  ( $k = \frac{1,15 \cdot 10^4}{\beta f_e}$  avec  $\beta = \frac{z}{d}$  et  $f_e = 500$  MPa)
- La section d'acier cherchée est :

$$A = k \cdot \frac{M_u}{d} \quad (\text{cm}^2/\text{m}, \text{MNm}/\text{m}, \text{m})$$

Exemple : Soit  $M_G = 13$  kNm/m et  $M_Q = 17$  kNm/m.

On a  $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 43$  kNm/m =  $4,3 \cdot 10^{-2}$  MNm/m

Avec  $f_{c28} = 25$  MPa

et  $\theta = 1$  :  $f_{bu} = 14,2$  MPa et pour  $d = 0,18$  m

$$\mu_u = \frac{4,3 \times 10^{-2}}{0,18^2 \times 14,2} = 0,093. \text{ Pour cette valeur : } k = 24,3$$

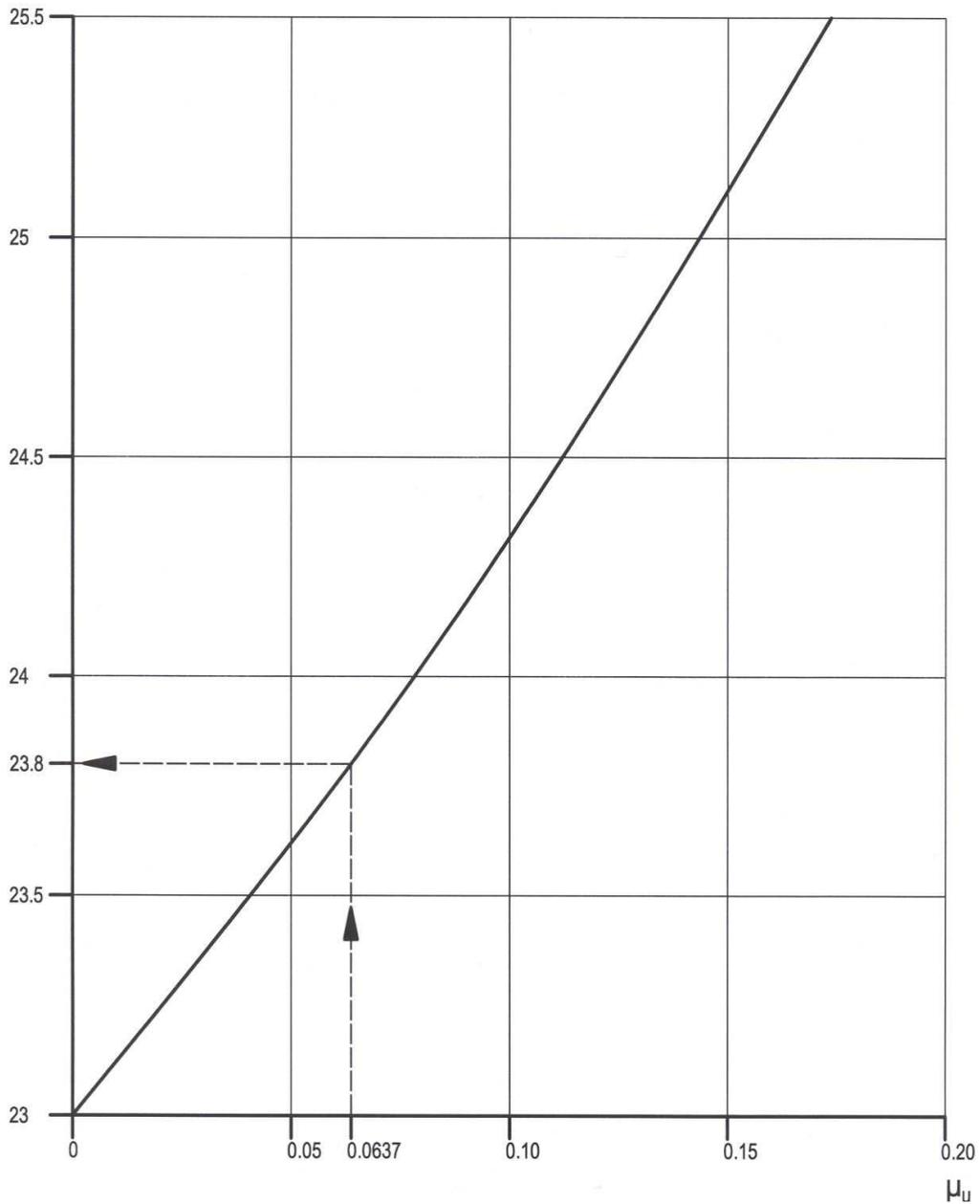
$$\text{et } A = \frac{24,3 \times 4,3 \times 10^{-2}}{0,18} = 5,81 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ce qui correspond à un panneau standard ST 60 (6,36 cm<sup>2</sup>/m)

Abaque pour le calcul des sections de treillis soudés à l'état-limite ultime

$k$  (MPa<sup>-1</sup>)

$$\left( \mu_u = \frac{M_u}{d^2 f_{bu}} ; A = k \frac{M_u}{d} \right)$$



Pour  $\mu_u \leq 0,17$  on peut prendre  $k = \frac{23}{1 - 0,6 \mu_u}$  (valeur approchée par léger excès)

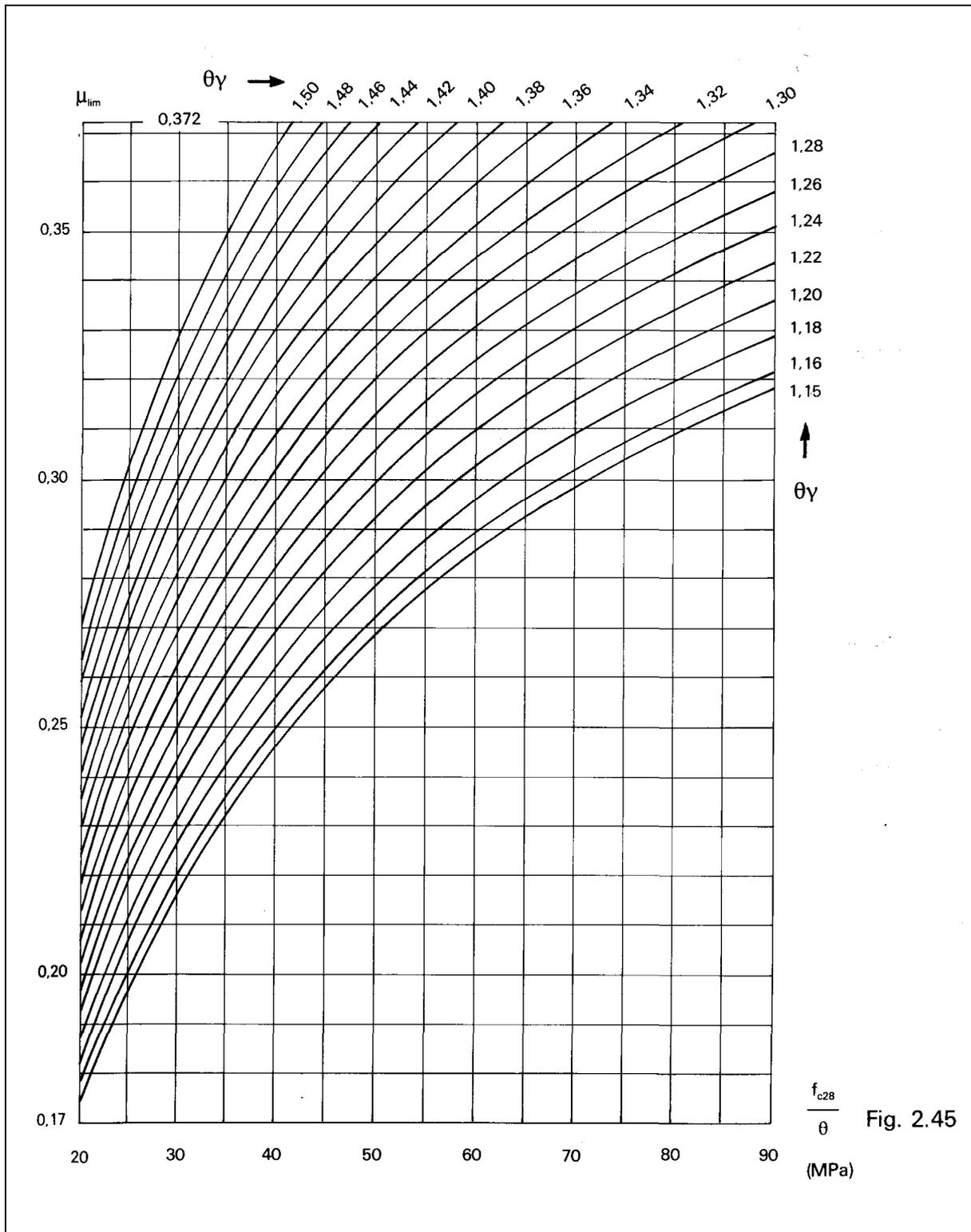
Fig.2.44

## 5.1.2. à l'état-limite de service

- Si la fissuration est peu préjudiciable on doit uniquement s'assurer que la contrainte de compression du béton est telle que  $\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$ .

Cette vérification est superflue (car la condition est automatiquement vérifiée) lorsque  $\mu_u = \frac{M_u}{d^2 f_{bu}}$  est au plus égal à une valeur limite  $\mu_{lim}$  donnée par la figure ci-après, en fonction du rapport  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

(Nota : Cet abaque n'est valable que dans le cas d'emploi d'aciers de nuance B500)



Dans tous les cas où la connaissance de la valeur numérique de la contrainte de compression du béton en service est nécessaire, on pourra utiliser l'abaque de la fig. 2.46, valable que la fissuration soit peu préjudiciable ou non, c'est-à-dire dans tous les cas.

Exemple 2: Reprenons l'exemple du paragraphe 5.1,1, où l'on a choisi

$$A = 6,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On a:

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q = 30 \text{ kNm/m} = 3 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$\frac{A}{d} = \frac{6,36}{18} = 0,353 \quad \text{valeur pour laquelle l'abaque donne } k_b = 7,95$$

$$\text{d'où } \sigma_{\text{bc}} = 7,95 \times \frac{3 \cdot 10^{-2}}{0,18^2} = 7,4 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable les sections des TS sont déterminées à partir des valeurs de la contrainte  $\bar{\sigma}_s$  (page 30) et de l'abaque de la figure 2.47.

Cet abaque donne directement  $\frac{A}{d}$  (A en  $\text{cm}^2/\text{m}$  et d en m) en fonction de

$$10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d^2 \cdot \sigma_s} \quad (\text{MNm/m, m}^2, \text{MPa})$$

$$\text{Exemple : } M_{\text{ser}} = 2,75 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m} \quad d = 0,185 \text{ m} \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{a) Fissuration préjudiciable, } \varnothing \geq 6 \text{ mm : } \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d^2 \cdot \sigma_s} = 3,21 \quad \text{d'où } \frac{A}{d} = 35 \quad \text{et } A = 35 \times 0,185 = 6,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(1 ST 30 + 1 ST 35 superposés parallèlement  $6,68 \text{ cm}^2 > 6,49 \text{ cm}^2$ )

$$\text{b) Fissuration très préjudiciable, } \varnothing \geq 8 \text{ mm : } \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d^2 \cdot \sigma_s} = 4,02 \quad \text{d'où } \frac{A}{d} = 45 \quad \text{et } A = 45 \times 0,185 = 8,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1 ST 50 + 1 ST 35 superposés parallèlement ( $8,88 \text{ cm}^2 > 8,32 \text{ cm}^2$ ), le panneau ST 50 en premier lit ( $\varnothing = 8 \text{ mm}$ )

## VÉRIFICATION DU BÉTON

$$\sigma_{bc} = k_b \frac{M_{ser}}{d^2} \text{ (MPa, MNm / m, m}^2\text{)}$$

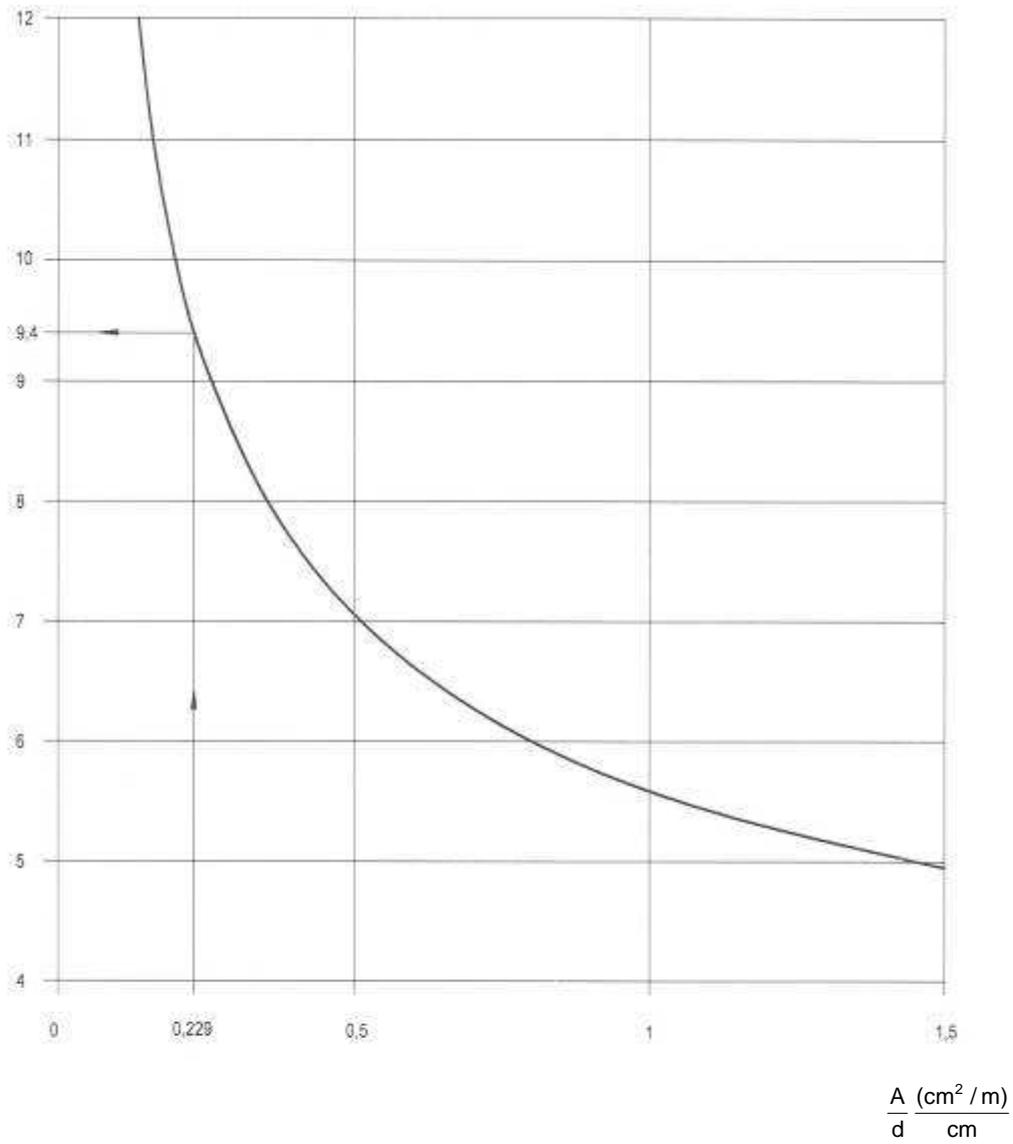


Fig. 2.46

Abaque pour le calcul des sections de treillis soudés à l'état-limite de service

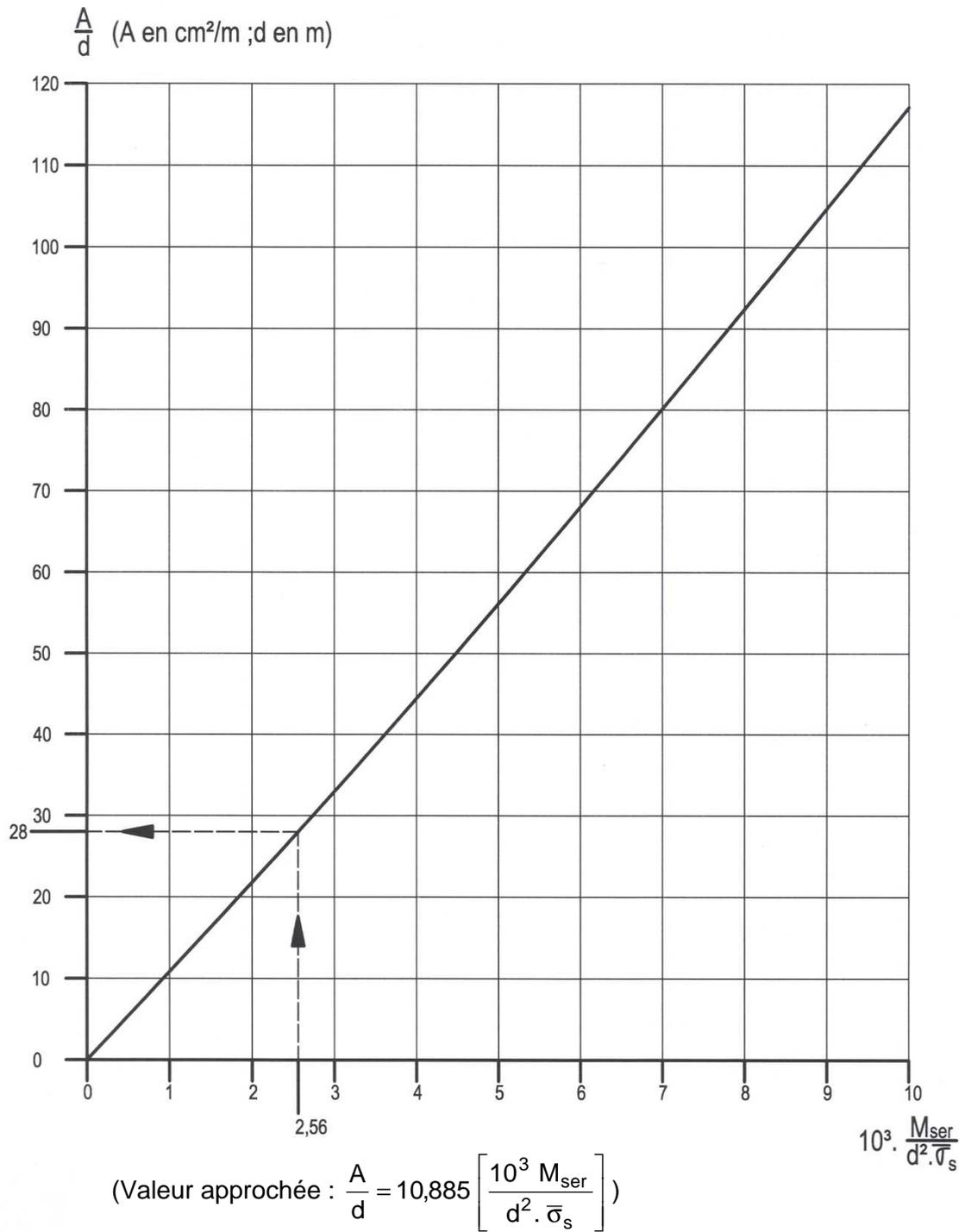
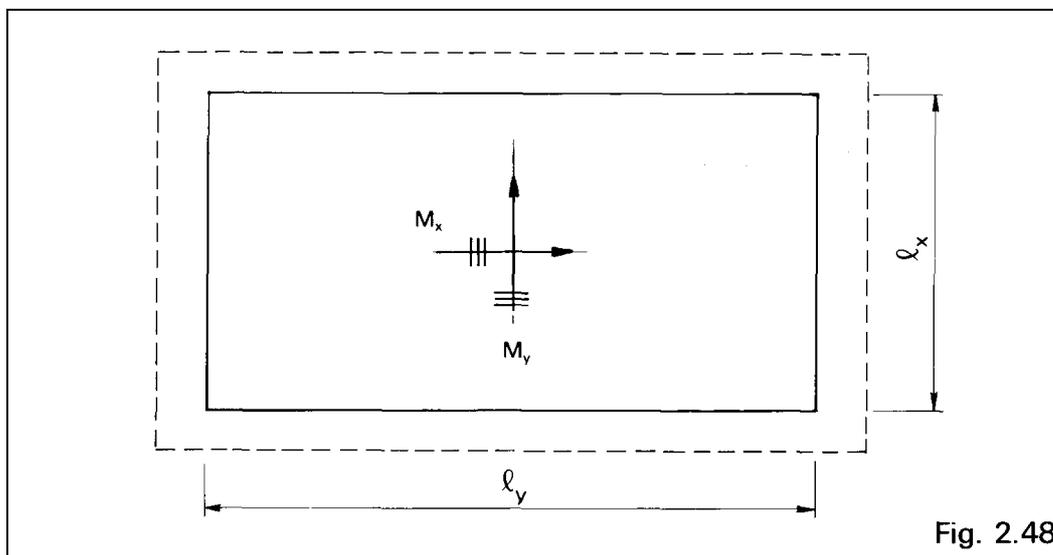


Fig. 2.47

## 5.2. CALCUL DES PANNEAUX DE DALLE RECTANGULAIRES

### 5.2,1. charge $p$ uniformément répartie et couvrant entièrement le panneau de dalle



On suppose :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y} \leq 1$$

Moments fléchissants développés au centre du panneau supposé articulé sur son contour (Règles BAEL, annexe E3) :

- Sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot p \cdot \ell_x^2$
- Sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Le tableau ci-après diffère quelque peu de celui figurant dans les Règles BAEL à l'annexe E 3. D'une part, il est plus précis, toutes les valeurs numériques ayant été recalculées par ordinateur [2.3]. D'autres part, les valeurs de  $M_y$  de la colonne «Etat-limite ultime ELU» ne sont pas systématiquement prises égales à 0,25 lorsque  $\alpha < 0,55$ , et ce, pour la raison suivante :

Une dalle supportant des charges localisées supporte également des charges réparties ( au moins, son poids propre ). Pour l'évaluation des moments en travée  $M_x$  et  $M_y$  dus aux seules charges réparties, les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  interviennent. Mais limiter inférieurement la valeur du coefficient  $\mu_y$  et donc la part du moment dans le sens  $\ell_y$  due aux seules charges réparties serait alors une erreur. En effet, la vérification  $M_{ty} > M_{tx} / 3$  exigée par les Règles BAEL vise le moment **global** et non chaque moment partiel, et cela n'implique donc aucune condition sur le coefficient  $\mu_y$ .

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	État-limite ultime ELU et état-limite de service ELS (sauf déformations)		État-limite de déformation	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,0906	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,1319	0,1051	0,3234
0,50	0,0966	0,1803	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2345	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

### 5.2,2. charge localisée P appliquée à la surface de la dalle ou de son revêtement

Les côtés  $a_0$  et  $b_0$  du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement parallèles à  $l_x$  et à  $l_y$ .

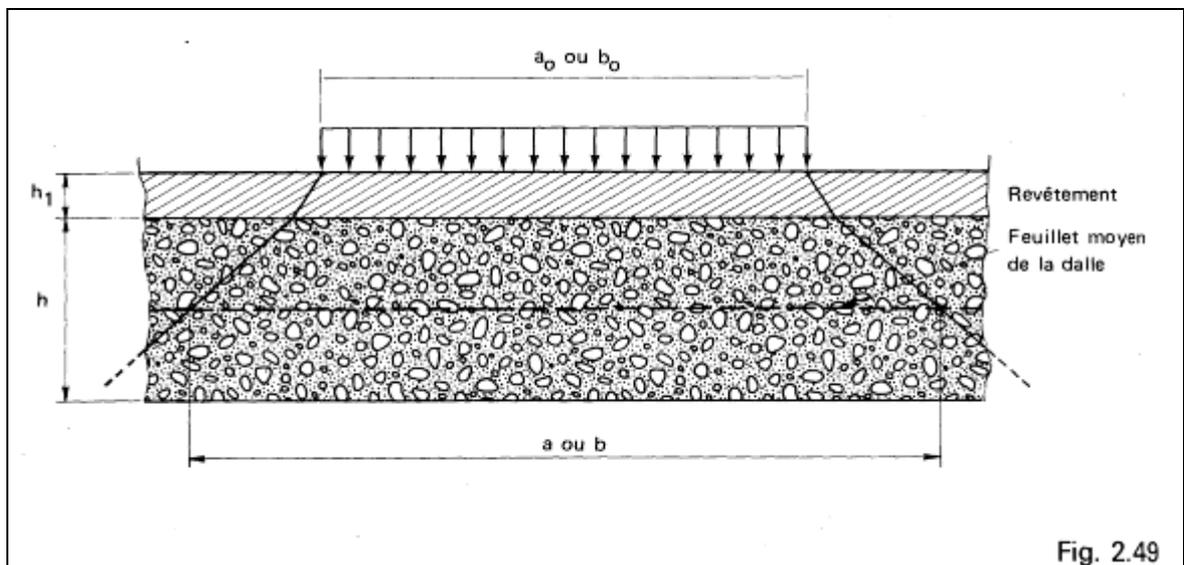


Fig. 2.49

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle  $ab$  avec, si le revêtement est aussi résistant que le béton :

$$a = a_0 + h + 2 h_1$$

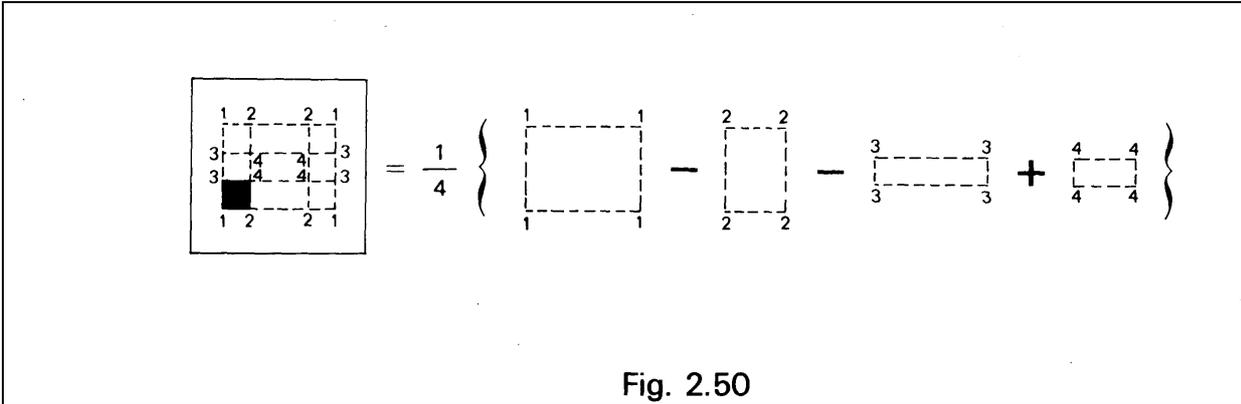
$$\text{et } b = b_0 + h + 2 h_1$$

Si le revêtement est moins résistant que le béton : remplacer  $2 h_1$ , par  $1,5 h_1$ .

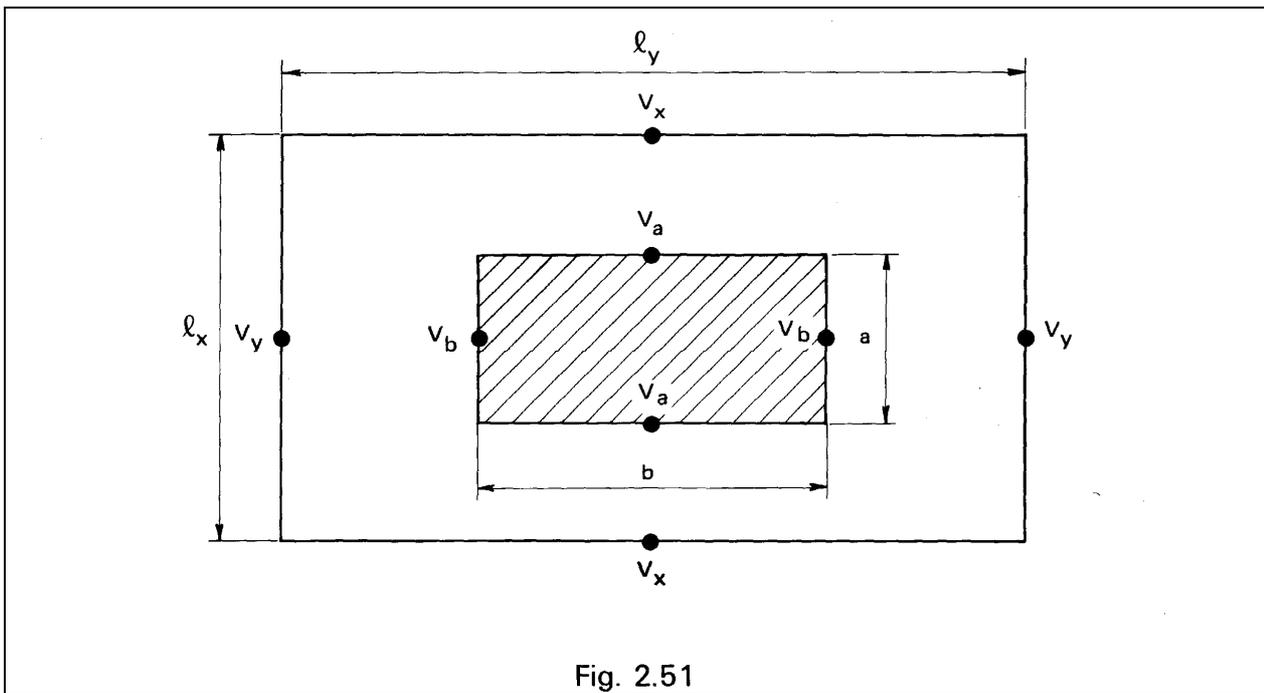
Certains tableaux ou abaques (ceux de Pigeaud [2.2], [2.3] sont les plus connus) donnent les moments  $M_x$  et  $M_y$  **au centre de la dalle** pour une charge localisée centrée.

Si la charge n'est pas centrée, on se ramène au cas de la charge centrée par une superposition de cas de charge correspondant à des rectangles centrés chargés positivement ou négativement par la même densité de charge.

— Exemple : au centre de la dalle.



### 5.2.3. efforts tranchants



1) Charge répartie « p » par unité d'aire

Au milieu de  $l_y$  :  $V_x = \frac{pl_x}{2 + \alpha}$

Au milieu de  $l_x$  :  $V_y = \frac{pl_x}{3}$

( $V_x$  et  $V_y$  s'expriment en MN/m)

2) Charge localisée centrée «P» appliquée sur un rectangle «d'impact» de dimensions a parallèlement à  $l_x$  et b parallèlement à  $l_y$  (fig. 2.51).

Si  $a < b$ , utiliser les formules précédentes en remplaçant :

$$p \text{ par } \frac{P}{a \cdot b}$$

$$l_x \text{ par } a \quad l_y \text{ par } b \quad \alpha \text{ par } a/b$$

$$V_x \text{ devient } V_a \quad \text{et } V_y \text{ devient } V_b$$

ce qui signifie que  $V_a$  et  $V_b$  sont obtenus en ne considérant qu'une dalle de dimensions  $a \times b$  articulée sur son contour (de périmètre  $2(a + b)$ ).

On admet que l'effort tranchant au milieu d'un des côtés de la dalle est la somme des efforts tranchants calculés précédemment en 1) et 2) soit :

$$V = V_x + V_a \quad \text{ou} \quad V_y + V_b$$

$$\text{Si } a > b \text{ prendre } \alpha = \frac{b}{a}$$

$$V_a = \frac{pb}{3} \quad V_b = \frac{pb}{2 + \alpha} \quad (p \text{ conservant la valeur } \frac{P}{a \cdot b})$$

# 5.3. MÉTHODE FORFAITAIRE POUR LE CALCUL DES POUTRES-DALLES CONTINUES DANS LE CAS DE CHARGES D'EXPLOITATION MODÉRÉES (BAEL annexe E1)

## 5.3,1. conditions à respecter

Les conditions générales d'application sont celles qui sont énoncées en tête du paragraphe 2.1,3,1.

Soit pour une travée quelconque :

$M_0$  la valeur du moment fléchissant de la travée indépendante de même portée correspondant, suivant le cas envisagé, à l'ELU ou à l'ELS.

$M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  le moment maximal en travée admis en prenant en compte la continuité,

$$\text{Soit encore } \alpha_0 = \frac{Q_B}{G + Q_B}$$

avec  $G$  charges permanentes.

$Q_B$  charges d'exploitation.

On peut choisir arbitrairement les valeurs des moments  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  mais de manière à respecter conditions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha_0) M_0$$

$$\text{et } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05 M_0$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha_0}{2} M_0 \quad \text{si la travée est une travée intermédiaire.}$$

$$\text{et } M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha_0}{2} M_0 \quad \text{si la travée considérée est une travée de rive.}$$

3) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire (du côté de la travée considérée) ne doit pas être choisie inférieure à :

0,60  $M_0$  s'il s'agit d'une poutre-dalle à deux travées,

0,50  $M_0$  sur appuis voisins des appuis de rive d'une poutre-dalle à plus de deux travées,

0,40  $M_0$  pour les autres appuis s'il s'agit d'une poutre-dalle à plus de trois travées.

Lorsque pour un appui, les valeurs des moments aux nus de gauche et de droite de cet appui sont différentes, on retient pour le calcul des armatures sur appuis la plus grande des valeurs absolues de ces deux moments.

Suivant que  $M_0$  a été évalué par l'ELU ou l'ELS, on obtient ainsi les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  pour l'état limite correspondant.

### 5.3,2. construction de la courbe des moments

#### 1 - Courbe des moments isostatiques (fig. 2.52)

Après avoir déterminé la valeur  $M_0$  du moment maximal à mi-portée, on porte  $M_0O' = OM_0$ . Les droites  $O'W$  et  $O'E$  sont les tangentes en W et E. Un point M quelconque de la parabole, à l'abscisse  $WM' = x$  s'obtient en prenant le milieu  $P'$  de  $WM'$ , le milieu  $Q'$  de  $M'E$ , en rappelant  $P'$  et  $Q'$  en P et Q sur les tangentes  $O'W$  et  $O'E$  puis en joignant PQ qui coupe la verticale de  $M'$  au point M cherché. La figure 2.52 montre qu'il n'est pas nécessaire de recommencer cette construction un grand nombre de fois (2 ou 3 suffisent) pour avoir un tracé très acceptable de la demi-parabole, et de son ensemble ensuite, par symétrie.

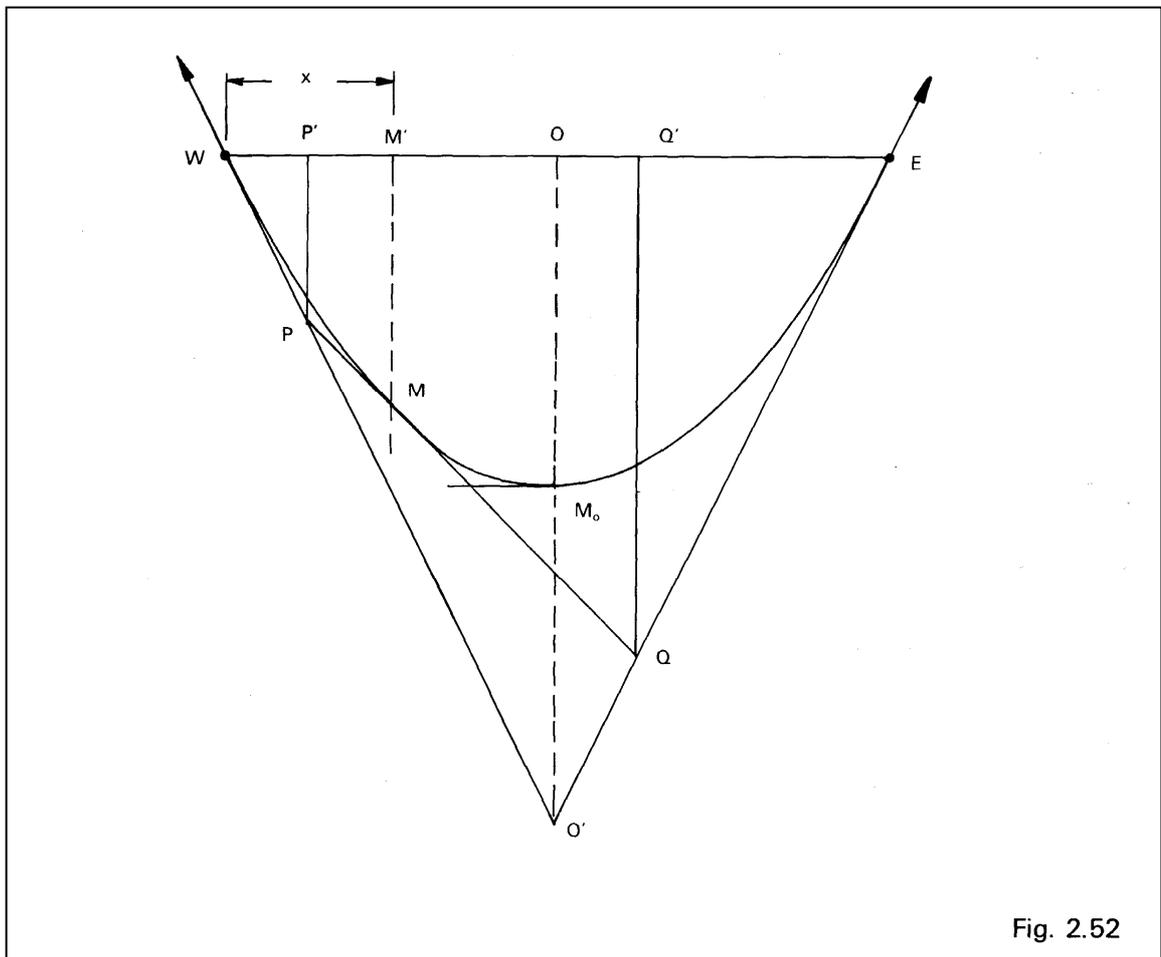


Fig. 2.52

#### 2 - Courbe-enveloppe des moments d'une travée de poutre continue (fig. 2.52 bis)

Pour obtenir la courbe-enveloppe des moments de flexion, on effectue une construction par points homologues. On trace d'abord la courbe des moments isostatiques selon le procédé décrit ci-dessus. On trace ensuite une droite  $\Delta'$  reliant les points  $W'$  sur la verticale de W et  $E'$  sur la verticale de E tels que  $WW' = M_w$  et  $EE' = M_e$ . On trace également une deuxième droite  $\Delta$

obtenue en décalant vers le haut tous les points de la droite  $\Delta'$  de la quantité  $0,3 \alpha_0 M_0$  (voir figure 2.52 bis).

La courbe-enveloppe, composée des arcs  $(C_t)$ ,  $(C_w)$  et  $(C_e)$ , se déduit de la courbe des moments isostatiques en portant :

- pour l'arc  $(C_t)$ , en prenant pour base la droite  $\Delta$ , des segments  $a'_1 a'_2$ , ou  $b'_1 b'_2$ , etc., tels que  $a'_1 a'_2 = a_1 a_2$ ,  $b'_1 b'_2 = b_1 b_2$ , etc.,
- pour les arcs  $(C_w)$  et  $(C_e)$ , en prenant pour base la droite  $\Delta'$ , des segments  $c'_1 c'_2$  tels que  $c'_1 c'_2 = c_1 c_2$ , etc.

La figure 2.52 bis donne la construction de la courbe à partir de laquelle sont déterminés les arrêts des panneaux de treillis soudés après que l'on ait effectué sur elle le décalage de  $0,8 h$  prévu par les Règles BAEL (Art. A.4.1,5).

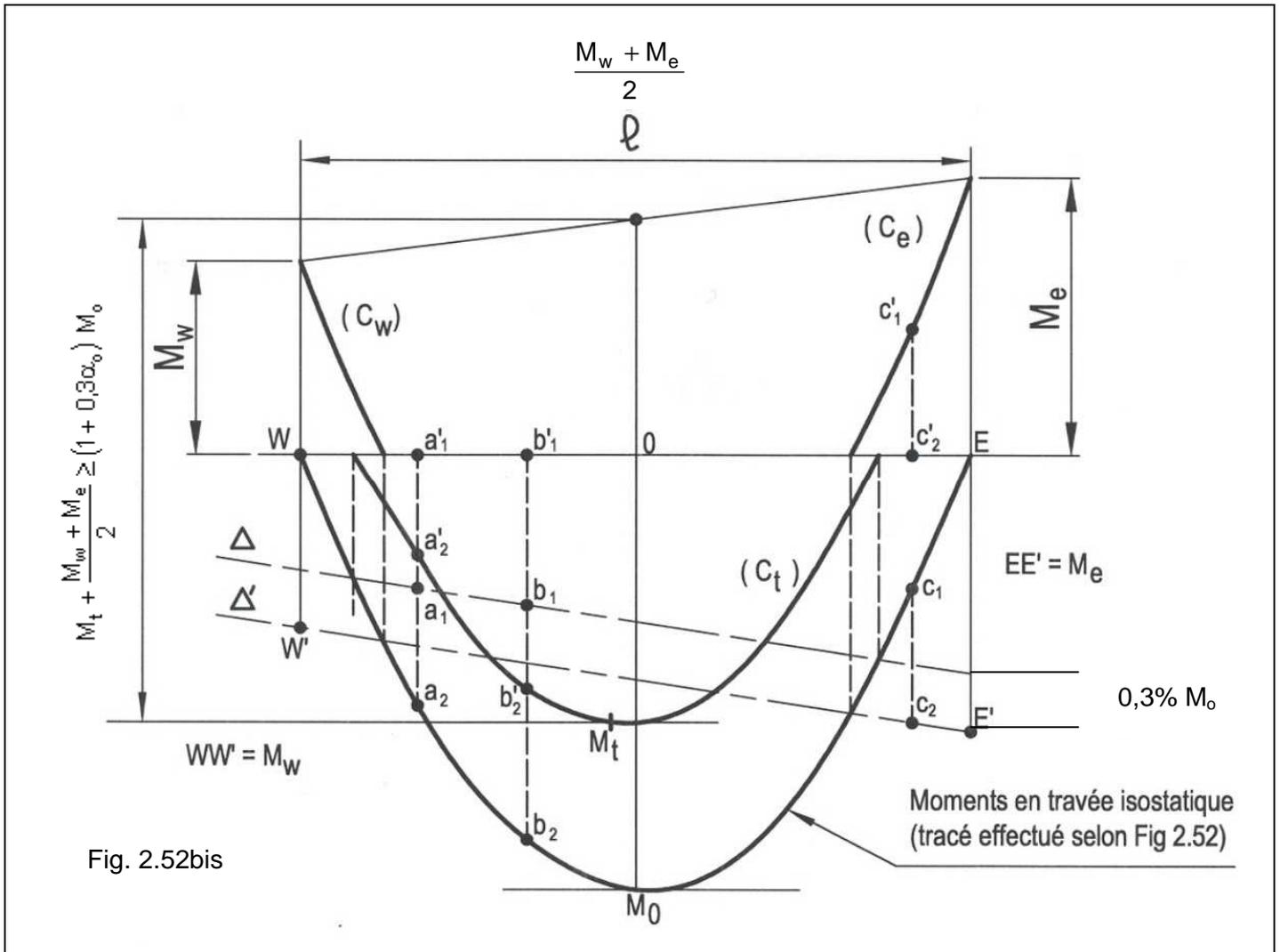


Fig. 2.52bis

### 5.3,3. abaques $(\gamma_w + \gamma_e) = f(\gamma_t)$

Pour déterminer  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  on peut poser :

$$\begin{aligned} M_t &= \gamma_t M_0 \\ M_w &= \gamma_w M_0 \\ M_e &= \gamma_e M_0 \end{aligned}$$

Les abaques ci-après (Fig. 2.53 et 2.54) donnent  $(\gamma_w + \gamma_e)$  si l'on s'est fixé  $\gamma_t$  ou inversement.

TRAVÉE INTERMEDIAIRE

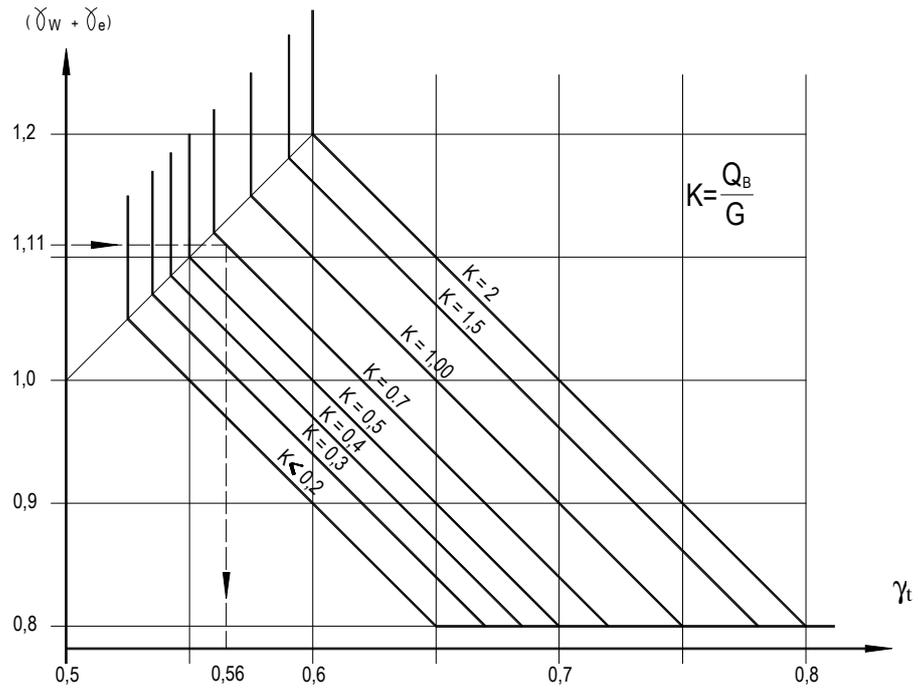


Fig. 2.53

TRAVÉE DE RIVE

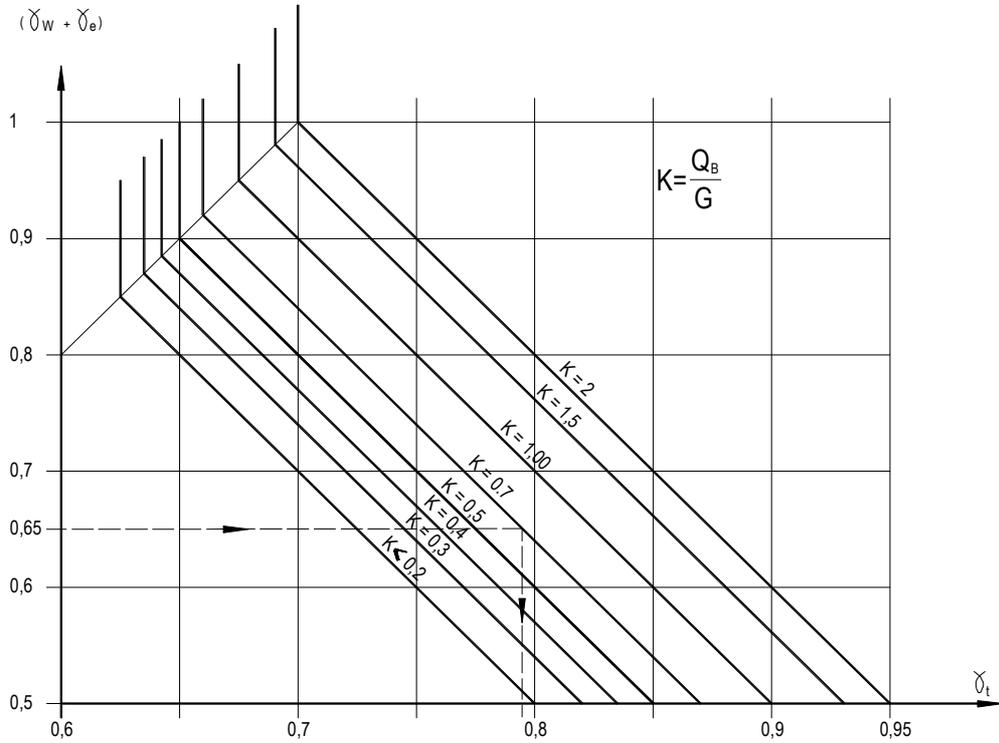
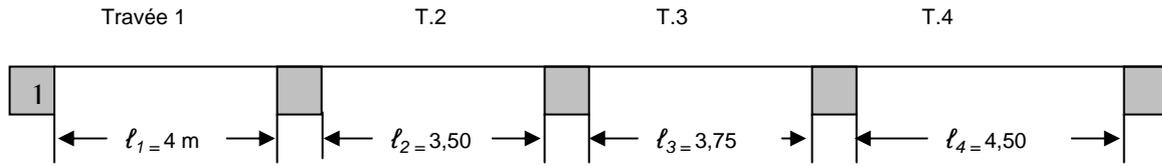


Fig. 2.54

### 5.3,4. exemple d'utilisation

Soit la poutre-dalle à quatre travées :



Données :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } g = 12,5 \text{ kN/m} \\ \text{Charges variables : } q = 8,75 \text{ kN/m} \end{array} \right\} K = \frac{q}{g} = 0,7 < 2$$

Les portées sont telles que :

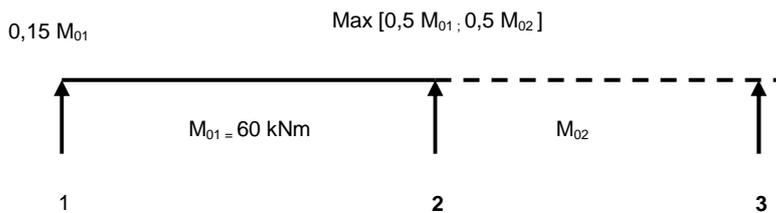
$$\begin{aligned} \ell_2/\ell_1 &= 0,875 \\ \ell_3/\ell_2 &= 1,07 \\ \ell_4/\ell_3 &= 1,20 \end{aligned}$$

Tous ces rapports sont compris entre 0,8 et 1,25. La méthode forfaitaire est applicable, la condition  $q \leq 2g$  étant également remplie.

Les moments isostatiques ultimes  $((1,35g+1,5q) \ell^2 / 8)$  valent respectivement :

$$\begin{aligned} M_{01} &= 60 \text{ kNm} \\ M_{02} &= 46 \text{ kNm} \\ M_{03} &= 52,7 \text{ kNm} \\ M_{04} &= 76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**Travée 1**



Sur l'appui de rive 1, on retient comme valeur du moment  $0,15M_{01} = 9 \text{ kNm}$

Sur l'appui 2, voisin de l'appui de rive, on peut retenir comme valeur du moment,

$$\text{Max } [0,5 \times 60 ; 0,5 \times 46] = 30 \text{ kNm}$$

Donc, pour la travée 1 :

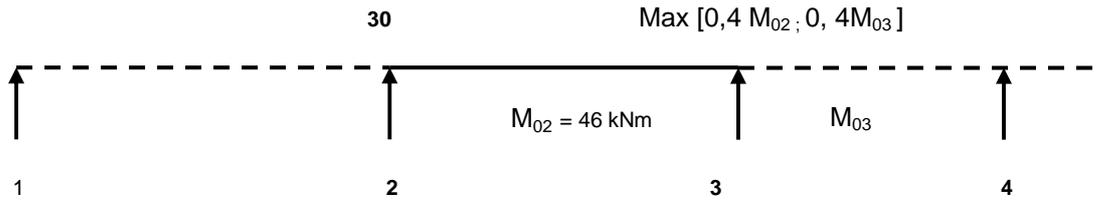
$$\gamma_e = 0,15 \quad \gamma_w = \frac{30}{60} = 0,5 \quad \text{d'où} \quad \gamma_e + \gamma_w = 0,65$$

Pour  $K = 0,7$ , l'abaque des travées de rive, fig 2.54, donne  $\gamma_t = 0,795 \approx 0,8$

D'où, pour la travée 1 :

$$\begin{aligned} M_w &= 9 \text{ kNm} \\ M_t &= 0,8 \times 60 = 48 \text{ kNm} \\ M_e &= 30 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## Travée 2



Sur l'appui 2 :

$$\gamma_w = \frac{30}{46} = 0,65$$

Sur l'appui 3 (intermédiaire) on peut retenir comme valeur du moment

$$\text{Max } [0,4 \times 46 ; 0,4 \times 52,7] = 21,1 \text{ kNm}$$

Donc pour la **travée 2** :

$$\gamma_e = \frac{21,1}{46} = 0,46 \quad \text{et} \quad \gamma_w + \gamma_e = 1,11$$

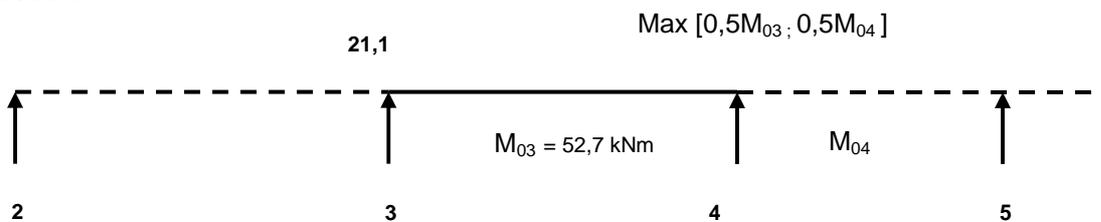
L'abaque des travées intermédiaires fig. 2.53 donne, pour  $K = 0,7$

$$\gamma_t = 0,56$$

d'où, pour la **travée 2** :

$$\begin{aligned} M_w &= 30 \text{ kNm} \\ M_t &= 0,56 \times 46 = 25,8 \text{ kNm} \\ M_e &= 21,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## Travée 3



Sur l'appui 3, compte tenu du choix fait précédemment :

$$\gamma_w = 0,4$$

Sur l'appui 4 (appui voisin de l'appui de rive 5) on peut retenir comme valeur du moment :

$$\text{Max } [0,5 \times 52,7 ; 0,5 \times 76] = 38 \text{ kNm}$$

Donc pour la travée 3 :

$$\gamma_e = \frac{38}{52,7} = 0,72 \quad \text{et} \quad \gamma_w + \gamma_e = 0,4 + 0,72 = 1,12$$

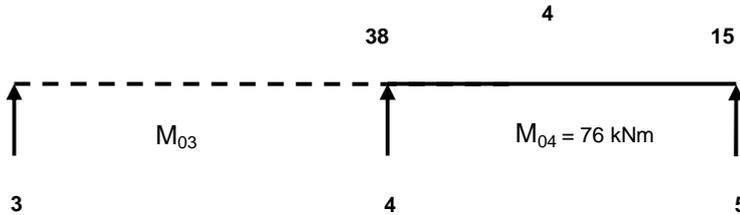
L'abaque des travées intermédiaires fig. 2.53 donne :

$$\gamma_t = 0,56$$

d'où, pour la **travée 3** :

$$\begin{aligned}M_w &= 21,1 \text{ kNm} \\M_t &= 0,56 \times 52,7 = 29,5 \text{ kNm} \\M_e &= 38 \text{ kNm}\end{aligned}$$

#### Travée 4



Sur l'appui 4, compte-tenu du choix fait précédemment :

$$\gamma_w = 0,5$$

On suppose que l'appui de rive 5 est organisé de manière à pouvoir équilibrer un moment égal à 15 kNm.

On a donc :

$$\gamma_e = \frac{15}{76} = 0,20$$

$$\text{d'où } \gamma_w + \gamma_e = 0,5 + 0,20 = 0,70$$

Pour cette valeur, l'abaque des travées de rive fig. 2.54 donne

$$\gamma_t = 0,77$$

d'où, pour la **travée 4**:

$$\begin{aligned}M_w &= 38 \text{ kNm} \\M_t &= 0,77 \times 76 = 58,5 \text{ kNm} \\M_e &= 15 \text{ kNm}\end{aligned}$$

#### Remarque :

Pour chacune des travées s'il n'y a que des charges uniformément réparties, on peut alors faire le tracé de la courbe des moments en utilisant par exemple le procédé indiqué au titre 5.3.2. La translation permettant de passer de la droite  $\Delta'$  à la droite  $\Delta$  sera prise égale à :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} - M_O ,$$

$M_t$ ,  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_O$ , prenant, à chaque fois, les valeurs correspondant à la travée considérée.

# 5.4. MÉTHODE DE CALCUL DITE «MÉTHODE CAQUOT» (BAEL annexe E2)

## 5.4,1. cas courant (dalle continue d'épaisseur constante)

### Principe du calcul

Les différentes valeurs du moment sur un appui sont déterminées en prenant seulement en compte les travées adjacentes. La poutre continue est remplacée par une succession de poutres à deux travées dont les moments sont nuls sur les appuis extrêmes (fig. 2.55).

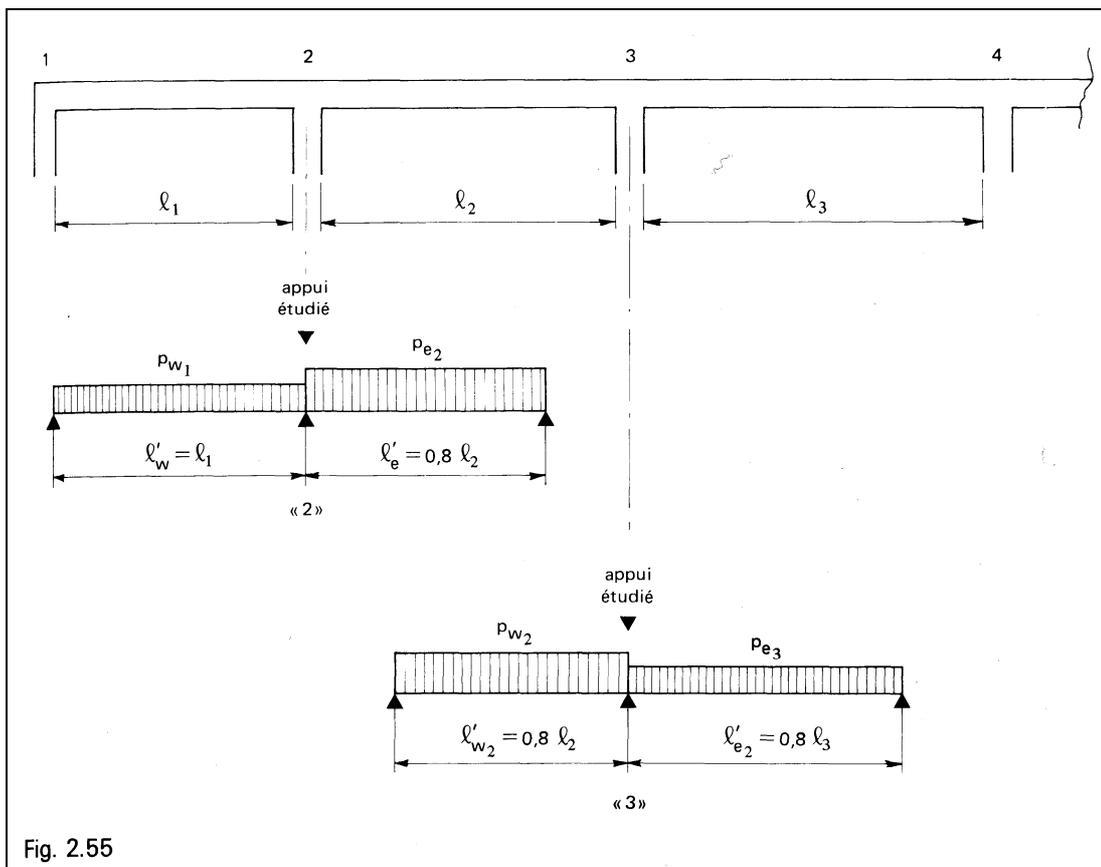


Fig. 2.55

Dans ce schéma, les portées réelles sont remplacées par des portées fictives  $l'_w$  et  $l'_e$  avec  $l' = l$  pour une travée de rive et  $l' = 0,80l$  pour une travée intermédiaire.

Lorsque les deux travées aboutissant à l'appui étudié ont le même moment d'inertie et que les charges sont uniformément réparties, l'expression du moment sur l'appui considéré est :

$$M = - \frac{p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

On commence par déterminer, pour chaque appui, les valeurs du moment de flexion (négatif) correspondant aux cas de charge suivants :

- charges permanentes seules (régnant donc sur l'ensemble des travées) :

$$p_w=p_e=g \text{ ou } p_w=p_e=1,35g$$

- charge variable sur la travée à gauche de l'appui considéré :

$$p_w=q_b, p_e=0 \text{ ou } p_w=1,5q_b, p_e=0$$

- charge variable sur la travée à droite de l'appui considéré :

$$p_w=0, p_e=q_b \text{ ou } p_w=0, p_e=1,5q_b$$

( Le moment sur appui correspondant à une charge variable agissant simultanément sur les deux travées encadrant l'appui considéré s'obtient en additionnant les valeurs des moments de flexion pour chacun des deux cas précédents).

Les valeurs des moments en travée s'obtiennent ensuite en traçant la courbe des moments isostatiques de la travée indépendante complète, de portée  $\ell$ , d'abord avec les charges permanentes seules, puis avec les charges permanentes et les charges variables en prenant comme lignes de fermeture celles qui correspondent à la distribution envisagée pour les charges variables, comme indiqué ci-dessus.

Il faut donc considérer tous les cas de charge de part et d'autre d'un appui, ou sur une travée seule et sur les deux travées qui l'encadrent, la travée encadrée étant déchargée, afin de pouvoir tracer la courbe-enveloppe des moments les plus défavorables, soit à l'ELU, soit à l'ELS selon le procédé indiqué en 5.3,2 en ne prenant en compte que la droite de base  $\Delta'$ .

## **5.4,2. charges localisées, ou épaisseur variable d'une travée à l'autre**

Dans le cas de charges concentrées ou de poutres-dalles dans lesquelles les épaisseurs diffèrent d'une travée à l'autre, se reporter à l'annexe E2 des Règles BAEL.

# CHAPITRE 3

## LES FONDATIONS SUPERFICIELLES ET LES SEMELLES SUR PIEUX

### TABLE DES MATIÈRES

	Pages
<b>1. GÉNÉRALITÉS</b>	<b>110</b>
<b>2. RECOMMANDATIONS DIVERSES</b>	<b>111</b>
2.1 PRÉAMBULE	111
2.2 ENVIRONNEMENT DES FONDATIONS	111
2.3 RECOMMANDATIONS ANNEXES	112
<b>3. BASE DES CALCULS</b>	<b>116</b>
3.1 ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE	116
3.2 COMBINAISONS D'ACTIONS	116
3.3 VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES	117
3.4 AVERTISSEMENT	120
3.5 MÉTHODE DES BIELLES	120
3.6 MÉTHODE GÉNÉRALE	123
<b>4. SEMELLES SUR SOL</b>	<b>124</b>
4.1 SEMELLES CONTINUES SOUS MURS «NON ARMÉES» TRANSVERSALEMENT	124
4.2 SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UNE CHARGE UNIFORME ET CENTRÉE	125
4.3 SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	131
4.4 SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAUX RECTANGULAIRES SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ	138
4.5 SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAUX RECTANGULAIRES SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	142
<b>5. SEMELLES SUR PIEUX</b>	<b>153</b>
5.1 SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ	153
5.2 SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	158
5.3 SEMELLES CARRÉES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ	160
5.4 SEMELLES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	161
<b>6. RADIERS</b>	<b>163</b>
6.1 GÉNÉRALITÉS	163
6.2 RADIER RÉPARTITEUR DE CHARGES	163
6.3 RADIER FORMANT CUVELAGE	167
<b>7. LISTE DES NOTATIONS</b>	<b>168</b>

# 1. GÉNÉRALITÉS

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les charges d'une structure. Son étude nécessite :

- d'une part, l'examen de la capacité portante des terrains servant d'assise ;
- d'autre part, la détermination de la fondation proprement dite.

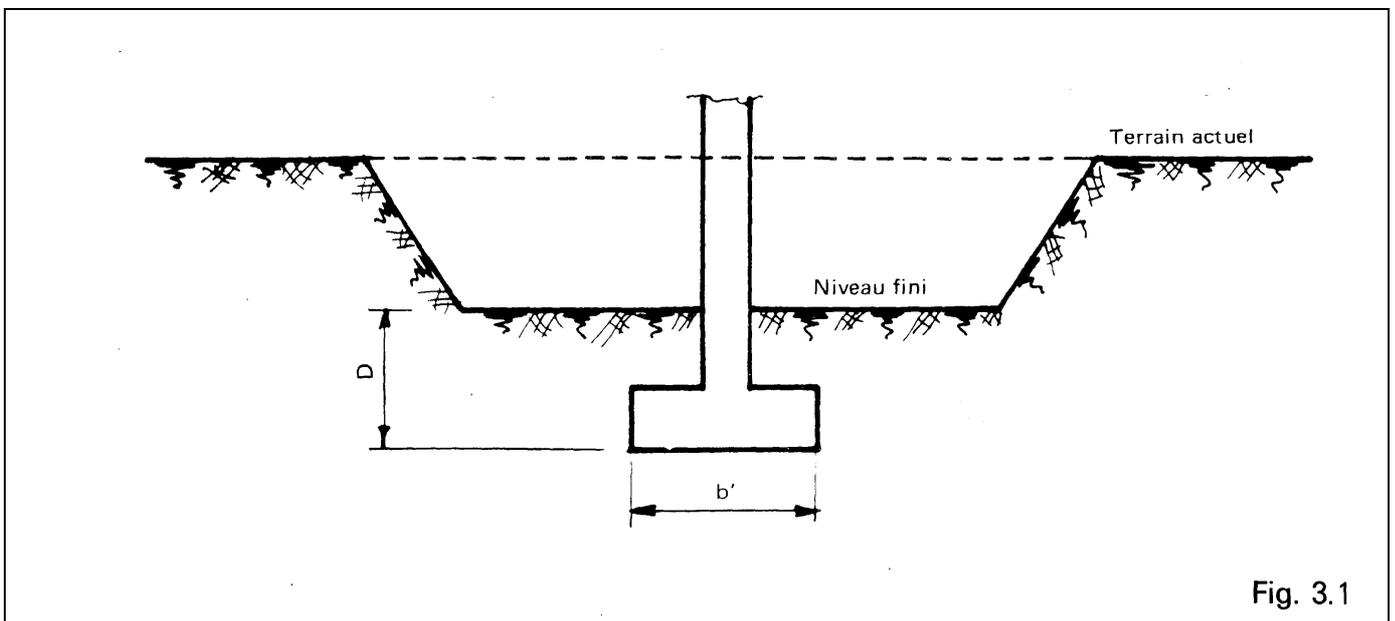
L'objet de ce chapitre est d'étudier les différents types de fondation rencontrés :

- les fondations superficielles (semelles, radiers) qui transmettent directement aux couches superficielles du sol les efforts apportés par la superstructure ;
- les semelles sur pieux, le rôle de ces derniers étant de descendre les charges de la structure jusqu'à la couche profonde du sol de fondation.

La présente étude porte sur la détermination des ouvrages de fondation en tant qu'éléments en béton armé. Toutes les vérifications propres aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols et à l'étude des pieux pour les fondations profondes ne sont pas traitées dans ce chapitre. Ces vérifications font, en effet, l'objet de textes spécialisés ou sont évoquées en annexe au présent ouvrage.

Ce chapitre s'appuie sur les prescriptions du DTU 13.12 : Fondations superficielles [3.1].

Il faut noter qu'au sens de ce DTU, une semelle est considérée comme fondation superficielle lorsque, si l'on désigne par  $D$  la profondeur d'assise comptée depuis le niveau du sol fini au voisinage de la fondation, on a, soit  $D \leq 3$  m, soit, si  $D > 3$  m :  $b' \geq \frac{D}{6}$  où  $b'$  représente la largeur de la fondation (fig. 3.1).



Lorsque ces conditions ne sont pas vérifiées, il s'agit de fondations profondes qui relèvent de la norme NF P 11-212 (DTU 13.2) [3.2].

# 2. RECOMMANDATIONS DIVERSES

## 2.1. PRÉAMBULE

Pour l'établissement d'un projet (bâtiment ou ouvrage d'art), deux types d'études doivent être entreprises.

D'une part, l'étude de son environnement, permettant de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage, d'autre part la mise au point des documents d'exécution (plans et notes de calcul).

Si, dans un projet, la deuxième étude est toujours systématiquement conduite, il est fréquent de constater que les reconnaissances du sol de fondation sont incomplètes ou proviennent parfois essentiellement d'extrapolation de reconnaissances avoisinantes.

Or la longévité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation. L'étude des sinistres des ouvrages montre qu'une mauvaise conception ou une malfaçon au niveau de l'exécution de la fondation sont le plus souvent à l'origine des sinistres rencontrés.

L'objet de ce paragraphe n'est pas de rappeler les moyens dont disposent maintenant les spécialistes pour conduire une étude de sol complète, mais de sensibiliser le lecteur à certaines recommandations annexes ou à certains environnements des fondations parfois oubliés et qu'il est bon de prendre en considération au moment de l'étude et de la réalisation du projet.

## 2.2. ENVIRONNEMENT DES FONDATIONS

L'étude de l'environnement des fondations doit être menée parallèlement à celle de reconnaissance des sols ou du projet proprement dit de l'ouvrage. Elle a pour but de définir cet environnement avec précision car celui-ci peut avoir une influence non négligeable en ce qui concerne :

- la conception des fondations de l'ouvrage et de sa structure ;
- les conditions de réalisation des travaux ;
- l'organisation future du chantier.

Vis-à-vis des fondations, les éléments périphériques à étudier peuvent être énumérés d'une manière non exhaustive comme suit :

- 1 – accès au chantier ;
- 2 – conditions météorologiques : température (gel ; dilatation) ;
- 3 – conditions hydrologiques et perturbation de la circulation des eaux pendant les travaux ;
- 4 – présence de fondations proches ;
- 5 – en site urbain :
  - circulation automobile,
  - canalisations et autres réseaux enterrés,
  - ouvrages souterrains divers.

La prise en compte de ces éléments périphériques, qui peuvent sembler moins importants que l'étude de sol proprement dite, conduit parfois en ce qui concerne la conception des fondations et de la structure à des modifications importantes dans un projet telles que :

- fondations réalisées en plusieurs phases ;
- fondations excentrées, avec longrines de redressement ;
- approfondissement des fondations ;
- nécessité de joints de rupture, etc.

## 2.3. RECOMMANDATIONS ANNEXES

### 2.3.1. dispositions à prendre lors de la conception

#### a) Joints de rupture

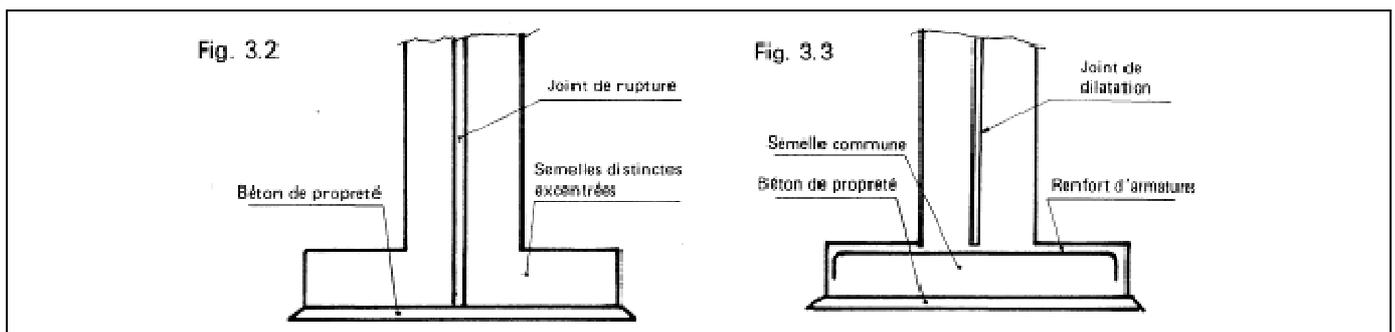
Des joints de rupture doivent être prévus entre deux ouvrages voisins, lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge ou qu'ils peuvent subir des différences de tassements.

C'est notamment le cas de bâtiments accolés n'ayant pas le même nombre d'étages ou de bâtiments accolés assis sur un remblai d'épaisseur variable.

Les joints de rupture, s'ils évitent la transmission des efforts et permettent un certain mouvement d'un bâtiment vis-à-vis de l'autre, ne suppriment toutefois pas les interférences dans le sol entre les fondations adjacentes.

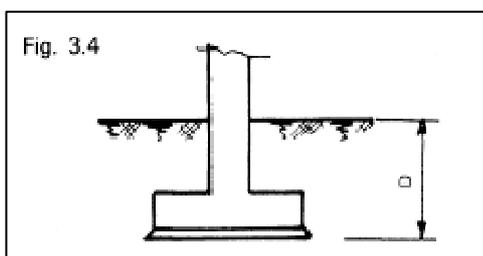
#### b) Joints de dilatation

Dans le cas d'un sol homogène et bien consolidé ou dans le cas de descentes de charges semblables de part et d'autre du joint, il n'est pas nécessaire de poursuivre les joints de dilatation de la structure par des joints de rupture au niveau de la fondation (fig. 3.2). Les joints de dilatation sont alors arrêtés au-dessus de la semelle, en prévoyant un renfort d'armatures immédiatement sous ce joint (joint «diapason», fig. 3.3).



#### c) Mise hors gel

Le niveau de fondation des semelles superficielles doit toujours être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol de fondation à l'abri du gel. Il en est ainsi en général lorsque (fig. 3.4) :



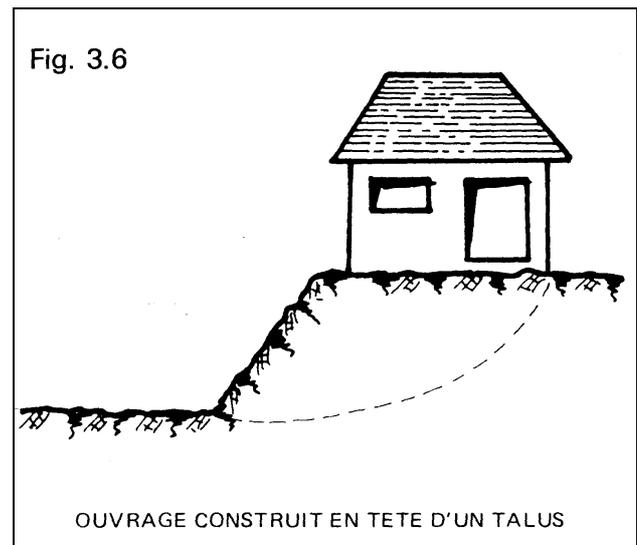
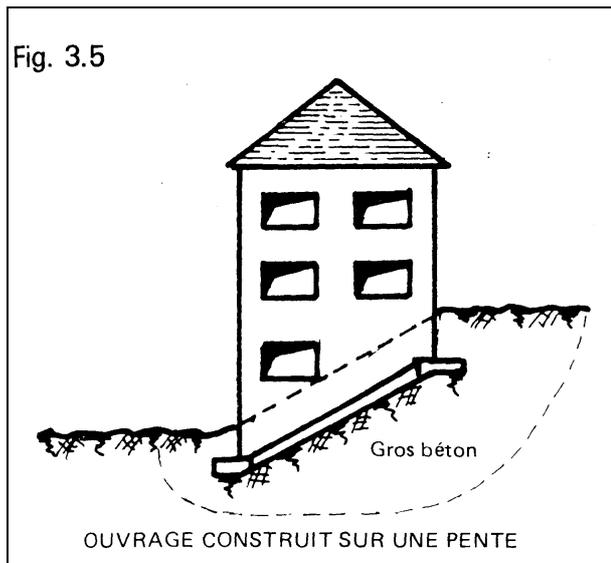
$$D \begin{cases} \geq 0,50 \text{ m en pays tempéré} \\ \geq 1,00 \text{ m en site montagnoux} \end{cases}$$

#### d) Fondations sur sol en pente

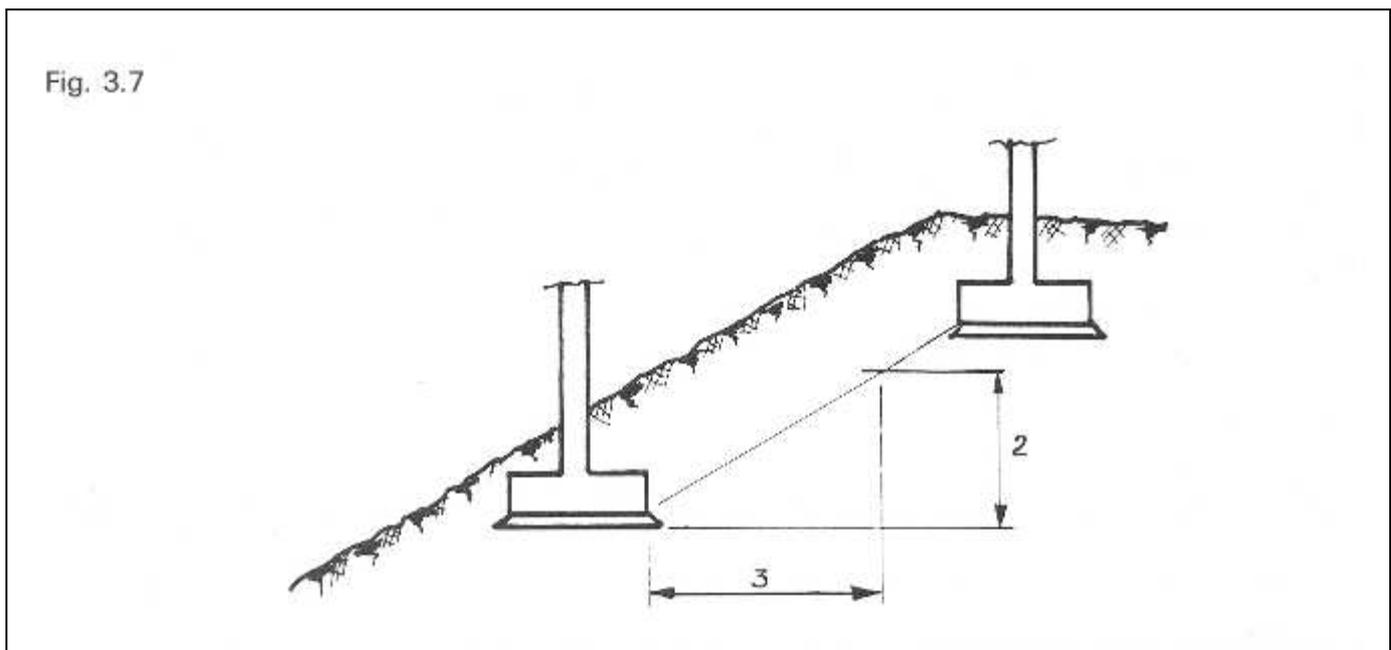
La poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul de ces fondations.

C'est notamment le cas des terrains en pente où, s'il n'est pas pris de précautions particulières, les semelles supérieures peuvent exercer une poussée sur les semelles inférieures ou risquent d'amorcer un glissement d'ensemble (fig. 3.5 et 3.6).

Il est nécessaire tout d'abord de s'assurer de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, puis (comme la poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul de la semelle) de vérifier le non-glissement de la fondation (voir paragraphe 3.3,1-a).



Lorsque le sol d'assise peut donner lieu à un glissement d'ensemble, il faut disposer les niveaux des fondations de telle sorte qu'une pente maximale de 2/3 relie les arêtes inférieures des semelles les plus voisines (fig. 3.7).

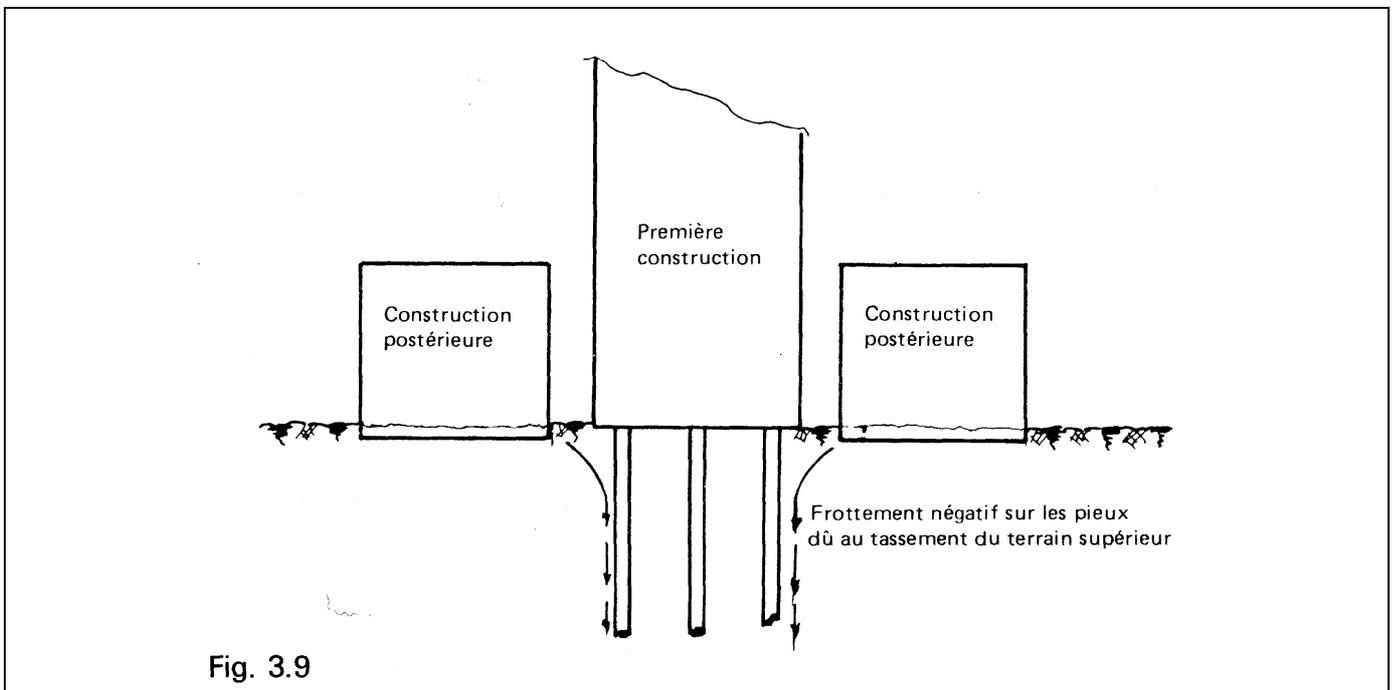
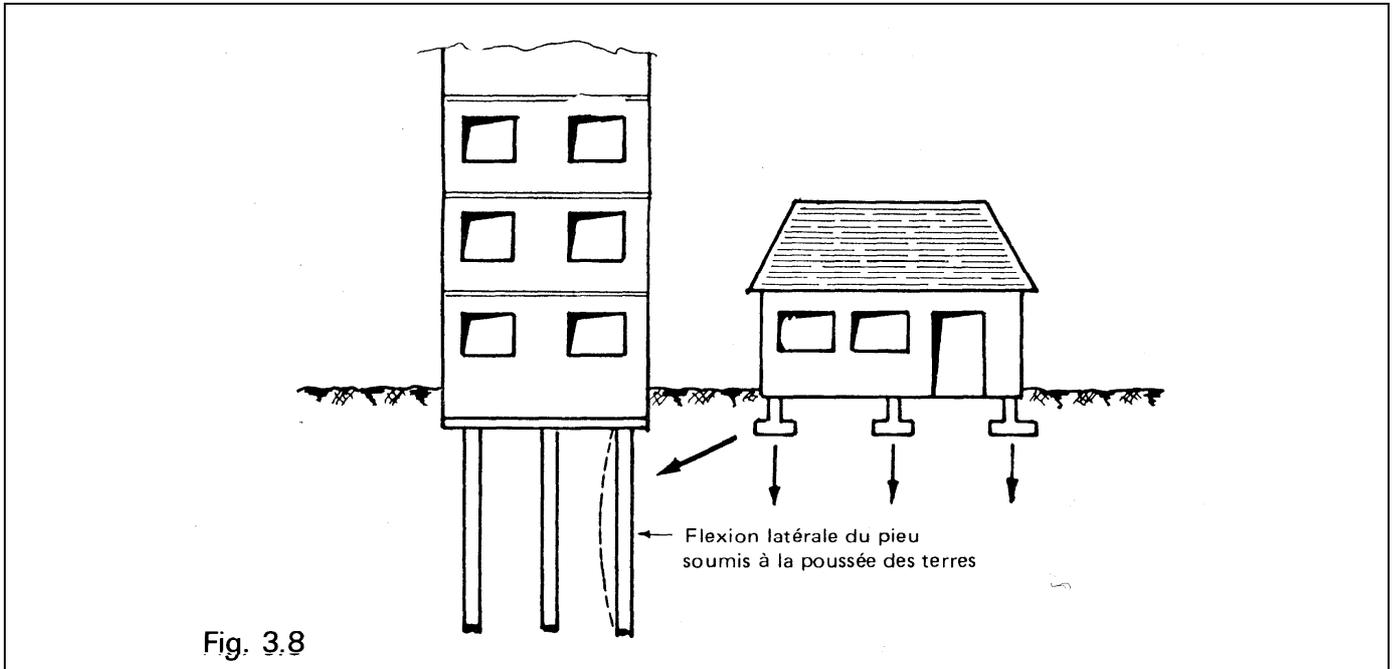


Si cette condition ne peut être vérifiée, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter la décompression des terrains supérieurs, équilibrer les poussées (mur de soutènement, voiles en béton armé), et assurer l'évacuation des eaux (drainage, etc.)

#### e) Fondation superficielle à proximité de fondations sur pieux

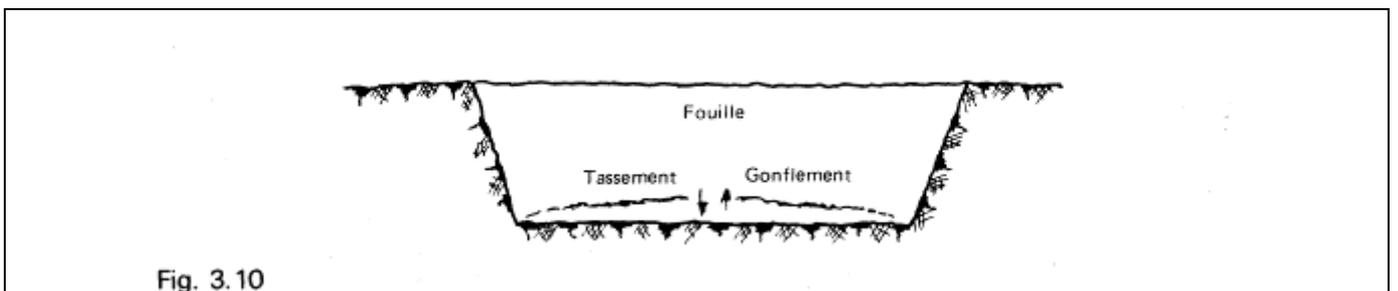
La construction d'une fondation superficielle à proximité de fondations sur pieux ne peut être envisagée que sous réserve de vérifier :

- que l'augmentation des charges à proximité des fondations sur pieux n'engendre pas sur ceux-ci de poussées horizontales incompatibles avec leur nature (fig. 3.8) ;
- que l'augmentation des charges et la possibilité de tassement des terrains superficiels n'engendent pas de frottement négatif sur les pieux (fig. 3.9).



### f) Fondation sur sol argileux

Dans le cas de fondations superficielles sur sol argileux, il peut se produire, après terrassement de la fouille, un gonflement par déchargement du poids des terres excavées ou par augmentation de la teneur en eau du sol (fig. 3.10). Il est nécessaire de tenir compte du tassement supplémentaire dû à ces gonflements, qui se résorbent souvent partiellement au fur et à mesure de l'édification de la construction.



### g) Sous-pressions

Les fondations formant cuvelage ou les radiers sur sol argileux doivent être calculés pour résister aux pressions hydrostatiques éventuelles ou aux pressions de gonflement.

Pour équilibrer ces pressions, on peut envisager les moyens suivants :

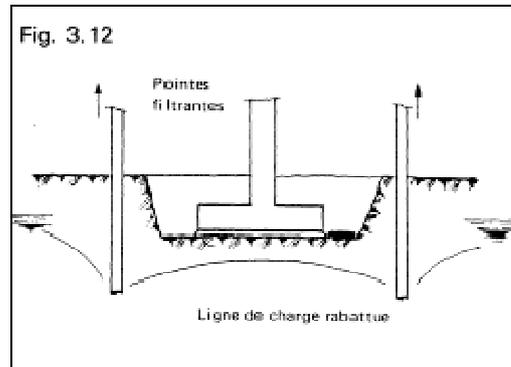
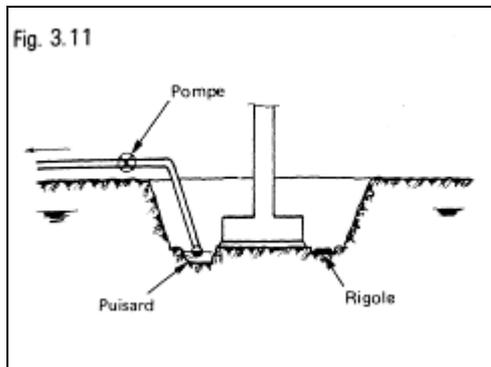
- mise en place d'un lest (surépaisseur de radier par exemple) ;
- ancrage du radier dans les couches profondes par tirants scellés.

L'étanchéité de l'ouvrage peut alors être réalisée par des produits hydrofuges ou par un cuvelage à double paroi avec étanchéité intercalée. Se reporter à la norme NF P 11-221-1 (DTU 14.1) [1.6].

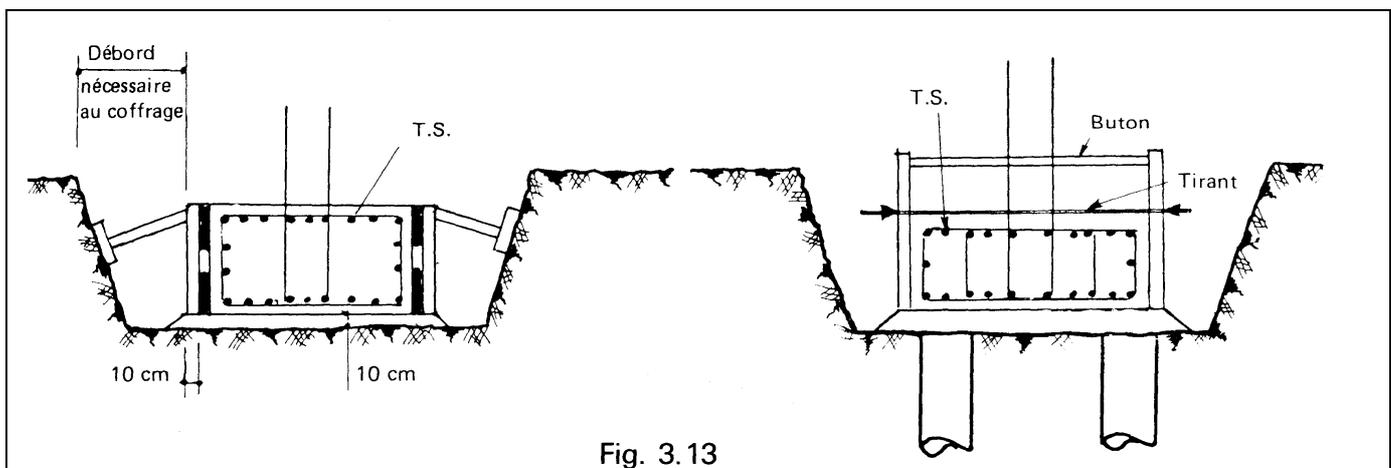
## 2.3,2. dispositions à prendre lors de l'exécution

Lors de l'exécution des semelles de fondation superficielles, il est indispensable de prendre certaines précautions contre l'eau, essentiellement afin de ne pas modifier les caractéristiques du sol d'assise.

Il faut pour cela impérativement protéger le terrain contre les accumulations d'eau au moment de l'ouverture de la fouille, soit par époussemment direct avec rigoles latérales (fig. 3.11), soit par rabattement de la nappe (fig. 3.12).



Il est nécessaire de prévoir entre la semelle de fondation et le terrain d'assise un béton de propreté (béton dosé à environ 150 kg de ciment par mètre cube) de 10 cm d'épaisseur. Ce béton permet, d'une part de régler définitivement la surface d'assise de la fondation et, d'autre part de ménager une surface de travail propre pour le ferrailage et le coffrage de l'élément de fondation (fig. 3.13).



# 3. BASE DES CALCULS

## 3.1. ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE

Les actions qui doivent être prises en compte sont :

– les charges permanentes	G
– les charges d'exploitation (avec les lois de dégression éventuellement)	Q <sub>B</sub>
– les actions dues au vent	W
– les actions dues à la neige	S <sub>n</sub>
– les actions accidentelles (séismes, chocs de bateaux ou de véhicules)	F <sub>A</sub>

## 3.2. COMBINAISONS D'ACTIONS

### 3.2,1. états-limites ultimes

Pour les états-limites ultimes, W est pris égal à 1,2 fois le vent normal des Règles NV65.

Les combinaisons d'actions sont de la forme :

- a)  $1,35 G + 1,5 Q_B$
- b)  $1,35 G + 1,5 Q_B + W$  (ou  $S_n$ )
- c)  $1,35 G + 1,5 W$  (ou  $1,5 S_n$ ) +  $1,3 \psi_0 Q_B$   
avec  $\psi_0 = 0,77$  en général  
ou  $\psi_0 = 0,9$  dans certains cas spécifiques (voir articles B-6.1,22 et D-2.2 des Règles BAEL)
- d)  $G + 1,5 W$  (ou  $1,5 S_n$ )
- e)  $G + F_A$

### 3.2,2. états-limites de service

Pour les états-limites de service, W est pris égal au vent normal des Règles NV65.

Les combinaisons d'actions sont de la forme :

- a)  $G + Q_B$
- b)  $G + Q_B + 0,77 W$  (ou  $0,77 S_n$ )
- c)  $G + W$  (ou  $S_n$ ) +  $\psi_0 Q_B$  avec  $\psi_0$  défini comme ci-dessus.

## 3.3. VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES

Pour le calcul d'une fondation, il convient de vérifier les différents états-limites dans l'ordre suivant.

### 3.3,1. états-limites ultimes

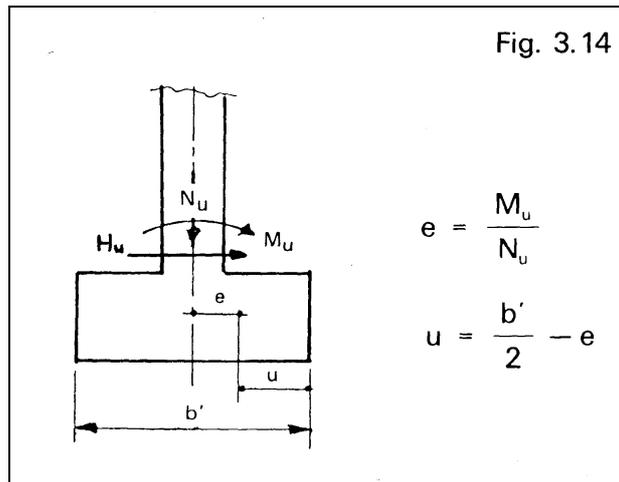
#### a) État-limite ultime d'équilibre statique

Vis-à-vis de l'état-limite ultime d'équilibre statique, aucune justification spéciale n'est à prévoir sauf en ce qui concerne :

- le non-glissement de la fondation sur le sol : il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante générale des forces extérieures par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi-angle au sommet  $\delta$  tel que

$$\text{tg } \delta = 0,5 \text{ (soit } \frac{H_u}{N_u} \leq 0,5 \text{)}$$

- la stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant.



#### Remarques :

Dans le cas de difficultés pour assurer le non-glissement, la stabilité de la semelle peut être augmentée au moyen d'une bêche d'ancrage.

Pour les semelles sur pieux, l'équilibre des efforts horizontaux est assurée directement par les pieux qui doivent faire alors l'objet de calculs qui dépassent le cadre de ce chapitre ; pour ce sujet nous conseillons au lecteur de se reporter à des ouvrages spécialisés.

#### b) État-limite ultime de résistance vis-à-vis du sol

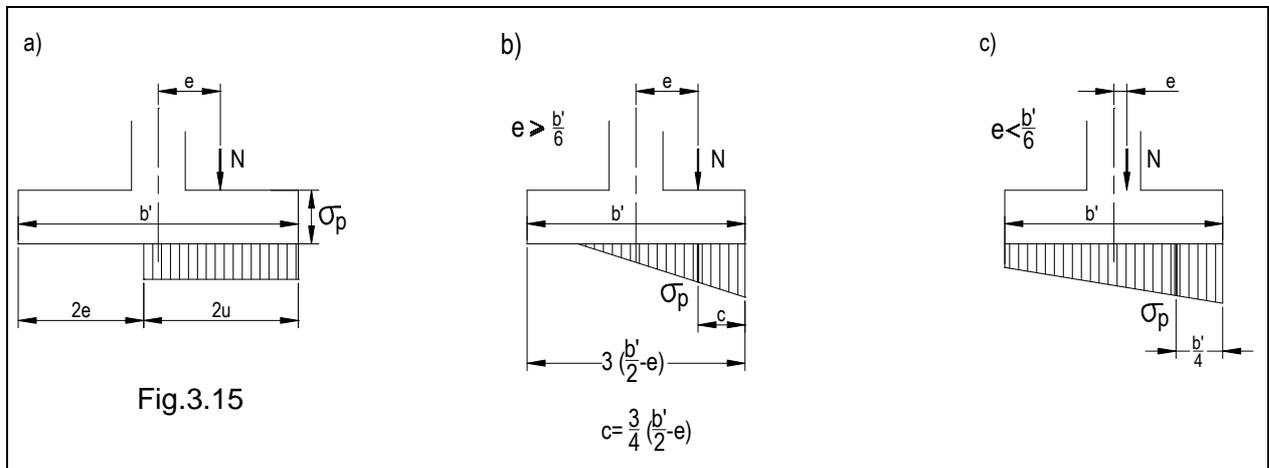
Pour la vérification des dimensions de la semelle vis-à-vis de la portance du sol, on applique normalement la méthode de Meyerhof, dans laquelle la réaction  $\sigma_p$  du sol est considérée comme uniforme, et s'exerce sur une aire dont le centre de gravité est confondu avec le point de passage de la résultante des forces extérieures dans la section de base de la semelle (fig. 3.15a).

Toutefois le DTU 13.12 laisse la liberté de considérer une variation linéaire des contraintes sur le sol, déterminée en sorte que le centre de gravité du « volume des contraintes » soit situé sur la ligne d'action de la résultante générale des forces extérieures, ce qui conduit, selon le cas, soit à un diagramme triangulaire, (fig. 3.15b) soit à un diagramme trapézoïdal (fig. 3.15c). Dans l'un et l'autre de ces deux cas, on adopte alors **conventionnellement**, comme valeur représentative  $\sigma_p$ , dite contrainte de "référence", la contrainte normale qui s'exerce au quart de la zone comprimée (fig. 3.15b et c).

Il est facile de voir que cette convention conduit, pour le cas du diagramme triangulaire, au même dimensionnement que la méthode de Meyerhof. En ce qui concerne le diagramme trapézoïdal, il est

légèrement plus défavorable que le diagramme rectangulaire de Meyerhof, l'écart sur la valeur de  $\sigma_p$  étant toutefois limité à + 4 % (valeur maximale obtenue pour  $e = \frac{b'}{12}$ ).

Dans le présent chapitre, nous n'utilisons donc que la méthode de Meyerhof.



• *Justification de l'état-limite de résistance vis-à-vis du sol*

La contrainte de référence  $\sigma_p$  ayant été déterminée pour les combinaisons relatives aux états-limites ultimes définies en 3.2,1, il convient de s'assurer :

– pour les combinaisons d'actions a, b, ou e, que :

$$\sigma_p \leq \sigma_q$$

– pour les combinaisons d'actions c et d, que :

$$\sigma_p \leq 1,33 \sigma_q$$

où  $\sigma_q$  désigne la contrainte limite du sol, déterminée comme indiqué ci-après.

• *Contrainte limite du sol*

La contrainte limite du sol peut être :

- soit déduite de l'expérience,
- soit déterminée à partir des résultats d'essais de sol.

1. *Contrainte limite déduite de l'expérience*

Dans ce cas on se sert de l'expérience acquise sur des réalisations antérieures voisines pour un sol et un ouvrage donnés.

Le tableau ci-après donne, à titre indicatif, les fourchettes dans lesquelles se situent les contraintes limites  $\sigma_q$  (1) généralement admises, en l'absence de tout problème particulier.

(1) Le DTU 13-12 désigne par « p » la contrainte de référence du sol et par « q » la contrainte de calcul. Pour éviter des confusions avec les notations adoptées dans les Règles BAEL pour désigner les charges réparties, nous avons adopté  $\sigma_p$  au lieu de p et  $\sigma_q$  au lieu de q. Cependant, pour désigner la contrainte limite, nous avons conservé  $q_u$ , notation traditionnelle de la Mécanique des Sols.

Nature du sol	$\sigma_q$ (MPa)
Roches peu fissurées, saines, non désagrégées, de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non-cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non-cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles (à l'exception de celles très plastiques)	0,1 à 0,3

2. Contrainte limite déterminée à partir de la valeur ultime  $q_u$ .

Dans ce cas, il convient de calculer d'abord la contrainte ultime  $q_u$  (1) à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation (voir annexe à la fin du présent ouvrage).

Pour les semelles rigides, la contrainte limite  $\sigma_p$  est ensuite prise égale à la plus petite des deux valeurs  $\frac{q_u}{2}$  et celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (voir annexe)

Pour les semelles **souples**, c'est-à-dire celles dont la hauteur est inférieure à la limite inférieure définie dans les diverses méthodes de calcul (voir titres 4 et 5), la réponse non linéaire du sol doit être prise en compte, mais les valeurs retenues ne doivent jamais excéder la valeur  $\sigma_q$  définie ci-dessus. Ces semelles peuvent être calculées comme des poutres sur appuis continus élastiques ( se reporter à la littérature spécialisée ).

• *Vérification*

Pour la vérification de la portance du sol, l'application de la méthode de Meyerhof revient à considérer une semelle fictive de dimensions  $a' \times 2u$  avec  $2u = b' - 2e$  telle que :

$$\frac{N_u}{2u \cdot a'} = \frac{N_u}{a' (b' - 2e)} \leq \sigma_q \quad (\text{MN, m, MPa})$$

avec  $N_u$  charge ultime s'exerçant perpendiculairement à la surface d'assise de la semelle (fig 3.15a)

**c) Etat-limite de résistance interne de la semelle**

L'état-limite de résistance interne de la semelle est déterminé par l'utilisation de la méthode des bielles ou de la méthode générale décrites en 3,5, 3,6, 4 et 5 ci-après pour chaque type de semelle.

**3.3,2. états-limites de service**

**a) État-limite d'ouverture des fissures**

A défaut de justifications plus précises, la section d'armatures à prévoir dans le cas où cet état-limite est déterminant est égale à la section d'armatures déterminée à l'état-limite ultime de résistance interne (cf. 3.3,1 c) majorée de :

- 10% si la fissuration est considérée comme préjudiciable.
- 50% si elle est considérée comme très préjudiciable.

(1) Le DTU 13-12 désigne par «p» la contrainte de référence du sol et par «q» la contrainte de calcul. Pour éviter des confusions avec les notations adoptées dans les Règles BAEL pour désigner les charges réparties, nous avons adopté  $\sigma_p$  au lieu de p et  $\sigma_q$  au lieu de q. Cependant, pour désigner la contrainte limite, nous avons conservé  $q_u$  notation traditionnelle de la Mécanique des Sols.

## **b) Etat-limite de tassement**

Les tassements d'ensemble et les tassements différentiels en service doivent être limités à une valeur compatible avec les déformations acceptables par la construction, en fonction de sa nature et de sa destination.

Ils ne doivent pas provoquer de désordres notables dans les ouvrages voisins ni perturber le fonctionnement des services utilisateurs.

L'évaluation des tassements probables sous les actions de service peut être demandée par le maître d'ouvrage. Elle est alors faite soit par l'entreprise, si celle-ci dispose des moyens nécessaires, soit par un spécialiste.

La vérification de l'état-limite de tassement consiste à s'assurer que les tassements ainsi évalués (voir annexe à la fin du présent ouvrage) sont inférieurs aux tassements considérés comme admissibles pour le type de structure considérée. Dans le cas de « constructions courantes », et de « constructions industrielles », les Règles BAEL, à l'article B.5.2, admettent de ne tenir compte des tassements différentiels que si leur valeur calculée excède  $\ell/500$ , où  $\ell$  désigne la distance entre éléments porteurs intérieurs et extérieurs.

## **3.4. AVERTISSEMENT**

Deux remarques capitales doivent être faites en premier lieu sur le calcul des semelles sur sol ou sur pieux.

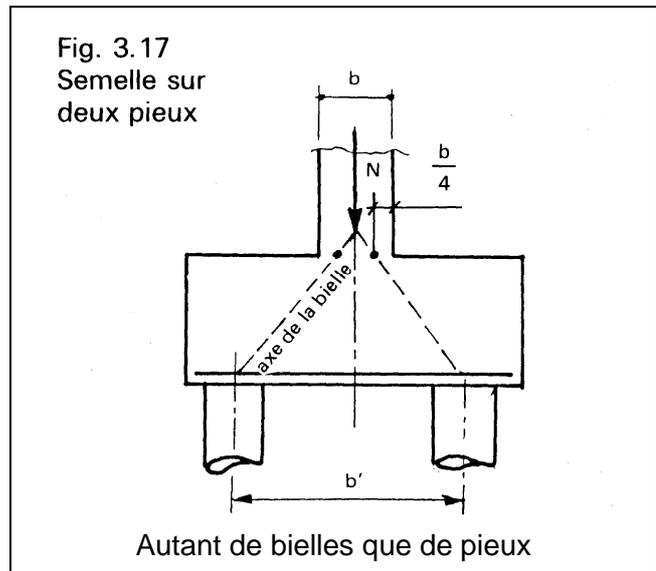
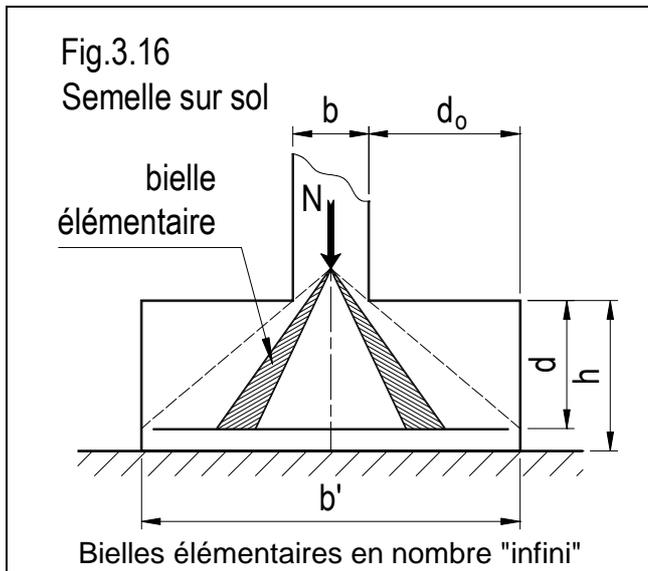
- 1) Dans le calcul de la résistance interne de la semelle, mené suivant les deux axes principaux  $x$  et  $y$ , le projeteur doit déterminer les armatures dans chaque sens en prenant à chaque fois en compte la totalité de la charge appliquée (et non une fraction seulement, de 50 % par exemple, dans chaque direction).
- 2) Pour les calculs de vérification de la portance du sol, ou pour le calcul de la contrainte des pieux, il y a lieu de compter dans les charges permanentes le poids propre de la semelle et le poids des remblais qui peuvent la recouvrir. En revanche, ni le premier ni le second ne sont pris en compte pour la détermination du treillis soudé constituant l'armature inférieure. Le poids des terres intervient toutefois dans le calcul des armatures supérieures éventuelles (voir paragraphe 4.3,5).

## **3.5. MÉTHODE DES BIELLES**

La méthode des bielles, due à Pierre Lebellet [3.3], permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone [3.4].

D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le poteau ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées. Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrées par des armatures placées à la partie inférieure des semelles.

Dans tous les autres cas, c'est-à-dire ceux où les semelles sont soumises simultanément à une charge verticale  $N$  et à un moment de flexion  $M$ , il convient d'utiliser la méthode générale décrite au paragraphe 3.6.



### • Domaine d'application

#### 1) Semelles sur sol (infinité de bielles) :

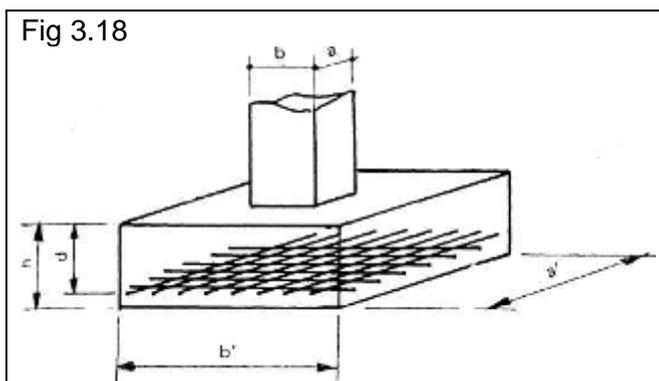
a) *Semelles filantes* : l'application de la méthode des bielles implique la condition suivante :

$$\frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b$$

où  $b'$  est la largeur de la semelle,  $b$  celle de l'élément supporté et  $d$  la hauteur utile des armatures parallèles à la direction  $b'$ .

Le respect de cette double condition permet, pour les sols courants, non rocheux ( $\sigma_q \leq 0,75$  MPa), de se dispenser des vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant et de la compression du béton des bielles.

b) *Semelles isolées* : dans le cas de semelles carrées ou rectangulaires la condition énoncée pour les semelles filantes doit être vérifiée pour chacun des deux axes principaux de la semelle.



$$\frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a$$

$$\frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b$$

avec les mêmes conditions de validité (sols non rocheux) que dans le cas précédent.

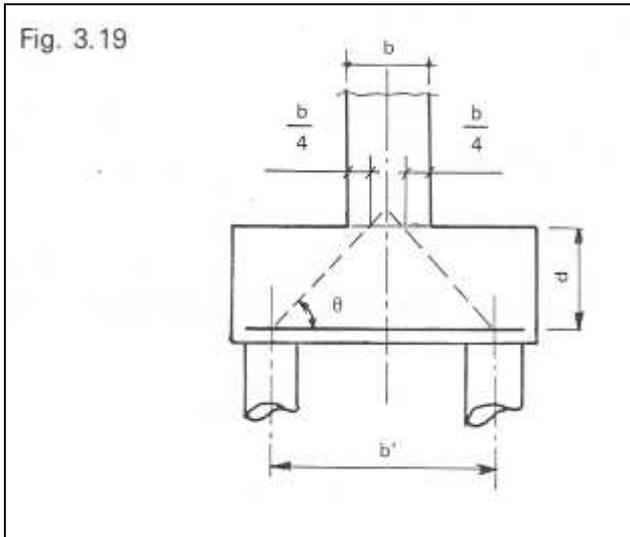
$d$  représente ici la hauteur utile moyenne des deux plans d'armatures.

#### 2) Semelles sur pieux (une bielle par pieu)

L'angle d'inclinaison  $\theta$  des bielles sur l'horizontale dans le plan vertical contenant l'axe du poteau et l'axe d'un pieu quelconque, doit être compris entre  $45^\circ$  et  $55^\circ$ . En effet si cet angle est supérieur à  $55^\circ$ , il risque de se produire des glissements des bielles inclinées au voisinage de la jonction semelle-poteau ou semelle-mur. Si cet angle est inférieur à  $45^\circ$ , la semelle manque de rigidité, et la section d'armatures équilibrant la traction résultante devient importante.

La double condition  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ , qui correspond à  $1 \leq \text{tg}\theta \leq 1,4$ , entraîne les conditions suivantes pour la hauteur utile  $d$  :

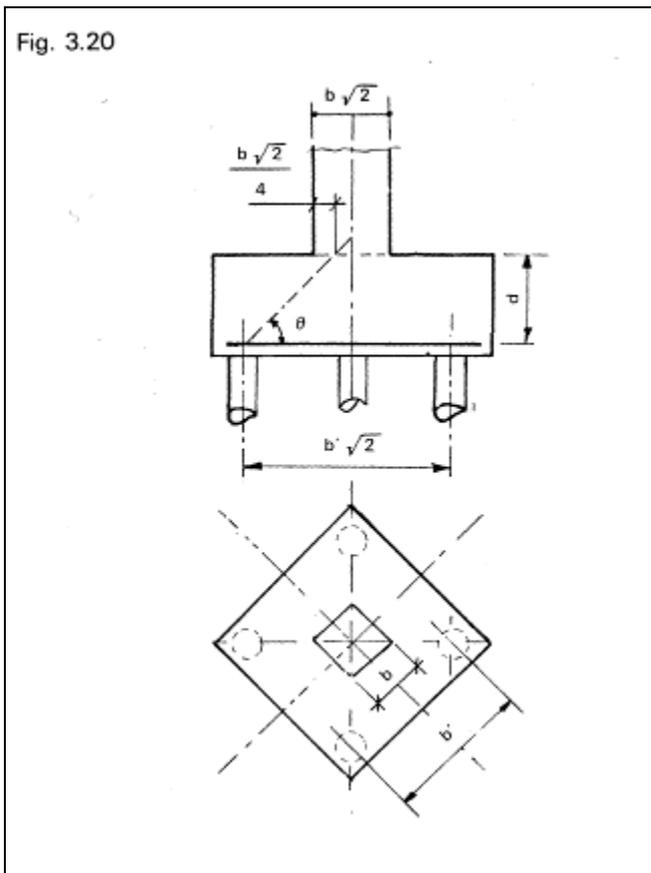
a) Semelle sur deux pieux (fig. 3.19).



$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}} \text{ d'où}$$

$$0,5(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0,7(b' - \frac{b}{2})$$

b) Semelle carrée sur quatre pieux (une bielle par pieu, l'axe de chacune d'elles étant contenu dans un plan diagonal, fig. 3.20), chargée par un poteau de section également carrée :



$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\sqrt{2}(\frac{b'}{2} - \frac{b}{4})} \text{ d'où}$$

$$0,7(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq (b' - \frac{b}{2})$$

## 3.6. MÉTHODE GÉNÉRALE

Cette méthode, préconisée par le Comité Euro-International du Béton (1) [3.5], consiste à calculer les moments fléchissants et les efforts tranchants dans certaines sections. Elle diffère totalement dans son principe de la méthode des bielles. Chacune de ces deux méthodes forme un tout cohérent ; il ne saurait être question de les utiliser *indifféremment*.

La méthode générale a l'avantage d'être applicable à toutes les semelles quels que soient leur forme et les cas de charges envisagés, contrairement à la méthode des bielles qui, en principe et en toute rigueur, ne peut s'appliquer qu'aux cas de semelles symétriques soumises uniquement à un effort vertical centré.

Les sollicitations à prendre en compte pour le calcul de la semelle doivent tenir compte des conditions réelles de liaison du poteau (ou mur) à la semelle et notamment, si la base de l'élément supporté n'est pas articulée sur la semelle, ce qui est le cas le plus fréquent, de toute excentricité additionnelle ou effet du deuxième ordre dont il a été tenu compte dans le calcul de cet élément.

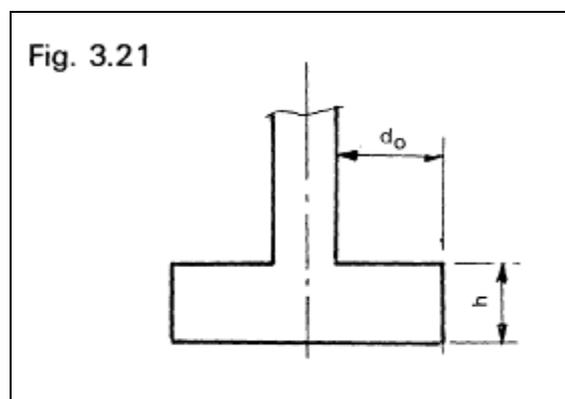
### • Domaine d'application

#### a) Semelle sur sol :

$d_0$  étant le débord (distance entre une face du poteau et la face verticale de la semelle dans la même direction, fig. 3.21) il faut avoir, dans chaque sens :

$$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2d_0$$

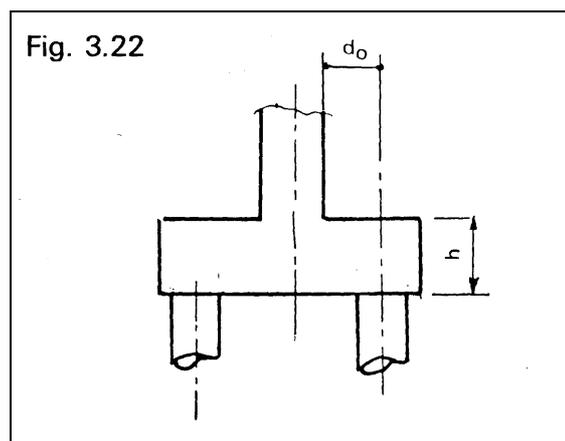
où  $h$  désigne la hauteur totale de la semelle.



#### b) Semelles sur pieux :

$d_0$  étant le débord maximal c'est-à-dire la plus grande distance entre une face quelconque du poteau et le plan parallèle à celle-ci qui contient l'axe du pieu le plus éloigné (fig. 3.22) il faut avoir :

$$d_0 \leq h \leq 2h_0$$



(1) Devenu depuis la Fédération Internationale du Béton ( fib )

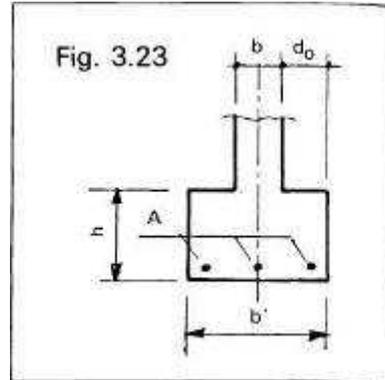
# 4. SEMELLES SUR SOL

## 4.1. SEMELLES CONTINUES SOUS MURS «NON ARMÉES» TRANSVERSALEMENT

Une semelle continue peut ne pas comporter d'armatures dans le sens perpendiculaire au mur lorsqu'elle est :

– soumise à une charge verticale centrée et uniforme le long du mur ;

– telle que :  $h \geq 2 d_o$  avec  $d_o = \frac{b' - b}{2}$

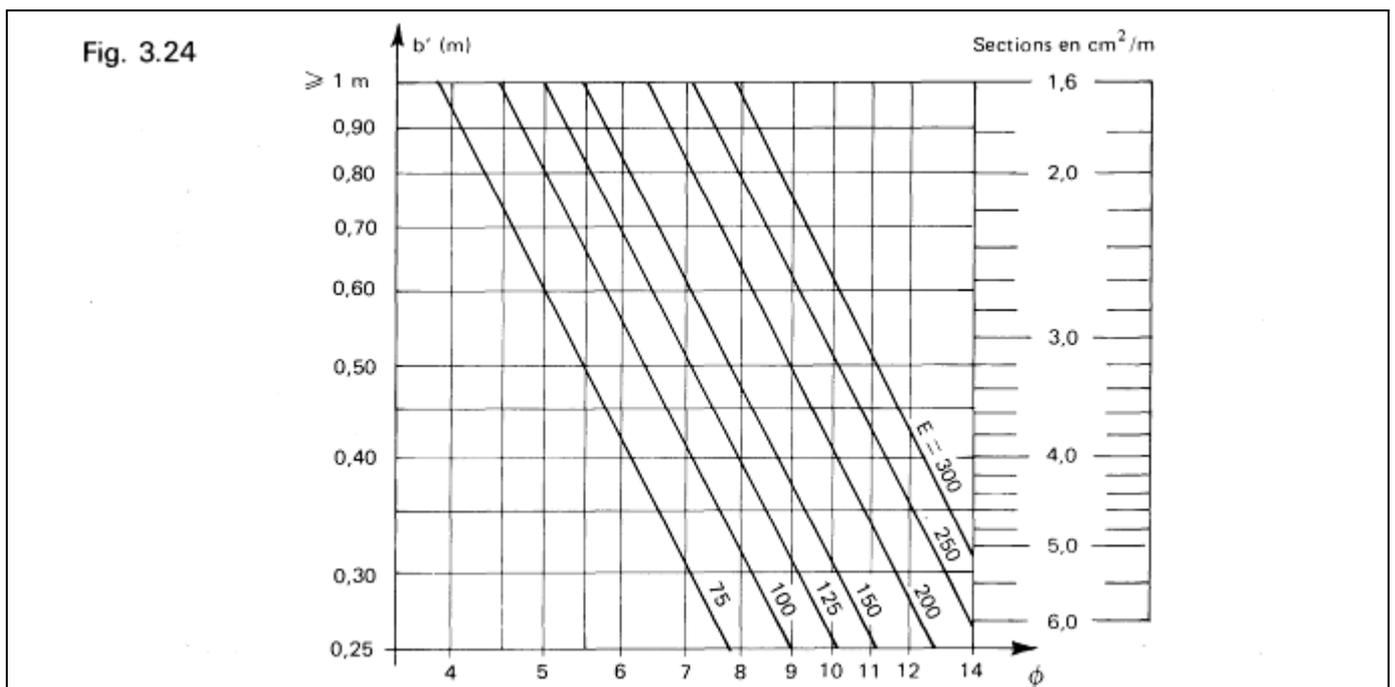


Il est cependant nécessaire de placer à la partie inférieure un treillis soudé dont les diamètres et espacements des fils placés **parallèlement au mur** peuvent être choisis à l'aide du diagramme de la figure 3.24 (dans lequel les espacements doivent être pris à **gauche** du point d'intersection ( $\emptyset$  ;  $b'$ )).

### Exemple de calcul :

Données:

Charge ultime à la base du mur	$p_u$	=	40 kN = 0,04 MN/m
Largeur du mur	$b$	=	0,20 m
Contrainte limite du sol	$q_u$	=	0,2 MPa d'où $\sigma_q = 0,1$ MPa
Résistance du béton	$f_{c28}$	=	25 MPa d'où $f_{t28} = 2,1$ MPa (chapitre 1, titre 2.1,4)



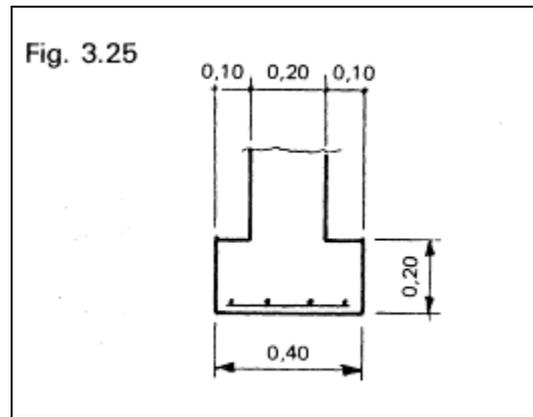
Le choix des dimensions résulte des conditions suivantes :

$$b' \geq \frac{p_u}{\sigma_q} = \frac{0,04}{0,1} = 0,4 \text{ m}$$

$$d_o = \frac{b' - b}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$h \geq 2d_o \text{ soit } h \geq 0,20 \text{ m}$$

On retient donc  $h = 0,20 \text{ m}$  (fig. 3.25)



Pour les armatures parallèles au mur, le diagramme 3.24 donne, pour  $b' = 0,40 \text{ m}$  lu sur l'échelle verticale, le choix entre :

$\varnothing 7, E = 75$  ;  $\varnothing 8, E = 125$  ou  $E = 100$  ;  $\varnothing 9, E = 150$ ,

les autres solutions, telle que  $\varnothing 10, E = 200$ , ne pouvant convenir (droite «E» à droite et non à gauche du point d'intersection  $\varnothing; b'$ ).

On retient  $\varnothing 8, E = 100$  ce qui correspond à un panneau standard ST 50 (4 fils longitudinaux sur la largeur de  $0,40 \text{ m}$ ).

## 4.2. SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UNE CHARGE UNIFORME ET CENTRÉE

Dans ce cas, la «méthode des bielles» constitue la méthode de calcul la plus simple et la plus rapide.

Dans cette méthode on admet que, sous la combinaison d'actions la plus défavorable à l'état-limite ultime, la pression sur le sol :

- est uniforme et au plus égale à la contrainte limite  $\sigma_q$
- s'exerce sur toute la surface inférieure de la semelle.

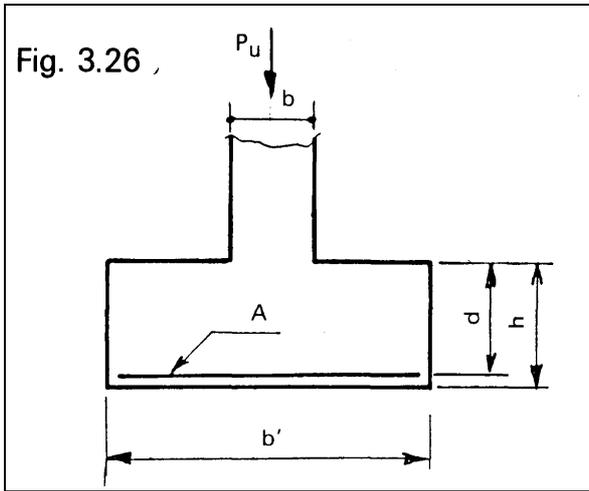
### 4.2,1. choix des dimensions

– **Hauteur** : La hauteur utile des armatures de la semelle perpendiculaires au mur (voir figure 3.26) doit satisfaire à la double condition :

$$\frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b$$

La hauteur totale de la semelle est déterminée de manière à respecter les enrobages minimaux « c » (voir chapitre 1, titre 2.3,1.). A défaut d'autres précisions on adopte  $c \geq 3 \text{ cm}$ . Pour un terrain de fondation rocheux ( $\sigma_q \geq 0,75 \text{ MPa}$ ), il y a lieu de vérifier systématiquement la condition de non-cisaillement explicitée ci-après.

– **Largeur** : A moins que les conditions de tassement admissible ne soient prédominantes, la largeur  $b'$  de la semelle est déterminée par la vérification à l'état-limite ultime de résistance vis-à-vis du sol (voir paragraphe 3.3,1-b) :



$$b' \geq \frac{p_u + 1,35 g_0}{\sigma_q}$$

avec :  $p_u$  = charge ultime à la base du mur par unité de longueur de semelle ;  
 $g_0$  = poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent.

Condition de non-cisaillement (sol rocheux) :

$$h \geq \frac{p_u \gamma_b}{0,15 f_{c28}} \left( 1 - \frac{b + 2h}{b'} \right)$$

soit, pour le cas le plus fréquent où  $\gamma_b = 1,5$

$$h \geq \frac{10 p_u}{f_{c28}} \left( 1 - \frac{b + 2h}{b'} \right)$$

## 4.2.2. fils perpendiculaires au mur

La section de ces fils est donnée par la formule :

$$A = k p_u \frac{b' - b}{2} \quad (\text{cm}^2/\text{m}, \text{MN}/\text{m}, \text{m}) \quad \text{formule [3.1]}$$

où  $k$  prend les valeurs du tableau II ci-après.

Tableau II

	Fissuration de la semelle		
	peu préjudiciable	préjudiciable	très préjudiciable
$k^{(*)}$	2,87	3,16	4,31

(\*) – Fissuration peu préjudiciable :  $k = \frac{1,15 \times 10^4}{500 \times 8} = \frac{11,5}{4} = 2,87$

(\*) – Fissuration préjudiciable :  $k = \frac{1,1 \times 11,5}{4} = 1,1 \times 2,87$

(\*) – Fissuration très préjudiciable :  $k = \frac{1,5 \times 11,5}{4} = 1,5 \times 2,87$

L'abaque 3.27 donne directement, pour le cas de la fissuration peu préjudiciable, les couples ( $\emptyset$ ,  $s$  ou  $d$ ,  $e$  suivant la désignation ADETS) à prévoir en fonction de  $p_u$  et du rapport :

$$\frac{d_o}{d} = \frac{b' - b}{2d}$$

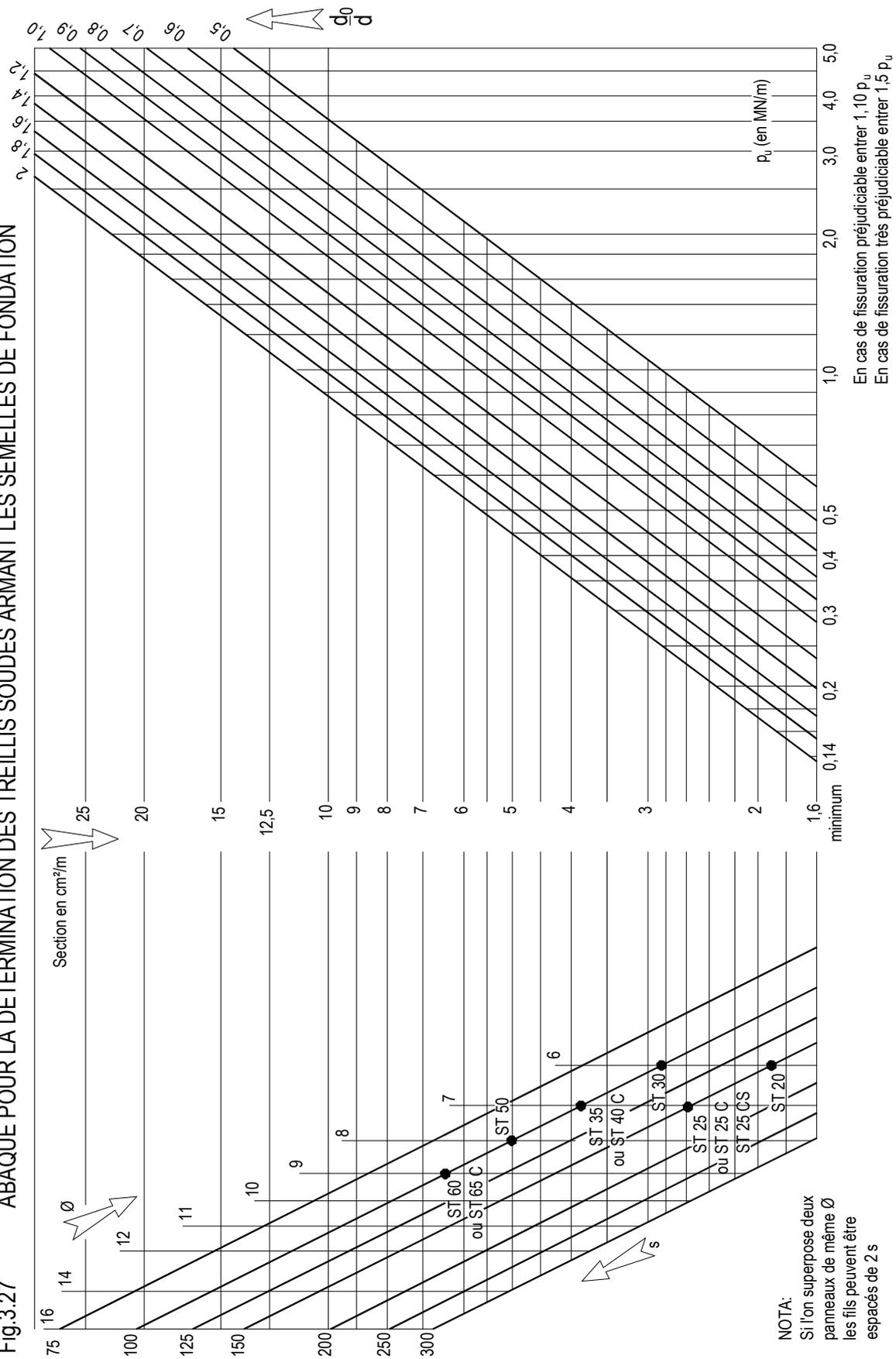
L'espacement à retenir doit être lu à **droite** de la verticale correspondant au diamètre choisi.

## 4.2.3. arrêt des fils perpendiculaires au mur

Pour un panneau, la contrainte d'adhérence maximale des fils perpendiculaires au mur est égale à :

$$\tau_s = k' \frac{p_u (b' - b)}{b' d} \quad (\text{MPa}, \text{MN}/\text{m}, \text{m}) \quad \text{formule [3.2]}$$

Fig.3.27 ABAQUE POUR LA DETERMINATION DES TREILLIS SOUDES ARMANT LES SEMELLES DE FONDATION



La grandeur  $k' = \frac{500}{m \pi \varnothing}$ , où  $m$  représente le nombre de fils de diamètre  $\varnothing$  (mm) par mètre, est donnée, pour les produits standard, par le tableau III ci-après. Lorsqu'on superpose deux panneaux totalisant par mètre,  $m_1$  fils de diamètre  $\varnothing_1$  et  $m_2$  fils de diamètre  $\varnothing_2$ , il faut prendre :

$$k' = \frac{500}{\pi (m_1 \varnothing_1 + m_2 \varnothing_2)}$$

### Tableau III. – Valeurs de $k'$

(les valeurs du tableau supposent que, dans le cas de panneaux superposés, les sections S sont placées dans la même direction).

**Tableau III-1. – Valeurs de  $k'$  (\*) dans le sens de la section la plus élevée en  $\text{cm}^2/\text{m}$ .**

Panneau standard	Utilisé seul	Superposé parallèlement à un panneau						
		ST 10	ST 20	ST 25 ST 25 C ST 25 CS	ST 30	ST 35 ou ST 40 C	ST 50 ou ST 50 C	ST 60 ou ST 65 C
ST 10	5,79	2,89	2,36	2,15	1,82	1,63	1,48	1,35
ST 15 C	5,30	2,65	2,27	2,08	1,77	1,59	1,45	1,33
ST 20	3,98	2,36	1,99	1,85	1,59	1,45	1,33	1,22
ST 25 ou ST 25 C	3,41	2,15	1,84	1,71	1,49	1,36	1,26	1,16
ST 30	2,65	1,82	1,59	1,49	1,33	1,22	1,14	1,06
ST 35 ou ST 40 C	2,27	1,63	1,45	1,36	1,22	1,14	1,06	0,99
ST 50 ou ST 50 C	1,99	1,48	1,33	1,26	1,14	1,06	0,99	0,94
ST 60 ou ST 65 C	1,77	1,35	1,22	1,16	1,06	0,99	0,94	0,88

(\*) dimension inverse d'une longueur ( $\text{m}^{-1}$ )

**Tableau III-2. — Valeurs de  $k'$  (\*) dans le sens de la section la plus faible en  $\text{cm}^2/\text{m}$ .**

Panneau standard	Utilisé seul	Superposé parallèlement à un panneau								
		ST 10	ST 15 C	ST20 / ST 25 ST 30 / ST 35	ST 50	ST 60	ST 25 C	ST 40 C	ST 50 C	ST 65 C
ST 10	5,79	2,89	2,77	3,13	2,94	2,36	2,15	1,63	1,48	1,35
ST 15 C	5,30	2,77	2,65	2,98	2,81	2,27	2,08	1,59	1,45	1,33
ST 20 ST 25 ST 30 ST 35	6,82	3,13	2,98	3,41	3,18	2,51	2,27	1,71	1,54	1,40
ST 50	5,97	2,94	2,81	3,18	2,98	2,39	2,17	1,65	1,49	1,36
ST 60	3,98	2,36	2,27	2,51	2,39	1,99	1,84	1,45	1,33	1,22
ST 25 C	3,41	2,15	2,08	2,27	2,17	1,84	1,71	1,36	1,26	1,16
ST 40 C	2,27	1,63	1,59	1,71	1,65	1,45	1,36	1,14	1,06	0,99
ST 50 C	1,99	1,48	1,45	1,54	1,49	1,33	1,26	1,06	0,99	0,94
ST 65 C	1,77	1,35	1,33	1,40	1,36	1,22	1,16	0,99	0,94	0,88

(\*) dimension inverse d'une longueur ( $\text{m}^{-1}$ ).

La contrainte d'adhérence calculée par la formule [3.2] doit être comparée à  $\tau_{su} = 1,35 f_{t28}$  ( $f_{t28}$ , chapitre 1, titre 2.1,4) :

- si  $\tau_s > \tau_{su}$ , les extrémités des fils doivent être munies de crochets normaux ou équivalents ;
- si  $0,5 \tau_{su} < \tau_s \leq \tau_{su}$ , les fils sont droits et s'étendent d'un bord à l'autre de la semelle ;
- si  $\tau_s \leq 0,5 \tau_{su}$ , il est possible de prévoir deux panneaux superposés, avec fils de longueurs différentes ( $b'$  et  $0,75 b'$ ) ou de même longueur ( $0,85 b'$ ) mais disposés «en portefeuille».

#### 4.2,4. fils parallèles au mur

Si le sol est homogène, les diamètres et espacements peuvent être déterminés en fonction de la largeur  $b'$  de la semelle au moyen du diagramme de la figure 3.24 (entrée dans le diagramme par la gauche), sans que la section par mètre puisse être inférieure à  $A/5$  (entrée dans le diagramme par la droite).

Si le sol est hétérogène ou s'il existe des ouvertures à la base du mur, la semelle est à calculer comme une poutre encastree franchissant la zone de mauvais terrain ou s'appuyant sur les deux parties du mur encadrant l'ouverture, et chargée par les réactions du sol à l'aplomb de celle-ci.

#### 4.2,5. exemple de calcul

Semelle sur sol homogène fondée à - 1 m, supportant un voile de 0,20 m de largeur ( $b = 0,20$ ).

*Données:* Charge ultime à la base du voile  $p_u = 0,22$  MN/m  
 Contrainte limite du sol  $q_u = 0,35$  MPa d'où  $\sigma_q = 0,175$  MPa  
 Béton  $f_{c28} = 25$  MPa d'où  $f_{t28} = 2,1$  MPa (chapitre 1.2.1,4)  
 Poids volumique des terres :  $18$  kN/m<sup>3</sup>  
 Fissuration de la semelle peu préjudiciable

##### a) Dimensionnement :

- Largeur estimée

$$b' \geq \frac{p_u}{\sigma_q} = \frac{0,22}{0,175} = 1,25 \text{ m} . \text{ On prend } b' = 1,5 \text{ m}$$

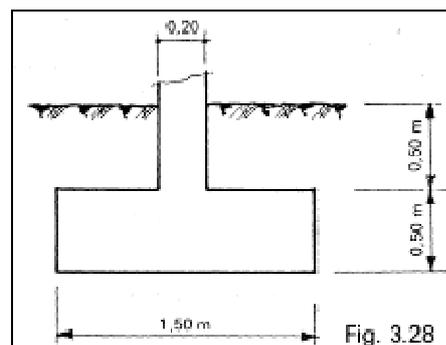
$$\frac{b'-b}{4} \leq d \leq b'-b \text{ donne } 0,33 \leq d \leq 1,30 \text{ m} . \text{ On prend } h \approx (d + 0,03) = 0,50 \text{ m}$$

##### b) Vérification :

$$g_o = \text{poids propre de la semelle et poids propre des terres situées au-dessus} \\ = 0,025 \times 1,5 \times 0,5 + 0,018 \times 1,3 \times 0,5 = 0,0305 \text{ MN/m}$$

$$p_u + 1,35 g_o = 0,261 \text{ MN/m}$$

$$\frac{p_u + 1,35 g_o}{b'} = \frac{0,261}{1,5} = 0,174 \text{ MPa} < \sigma_q$$



La formule [3.1] donne, avec  $k = 2,87$  (tableau II),  $p_u = 0,22 \text{ MN/m}$ ,  $b - b' = 1,30 \text{ m}$  et  $d = 0,47 \text{ m}$ , pour les armatures perpendiculaires au mur :

$$A = 2,87 \times 0,22 \times \frac{1,30}{0,47} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

En utilisant l'abaque 3.27, on trouve directement, pour  $p_u = 0,22 \text{ MN/m}$  et  $\frac{d_o}{d} = \frac{b'-b}{2d} = 1,38$  :

$A = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ , avec les combinaisons possibles 5,5/125 ou 5,5/100, 6/150 ou 6/125 ou 6/100, etc... (lecture des espacement à droite du diamètre). La combinaison 6/150 correspond à un panneau standard ST 20. Il faut voir si ce panneau fournit la section nécessaire pour les armatures parallèles au mur. Le diagramme de la figure 3.24 indique que, pour le sens parallèle au mur, la section doit être d'au moins  $1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$  (valeur supérieure à  $A/5 = 0,36 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Or le panneau ST 20 ne fournit qu'une section de  $1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Il ne convient donc pas.

Finalement, on retient pour le ferrailage de la semelle deux panneaux ST 10 superposés parallèlement ( $\varnothing 5,5$ ,  $E = 200 \text{ mm}$  pour chacun et dans chaque sens), ce qui conduit à :

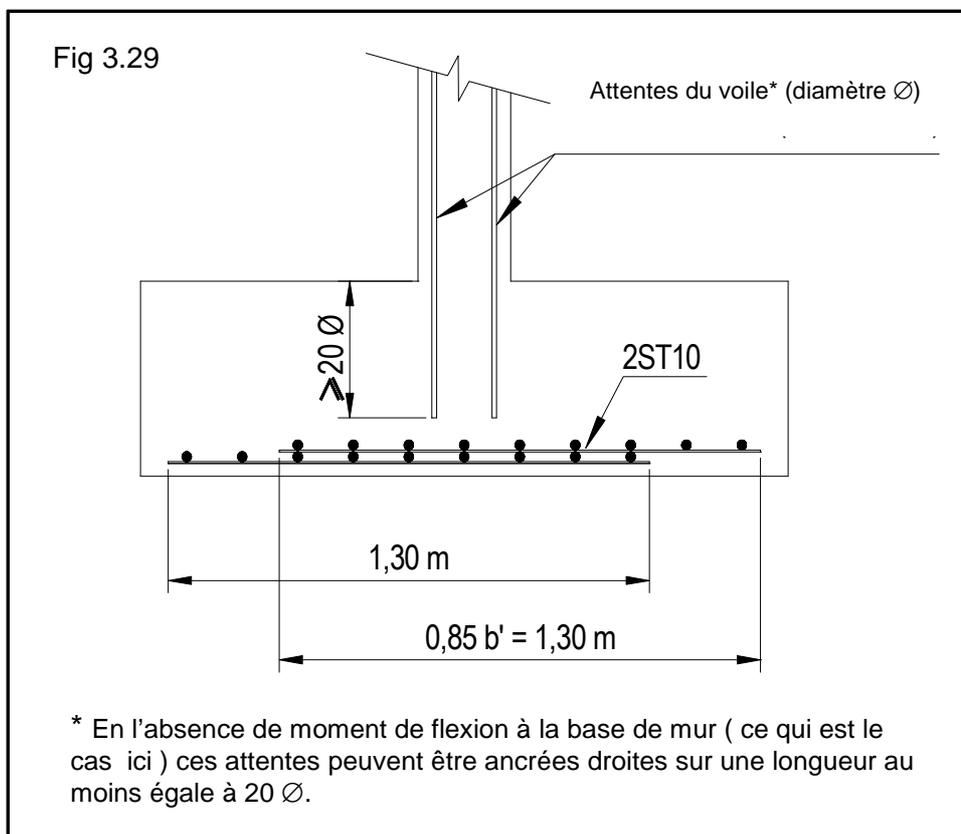
- perpendiculairement au mur, une section de  $2 \times 1,19 = 2,38 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,8$  requis,
- parallèlement au mur, une section de  $2 \times 1,19 = 2,38 \text{ cm}^2/\text{m} > 1,6$  requis.

### c) Arrêt des fils :

La formule [3.2] avec  $k' = 2,89$  correspondant aux deux ST 10 choisis (tableau III-1) conduit à :

$$\tau_s = 2,89 \times \frac{0,22}{1,5} \times \frac{1,30}{0,47} = 1,17 \text{ MPa}$$

Cette valeur est inférieure à  $0,5 \tau_{su} = 0,5 (1,35 f_{t28}) = 1,42 \text{ MPa}$ . En conséquence on peut mettre les deux panneaux en portefeuille (fig.3.29), en disposant chacun d'eux sur  $0,85 b' = 1,30 \text{ m}$ .



## 4.3. SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION

Dans ce cas il convient d'appliquer la méthode générale.

Dans cette méthode, on admet que, sous la combinaison d'actions la plus défavorable à l'état-limite ultime, la pression sur le sol :

- est uniforme et au plus égale à la contrainte limite  $\sigma_q$  ;
- s'exerce sur une aire dont le centre de gravité est confondu avec le point de passage de la résultante des forces extérieures dans la section de base de la semelle.

### 4.3,1. choix des dimensions

– hauteur  $h$  :  $\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2d_0$

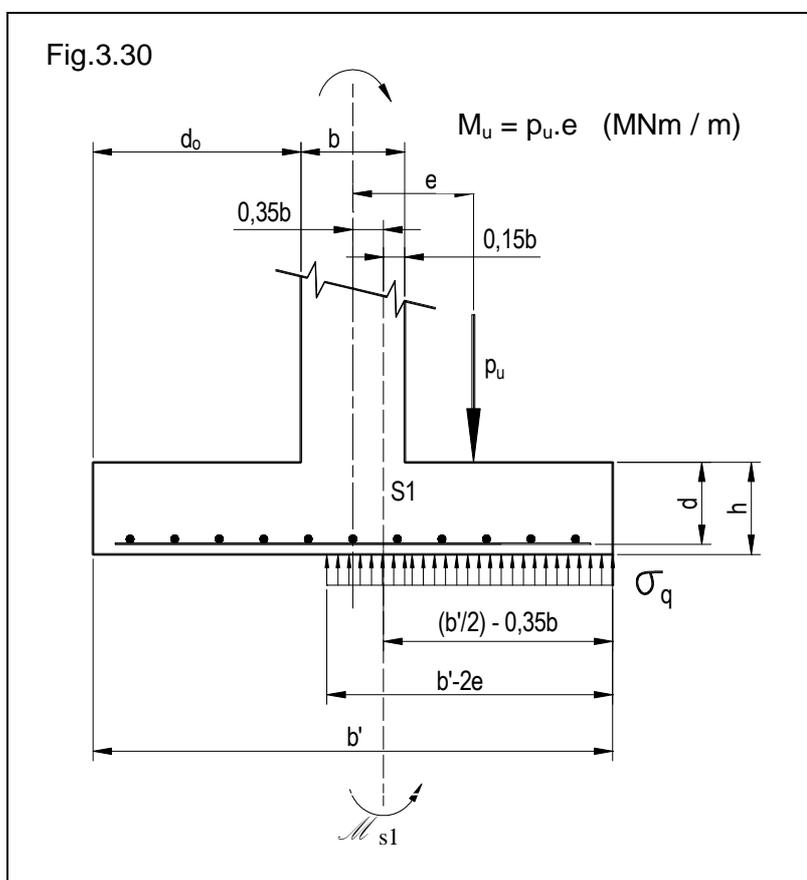
– Largeur  $b'$  :  $b' \geq 2e + \frac{1,35g_0 + p_u}{\sigma_q}$

avec  $g_0$  poids propre par unité de longueur de la semelle et des terres qui la surmontent  
 $p_u$  résultante des forces verticales par unité de longueur, à la base du mur,  
à l'état-limite ultime

$e$  excentricité de  $p_u$ , y compris l'excentricité additionnelle et les effets du second ordre  
(fig. 3.30)

$\sigma_q$  voir 3.3,1

$d_0$  voir 3.6,a



### 4.3,2. moment fléchissant dans la section $S_1$

L'armature transversale (perpendiculaire au mur) inférieure de la semelle est déterminée par les sollicitations agissant dans la section  $S_1$  définie conventionnellement comme suit :

La section  $S_1$  est la surface plane normale à la surface d'appui et située à une distance du plan axial du mur égale à  $0,35 b$ , du côté où s'exerce  $p_u$ ,  $b$  étant l'épaisseur du mur.

**Remarque :**

*On ne considère pas la section au nu du mur, car la valeur du moment croît entre ce nu et le plan axial du mur. Le décalage de  $0,15 b$  en retrait par rapport au nu du mur, permet de tenir compte de ce fait.*

Deux cas peuvent se présenter :

a) Si  $e < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$  : la section  $S_1$  coupe le diagramme des réactions du sol (fig. 3.31) :

Dans ce cas :

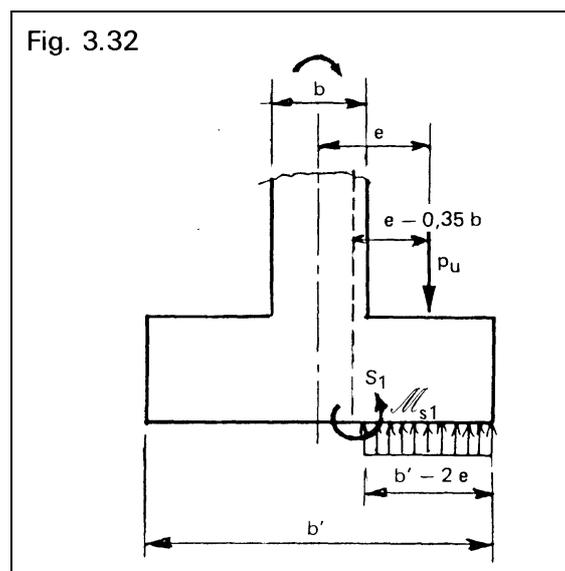
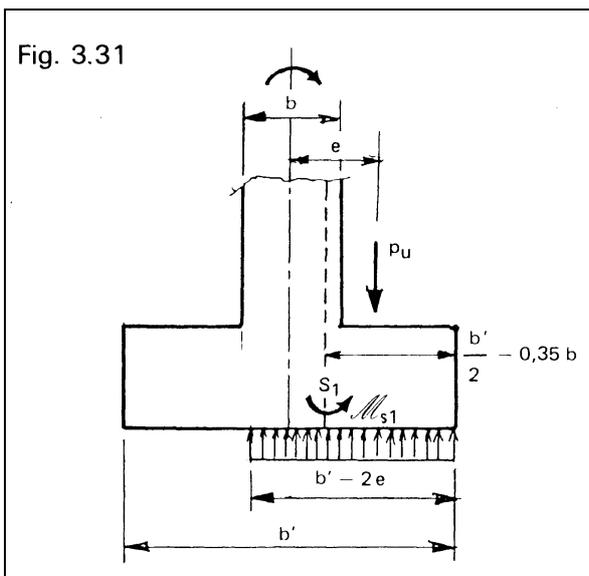
$$\mathcal{M}_{s1} = \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 \frac{p_u}{2(b' - 2e)} \quad (\text{MNm/m, MN/m, m}) \quad \text{formule [3.3]}$$

b) Si  $e \geq \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$  : le diagramme des réactions du sol est tout entier au-delà de la section  $S_1$

(voir fig. 3.32).

Dans ce cas :

$$\mathcal{M}_{s1} = p_u (e - 0,35b) \quad (\text{MNm/m, MN/m, m}) \quad \text{formule [3.4]}$$



La section du treillis soudé déterminée à l'état-limite ultime à partir de  $\mathcal{M}_{s1}$  est valable dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable. Elle doit être majorée :

- de 10% lorsque la fissuration de la semelle est considérée comme préjudiciable ;
- de 50 % lorsque cette fissuration est considérée comme très préjudiciable.

### 4.3.3. arrêt des fils du treillis soudé

Les bandes de treillis soudé doivent couvrir la totalité de la largeur de la semelle (une disposition « en portefeuille », par exemple, comme sur la fig.3.29, n'est pas autorisée). En outre :

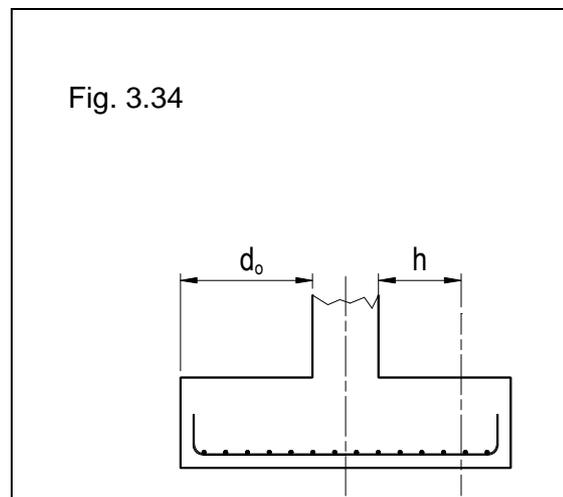
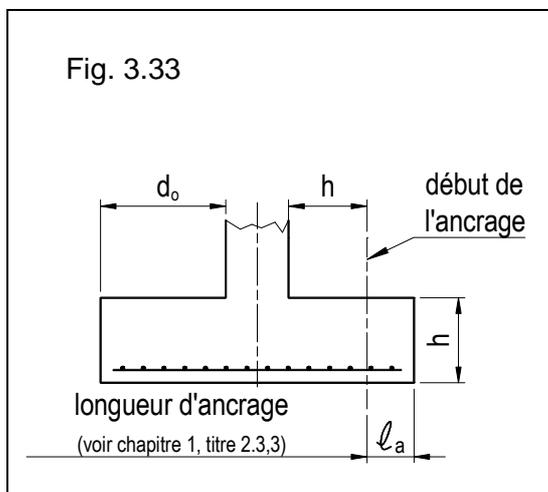
a) si  $d_o \leq h$

Les fils du treillis doivent être munis de crochets normaux ou d'ancrages courbes équivalents, et s'étendre jusqu'au voisinage immédiat du bord extérieur de la semelle.

Dans ce cas, il n'y a pas à vérifier la condition d'adhérence des fils s'il a été prévu au moins quatre fils par mètre de largeur de semelle.

b) si  $d_o > h$

Dans ce cas, l'ancrage total des fils du treillis doit être assuré au-delà de la section située à la distance  $h$  du nu du mur (figures 3.33 et 3.34).



On doit de plus vérifier la condition d'adhérence qui s'écrit :

$$V_{u1} \leq \frac{0,675 d_1 f_{t28}}{k'} \quad (\text{MN/m, m, MPa})$$

$V_{u1}$  effort tranchant dans la section  $S_1$  étant égal à :

$$V_{u1} = \frac{p_u}{2} \cdot \frac{b' - 0,7b}{b' - 2e} \quad \text{si } e < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$$

$$V_{u1} = p_u \quad \text{si } e \geq \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$$

La hauteur  $d_1$  est prise égale à :

$$d_1 = \text{Min} \left[ d ; 1,5 \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right) \right]$$

$k'$  coefficient défini en 4.2-c, tableau III-1.

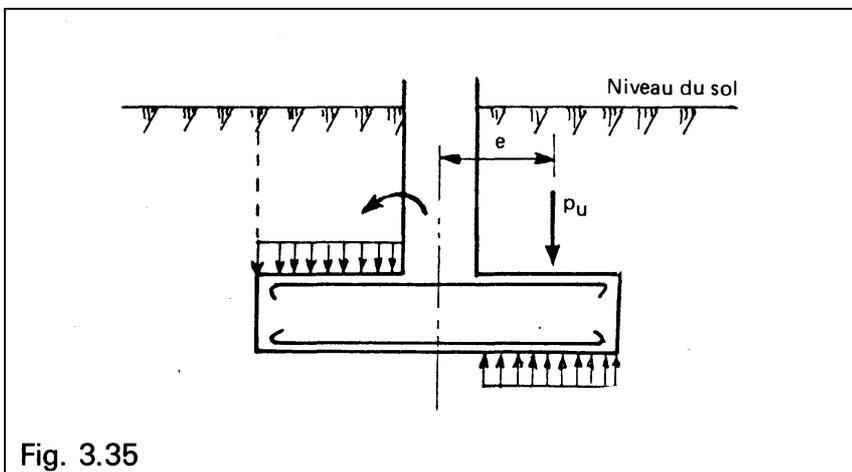
### 4.3.4. fils parallèles au mur

La section en  $\text{cm}^2/\text{m}$  des fils longitudinaux (parallèles au mur) doit être au moins égale au cinquième de la section en  $\text{cm}^2/\text{m}$  des fils dans le sens perpendiculaire. Des vérifications

complémentaires sont à faire dans le cas d'un sol de mauvaise qualité ou d'ouvertures à la base du mur (voir 4.2,4).

### 4.3,5. armatures supérieures

Dans le cas où la résultante des actions extérieures est très excentrée, il y a lieu de déterminer les tractions qui s'exercent à la partie supérieure de la semelle sous l'effet de son poids propre et de celui des terres qui la surmontent, et de les équilibrer par des armatures placées à la partie supérieure, perpendiculairement au mur (calcul en console, figure 3.35).

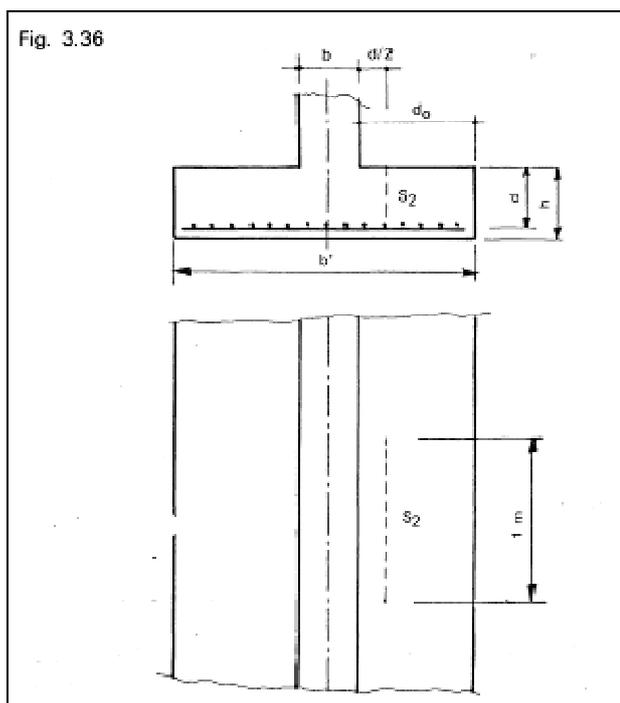


### 4.3,6. effort tranchant

L'effort tranchant de référence  $V_{u2}$ , évalué par unité de longueur de semelle, est la résultante des composantes normales à la surface d'appui des forces appliquées à la semelle d'un même côté de la section de référence  $S_2$  définie ci-après.

#### a) Section de référence $S_2$ :

La section de référence  $S_2$ , perpendiculaire à la surface d'appui de la semelle, est située à une distance  $\frac{d}{2}$  du nu du mur. Sa largeur est prise égale à l'unité de longueur de la semelle (fig. 3.36).



### b) Effort tranchant ultime de référence $V_{u2}$ :

Deux cas peuvent se présenter :

$$- \text{si } e \geq \frac{1}{4}(b' + b + d) \quad V_{u2} = p_u \text{ (MN/m)}$$

$$- \text{si } e < \frac{1}{4}(b' + b + d) \quad V_{u2} = \frac{p_u}{2} \cdot \frac{b' - b - d}{b' - 2e}$$

Une armature d'effort tranchant n'est pas nécessaire si  $V_{u2} \leq \bar{V}_{u2} = 0,067 df_{c28}$ .

## 4.3,7. exemple de calcul

Données:

Contrainte limite du sol	$q_u = 0,27 \text{ MPa}$
Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime (durée d'application supérieure à 24 h)	$p_u = 200 \text{ kN/m}$
Moment de flexion sollicitant la base du mur à l'état-limite ultime	$M_u = 50 \text{ kNm/m}$
Largeur du mur	$b = 0,20 \text{ m}$
Fissuration de la semelle considérée comme préjudiciable	
Résistance caractéristique spécifiée	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### a) Dimensionnement de la semelle :

$$- \text{Excentricité} \quad e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{M_u}{p_u} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ m}$$

$$- \text{Largeur de la semelle} \quad b' \geq 2e + \frac{1,35g_0 + p_u}{\sigma_q} = 2 \times 0,25 + \frac{1,35 \times 0,05 + 0,2}{0,135} = 2,48 \text{ m}$$

(en estimant *a priori*  $g_0$  à  $50 \text{ kN/m} = 0,05 \text{ MN/m}$ )

$$\text{Prenons} \quad b' = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Débord} \quad d_o = \frac{b' - b}{2} = \frac{2,50 - 0,20}{2} = 1,15 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur} \quad h \geq \frac{d_o}{2} = 0,575 \text{ m} ; \text{ on prend : } h = 0,60 \text{ m.}$$

### b) Vérification de la portance du sol :

Poids propre exact de la semelle compte tenu de ses dimensions :

$$g_0 = 0,25 \times 0,6 \times 2,5 = 37,5 \text{ kN/m} = 0,0375 \text{ MN/m} (< 0,050 \text{ MN/m estimés a priori pour déterminer la largeur } b')$$

$$\text{Contrainte du sol : } \sigma = \frac{p_u + 1,35g_0}{b' - 2e} = \frac{0,200 + 1,35 \times 0,0375}{2,5 - 2 \times 0,25} = 0,125 \text{ MPa}$$

On a bien  $\sigma = 0,125 \text{ MPa} < \sigma_q = \frac{q_u}{2} = 0,135 \text{ MPa}$

**c) Armatures**

$$\frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right) = \frac{1}{2} (1,25 + 0,07) = 0,66 \text{ m}$$

$$e = 0,25 \text{ m} < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right) = 0,66 \text{ m} \text{ d'où par la formule [3.3] :}$$

$$\mathcal{M}_{s1} = \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 \frac{p_u}{2(b' - 2e)} = (1,25 - 0,07)^2 \frac{0,2}{2(2,5 - 0,5)} = 0,0696 \text{ MNm/m}$$

$$\left. \begin{aligned} f_{bu} &= \frac{0,85}{\theta} \cdot \frac{f_{c28}^{(1)}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ d &= 0,60 - 0,03 = 0,57 \text{ m} \\ \mu_u &= \frac{0,0696}{(0,57)^2 \times 14,2} = 0,0151 \end{aligned} \right\} k = 23,2 \text{ valeur donnée par l'abaque 2.44 du chapitre 2}$$

d'où  $A = 23,2 \times \frac{0,0696}{0,57} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$  pour une fissuration peu préjudiciable, mais comme, dans le cas considéré, la fissuration est considérée comme préjudiciable, cette section doit être majorée de 10%. On retient donc :  $A \geq 1,10 \times 2,83 = 3,11 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pour réaliser cette section on peut prendre un panneau standard ST 35,

$$S = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m} (\text{Ø } 7 \text{ E} = 100)$$

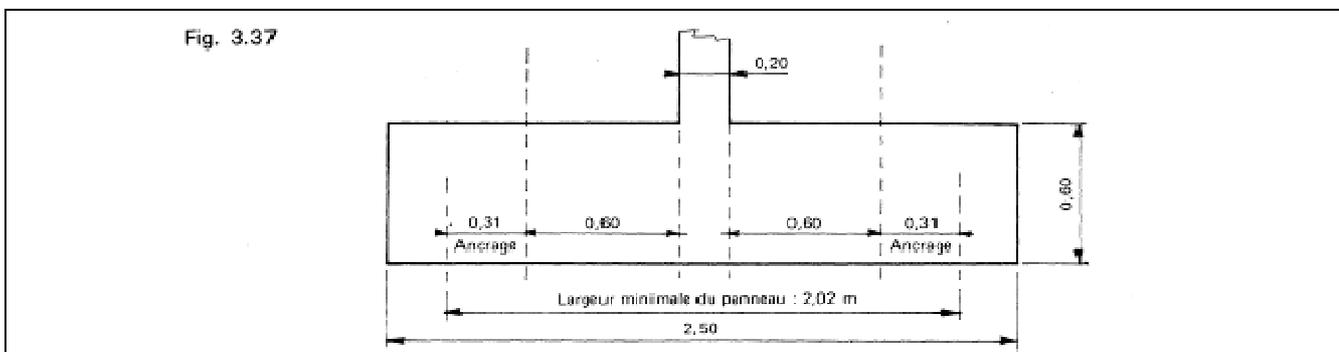
$$s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m} (\text{Ø } 7 \text{ e} = 300)$$

Comme  $d_0 = 1,15 \text{ m}$  est supérieur à  $h = 0,60 \text{ m}$ , l'armature principale doit être totalement ancrée à partir de la section située à  $h = 0,60 \text{ m}$  du nu du mur. Or pour des panneaux dont les fils ont un diamètre de 7 mm, la longueur d'ancrage des fils principaux est  $\ell_s = 44 \text{ Ø} \approx 0,31 \text{ m}$  (chapitre 1, titre 2.3.3).

La longueur minimale du panneau à prévoir doit donc être de :

$$2 (0,60 + 0,31) + 0,20 = 2,02 \text{ m}$$

valeur inférieure à la largeur de la semelle. Il n'est pas nécessaire de prévoir des ancrages courbes, mais on couvrira toute la largeur de la semelle en disposant des panneaux de 2,40 m de longueur.



Il reste à vérifier les conditions relatives à l'adhérence et à l'effort tranchant :

(1)  $\theta = 1$ , puisque la durée d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

**d) Vérification de la condition d'adhérence :**

$$V_{u1} = \frac{p_u}{2} \cdot \frac{b' - 0,7b}{b' - 2e} = \frac{0,2}{2} \times \frac{2,5 - 0,7 \times 0,2}{2,5 - 0,5} = 0,118 \text{ MN/m}$$

$$V_{u1}, \text{ doit être inférieur à } 0,675 \frac{d_1 f_{t28}}{k'}$$

$$\text{avec } d_1 = \text{Min} \left[ d ; 1,5 \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right) \right]$$

$$= \text{Min} [0,57 ; 1,5 (1,25 - 0,35 \times 0,2)] = \text{Min} [0,57 ; 1,77] = 0,57 \text{ m}$$

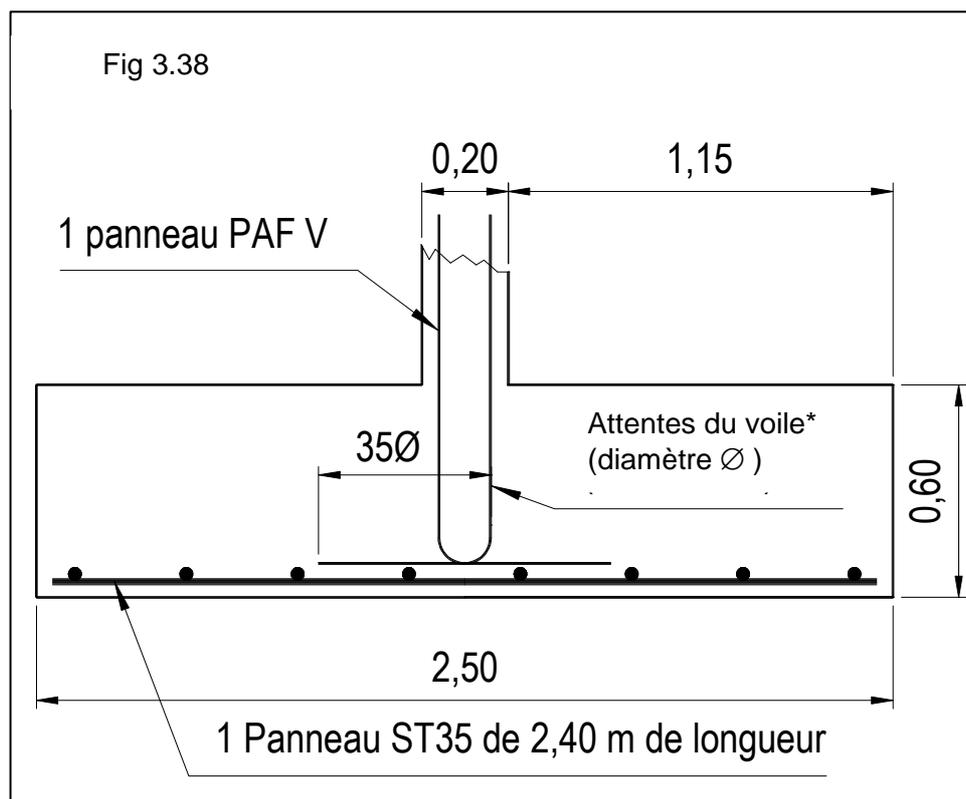
$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$k' = 2,27 \text{ voir tableau III-1}$$

On a bien

$$V_{u1} = 0,118 \text{ MN/m} < 0,675 \frac{0,57 \times 2,1}{2,27} = 0,356 \text{ MN/m}$$

La condition d'adhérence est donc vérifiée.



\* Le retour d'équerre de longueur  $35 \varnothing$  est indispensable pour ces attentes, étant donné le moment fléchissant à la base du mur ; on peut toutefois s'en passer si l'on donne à ces attentes une forme d'épingles à cheveux descendant jusqu'au niveau des armatures de la semelle.

**e) Vérification de l'effort tranchant dans la section  $S_2$**

$$\text{Comme } e = 0,25 \text{ m} < \left( \frac{b' + b + d}{4} \right) = \frac{(2,5 + 0,2 + 0,57)}{4} = 0,817 \text{ m}$$

$$\text{On a } V_{u2} = \frac{p_u}{2} \cdot \frac{b'-b-d}{b'-2e} = \frac{0,2}{2} \cdot \frac{(2,5-0,2-0,57)}{2,5-0,5} = 0,086 \text{ MN/m}$$

$$\text{D'autre part : } \bar{V}_{u2} = 0,067 d f_{c28} = 0,067 \times 0,57 \times 25 = 0,955 \text{ MN/m}$$

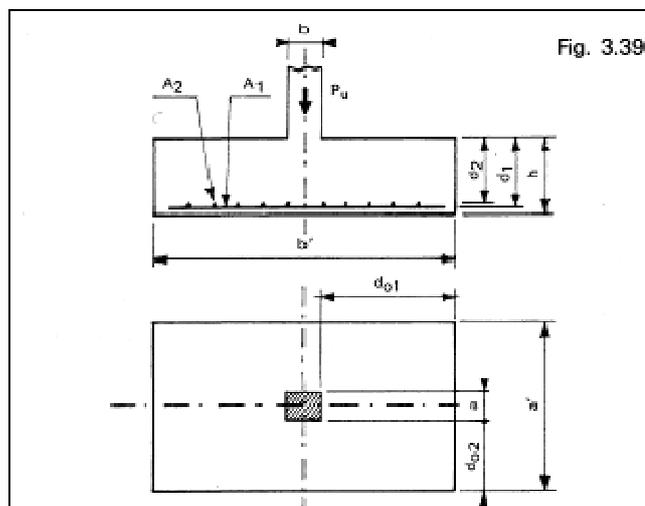
Par conséquent, on a bien  $V_{u2} < \bar{V}_{u2}$  et des armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

## 4.4. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAUX RECTANGULAIRES SOU MIS À UN EFFORT CENTRÉ

Pour traiter ce cas la méthode la plus simple et la plus rapide est la méthode des bielles. En toute rigueur cette méthode n'est applicable qu'au cas où la section de base de la semelle et celle du poteau sont homothétiques. On admet cependant que la méthode est encore applicable lorsque cette condition n'est pas remplie, sous réserve que les débords soient sensiblement égaux ( $d_{o1} \approx d_{o2}$ ).

### 4.4,1. choix des dimensions

Les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle puisse être considérée comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements.



#### a) Surface

Les dimensions  $a'$  et  $b'$  en plan de la semelle doivent être telles que :

$$a'b' \geq \frac{P_u + 1,35 G_o}{\sigma_q}$$

avec  $P_u$  résultante des forces verticales à l'état-limite ultime à la base du poteau et  $G_o$  poids propre de la semelle.

## b) Hauteur

Soit  $d_{o1}$  le grand débord :  $d_{o1} = \text{Max} \left[ \frac{a'-a}{2}; \frac{b'-b}{2} \right]$  et  $d_{o2}$  le petit.

La hauteur doit être telle que les hauteurs utiles des lits d'armatures parallèles à chaque côté vérifient la condition :

$$\frac{d_{o1}}{2} \leq (d_1 \text{ et } d_2) \leq 2d_{o2} \quad \text{formule [3.4 bis]}$$

De plus dans le cas où les pressions sur le sol sont très élevées, à moins que  $d_1 \geq d_{o1}$ , il y lieu de procéder à la vérification de non-poinçonnement :

$$(P_u + 1,35 G_o) \left[ 1 - \frac{(a+2h)(b+2h)}{a'b'} \right] \leq 0,09h(a+b+2h) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec  $f_{c28}$  résistance du béton à la compression. ( $\gamma_b = 1,5$  en général).

## 4.4,2. treillis soudé

Le treillis soudé doit être disposé en sorte que les fils les plus bas soient placés dans le sens du grand débord.

Dans le cas où la fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable, la section des fils à disposer par mètre est :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{parallèlement au grand côté } A_1 = 5,75 \frac{P_u}{a'} \times \frac{d_{o1}}{d_1} \\ - \text{parallèlement au petit côté } A_2 = 5,75 \frac{P_u}{a'} \times \frac{d_{o2}}{d_2} \end{array} \right\} \quad (\text{cm}^2/\text{m}, \text{MN}, \text{m}) \quad \text{formules [3.5]}$$

Ces sections doivent être majorées de :

- 10% dans le cas où la fissuration de la semelle est considérée comme préjudiciable.
- 50% dans le cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

L'abaque 3.27 donne directement pour chaque sens les couples diamètre/espacement possibles, ce qui permet de choisir le panneau le mieux approprié (lecture des espacements à *droite* de la ligne verticale correspondant au diamètre choisi).

## 4.4,3. arrêt des fils du treillis soudé

De même que pour les semelles continues sous mur les fils s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminés par des crochets normaux ou autres ancrages courbes équivalents.

Dans chaque direction on peut soit se dispenser des ancrages courbes soit disposer les panneaux en deux lits dont l'un ne couvre pas toute la surface de la semelle, si l'on vérifie dans chaque sens les conditions définies au paragraphe 4.2,3, avec cependant une minoration de 20 % de  $\tau_{su}$ , ce qui conduit, à  $\tau_{su} = 1,1 f_{t28}$ .

## 4.4,4. exemple de calcul

### Données

- Contrainte limite du sol  $q_u = 0,4 \text{ MPa}$
- Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime  $P_u = 700 \text{ kN} = 0,7 \text{ MN}$
- Dimensions du poteau  $\begin{cases} a = 0,25 \text{ m} \\ b = 0,40 \text{ m} \end{cases}$
- La fissuration de la semelle est considérée comme très préjudiciable
- Résistance caractéristique spécifiée du béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### a) Dimensionnement de la semelle :

- Réponse du sol  $\sigma_q = \frac{q_u}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ MPa}$
- Surface de la semelle  $a' b' \geq \frac{P_u + 1,35 G_o}{\sigma_q} = \frac{0,700 + 1,35 \times 0,05}{0,2} = 3,84 \text{ m}^2$

(en estimant *a priori*  $G_o$  à  $50 \text{ kN} = 0,05 \text{ MN}$ )

Prenons  $a' = 1,60 \text{ m}$   
 $b' = 2,50 \text{ m}$  (fig. 3.40)

ce qui correspond à  $a' b' = 4,0 > 3,84 \text{ m}^2$

et  $\frac{b'}{a'} = 1,56 \approx \frac{b}{a} = 1,6$

Les débords valent

$$d_{o1} = \frac{b' - b}{2} = \frac{2,50 - 0,4}{2} = 1,05 \text{ m}$$

$$d_{o2} = \frac{a' - a}{2} = \frac{1,60 - 0,25}{2} = 0,675 \text{ m}$$

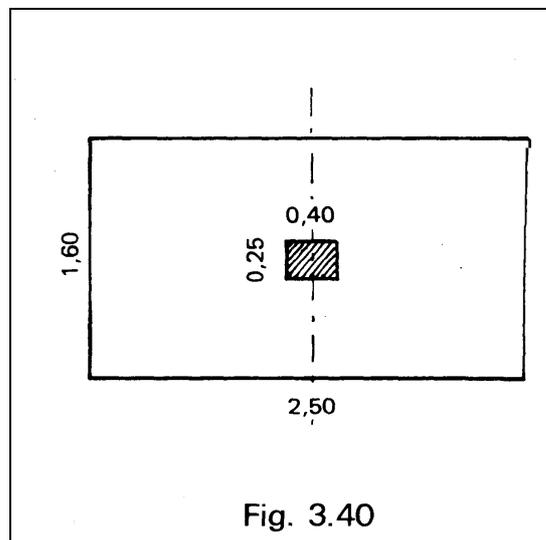
La condition [3.4 bis] donne

$$\frac{1,05}{2} \leq (d_1 \text{ et } d_2) \leq 2 \times 0,675 \text{ m}$$

soit :  $0,525 \text{ m} \leq (d_1 \text{ et } d_2) \leq 1,35 \text{ m}$ .

En adoptant  $h = 0,65 \text{ m}$ , on aura :  $d_1 = 0,61 \text{ m}$   
 $d_2 = 0,60 \text{ m}$

valeurs qui satisfont à la double condition ci-dessus.



Avec la valeur de  $h$  choisie,  $G_o = 65 \text{ kN} > 50 \text{ kN}$  estimé *a priori*. Pour cette nouvelle valeur de  $G_o$ , on trouve que la semelle doit avoir une surface au moins égale à  $3,94 \text{ m}^2$ , ce qui est le cas ( $4 \text{ m}^2$ ). On ne change donc rien.

### b) Choix du treillis soudé :

1 - Si la fissuration avait été peu préjudiciable on aurait eu (formules [3.5]) :

$$A_1 \geq 5,75 \times \frac{0,7}{1,6} \times \frac{1,05}{0,61} = 4,33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_2 \geq 5,75 \times \frac{0,7}{2,5} \times \frac{0,675}{0,6} = 1,82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2 – Comme la fissuration est très préjudiciable, il faut prendre (majoration de 50%):

$$A_1 \geq 1,50 \times 4,33 = 6,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ parallèlement au grand côté ;}$$

$$A_2 \geq 1,50 \times 1,82 = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ parallèlement au petit côté.}$$

ce qui correspond sensiblement à un panneau ST 50 et à un panneau ST 20 superposés parallèlement, le panneau ST 50 ( $\varnothing 8$ ) placé le plus bas ( voir chapitre 1, titre 2.2,2 ) :  
(5,03 + 1,88 = 6,91 cm<sup>2</sup>/m et 1,68 + 1,28 = 2,96 cm<sup>2</sup>/m).

En utilisant l'abaque 3.27 on aurait trouvé directement :

$$\text{– pour } 1,5p_u = \frac{1,5P_u}{a'} = \frac{1,5 \times 0,7}{1,6} = 0,656 \text{ MN/m}$$

$$\text{et } \frac{d_o}{d} = \frac{b'-b}{2d_1} = \frac{2,5-0,4}{2 \times 0,61} = 1,72$$

$$A_1 = 6,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{– pour } 1,5p_u = \frac{1,5P_u}{b'} = \frac{1,5 \times 0,7}{2,5} = 0,42 \text{ MN/m}$$

$$\text{et } \frac{d_o}{d} = \frac{a'-a}{2d_2} = \frac{1,6-0,25}{2 \times 0,6} = 1,125$$

$$A_2 = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### c) Arrêt des fils du treillis soudé :

La contrainte d'adhérence limite vaut (voir 4.4,3)

$$\tau_{su} = 1,1 f_{t28} = 1,1 \times 2,1 = 2,3 \text{ MPa}$$

Or on a :

– pour les fils disposés dans le sens du grand débord (tableau III-1, avec k' en m<sup>-1</sup>):

$$\tau_{su} = k' \cdot \frac{P_u}{b'} \cdot \frac{d_{o1}}{d_1} = 1,33 \times \frac{0,7}{2,5} \times \frac{1,05}{0,61} = 0,64 \text{ MPa}$$

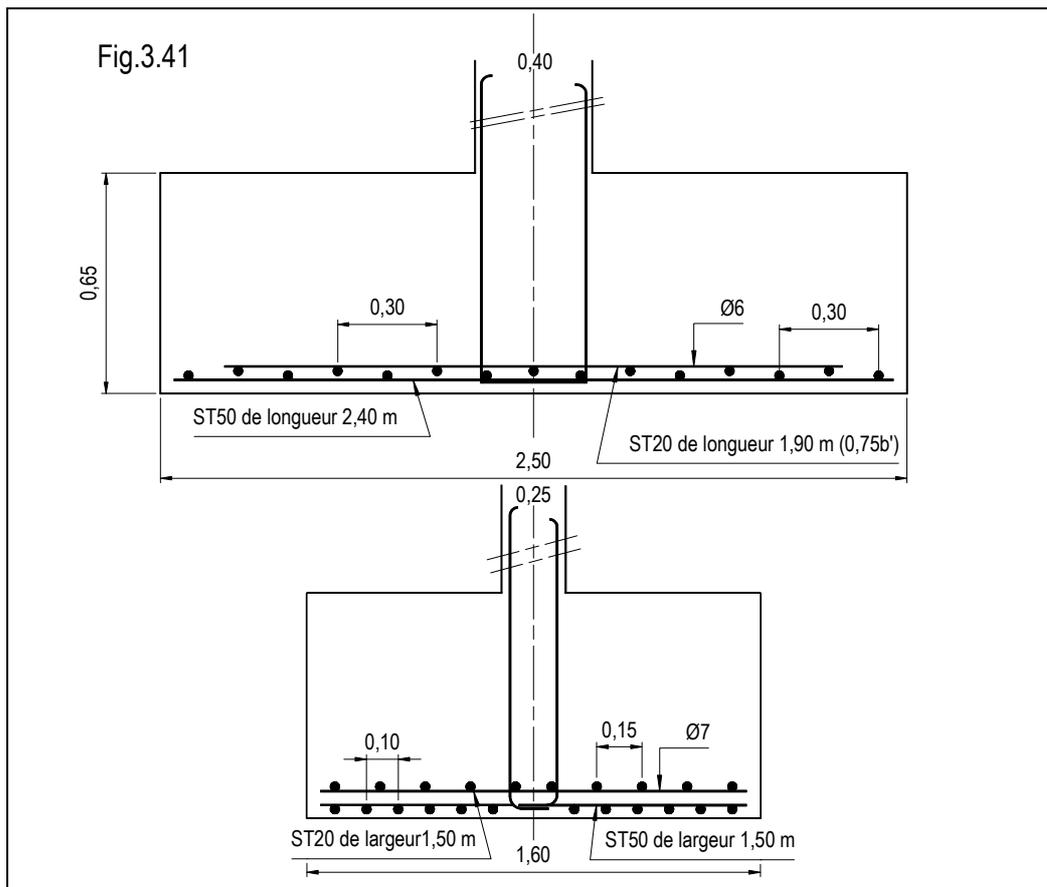
Comme  $\tau_s < \frac{\tau_{su}}{2} = 1,15 \text{ MPa}$  on peut donner aux deux panneaux des longueurs différentes, et placer :

- en partie inférieure le panneau ST 50 en lui donnant une longueur (  $b' - 0,10 \text{ m}$  ) = 2, 40 m,
- et au-dessus, le panneau ST 20 sur une longueur de 0,75  $b' = 1, 90 \text{ m}$ .
- pour les fils disposés dans le sens du petit débord (tableau III-2, avec k' en m<sup>-1</sup>) :

$$\tau_s = k' \cdot \frac{P_u}{a'} \cdot \frac{d_{o2}}{d_2} = 3,18 \times \frac{0,7}{1,6} \times \frac{0,675}{0,6} = 1,57 \text{ MPa}$$

Comme,  $1,15 < 1,57 < 2,3$   $\left( \frac{\tau_{su}}{2} < \tau_s < \tau_{su} \right)$ , les deux panneaux doivent s'étendre d'un bord à l'autre de la semelle.

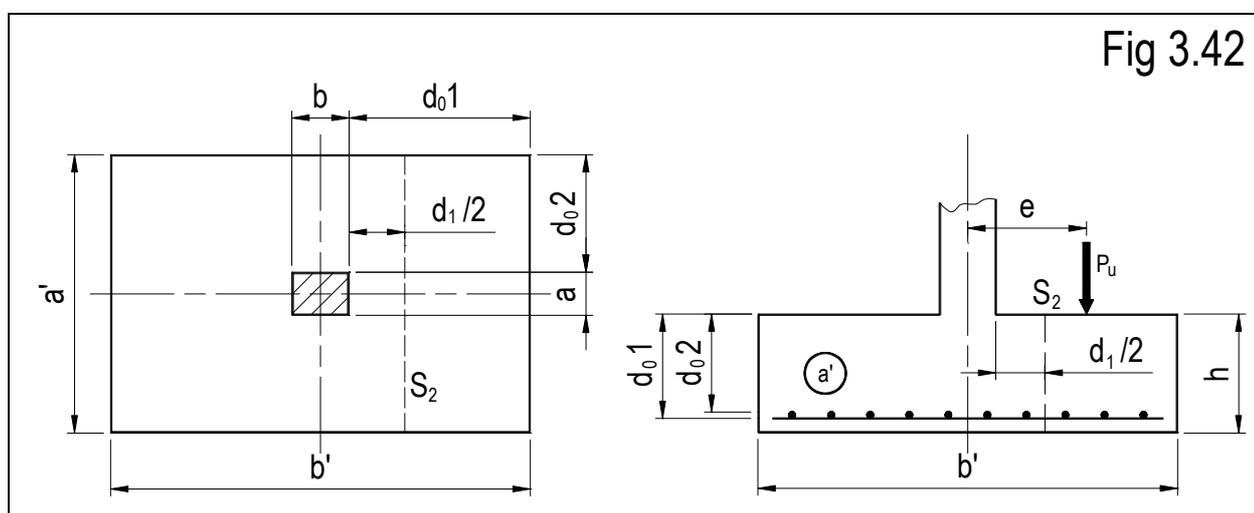
d) Disposition du ferrailage (fig. 3.41) :



## 4.5. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAUX RECTANGULAIRES SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION

Dans ce cas il convient d'appliquer la méthode générale.

### 4.5,1. choix des dimensions



**a) Surface** : elle doit être telle que :  $a'(b'-2e) \geq \frac{1,35G_o + P_u}{\sigma_q}$

avec  $G_o$  : poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent

$P_u$  : résultante des forces verticales à l'état-limite ultime, dans la section de base du poteau

$e$  : excentricité de  $P_u$  (y compris effets du second ordre et excentricité additionnelle).

**b) Hauteur h** : elle doit être telle que :

$$\frac{d_{o1}}{2} \leq h \leq 2d_{o1}$$

où  $d_{o1}$  représente le grand débord (fig. 3.42).

## 4.5.2. moment fléchissant dans la section $S_1$

De même qu'au titre 4.3,2 du présent chapitre ( voir fig 3.31 et 3.32, en remplaçant  $p_u$  par  $P_u$  ), deux cas peuvent se présenter :

a) Si  $e < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$  :

$$\mathcal{M}_{s1} = \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 \frac{P_u}{2(b'-2e)} \quad (\text{MNm, MN, m}) \quad \text{formule [3.6]}$$

b) Si  $e \geq \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$  :

$$\mathcal{M}_{s1} = P_u(e - 0,35b) \quad (\text{MNm, MN, m}) \quad \text{formule [3.7]}$$

La section totale des fils du treillis soudé déterminée à partir de  $\mathcal{M}_{s1}$  correspond au cas où la fissuration est peu préjudiciable ; elle est à majorer :

– de 10% si la fissuration de la semelle est considérée comme préjudiciable.

– de 50 % si cette fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans le sens perpendiculaire  $a'$  (où  $e = 0$ ), la section des fils peut être déterminée :

– soit par la même méthode, en prenant :

$$\mathcal{M}_{s1} = \left( \frac{a'}{2} - 0,35a \right)^2 \frac{P}{2a'} \quad (\text{MNm, MN, m}) \quad \text{formule [3.8]}$$

– soit par la méthode des bielles, en appliquant la formule [3.5] avec  $d_{o2} = \frac{a'-a}{2}$

La section mise en place (en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) ne doit pas être inférieure au cinquième de la section (en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) des fils parallèles au plan de flexion du poteau (sens  $b'$ ).

## 4.5.3. arrêt des fils du treillis soudé

Si  $d_o \leq h$  les fils ne peuvent être arrêtés avant les extrémités de la semelle, où ils doivent être totalement ancrés.

Si  $d_o > h$  l'ancrage total n'est exigé qu'au-delà de la section située à la distance  $h$  du nu du poteau.

Dans ce cas, la vérification de la condition d'adhérence s'effectue comme suit :

a) pour une section  $S_1$  parallèle au côté  $a'$  ( $S_{1a}$ ) :

$$V_{u1} = \frac{P_u}{2} \frac{b' - 0,7b}{b' - 2e} \quad \text{si } e < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$$

$$V_{u1} = P_u \quad \text{si } e \geq \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right)$$

Dans l'un ou l'autre cas il faut vérifier que :

$$V_{u1} \leq \frac{0,54a' d_{1a} f_{t28}}{k'} \quad \text{formule [3.9]}$$

avec  $k'$  tiré du tableau III-1

$$\text{et } d_{1a} = \text{Min} \left[ d_1; 1,5 \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right) \right]$$

$d_1$  hauteur utile dans la section  $S_{1a}$

b) pour une section  $S_1$  parallèle au côté  $b'$  ( $S_{1b}$ )

$$V_{u1} = P_u \frac{a' - 0,7a}{2a'}$$

et la condition à vérifier est :

$$V_{u1} \leq \frac{0,54b' d_{1b} f_{t28}}{k'} \quad \text{formule [3.10]}$$

avec  $k'$  tiré du tableau III-2

$$\text{et } d_{1b} = \text{Min} \left[ d_2; 1,5 \left( \frac{a'}{2} - 0,35a \right) \right]$$

$d_2$  hauteur utile dans la section  $S_{1b}$

#### 4.5.4. armatures supérieures

Se reporter au titre 4.3,5 du présent chapitre.

#### 4.5.5. effort tranchant dans la section $S_2$

La section de référence  $S_2$  parallèle au côté  $a'$  est située à une distance  $\frac{d_1}{2}$  du nu du poteau (voir fig. 3.42).

L'effort tranchant de référence est :

$$- \text{si } e \geq \frac{(b'+b+d_1)}{4} \quad V_{u2} = P_u$$

$$- \text{si } e < \frac{(b'+b+d_1)}{4} \quad V_{u2} = \frac{P_u}{2} \frac{(b'-b-d_1)}{b'-2e}$$

Il faut avoir :

$$V_{u2} \leq \bar{V}_{u2} = 0,067(a+d_1)d_1 f_{c28}$$

## 4.5,6. exemple de calcul

### Données

- Contrainte ultime du sol  $q_u = 0,5 \text{ MPa}$
- Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime (durée d'application supérieure à 24 h)  $P_u = 0,500 \text{ MN}$
- Moment de flexion sollicitant la base du poteau à l'état-limite ultime (y compris effets du 2e ordre)  $M_u = 0,150 \text{ MNm}$
- Dimensions du poteau  $\begin{cases} a=0,40\text{m} \\ b=0,50\text{m} \end{cases}$
- La fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable
- Résistance caractéristique spécifiée du béton  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

### a) Dimensionnement de la semelle :

– Réponse du sol  $\sigma_q = \frac{q_u}{2} = \frac{0,5}{2} = 0,25\text{MPa}$

– Excentricité  $e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{150}{500} = 0,30\text{m}$

#### 1 – Surface de la semelle

En estimant a priori à  $30 \text{ kN} = 0,03 \text{ MN}$  le poids propre de la semelle, il faut avoir :

$$a'(b'-2 \times 0,30) \geq \frac{0,500 + 1,35 \times 0,03}{0,25}$$

c'est-à-dire :  $a'(b' - 0,60) \geq 2,162 \text{ m}^2$

Prenons  $a' = 1,60 \text{ m}$  ;  $b' = 2,00 \text{ m}$

#### 2 – Hauteur de la semelle

Elle est choisie en fonction de la double condition :

$$\frac{d_{01}}{2} \leq h \leq 2d_{01} \text{ avec } d_{01} = \frac{b'-b}{2} = \frac{2-0,5}{2} = 0,75\text{m}$$

soit  $0,375 \text{ m} \leq h \leq 1,50 \text{ m}$

Prenons  $h = 0,45 \text{ m}$

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle est  $0,036 \text{ MN}$ .

### b) Vérification de la portance

$$\sigma = \frac{P_u + 1,35 G_o}{a'(b'-2e)} = \frac{0,5 + 1,35 \times 0,036}{1,6(2 - 2 \times 0,3)} = 0,245 \text{ MPa}$$

On a bien :

$$\sigma = 0,245 \text{ MPa} < \sigma_q = 0,25 \text{ MPa}$$

Les dimensions retenues :  $a' = 1,60 \text{ m}$ ,  $b' = 2,00 \text{ m}$  conviennent donc.

### c) Choix du treillis soudé

1 – Sens parallèle au plan de flexion du poteau (sens b')

$$\frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{2,00}{2} + 0,35 \times 0,5 \right) = 0,59 \text{ m}$$

Comme  $e = 0,30\text{m} < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right) = 0,59\text{m}$  le moment dans la section  $S_1$  est donné par la formule [3.6] :

$$M_{s1} = \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 \times \frac{P_u}{2(b' - 2e)}$$

$$M_{s1} = \left( \frac{2,00}{2} - 0,35 \times 0,5 \right)^2 \times \frac{0,5}{2(2,00 - 2 \times 0,3)} = 0,121 \text{ MNm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta} \frac{f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d_1 = 0,45 - 0,04 = 0,41 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0,121}{(0,41)^2 \times 14,2 \times 1,6} = 0,032$$

$k = 23,4$  d'après l'abaque 2.44 du chapitre 2

$$A = 23,4 \times \frac{0,121}{0,41} = 6,91 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_1 = \frac{6,91}{1,6} = 4,32 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2 – Sens perpendiculaire au plan de flexion du poteau (sens a')

Dans ce sens, en appliquant la formule [3.8], on trouve :

$$M_{s1} = \left( \frac{a'}{2} - 0,35a \right)^2 \times \frac{P_u}{2a'} = \left( \frac{1,6}{2} - 0,35 \times 0,4 \right)^2 \times \frac{0,5}{2 \times 1,6} = 0,068 \text{ MNm}$$

Avec  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ ,  $d_2 = 0,40 \text{ m}$  et  $b' = 2,00 \text{ m}$

$$\text{On a donc : } \mu_u = \frac{0,068}{(0,4)^2 \times 14,2 \times 2} = 0,015$$

d'où  $k \approx 23,2$  (abaque 2.44 du chapitre 2)

$$\text{et } A = 23,2 \times \frac{0,068}{0,4} = 3,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_2 = \frac{3,94}{2,0} = 1,97 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Remarque :** en appliquant pour le calcul des armatures la méthode des bielles, on aurait trouvé par la formule [3.5] :

$$A \geq 5,75 \times 0,5 \times \frac{(1,6 - 0,4)}{2} \times \frac{1}{0,4} = 4,31 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

valeur comparable à la valeur précédente.

### 3 – Choix des panneaux de treillis soudé :

En résumé, il faut :

– parallèlement au sens  $b'$  :  $A_1 \geq 4,32 \text{ cm}^2/\text{m}$

– parallèlement au sens  $a'$  :  $A_2 \geq 1,97 \text{ cm}^2/\text{m}$

c'est-à-dire un ST 25 plus un ST 20 superposés parallèlement ( $4,45 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;  $2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

#### d) Arrêt des armatures

##### 1 – Dans la section $S_{1a}$ :

Comme  $d_{o1}$  ( $= 0,75 \text{ m}$ )  $>$   $h$  ( $= 0,45 \text{ m}$ ), les fils doivent se poursuivre jusqu'à la distance  $h$  du nu du poteau et être totalement ancrés au-delà.

Dans la section  $S_{1a}$  l'effort tranchant vaut, puisque :

$$e = 0,30 \text{ m} < \frac{1}{2} \left( \frac{b'}{2} + 0,35b \right) = 0,59 \text{ m}$$
$$V_{u1} = \frac{P_u}{2} \frac{(b' - 0,7b)}{b' - 2e} = \frac{0,5}{2} \frac{(2 - 0,7 \times 0,5)}{(2 - 2 \times 0,3)} = 0,295 \text{ MN}$$

L'effort tranchant limite vaut avec  $k' = 1,84$  (voir 4.5,3 et tableau III-1):

$$\bar{V}_{u1} = 0,54 \frac{a' d_{1a} f_{t28}}{k'} = 0,54 \times \frac{1,6 \times 0,41 \times 2,1}{1,84} = 0,404 \text{ MN}$$

avec

$$d_{1a} = \text{Min} \left[ d_1 ; 1,5 \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right) \right] = \text{Min}[0,41 ; 1,23] = 0,41 \text{ m}$$

La condition d'adhérence est donc vérifiée.

Pour ancrer les fils par des ancrages droits, la longueur disponible jusqu'à l'extrémité de la semelle, compte tenu d'un enrobage de 4 cm à l'extrémité est égale à :

$$\left( \frac{b' - b}{2} - 0,04 \right) - h = 0,75 - 0,04 - 0,45 = 0,26 \text{ m}$$

Pour des fils droits, les longueurs de scellement droit sont, respectivement :

– pour le ST 25, avec  $\varnothing = 7 \text{ mm}$  :

$$\ell_a = 44 \times 0,007 = 0,308 \text{ m} > 0,26$$

Il faut donc prévoir des ancrages courbes aux extrémités (retours d'équerre, chapitre 1, titre 2.3,3)

– pour le ST 20, avec  $\varnothing = 6 \text{ mm}$  :

$$\ell_a = 44 \times 0,006 = 0,264 \text{ m}$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des ancrages courbes : le panneau ST 20 s'étend, droit, sur 1,92 m de longueur.

2 – Dans la section  $S_{1b}$

$$d_{o2} = 0,6 \text{ m} > h = 0,45 \text{ m}$$

Dans ce sens

$$V_{u1} = P_u \left( \frac{a' - 0,7a}{2a'} \right) = 0,5 \left( \frac{1,6 - 0,7 \times 0,4}{2 \times 1,6} \right) = 0,206 \text{ MN} \quad \text{voir [4.5,3]}$$

et ici, pour les fils transversaux  $k' = 3,41$  (voir tableau III-2). D'où :

$$\bar{V}_{u1} = 0,54 \frac{b' d_{1b} f_{t28}}{k'} = 0,54 \times \frac{2 \times 0,4 \times 2,1}{3,41} = 0,266 \text{ MN}$$

avec

$$d_{1b} = \text{Min} \left[ d_2 ; 1,5 \left( \frac{a'}{2} - 0,35a \right) \right] = \text{Min} [0,4 ; 0,99] = 0,4 \text{ m}$$

La condition d'adhérence est donc vérifiée dans les deux sens.

Dans le sens  $a'$ , la longueur disponible pour placer des ancrages droits (voir ci-dessus) est de :

$$\left( \frac{a' - a}{2} - 0,04 \right) - h = 0,60 - 0,04 - 0,45 = 0,11 \text{ m}$$

Les deux panneaux ST 25 et ST 20 ont des fils transversaux de même diamètre, 7 mm. La longueur de scellement droit est de 0,308 m > 0,11.

Les deux panneaux doivent donc être ancrés au moyen d'ancrages courbes (retours d'équerre)

### e) Effort tranchant dans la section $S_2$

$$\text{Comme } e = 0,30 \text{ m} < \left( \frac{b' + b + d_1}{4} \right) = \left( \frac{2,0 + 0,5 + 0,41}{4} \right) = 0,73 \text{ m}$$

$$\text{On a } V_{u2} = \frac{P_u}{2} \frac{b' - b - d_1}{b' - 2e}$$

$$V_{u2} = \frac{0,5}{2} \frac{2,0 - 0,5 - 0,41}{2 - 2 \times 0,3} = 0,195 \text{ MN}$$

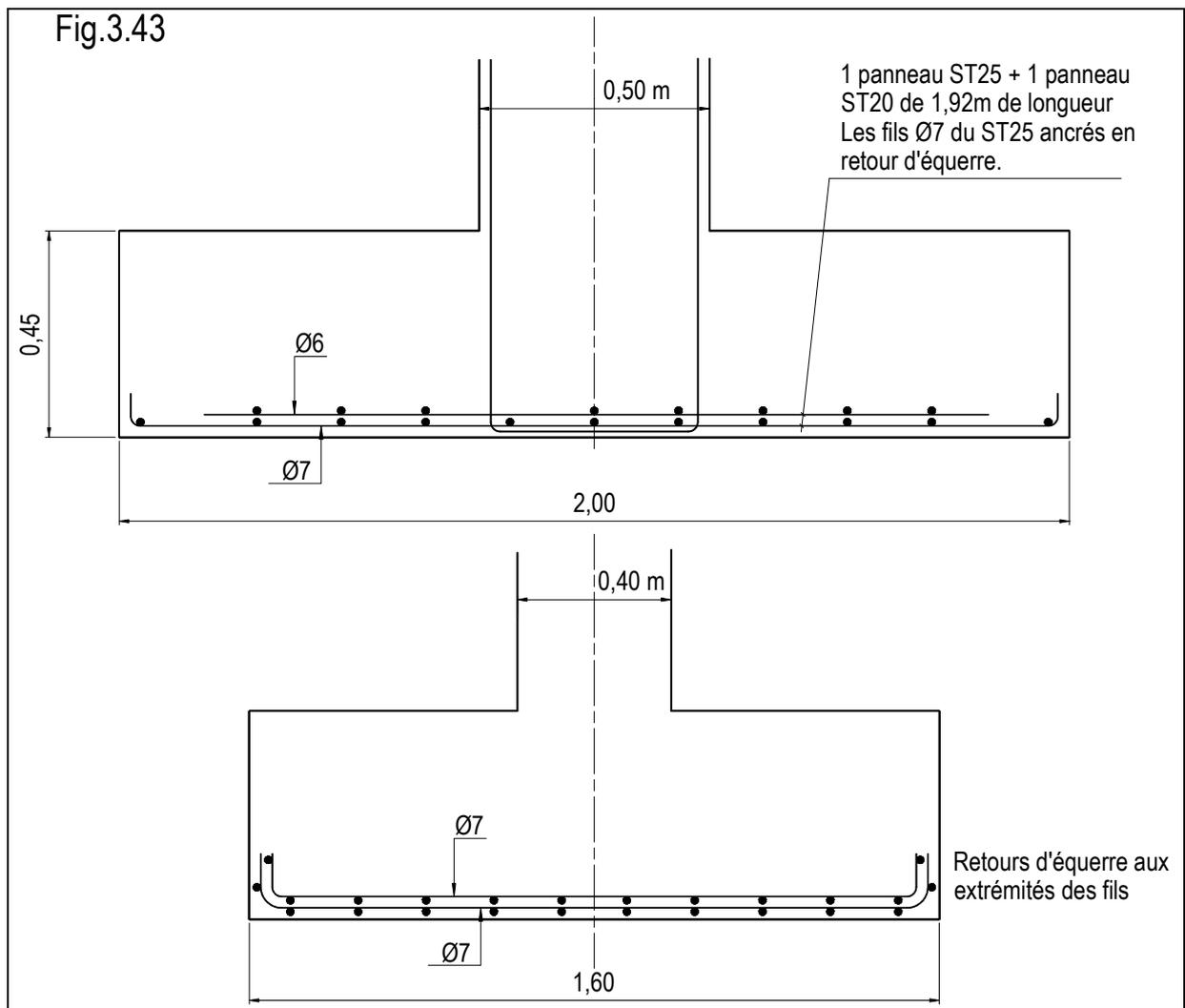
$$\text{et } \bar{V}_{u2} = 0,067(a + d_1) d_1 f_{c28}$$

$$\bar{V}_{u2} = 0,067(0,4 + 0,41) 0,41 \times 25 = 0,556 \text{ MN}$$

On a bien

$$V_{u2} < \bar{V}_{u2}$$

f) Disposition du ferrailage (fig. 3.43)

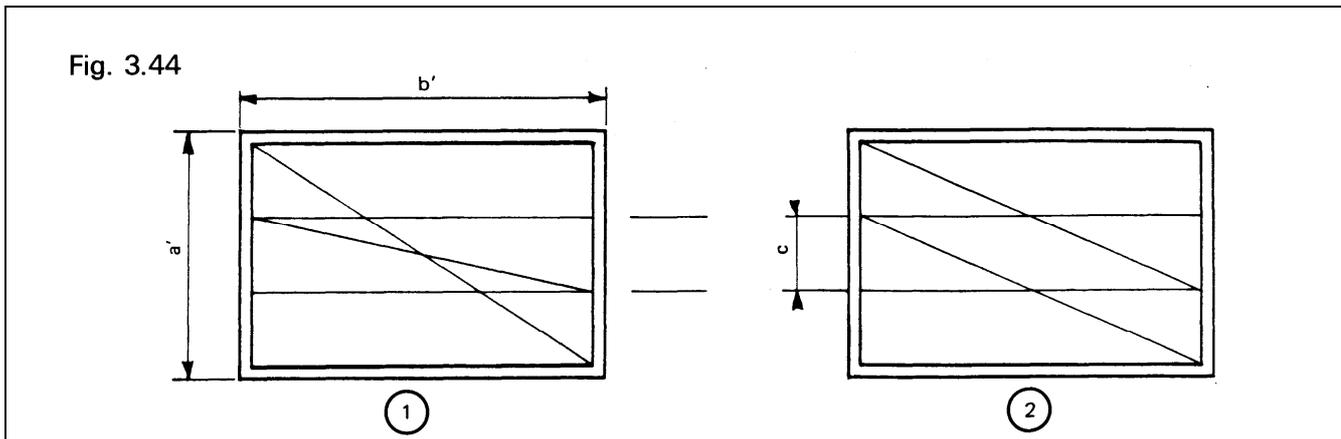


Pour le calcul des retours d'équerre, se reporter à l'exemple donné dans le chapitre 1, titre 2.3,3, page 38.

## 4.5,7. remarque sur la disposition des panneaux de treillis soudés

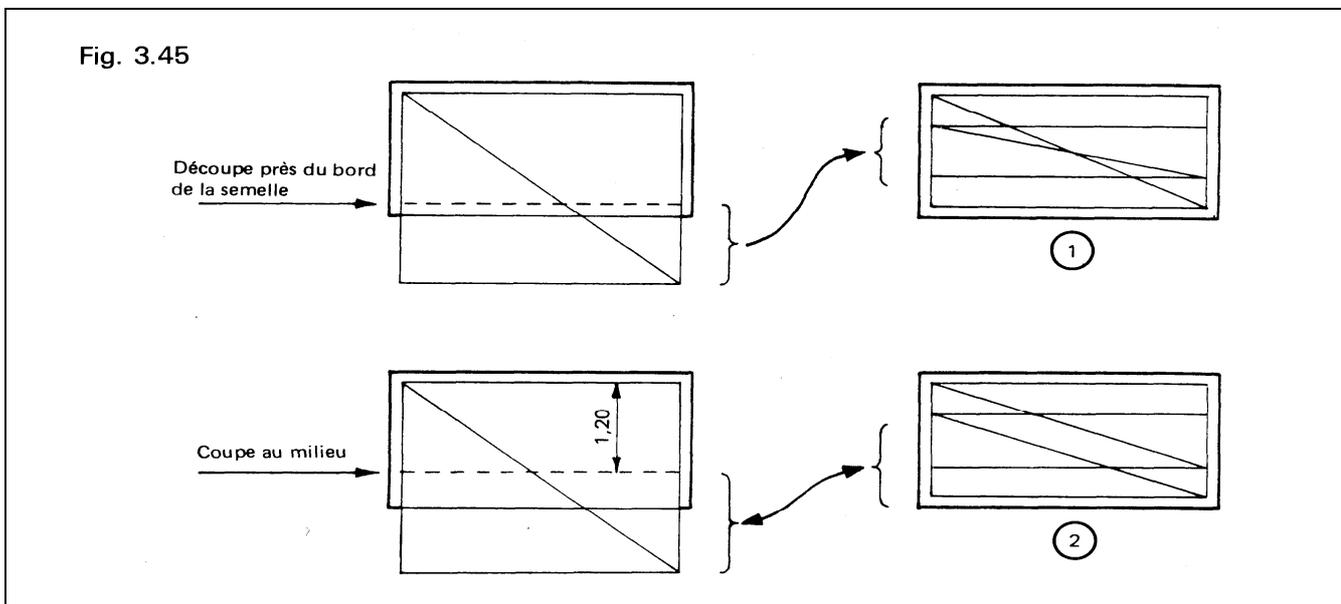
Dans les exemples qui précèdent, la solution choisie a été de disposer en partie inférieure des semelles soit un seul panneau, soit deux panneaux identiques ou différents superposés, couvrant l'un et l'autre la totalité de la surface.

Dans certains cas, il est possible, pour utiliser les chutes, d'adopter une des deux dispositions représentées ci-dessous, sous réserve que les conditions relatives aux sections nécessaires, à l'adhérence et à l'effort tranchant soient, bien entendu, vérifiées **dans chaque sens**.



Dans la disposition 1, on suppose que  $a' < 2,40$  m et que l'on utilise la chute correspondant à la différence  $(2,4 - a')$  m pour constituer la bande centrale de deuxième lit (fig. 3.45-1).

Dans la disposition 2, le panneau est coupé en deux et les demi-panneaux obtenus sont disposés «en portefeuille» (fig. 3.45-2).



Dans chacun des deux cas, il faut que l'on ait (voir remarque à la fin du présent paragraphe):

$$c \geq \text{Max} \left[ \frac{a'}{2}; 2l_a + 0,7a \right] \quad \text{formule [3.11]}$$

avec  $l_a$  longueur d'ancrage des fils parallèles au côté  $a'$ ,  $l_a = l_s \frac{A_{cal}}{A_{prévu}}$  (chapitre 1, titre 2.3,3)

$a$  largeur du poteau dans le sens parallèle au côté  $a'$ .

Lorsque l'on adopte l'une ou l'autre des dispositions indiquées ci-dessus, les formules [3.9] et [3.10] qui font intervenir les sections de treillis par mètre ne sont plus directement applicables, et il est préférable de comptabiliser les sections réellement mises en place sur la largeur de la semelle, dans un sens comme dans l'autre, ce qui conduit aux conditions :

– pour la section  $S_{1a}$  parallèle au sens  $a'$  :

$$V_{u1} \leq \frac{3,4}{1000} d_{1a} f_{t28} \Sigma \varnothing_b \quad (\text{MN, m, MPa, mm}) \quad \text{formule [3.12]}$$

avec  $\Sigma \varnothing_b (= \Sigma D$  de la désignation ADETS) somme des diamètres (en mm) des fils parallèles au sens  $b'$ ,

– pour la section  $S_{1b}$  parallèle au sens  $b'$  :

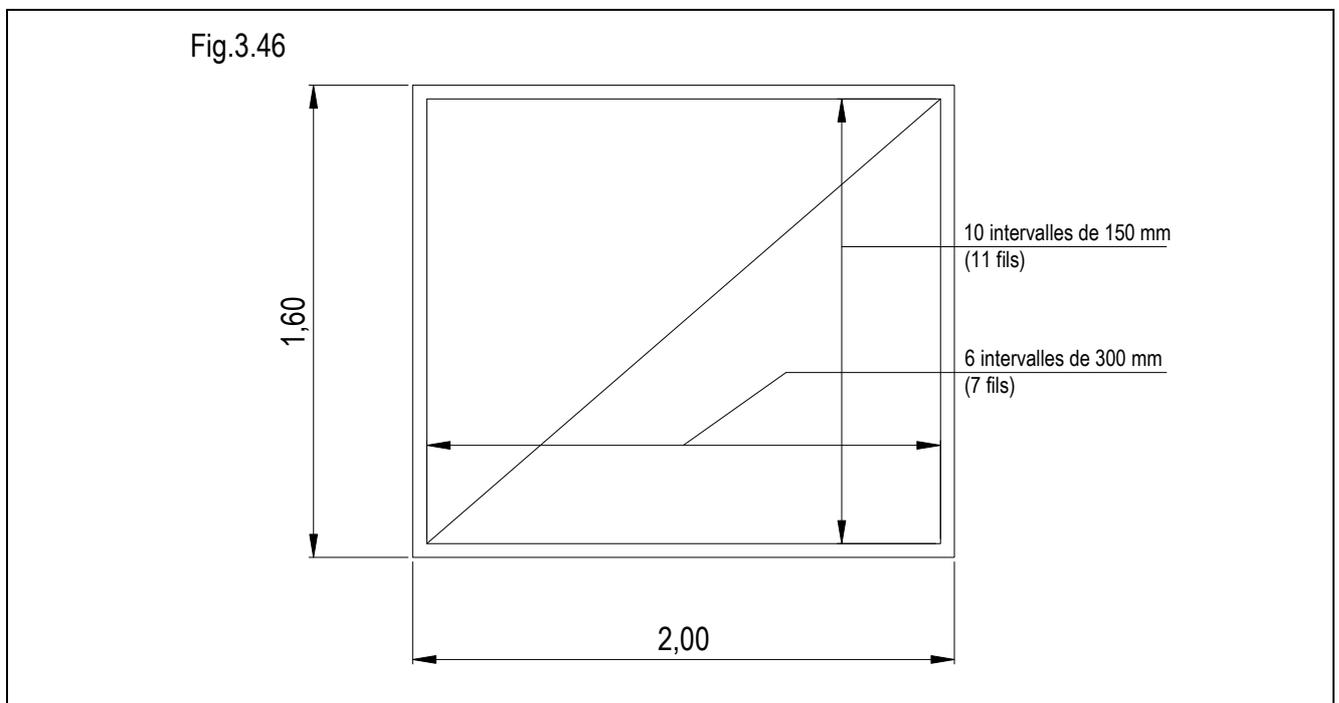
$$V_{u1} \leq \frac{3,4}{1000} d_{1b} f_{t28} \Sigma \varnothing_a \quad (\text{MN, m, MPa, mm}) \quad \text{formule [3.13]}$$

avec  $\Sigma \varnothing_a (= \Sigma d$  de la désignation ADETS) somme des diamètres (en mm) des fils parallèles au sens  $a'$ , effectivement ancrés au-delà de la section  $S_{1b}$  (ce qui est le cas de tous les fils si la condition sur  $c$  est satisfaite).

### Exemple :

Reprenons l'exemple traité précédemment en 4.5,6.

En choisissant a priori un treillis pour lequel  $E = 150$  mm, il est possible, sans recouper l'un des abouts et en réservant une épaisseur d'enrobage à l'extrémité des fils transversaux, de disposer 11 fils dans la largeur  $a' = 160$  cm de la semelle (10 intervalles de 15 cm).



La coupe du panneau donne une bande d'environ  $c = 0,80$  m de largeur (à 5 fils), que l'on vient replacer au centre de la semelle (disposition 1 de la figure 3.45).

En prenant un panneau ST 25 avec  $\varnothing_b = D = 7$  mm et  $\varnothing_a = d = 7$  mm, la section totale mise en place parallèlement au sens  $b'$  est ainsi de (section  $\varnothing 7 = 0,385$  cm<sup>2</sup>) :

$$(11 + 5) 0,385 = 6,16 \text{ cm}^2 > 4,32 \text{ cm}^2 \text{ nécessaires}$$

Parallèlement à a' avec e = 300 mm on peut disposer 7 fils dans la largeur de 2,0 m (6 intervalles de 300 mm) et puisque la section d'un  $\varnothing 7$  est de  $0,385 \text{ cm}^2$ , la section totale dans la zone des deux nappes est :  $14 \times 0,385 = 5,39 \text{ cm}^2 > 1,97 \text{ cm}^2$  nécessaires.

Comme, avec le béton choisi, la longueur de scellement droit est de  $44 \varnothing$  c'est-à-dire 30,8 cm pour un fil de 7 mm, la largeur c = 80 cm satisfait aux conditions :

$$c \geq \frac{a'}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ cm}$$

$$\text{et } c \geq 2l_a + 0,7a = 2 \times 44 \times 0,7 \times \frac{1,97}{5,39} + 28 = 50,5 \text{ cm}$$

Vérification des conditions d'adhérence (formules [3.12] et [3.13]) :

\* section  $S_{1a}$  parallèle au sens a' :  $V_{u1} = 0,295 \text{ MN}$

$$\bar{V}_{u1} = \frac{3,4}{1000} \times 0,41 \times 2,1 \times (11 + 5)7 = 0,328 \text{ MN} > 0,295$$

\* section  $S_{1b}$  parallèle au sens b' :  $V_{u1} = 0,206 \text{ MN}$

Sur 2,00 m de largeur il y a 6 intervalles de 300 mm, soit 14 fils transversaux qui sont totalement ancrés au-delà de la section  $S_{1b}$ . On a donc :

$$\bar{V}_{u1} = \frac{3,4}{1000} \times 0,40 \times 2,1 \times (14 \times 7) = 0,280 \text{ MN} > 0,206$$

Les conditions relatives à l'adhérence sont donc bien vérifiées.

### Remarques :

1) Un treillis ST 20 , avec D = 6 mm et E = 150 mm aurait permis de remplir toutes les conditions, sauf celle relative à la vérification de  $V_{u1}$  dans la section  $S_{1a}$ . On aurait en effet trouvé :

$$\bar{V}_{u1} = 0,281 \text{ MN} < 0,295$$

et il aurait fallu :

$$\text{– soit recourir à un béton tel que } f_{c28} = 30 \text{ MPa avec } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa } \left[ \bar{V}_{u1} = 0,281 \times \frac{2,4}{2,1} = 0,321 \text{ MN} \right]$$

– soit augmenter la hauteur de la semelle avec h = 0,47 m ( d = 0,43 m ) au lieu de 0,45 m ( d = 0,41 m ),

$$\bar{V}_{u1} > 0,281 \times \frac{0,43}{0,41} = 0,295 \text{ MN}.$$

2) Les conditions énoncées pour c couvrent les cas les plus défavorables. Il est possible de réduire cette distance, sous réserve de se livrer à une étude soignée des sections et des longueurs de recouvrement nécessaires dans le sens «a'». On peut d'ailleurs aussi, à condition que les sections dans le sens «a' » soient suffisantes, remplacer le panneau central de la disposition 1 par des barres HA B500 de même section totale (c'est-à-dire égale à la section des fils du treillis sur la largeur c), disposées parallèlement au sens «b'».

### Nota :

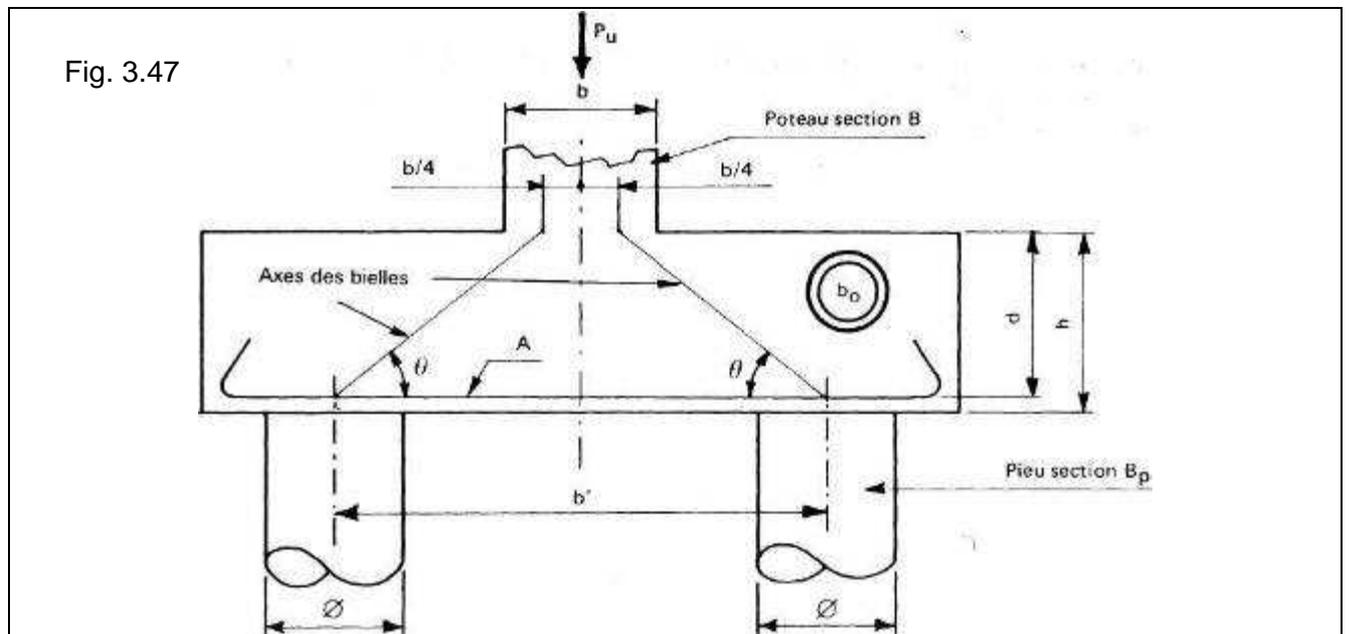
Il est recommandé de ne faire des recouvrements ou arrêts de panneaux que parallèlement au côté a' (comme représenté fig. 3.44). Dans ce cas il n'est plus nécessaire d'utiliser la formule [3.13] : on peut conserver la formule [3.10].

# 5. SEMELLES SUR PIEUX

Le présent paragraphe ne concerne que la détermination des dimensions des semelles et de leur armature en treillis soudé, après que les pieux, dont le calcul n'est pas abordé ici, ont été eux-mêmes dimensionnés conformément au DTU 13-2 [3.2].

## 5.1. SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ

Dans ce cas, la méthode à utiliser est la méthode des bielles. Il y a une bielle par pieu, et donc deux bielles symétriques dont l'angle d'inclinaison  $\theta$  sur l'horizontale est défini par la figure 3.47.



### 5.1,1. choix des dimensions de la semelle

– Distance  $b'$  entre axes des pieux :  $b' \geq 2,5 \varnothing$  à  $3 \varnothing$  ( $\varnothing$  diamètre d'un pieu) (la semelle doit déborder largement du nu extérieur des pieux).

– Hauteur :  $0,5 \left( b' - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left( b' - \frac{b}{2} \right)$

– Largeur :  $b_0 \geq \frac{P_u}{3 d f_{t28}}$

### 5.1,2. compression des bielles

a) Vérification au niveau de la tête des pieux (section B<sub>p</sub>)

$$\frac{1}{2B_p} \left( \frac{1,35G_o + P_u}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9 f_{c28} \text{ avec } \operatorname{tg} \theta = \frac{2d}{b' - \frac{b}{2}}$$

b) Vérification au niveau de la base du poteau (section B)

$$\frac{P_u}{B \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{c28}$$

### 5.1.3. armatures

#### 1) Cas où la fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable

Dans ce cas, on pose :

$$A_o = P_u \left[ \operatorname{Max} \left( 6,33 \frac{b' - b/2}{2} ; 9 \right) \right] \quad (\text{cm}^2, \text{MN}, \text{m})$$

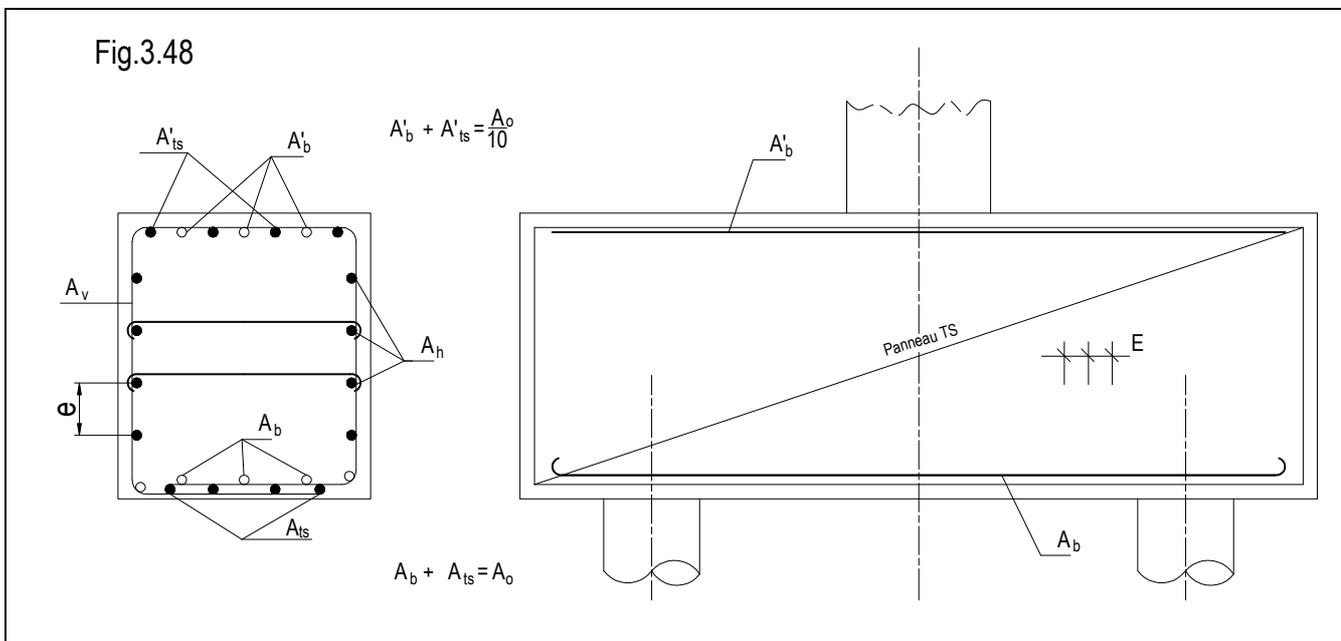
L'armature est constituée par un treillis soudé plié dans le sens de sa longueur de manière à constituer une succession de cadres fermés avec recouvrement des extrémités dans la partie **inférieure** de la semelle, tel que :

– les fils horizontaux, reliant les cadres, espacés de  $e$ , représentent une section par face :

$$A_{h \text{ cm}^2/\text{m}} \geq \operatorname{Max} \left[ 0,05 \frac{A_o}{d} ; \left( \frac{P_u}{16b_o d f_{t28}} - 0,05 \right) \frac{A_o}{d} \right]$$

– les fils constituant les cadres, espacés de  $E$ , représentent une section par face :

$$A_{v \text{ cm}^2/\text{m}} \geq \operatorname{Max} \left[ \frac{0,1A_o}{d} ; \left( \frac{P_u}{16b_o d f_{t28}} \times A_o \right) \right]$$



A la partie inférieure, on complète la section  $A_{ts}$  de tous les fils horizontaux du treillis adopté correspondant à la largeur de la semelle par un deuxième treillis (ou par des barres HA B500) représentant sur cette même largeur une section :

$$A_b \geq (A_o - A_{ts})$$

Les fils de ce deuxième treillis (ou les barres HA B500) doivent être totalement ancrés à partir du nu intérieur des pieux et, à la partie supérieure, on complète la section  $A'_{ts}$  des fils horizontaux du treillis adopté correspondant à la largeur de la semelle par un deuxième treillis (ou par des barres HA B500) représentant sur cette même largeur une section :

$$A'_b \geq \frac{A_o}{10} - A'_{ts}$$

Il est bon de prévoir quelques épingles reliant les nappes des deux faces opposées.

## 2) Cas où la fissuration de la semelle est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable

Dans ce cas, les formules ci-dessus sont applicables, après avoir majoré  $A_o$  de :

- 10% pour une fissuration préjudiciable;
- 50% pour une fissuration très préjudiciable.

### 5.1,4. exemple de calcul

#### Données

- Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime  $P_u = 0,75 \text{ MN}$
- Dimensions du poteau  $\begin{cases} a=0,40\text{m} \\ b=0,40\text{m} \end{cases}$
- La fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable
- Résistance caractéristique spécifiée du béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Diamètre des pieux  $\begin{matrix} \text{d'où } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \varnothing = 0,40 \text{ m} \end{matrix}$

#### a) Dimensionnement de la semelle :

- Distance entre axes des pieux :  $b' \geq 3 \varnothing = 1,20 \text{ m}$  ; prenons  $b' = 1,50 \text{ m}$

- Hauteur de la semelle :

elle est choisie en fonction de la double condition

$$0,5 \left( b' - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left( b' - \frac{b}{2} \right) \text{ soit } 0,65 \text{ m} \leq d \leq 0,91 \text{ m}$$

Prenons  $d = 0,65 \text{ m}$  d'où  $h = 0,70 \text{ m}$

- Largeur de la semelle :

$$b_o \geq \frac{P_u}{3 d f_{t28}} = \frac{0,75}{3 \times 0,65 \times 2,1} = 0,18 \text{ m}$$

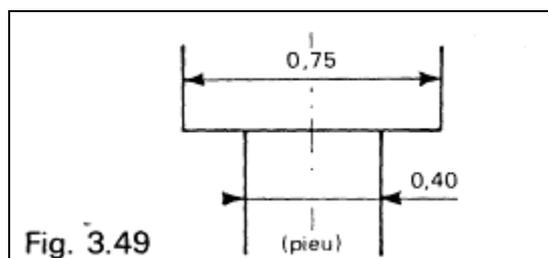
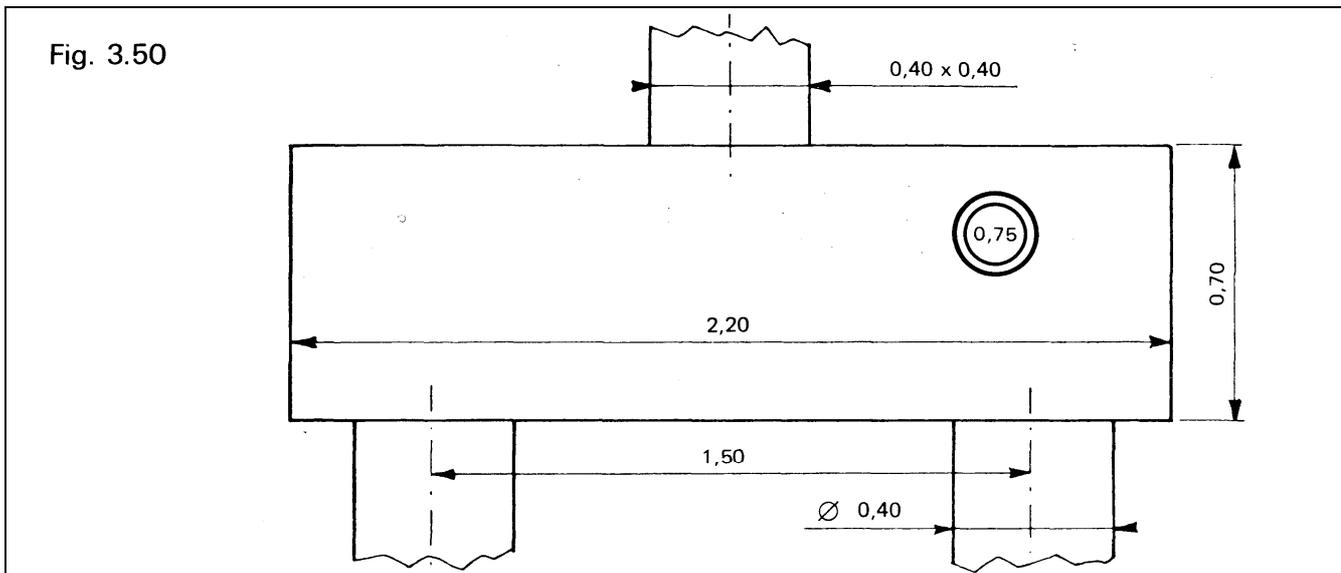


Fig. 3.49

Si l'on prend deux débords de 0,175 m de chaque côté des pieux (fig. 3.49), on arrive à :  
 $b_o = 0,75 \text{ m} > 0,18 \text{ m}$ .

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle est de 0,029 MN.



## b) Vérification des bielles à la compression

1 – au niveau de la tête des pieux (section  $B_p$ )

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{2d}{b' - \frac{b}{2}} = \frac{2 \times 0,65}{1,50 - \frac{0,40}{2}} = 1 \text{ soit } \theta = 45^\circ \text{ et } \sin^2 \theta = 0,5$$

L'inégalité suivante doit être respectée :

$$\frac{1}{2B_p} \left( \frac{1,35G_o + P_u}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9 f_{c28}$$

Or le premier membre vaut :

$$\frac{1}{2\pi \times 0,2^2} \left( \frac{1,35 \times 0,029 + 0,75}{0,5} \right) = 6,28 \text{ MPa}$$

Cette valeur est bien inférieure à  $0,9 f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$

2 – au niveau de la base du poteau (section  $B$ )

L'inégalité suivante doit être respectée :

$$\frac{P_u}{B \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{c28}$$

Or le premier membre vaut :

$$\frac{0,75}{0,40^2 \times 0,5} = 9,37 \text{ MPa}$$

Cette valeur est bien inférieure à  $0,9 f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$

### c) Armatures

$$A_o = P_u \left[ \text{Max} \left( 6,33 \frac{b'-b/2}{d}; 9 \right) \right]$$

$$A_o = 0,75 \left[ \text{Max} \left( 6,33 \times \frac{1,50 - 0,40/2}{0,65}; 9 \right) \right] = 0,75 [ \text{Max}(12,6 ; 9) ] = 0,75 \times 12,6 = 9,45 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} \left[ 0,05 \frac{A_o}{d}; \left( \frac{P_u}{16b_o d f_{t28}} - 0,05 \right) \frac{A_o}{d} \right]$$

$$A_h = \text{Max} \left[ 0,05 \times \frac{9,45}{0,65}; \left( \frac{0,75}{16 \times 0,75 \times 0,65 \times 2,1} - 0,05 \right) \frac{9,45}{0,65} \right] = 0,73 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_v = \text{Max} \left[ \frac{0,1A_o}{d}; \left( \frac{P_u}{16b_o d^2 f_{t28}} \times A_o \right) \right]$$

$$A_v = \text{Max} \left[ \frac{0,1 \times 9,45}{0,65}; \frac{0,75}{16 \times 0,75 \times 0,65^2 \times 2,1} \times 9,45 \right] = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Prenons un panneau ST 25 plié dans le sens de sa longueur, de manière à constituer des cadres fermés (fig. 3.51) représentant une section  $S = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ , donc supérieure à  $A_v = 1,45 \text{ cm}^2/\text{m}$ , reliés par des fils horizontaux de section  $s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ , donc supérieure à  $A_h = 0,73 \text{ cm}^2/\text{m}$ . A ce stade, il faut faire un dessin à l'échelle (fig. 3.51) montrant la position précise des fils horizontaux. La disposition choisie montre qu'en partie supérieure on a 3 fils  $\varnothing 7$  représentant une section  $A'_{ts} = 3 \times 0,385 = 1,16 \text{ cm}^2$  qu'il convient de compléter par une section  $A'_b$  telle que :

$$A'_b \geq \left( \frac{9,45}{10} - 1,16 \right)$$

Le résultat étant négatif, la section complémentaire  $A'_b$  n'est pas nécessaire.

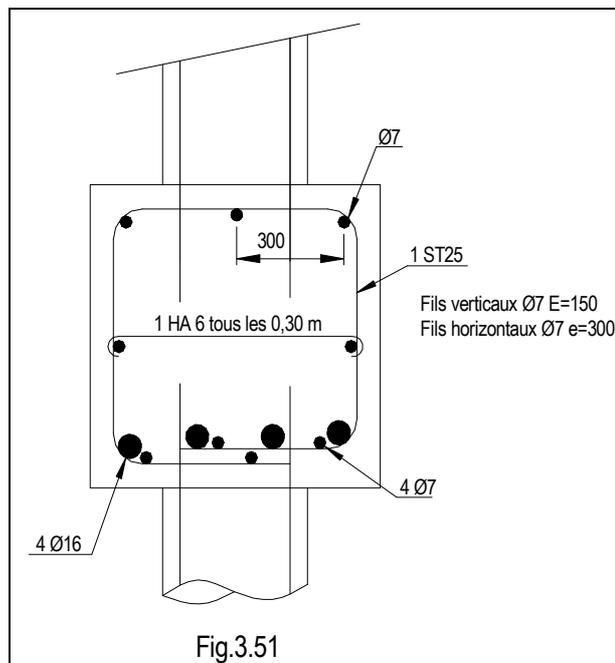
En partie inférieure, on dispose de 4 fils  $\varnothing 7$  représentant une section  $A_{ts}$  de  $1,54 \text{ cm}^2$  qu'il convient de compléter par des barres HA, de section telle que :

$$A_b \geq (9,45 - 1,54) = 7,91 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 16 ( $8,04 \text{ cm}^2$ )

#### Remarque :

La section  $A_b$  représentant  $\frac{7,91}{0,7} = 11,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ , elle pourrait également être réalisée au moyen d'un panneau ST 60 et d'un panneau ST 50, coupés, et superposés parallèlement.



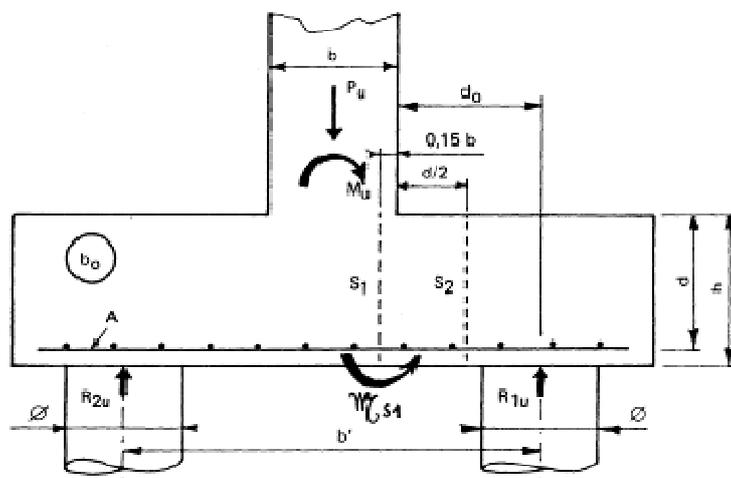
## 5.2. SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION

Dans ce cas, la méthode à appliquer est la méthode générale.

Comme pour les semelles sur sol, le treillis soudé constituant l'armature inférieure de la semelle est déterminé par les sollicitations agissant dans la section  $S_1$ . La vérification à l'effort tranchant se fait dans la section  $S_2$ . Les réactions des pieux valent :

$$R_{1u} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'} \quad R_{2u} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{b'}$$

Fig. 3.52



## 5.2,1. choix des dimensions

– Distance  $b'$  entre axes des pieux de diamètre  $\emptyset$  :

$$b' \geq 2,5 \emptyset \text{ à } 3 \emptyset$$

– Hauteur  $h$  :

$$d_o \leq h \leq 2d_o$$

avec  $d_o$  distance de l'axe d'un pieu au nu du poteau.

## 5.2,2. armatures

Les sections des fils horizontaux et verticaux (et celles des barres HA B500 de complément éventuelles) doivent être déterminées comme indiqué au paragraphe 5.1,3 mais en évaluant  $A_o$  en fonction du moment  $M_{s1}$  tel que :

$$M_{s1} = \left( \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'} \right) \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right)$$

et en majorant cette section  $A_o$  de 10 % si la fissuration est considérée comme préjudiciable ou de 50% si la fissuration est considérée comme très préjudiciable (d'où  $A_b \geq 1,10 A_o - A_{ts}$  ou  $A_b \geq 1,5 A_o - A_{ts}$  selon le cas, voir 5.1,3).

Les fils du treillis (ou les barres) sont disposés sans réduction de section sur toute la distance entre axes des pieux.

Ils sont prolongés au-delà de chacun de ces axes :

- de  $0,8 \ell_s$  si les ancrages sont des ancrages droits ( $\ell_s$  = longueur de scellement droit).
- de  $0,8 \ell_a$  si les ancrages sont des ancrages courbes ( $\ell_a$  = longueur d'ancrage).

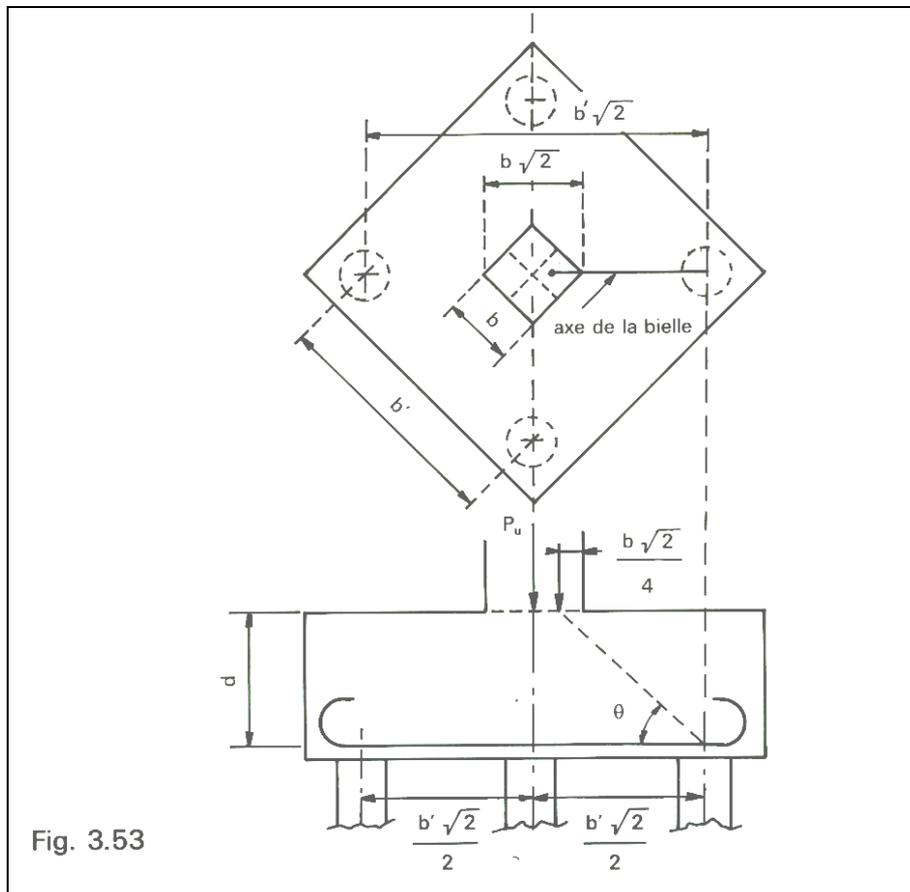
## 5.2,3. vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant dans la section  $S_2$  vaut :

$$V_{u2} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'}$$

Les vérifications à faire concernant  $\tau_u = \frac{V_{u2}}{b_o d}$ , ainsi que le calcul des armatures d'âme, sont les mêmes que pour une poutre (voir chapitre 7, titre 2.2,1-d).

## 5.3. SEMELLES CARRÉES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOU MIS À UN EFFORT CENTRÉ



Dans ce cas la méthode à utiliser est la méthode des bielles. Il y a quatre bielles, dont l'angle d'inclinaison  $\theta$  sur l'horizontale est défini par la figure 3.53.

### 5.3,1. choix des dimensions

La hauteur utile  $d$  doit vérifier la double condition :

$$0,7 \left( b' - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq \frac{b' - b}{2}$$

### 5.3,2. compression des bielles

Les conditions à vérifier sont :

– au niveau d'un pieu (supposé circulaire et de diamètre  $\varnothing$ ) :

$$\frac{1}{\pi \varnothing^2} \left[ \frac{1,35 G_o + P_u}{\sin^2 \theta} \right] \leq 1,35 f_{c28}$$

– au niveau de la section de base du poteau :

$$\frac{P_u}{b^2 \sin^2 \theta} \leq 1,25 f_{c28} \text{ avec } \operatorname{tg} \theta = \frac{d\sqrt{2}}{b' - \frac{b}{2}}$$

### 5.3,3. armatures inférieures

Si la fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable, on peut disposer un treillis soudé parallèlement aux côtés de la semelle dont les fils représentent dans chaque sens une section totale :

$$A_{(cm^2)} = 11,5 \frac{P_u}{(MN)} \times \operatorname{Max} \left[ 1; \frac{b'}{8d} \left( 1 - \frac{b}{2b'} \right) \right]$$

Si la fissuration de la semelle est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la section A doit être majorée respectivement de 10 % ou de 50 %.

### 5.3,4. armatures horizontales intermédiaires

Pour les semelles relativement hautes, on dispose un treillis soudé intermédiaire représentant dans chaque sens une section totale  $A_h \geq \frac{A}{10}$ .

## 5.4. SEMELLES SUR QUATRE PIEUX, SOUS POTEAUX SOU MIS À UN MOMENT DE FLEXION

La semelle n'est pas nécessairement carrée : on suppose  $b' \geq a'$ ,  $\frac{a}{b} = \frac{a'}{b'}$  et on pose  $\operatorname{tg} \beta = \frac{a'}{b'}$ .

La hauteur doit être telle que  $\frac{b'-b}{2} \leq h \leq b'-b$

Les réactions des pieux valent :

– pour les pieux les plus chargés :  $R_{1u} = \frac{P_u}{4} + \frac{M_u}{2b'}$

– pour les pieux les moins chargés :  $R_{2u} = \frac{P_u}{4} - \frac{M_u}{2b'}$

Le moment dans la section  $S_1$  est :

– dans le sens  $b'$  (section  $S_1$  à  $0,35 b$  de l'axe du poteau) :

$$M_{S_1, b'} = 2R_{1u} \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right) = \left( \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{b'} \right) \left( \frac{b'}{2} - 0,35b \right)$$

– dans le sens  $a'$  (section  $S_1$  à  $0,35 a$  de l'axe du poteau) :

$$M_{S_1, a'} = (R_{1u} + R_{2u}) \left( \frac{a'}{2} - 0,35a \right) = \frac{P_u}{2} \left( \frac{a'}{2} - 0,35a \right)$$

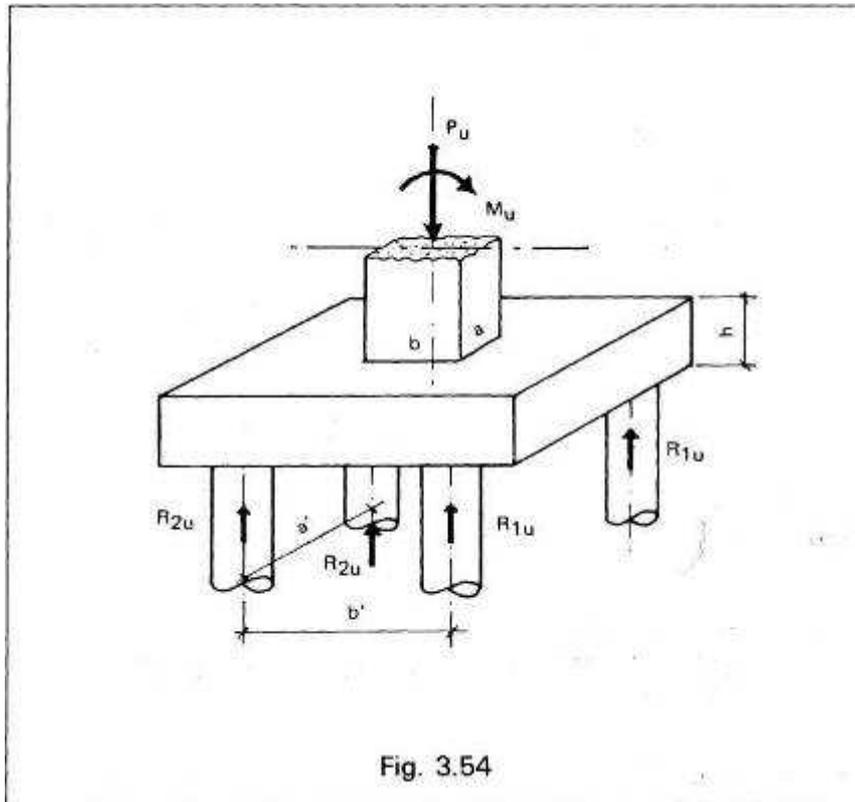


Fig. 3.54

Le treillis soudé armant la semelle s'en déduit (voir chapitre 2, titre 5.1,1) :

– pour les fils parallèles au sens  $b'$ , on part de :

$$\mu_u = \frac{M_{S1,b'}}{a'd_1^2 f_{bu}}$$

– pour les fils parallèles au sens  $a'$ , on part de :

$$\mu_u = \frac{M_{S1,a'}}{b'd_2^2 f_{bu}} \quad (d_2 < d_1)$$

Les conditions relatives à l'effort tranchant consistent à s'assurer que :

– dans la section  $S_2$  de la semelle, de largeur  $a + b$ , de hauteur utile  $d$ , située à  $\frac{d}{2}$  du nu du poteau , du côté des pieux les plus chargés :

$$V_u = 2R_{1u} \leq \frac{(a+d)df_{c28}}{9}$$

– dans la section  $S_3$  de la semelle, de largeur  $\varnothing + h$ , de hauteur  $h$ , située à  $\frac{h}{2}$  du nu d'un pieu, perpendiculairement au plan vertical défini par l'axe du poteau et l'axe d'un des pieux les plus chargés :

$$R_{1u} \leq \frac{(\varnothing+h)hf_{c28}}{18}$$

# 6. RADIERS

## 6.1. GÉNÉRALITÉS

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisseur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions (cf. [1.6]).

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier.

Lorsque la compressibilité du sol varie de manière importante ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité, il y a lieu de prévoir des joints de rupture.

## 6.2. RADIER RÉPARTISSEUR DE CHARGES

D'une manière générale, il est impossible de connaître la répartition exacte des réactions s'exerçant sous un radier. En effet, celles-ci dépendent de la nature du sol et des coefficients d'élasticité respectifs sol-radier et radier-structure.

Le calcul d'un radier nécessite donc le choix d'hypothèses simplificatrices sur les diagrammes de réaction du sol.

Toutefois il est impératif de vérifier les conditions de la Statique, c'est-à-dire l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure.

Le radier, par simplification, est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à sa superstructure. En d'autres termes, les poteaux et les voiles s'appuyant sur le radier sont considérés comme articulés à leur base.

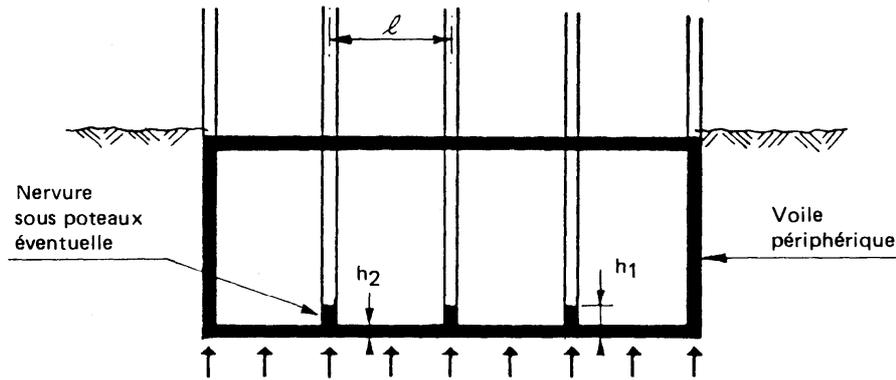
En revanche, le radier est plus ou moins déformable par rapport au sol de fondation.

### 6.2,1. radiers rigides

Si le radier peut être considéré comme rigide, le calcul est mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. Le dimensionnement du radier doit être tel que le cheminement des efforts de la superstructure soit assuré, les efforts internes du radier étant déterminés par l'équilibre des forces de gauche (ou de droite) d'une section quelconque.

Le calcul en plancher renversé n'est valable que sous réserve de vérifier sensiblement l'équilibre entre la descente des charges apportées par la superstructure et les réactions du sol sous chaque poteau.

Fig. 3.55



En première approximation l'épaisseur des éléments constitutifs du radier est déterminée par les relations :

- nervures :  $h_1 \geq \frac{\ell'}{10}$  avec  $\ell'$  entre axes des poteaux parallèlement aux nervures.
- dalle :  $h_2 \geq \frac{\ell}{20}$  avec  $\ell$  entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures (fig. 3.55).

De plus l'épaisseur de la dalle doit être telle que la vérification à l'effort tranchant soit assurée sans qu'on ait besoin d'armatures d'effort tranchant.

a) Cas d'un mauvais terrain.

On considère que le radier fonctionne soit en plancher nervuré renversé soit en plancher-dalle renversé.

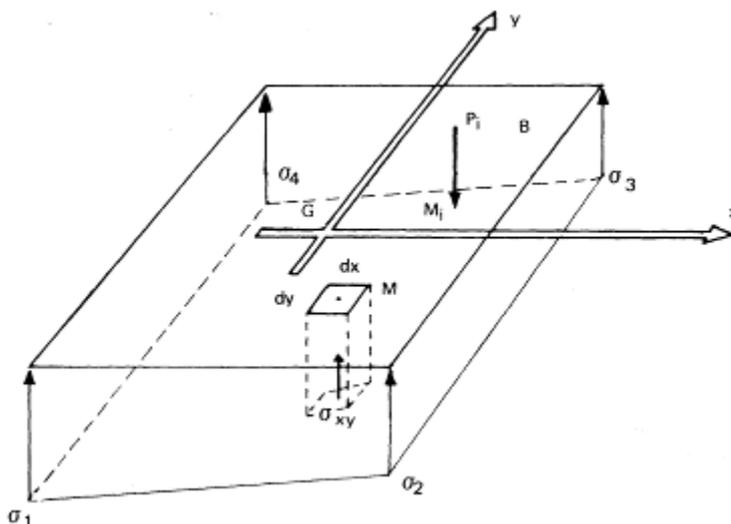
b) Cas d'un terrain normal.

Dans cette méthode, on suppose que le diagramme des réactions du sol est plan sous toute la surface du radier.

$P_i$  charge apportée par la structure au point  $M_i$   $\left\{ \begin{array}{l} x_i \\ y_i \end{array} \right.$

G centre de gravité du radier

Fig. 3.56



B surface du radier

$\sigma_{xy}$  réaction du sol au point M ( $x, y$ )

On peut toujours déterminer un diagramme plan de réactions du sol vérifiant les conditions de la Statique :

$$\iint_B \sigma_{xy} \, dx \, dy = \sum_{i=1}^n P_i$$

$$\iint_B \sigma_{xy} \, x \, dx \, dy = \sum_{i=1}^n P_i \, x_i$$

$$\iint_B \sigma_{xy} \, y \, dx \, dy = \sum_{i=1}^n P_i \, y_i$$

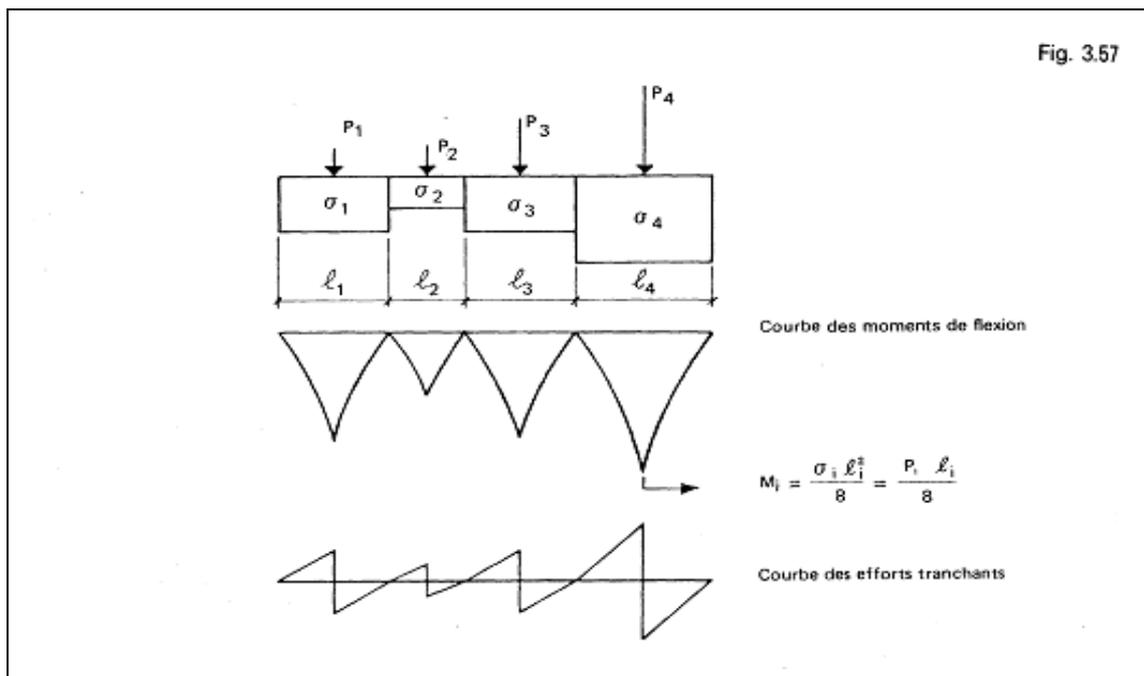
Dans les cas usuels, la recherche de la solution de ces équations est difficile manuellement. Elle ne peut se traiter que par l'outil informatique. Une fois déterminé ce diagramme, dans toute coupure parallèle à G  $x$  ou G  $y$  et en prenant à chaque fois toutes les charges (sans aucune réduction) situées d'un même côté de cette coupure, on peut déterminer un moment que l'on répartit a priori transversalement proportionnellement aux contraintes.

## 6.2.2. radiers souples

Cette méthode ne tient pas compte de la continuité. Elle consiste à vérifier les conditions de la Statique et de non-poinçonnement du sol sous la surface correspondant à chaque poteau ou voile pris isolément. Ces surfaces peuvent être discontinues si la résistance du sol le permet. La forme du diagramme choisi peut être soit rectangulaire soit triangulaire (terrain pulvérulent).

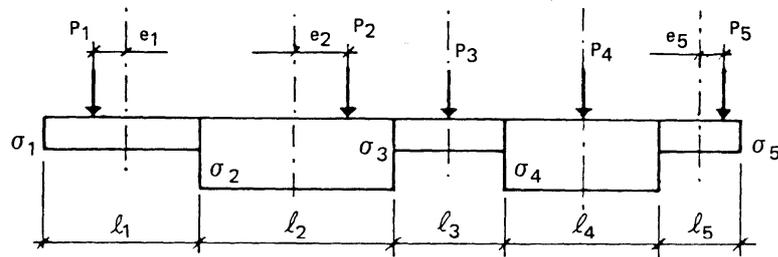
Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas : les réactions du sol sont centrées sous chaque poteau.**



2<sup>e</sup> cas : les réactions du sol ne peuvent être centrées sous chaque poteau.

Fig. 3.58



Il faut alors vérifier l'équilibre de la Statique sur deux blocs adjacents. Dans le cas de l'exemple ci-dessus, il faut isoler trois blocs (1/2) - 3 - (4/5).

On a, les forces  $P_i$  étant rapportées à l'unité de largeur :

– **Bloc 1/2** :

$$P_1 + P_2 = \sigma_1 l_1 + \sigma_2 l_2$$

$$P_2 \left( e_1 + \frac{l_1 + l_2}{2} + e_2 \right) = \sigma_1 l_1 e_1 + \sigma_2 l_2 \left( e_1 + \frac{l_1 + l_2}{2} \right)$$

on en déduit  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ .

– **Bloc 3** :

$$P_3 = \sigma_3 l_3$$

on en déduit  $\sigma_3$

– **Bloc 4/5** :

$$P_4 + P_5 = \sigma_4 l_4 + \sigma_5 l_5$$

$$P_5 \left( \frac{l_4 + l_5}{2} + e_5 \right) = \sigma_5 l_5 \left( \frac{l_4 + l_5}{2} \right)$$

on en déduit  $\sigma_4$  et  $\sigma_5$ .

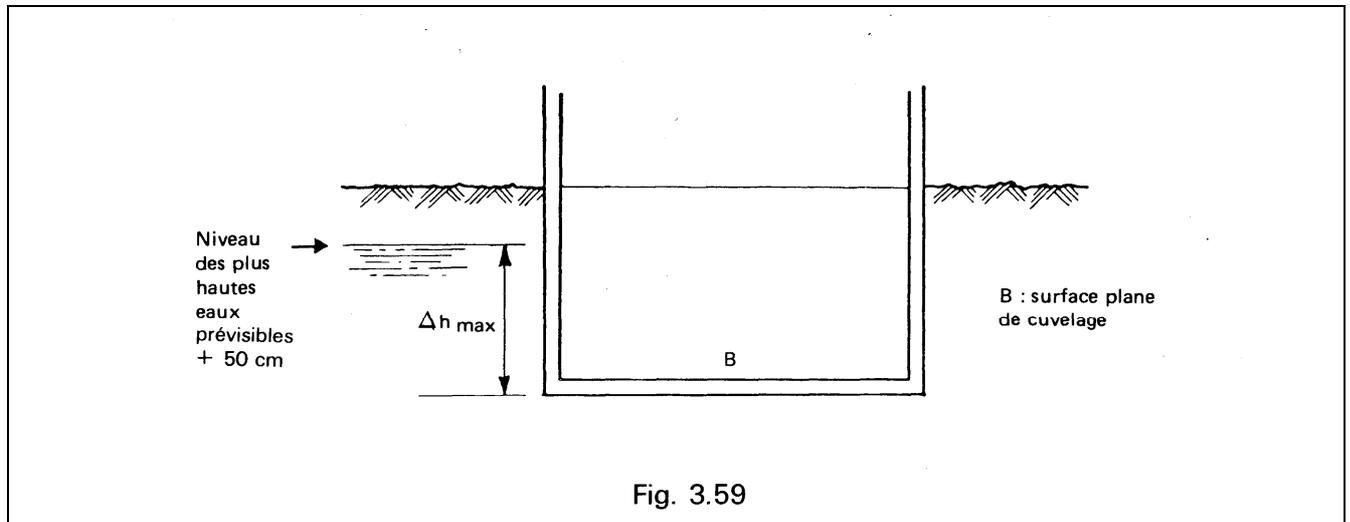
La connaissance des contraintes permet alors de tracer la courbe représentative des moments de flexion et celle de l'effort tranchant d'où l'on peut déduire les sections des armatures longitudinales et transversales à prévoir.

### 6.2.3. méthode de la poutre sur appui continu élastique

Pour cette méthode, nous renvoyons le lecteur à la littérature spécialisée.

## 6.3. RADIER FORMANT CUVELAGE

Ce type de radier se calcule de la même façon qu'un radier répartisseur de charges (voir paragraphe 6.2). En revanche, il doit pouvoir résister aux sous-pressions d'eau.



Si aucun ancrage (tirants) dans le sol n'est prévu, la stabilité générale de l'ensemble de la structure vis-à-vis de la sous-pression doit être assurée par son poids propre :

$$G_{\min} \geq 1,1 \gamma B \Delta h_{\max}$$

avec 1,1 = coefficient de sécurité  
 $\gamma$  = poids volumique de l'eau (10 kN/m<sup>3</sup>)  
 $G_{\min}$  = poids propre minimal de l'ouvrage à vide.  
 $\Delta h_{\max}$  = différence de niveau maximale entre le niveau des plus hautes eaux prévisibles, augmenté de 0,50 m, et la face inférieure du radier.

Cette vérification est également à faire pour chaque point d'appui avec :

$G_{\min}$  charge minimale apportée par le point d'appui, B surface de radier affectée à ce point d'appui.

La sous-pression de l'eau étant uniforme, le radier est calculé comme un plancher renversé (plancher nervuré ou plancher-dalle).

# 7. LISTE DES NOTATIONS

- Dimensions des semelles**

b	largeur d'un voile (ou mur) s'appuyant sur une semelle
a, b	dimensions du poteau rectangulaire s'appuyant sur une semelle ( $b \geq a$ )
a', b'	largeur et longueur d'une semelle rectangulaire reposant sur le sol ou distance entre axes des pieux pour une semelle sur pieux ( $b' \geq a'$ )
b <sub>o</sub>	largeur d'une semelle sur deux pieux
B	aire d'un poteau rectangulaire ( $B = a \times b$ )
h	hauteur totale d'une semelle
d	hauteur utile de la nappe inférieure du TS armant une semelle. S'il est nécessaire de distinguer les nappes : d <sub>1</sub> hauteur des fils de la nappe la plus basse d <sub>2</sub> hauteur des fils de la nappe qui lui est perpendiculaire ( $d_2 < d_1$ )
d <sub>o</sub>	débord d'une semelle sur sol par rapport au nu du poteau ou du voile qu'elle supporte, ou distance au nu du poteau de l'axe du pieu le plus éloigné pour une semelle sur pieux
d <sub>o1</sub> (d <sub>o2</sub> )	débord d'une semelle sur sol dans le sens b' (dans le sens a')
D	profondeur d'assise d'une semelle sur sol par rapport au niveau du sol fini au voisinage de la fondation.
∅, B <sub>p</sub>	diamètre et aire des pieux sous une semelle sur pieux.

- Actions et sollicitations appliquées à une semelle**

G	charges permanentes
Q <sub>B</sub>	charges variables
W	vent
F <sub>A</sub>	actions accidentelles (séismes, chocs sur appuis des ponts, ...)
T	actions dues à la température
ψ <sub>0</sub>	coefficient de combinaison
N	résultante générale des efforts normaux s'exerçant sur une semelle (avec indices éventuels u ou ser)
H	résultante générale des efforts horizontaux s'exerçant sur une semelle (avec indices éventuels u ou ser)
M	résultante générale des moments de flexion s'exerçant sur une semelle (avec indices éventuels u ou ser)
G <sub>o</sub> (g <sub>o</sub> )	poids propre d'une semelle isolée (filante) et des terres situées au-dessus d'elle
P <sub>u</sub> (p <sub>u</sub> )	charge ultime concentrée (répartie) verticale appliquée à une semelle
e	excentricité de la force extérieure par rapport à l'axe d'une semelle $\left( e = \frac{M_u}{N_u} \right)$
R <sub>1</sub> , R <sub>2</sub>	réactions des pieux sous une semelle sur pieux (avec indice u éventuel)

- Sol**

q <sub>u</sub>	portance (ou contrainte) ultime d'un sol
σ <sub>q</sub>	contrainte du sol prise en compte dans les calculs $\left( \sigma_q = \frac{q_u}{\gamma_m} \right)$ (contrainte limite « de calcul »)
σ <sub>p</sub>	(σ <sub>ref</sub> ) contrainte de référence au quart de la zone comprimée
σ, σ <sub>xy</sub>	contrainte appliquée sur le sol de fondation au point M (x, y) par une semelle chargée
C	cohésion du sol d'assise
ψ	angle de frottement interne du sol d'assise

$\gamma$  poids volumique des terres

• **Actions et sollicitations appliquées à une semelle**

- $f_{c28}$  résistance caractéristique à la compression (à 28 jours) du béton de la semelle  
 $f_{t28}$  résistance caractéristique à la traction (à 28 jours) du béton de la semelle  
A (ou A') avec indices divers, sections de treillis soudé ou des barres HA complémentaires dans différents cas  
 $\tau_s$  contrainte d'adhérence des fils du TS  
 $\tau_{su}$  contrainte d'adhérence limite des fils du TS  
 $k'$  grandeur intervenant dans les vérifications relatives à l'adhérence des panneaux de TS (voir titre 4.2,3)  
 $l_s$  longueur de scellement droit des fils de TS  
 $l_a$  longueur d'ancrage des fils de TS  
 $\varnothing_a, \varnothing_b$  diamètre des fils de TS dans le sens a' ou b' de la semelle  
 $S_1$  section de calcul de la semelle (à 0,15 b à l'intérieur du poteau ou du mur) considérée dans la méthode générale  
 $S_2$  section de calcul de la semelle (à une distance  $\frac{d}{2}$  au-delà du nu du poteau ou de celui du mur) considérée dans la méthode générale  
 $M_{s1}$  moment agissant ultime dans la section  $S_1$   
 $V_{u1}(\bar{V}_{u1})$  effort tranchant agissant ultime (ou résistant limite) dans la section  $S_1$   
 $V_{u2}(\bar{V}_{u2})$  effort tranchant agissant ultime (ou résistant limite) dans la section  $S_2$   
 $d_{1a}(d_{1b})$  hauteur dans la section  $S_1$  parallèle au sens a' (au sens b') prise en compte pour le calcul de  $\bar{V}_{u1}$  (voir titre 4.5,3)

# CHAPITRE 4

## LES MURS EN BÉTON

### TABLE DES MATIÈRES

	Pages
<b>1.GÉNÉRALITÉS</b>	<b>172</b>
1.1 OBJET	172
1.2 DÉFINITION	172
1.3 CLASSIFICATION DES MURS	172
<b>2.MURS EN BÉTON BANCHÉ</b>	<b>178</b>
2.1 DÉFINITION	178
2.2 CONCEPTION	178
2.3 MISE EN ŒUVRE	178
<b>3.MURS PRÉFABRIQUÉS</b>	<b>184</b>
3.1 DÉFINITION	184
3.2 CONCEPTION	185
3.3 MISE EN ŒUVRE	185
<b>4.COFFRAGES GLISSANTS</b>	<b>196</b>
4.1 GÉNÉRALITÉS	196
4.2 CONCEPTION DES MURS	197
4.3 MISE EN ŒUVRE	198
<b>5.DÉTERMINATION DES ARMATURES DES MURS EN BÉTON BANCHÉ</b>	<b>201</b>
5.1 GÉNÉRALITÉS	201
5.2 ARMATURES DE COMPORTEMENT	201
5.3 JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ ET DE LA RÉSISTANCE À L'ÉTAT- LIMITE ULTIME	207
<b>6.EXEMPLE DE CALCUL : mur de refend d'un bâtiment d'habitation</b>	<b>223</b>
6.1 DESCRIPTION	223
6.2 ACTIONS PERMANENTES	224
6.3 ACTIONS VARIABLES	225
6.4 CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DU MUR	226
6.5 CALCUL DE $N_u$	228
6.6 DÉTERMINATION DES TREILLIS SOUDÉS	231

# 1. GÉNÉRALITÉS

## 1.1. OBJET

L'objet principal du présent chapitre est de donner les règles de calcul et d'utilisation du treillis soudé dans les murs en béton.

En premier lieu, il faut situer les murs en béton à l'intérieur d'une classification générale des murs. Plusieurs critères de classification peuvent être considérés. Dans le titre 1.3, les critères suivants ont été retenus :

- fonction des murs,
- composition des murs,
- mode de fabrication.

Pour les murs en béton, en fonction de leur mode de fabrication, trois types importants de murs sont étudiés :

- murs en béton banché,
- murs préfabriqués,
- murs réalisés à l'aide d'un coffrage glissant.

Ces trois modes de fabrication font l'objet des titres 2, 3 et 4. Le titre 5 indique les dispositions communes à tous les types de murs en béton. On y indique notamment comment déterminer les treillis soudés et les armatures complémentaires de ces murs, en supposant l'ouvrage non exposé aux séismes.

## 1.2. DÉFINITION

On entend par «murs» des ouvrages verticaux en béton ou en maçonnerie. Ils peuvent être préfabriqués ou réalisés directement à leur emplacement définitif dans la construction.

## 1.3. CLASSIFICATION DES MURS

### 1.3,1. fonctions des murs

Elles concernent principalement :

- a) La stabilité mécanique des murs sous les actions qui leur sont appliquées. Ces actions se composent normalement :
  - d'actions permanentes,
  - d'actions variables (comprenant les effets thermiques, climatiques).

Toutes ces actions doivent correspondre principalement à des forces s'exerçant dans le plan des murs.

Le cas où la résistance d'un mur à des forces perpendiculaires à son plan moyen est statiquement nécessaire n'est pas traité ici (voir chapitre 5).

- b) La sécurité vis-à-vis des actions accidentelles normalement prévisibles (séisme) ou en cas d'incendie.
- c) L'étanchéité à la pluie pour les murs qui y sont exposés.
- d) Une contribution au respect des exigences hygrothermiques et acoustiques.
- e) Le cas échéant, l'aspect extérieur et/ou intérieur de la construction.

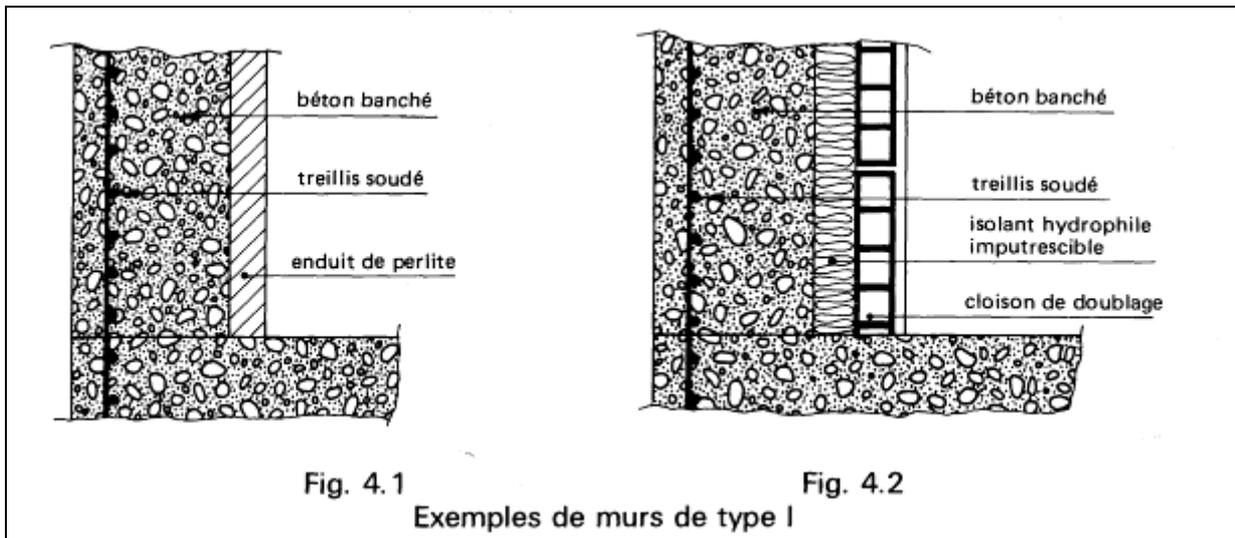
## 1.3,2. types de murs en fonction de l'exposition à la pluie

L'annexe du DTU 23-1 [4,3] intitulée «Guide pour le choix des types de murs de façade en fonction du site» définit quatre types principaux de murs :

### 1.3,2,1. MUR DE TYPE I

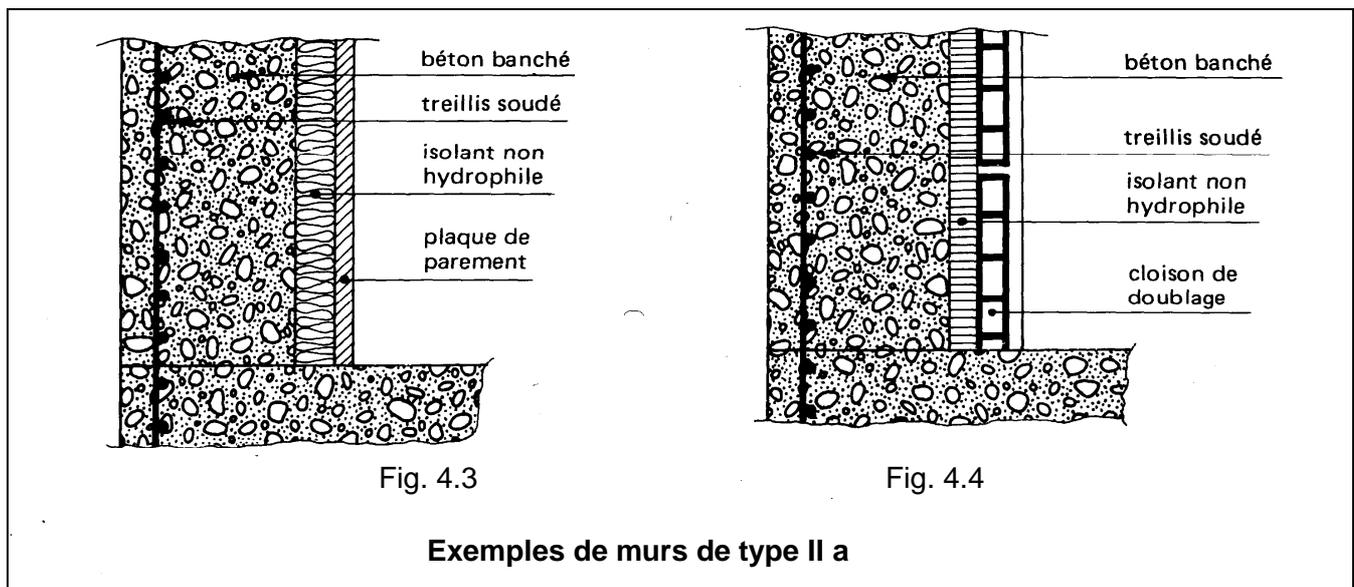
Un mur de type I est un mur ne comportant à la fois :

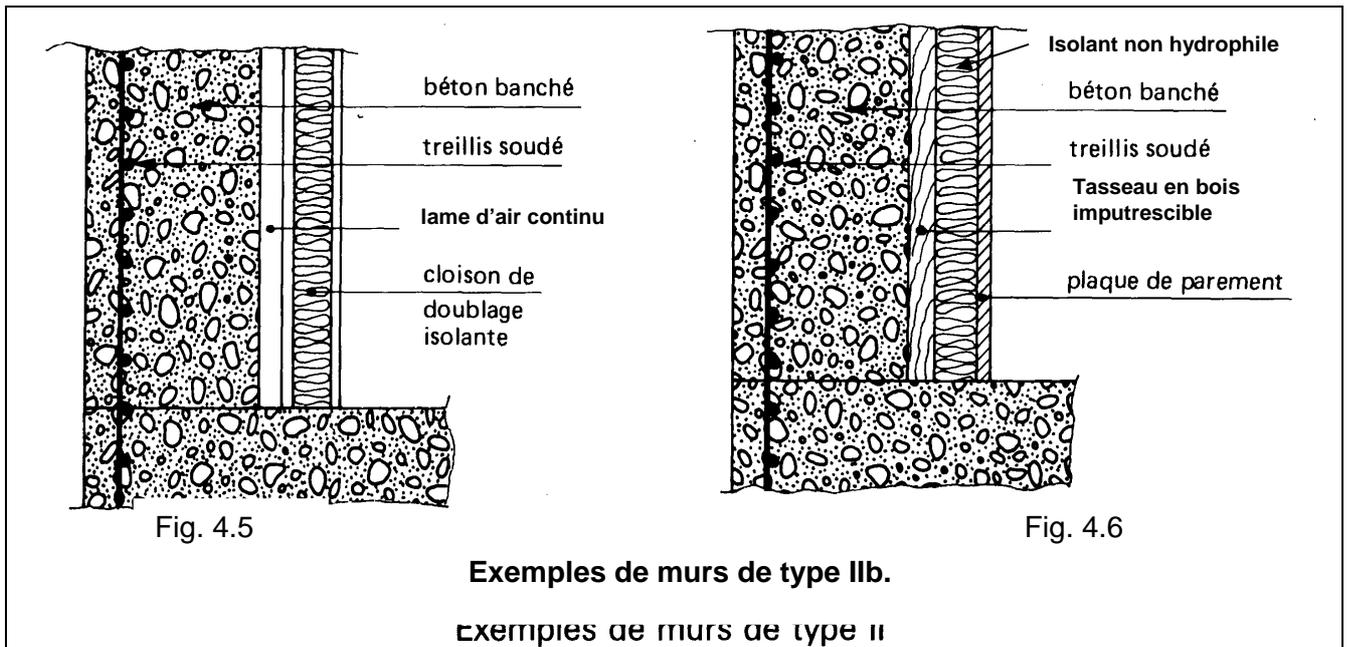
- ni revêtement étanche sur son parement extérieur,
- ni coupure de capillarité dans son épaisseur.



### 1.3,2,2. MUR DE TYPE II

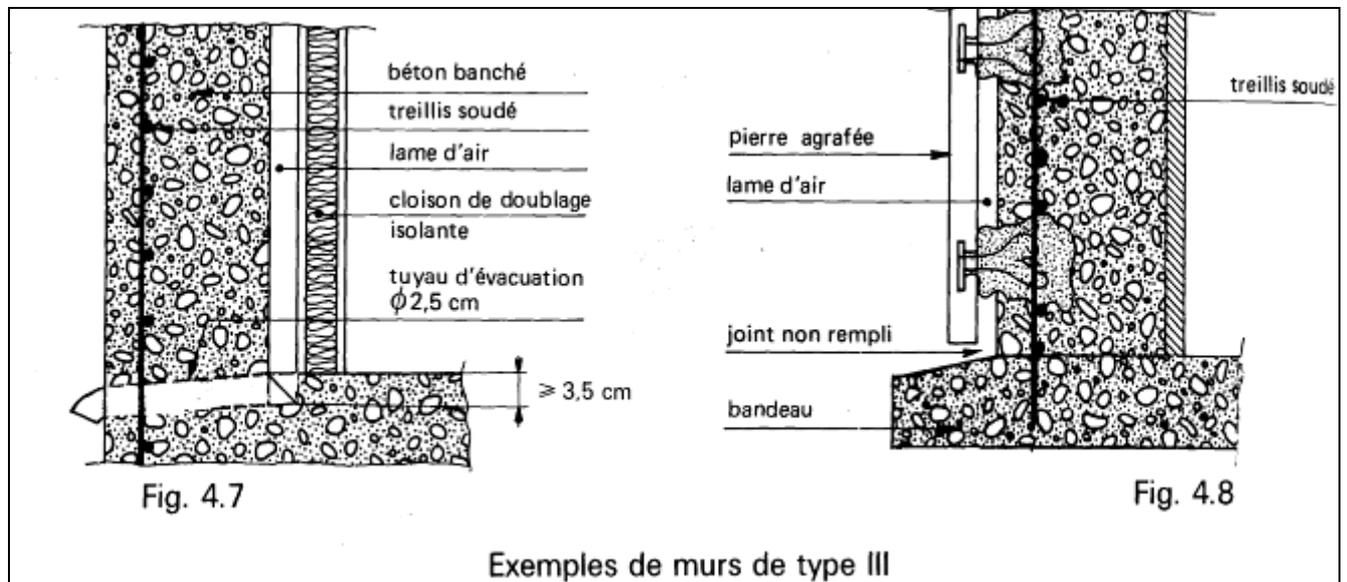
Un mur de type II est un mur ne comportant aucun revêtement étanche sur son parement extérieur, mais comportant dans son épaisseur une coupure de capillarité continue. Dans le type IIa, cette coupure est constituée par des panneaux isolants non hydrophiles. Dans le type IIb, cette coupure est constituée par une lame d'air continue.





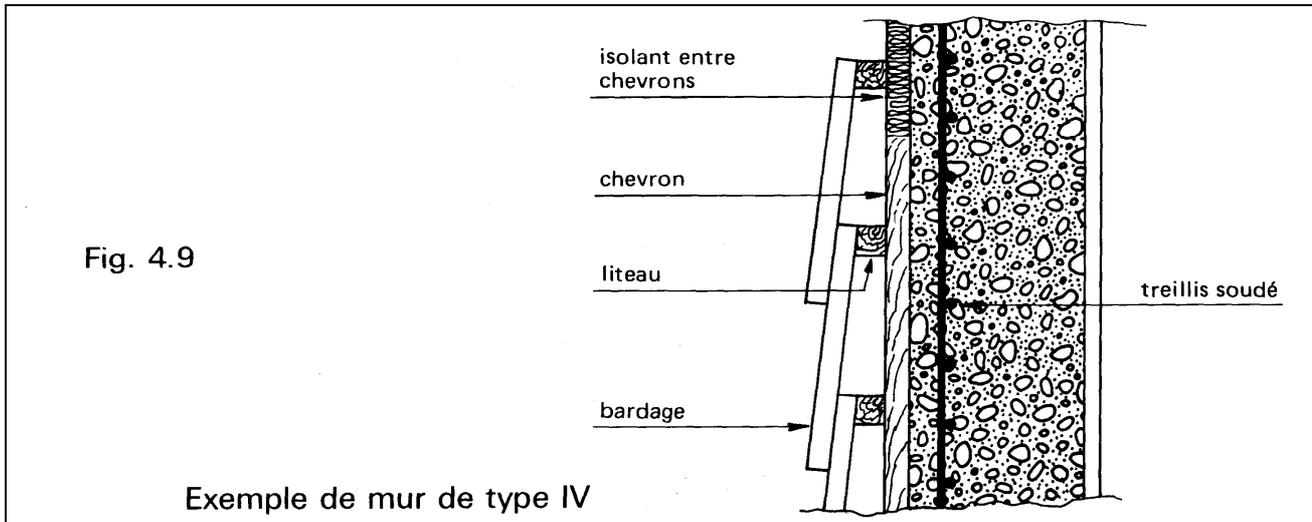
**1.3.2.3. MUR DE TYPE III**

Un mur de type III est un mur ne comportant aucun revêtement étanche sur son parement extérieur, mais comportant dans son épaisseur une coupure de capillarité continue réalisée par une lame d'air. A la base de cette lame d'air, sont prévus des dispositifs de collecte et d'évacuation vers l'extérieur des eaux d'infiltration éventuelles.



### 1.3,2,4. MUR DE TYPE IV

Un mur de type IV est un mur comportant un revêtement étanche situé en avant de son parement extérieur.



### 1.3,2,5. SITUATIONS DES CONSTRUCTIONS

On distingue quatre situations :

- a) à l'intérieur des grands centres,
- b) dans les villes petites et moyennes ou en périphérie des grands centres,
- c) isolée en rase campagne,
- d) isolée en bord de mer ou dans une ville côtière mais construction non abritée.

### 1.3,2,6. CONVENANCE DES MURS À PAROIS EN BÉTON BANCHÉ EN FONCTION DE L'EXPOSITION À LA PLUIE

En fonction des situations indiquées en 1.3,2,5. (a à d) les solutions minimales préconisées par le DTU 20.1 sont indiquées ci-dessous :

Tableau 4.1.a

Murs destinés à recevoir un enduit ou un revêtement traditionnel extérieur					
Hauteur du mur au-dessus du sol (m)	Situation a, b ou c		Situation d		
	Façades abritées	Façades non abritées	Façades abritées	Façades non abritées	
				Zone littorale sauf front de mer	Front de mer
<6	I	I ou IIa (2)	I	I ou IIa	IIb
6-18	I	I ou IIa	I	IIa	IIb
18-28	I (1)	I ou IIa	I (1)	IIb	IIb ou III
28-50		IIa ou IIb (2)		III	III
50-100		III ou IV (2)		IV	IV

(1) Pour ces conditions d'exposition, les façades comportant des balcons et loggias ne peuvent, en règle générale, être considérées comme abritées.

(2) Excepté pour les murs du type IV, il n'a pas été tenu compte, dans l'analyse qui précède, de la nature du revêtement extérieur, qui peut cependant contribuer à la résistance à la pénétration de l'eau de pluie. Il reste, bien entendu, possible au concepteur d'user de ce paramètre pour préciser son choix en considération de la situation particulière de l'ouvrage.

Tableau 4.1b

Murs dont le parement est destiné à rester apparent					
Hauteur du mur au-dessus du sol (m)	Situation a, b ou c		Situation d		
	Façades abritées	Façades non abritées	Façades abritées	Façades non abritées	
				Zone littorale sauf front de mer	Front de mer
<6	IIa	IIa	IIa	IIb ou III	III
6-18	IIa	IIa	IIa	IIb ou III	III
18-28	IIa	IIb ou III	IIa	III	III
28-50		*		*	*
50-100		*		*	*

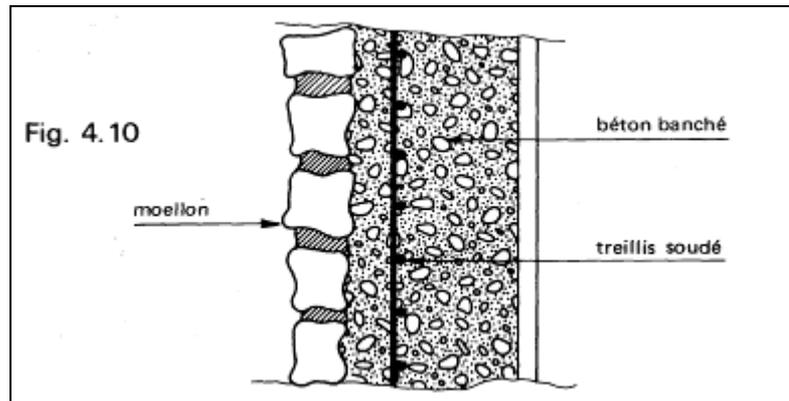
\*Cas non visés par le DTU, nécessitant une étude particulière.  
 Pour plus de détails, se reporter au DTU 20.1

### 1.3.3. conception des murs

On distingue deux conceptions traditionnelles :

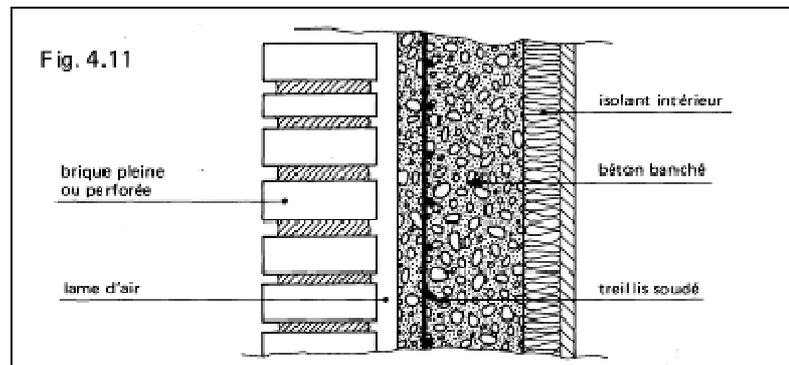
- a) **Les murs simples** qui ne comportent qu'une paroi enduite ou non, cette paroi pouvant être :
- simple, c'est-à-dire constituée dans le sens de l'épaisseur par un seul matériau principal, enduit non compris, par exemple : paroi en béton.
  - composite, c'est-à-dire constituée dans le sens de l'épaisseur par plusieurs matériaux principaux solidarisés de façon continue par du mortier ou du béton.

Exemple :



- b) **Les murs à double paroi** comportant deux parois distinctes qui peuvent être :
- d'épaisseurs sensiblement égales, cas des «murs doubles»

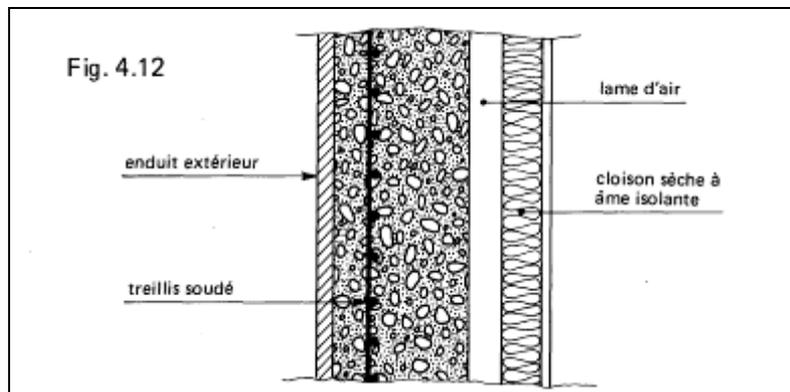
Exemple :



(La stabilité mécanique est alors en général uniquement assurée par le mur en béton banché).

- d'épaisseur nettement inégales : cas des «murs avec doublages».

Exemple :



Les murs en béton permettent d'assurer aisément les cinq fonctions énoncées en 1.3,1\*. Ils sont très fréquemment utilisés notamment dans les immeubles d'habitation ou de bureaux et dans les bâtiments industriels.

Ils font l'objet du présent chapitre.

### 1.3,4. mode de fabrication des murs en béton

Trois catégories principales sont à retenir :

- les murs en béton banché (titre 2),
- les murs préfabriqués (titre 3),
- les murs exécutés à l'aide de coffrages glissants (titre 4).

\* A savoir : stabilité, sécurité vis-à-vis des actions accidentelles, étanchéité, exigences hygrothermiques et acoustiques, aspect.

# 2. MURS EN BÉTON BANCHÉ

## 2.1. DÉFINITION

Les murs en béton banché sont des ouvrages en béton verticaux, coulés dans des coffrages appelés «banches » à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces murs comprennent habituellement des armatures de comportement ; ils ne sont toutefois considérés comme armés que s'ils contiennent, en plus, des armatures calculées pour contribuer à leur stabilité.

## 2.2. CONCEPTION

La conception d'un mur en béton banché doit lui permettre d'assurer les fonctions définies au titre 1.3,1. et en particulier, l'étanchéité pour les murs qui sont exposés à la pluie (titre 1.3,2.).

Les DTU applicables à ce type de mur sont notamment les DTU n<sup>os</sup> 20.1, 21 et 23-1 ( voir [4.1], [4.2] et [4.3] )ainsi que les textes suivants :

- Règles BAEL 91 modifiées 99 [4.4].
- Règles FB (DTU-Feu) [4.5].
- Règles relatives aux charges climatiques (Règles NV 65 modifiées 1999 et NV 84 modifiées 2000 [4.7])
- Règles de construction parasismique : Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92 [4.8] et Recommandations AFPS 90 [4.9].

## 2.3.MISE EN ŒUVRE

### 2.3,1. généralités

Les dispositions indiquées ci-dessous ont pour origine les DTU n<sup>os</sup> 20-1, 21 et 23-1 ( voir [4.1]. [4.2] et [4.3]). Elles complètent éventuellement celles données dans le chapitre 1 «Généralités».

### 2.3,2. béton

En général, le dosage en ciment du béton ne doit pas être inférieur à 300 kg/m<sup>3</sup>.

Cette disposition devient impérative pour les murs extérieurs placés dans des conditions normales d'exposition ou protégés par un revêtement rapporté.

Le dosage doit être de 350 kg/m<sup>3</sup> si les murs sont exposés aux embruns ou aux brouillards salins.

L'affaissement du béton mesuré au cône d'Abrams conformément à la norme NF P 18-451 [4.10] doit être compris entre 8 et 16 cm.

## 2.3,3. bandes de coffrage

### 1) Principales fonctions

• Obtention des parements désirés. Ces parements sont classés par le DTU 23.1 [4.3] (Cahier des charges) en :

- parement élémentaire,
- parement ordinaire,
- parement courant,
- parement soigné.

Les caractéristiques des divers parements sont groupées dans le tableau ci-après, extrait du DTU :

Tableau 4.2

Parements	Planéité d'ensemble rapportée à la règle de 2 m	Planéité locale rapportée à un réglet de 0,20 m (creux maximal sous ce réglet) hors joints	Caractéristiques de l'épiderme et tolérances d'aspect
Élémentaire	Pas de spécification particulière.	Pas de spécification particulière.	Pas de spécification particulière
Ordinaire	15 mm	6 mm	Uniforme et homogène. Nids de cailloux ou zones sableuses ragrées. Balèvres affleurées par meulage. Surface individuelle des bulles inférieure à 3 cm <sup>2</sup> . Profondeur inférieure à 5 mm. Étendue maximale des nuages de bulles 25 %. Arêtes et cueillies rectifiées et dressées.
Courant	7 mm	2 mm	
Soigné	5 mm	2 mm	Identiques au parement courant, l'étendue des nuages de bulles étant ramenée à 10%.

### • Résistance mécanique

Les coffrages et étaielements doivent présenter une rigidité suffisante pour résister, sans tassement ni déformation nuisible, aux charges et efforts de toute nature qu'ils sont exposés à subir pendant l'exécution des travaux et notamment aux efforts engendrés par la mise en place et le serrage du béton.

### 2) Pression latérale exercée par le béton frais

La méthode de calcul ci-après a été mise au point par la CIRIA (Grande-Bretagne). Des mesures effectuées aux Pays-Bas sur des ouvrages en cours d'exécution en ont confirmé la validité. Elle est exposée dans le Manuel de technologie «Coffrage» du Conseil International du Bâtiment [4.11].

Cette méthode est applicable à des bétons à base de ciment CPA, sans adjuvants ou autres ajouts susceptibles d'influer sur la vitesse de durcissement.

La pression latérale  $p$  à prendre en compte au point considéré du coffrage est limitée à **la plus faible** des trois valeurs suivantes :

$p_1$  : pression hydrostatique fonction de la hauteur des levées de béton,

$p_2$  : effet d'arc sur les parois,

$p_3$  : limite imposée par le durcissement du béton.

La limite de poussée pratique peut être prise égale à 150 kN/m<sup>2</sup>. Il en résulte donc que :

$$p = \text{Min} [p_1 ; p_2 ; p_3] \leq 150 \text{ kN/m}^2$$

Les tableaux ci-après donnent les valeurs limites  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $p_3$  arrondies à 5 kN/m<sup>2</sup> près (une plus grande précision serait illusoire).

**a) Effet de la hauteur H (en m) de la levée de béton :  $p_1$**

La pression hydrostatique admise est prise égale à 25 kN/m<sup>2</sup> par mètre de hauteur, ce qui conduit aux valeurs ci-après :

H (m)	1	2	3	4	5	≥ 6
$P_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	25	50	75	100	125	150

**b) Effet d'arc :  $p_2$**

Cet effet ne se manifeste que lorsque les trois conditions suivantes sont **simultanément** vérifiées :

- l'épaisseur minimale d de la paroi est au plus égale à 50 cm ;
- l'affaissement du béton est au plus égal à 80 mm ;
- il n'y a pas de vibration externe (par le coffrage).

La valeur de  $p_2$  dépend de la vitesse R de remplissage du coffrage, exprimée en mètre vertical par heure.

Dans le cas d'une mise en place du béton au moyen d'une benne effectuant des rotations successives, la vitesse R s'évalue comme suit :

Soit  $V$  (m<sup>3</sup>) volume de béton à couler

$v$  (m<sup>3</sup>) volume de la benne

$n$  nombre de bennes nécessaires (c'est-à-dire le nombre entier immédiatement

supérieur à  $\frac{V}{v}$  )

$t$  durée d'un cycle complet en minutes et

$h$  hauteur **verticale** à bétonner en m

$$R = \frac{60 h}{t(n-1)} \quad (\text{m/h})$$

Le tableau ci-après donne les valeurs de  $p_2$  en kN/m<sup>2</sup> en fonction de l'épaisseur d de la paroi et de la vitesse R :

d (cm)	R (m/h)											
	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	≥40
15	$p_2= 35$	35	40	45	45	50	55	60	75	90	120	150
20	40	40	45	50	50	55	60	65	80	95	125	150
30	50	50	55	60	60	65	70	75	90	105	135	150
40	60	60	65	70	70	75	80	85	100	115	145	150
50	70	70	75	80	80	85	90	95	110	125	150	150

### c) Effet du durcissement du béton : $p_3$

Le tableau ci-après donne les valeurs de  $p_3$  en  $\text{kN/m}^2$  en fonction de l'affaissement du béton, de la température interne de ce dernier, et de la vitesse de remplissage R :

Affaissement (mm) (1)	Température du béton (°C)	R(m/h)									
		1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	$\geq 8$
50	5	50	70	95	115	135	150	150	150	150	150
	10	40	55	70	85	100	135	150	150	150	150
	15	40	45	55	65	75	100	125	150	150	150
	20	35	40	45	50	55	70	90	105	125	150
75	5	60	85	110	140	150	150	150	150	150	150
	10	50	65	85	105	125	150	150	150	150	150
	15	40	50	65	80	95	125	150	150	150	150
	20	35	40	50	60	70	90	115	135	150	150
100 à 150	5	70	100	130	150	150	150	150	150	150	150
	10	55	75	100	120	150	150	150	150	150	150
	15	45	60	75	90	110	150	150	150	150	150
	20	35	45	55	70	80	110	130	150	150	150

(1) selon norme NF P 18-451 [4.10].

#### Remarques :

1. Il n'est pas normalement nécessaire de prendre une marge complémentaire pour tenir compte d'un effet d'impact à la mise en place du béton.
2. Pour certains adjuvants (à base de résines mélanines ou de cendres volantes pulvérisées) il convient de prendre  $p = p_1$ , quels que soient d, R ou H.
3. Les bétons pompés donnent lieu à de grandes vitesses R, dont il faut tenir compte.  
De même, si le béton est mis en place par un tube plongeur dont l'extrémité est immergée dans le béton frais, il y a accroissement des pressions sur les coffrages.  
Pour les poteaux, l'introduction du béton sous pression par la base entraîne une augmentation de 50 % par rapport à la pression hydrostatique.
4. La poussée est d'autant plus grande que le délai qui s'écoule entre la fabrication et la mise en œuvre du béton (transport plus temps d'attente) est lui-même plus court.

#### 3) Sécurité du personnel sur le plan de travail

Les éléments de coffrage doivent être équipés de dispositifs nécessaires à la sécurité de la main-d'œuvre pendant les diverses opérations du cycle de bétonnage (manutention et stockage).

Ces dispositifs (passerelles, béquilles, vérins, etc.) non seulement assurent la sécurité sur le plan de travail mais ils améliorent les rendements.

#### 4) Étanchéité

L'étanchéité doit être suffisante pour ne pas avoir de suintement nuisible de laitance.

Les pertes de laitance provoquent la formation de nids de cailloux et la chute de résistance du béton.

L'étanchéité entre les éléments du coffrage et entre le coffrage et les parties d'ouvrage déjà coulées peut être assurée par des bandes adhésives ou mieux par des cordons compressibles.

### 5) Mise en place des coffrages

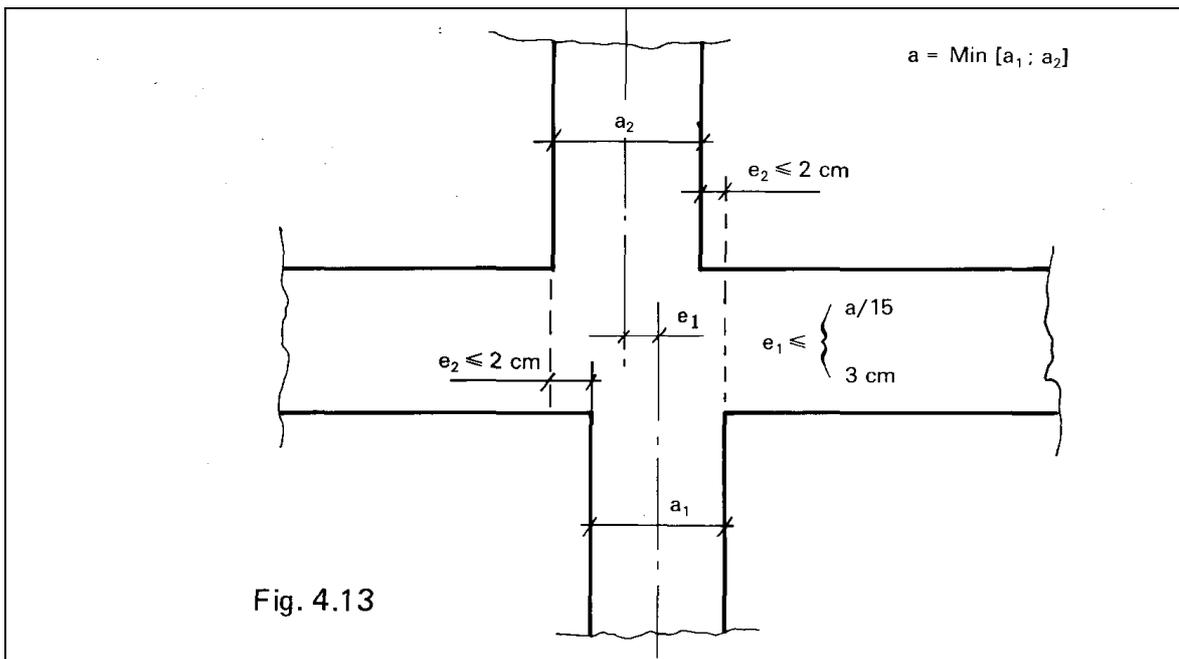
La mise en place des coffrages doit être suffisamment précise pour que l'ouvrage réalisé ait les dimensions prévues avec les tolérances suivantes :

- Tolérance relative à un niveau

La tolérance admise sur la distance entre deux murs est de  $\pm 2$  cm.  
 Cette tolérance est de  $\pm 1$  cm pour les épaisseurs des murs.

- Écart d'implantation des parois à parements verticaux ayant même plan axial.

L'écart d'implantation  $e_1$  maximal mesuré horizontalement entre la trace sur leur plancher commun des plans axiaux de deux murs superposés ne doit pas dépasser  $1/15$  de l'épaisseur du mur le moins épais, avec un maximum de 3 cm.

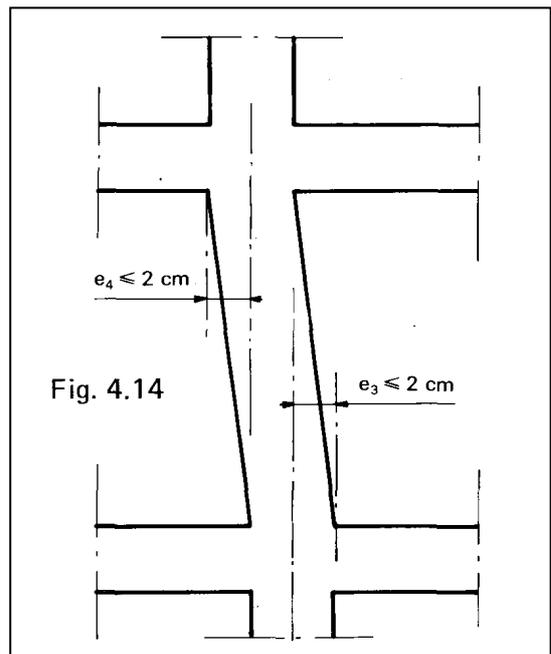


En outre l'écart  $e_2$  maximal mesuré horizontalement entre les traces des plans des parements des murs de part et d'autre d'un plancher ne doit pas dépasser 2 cm (fig. 4.13).

- Cumul des écarts sur la hauteur d'un mur

Aucun point du plan axial d'un mur ne doit s'écarter de plus de 6 cm (distance mesurée horizontalement) de son tracé théorique sur plan.

- Écart sur la verticalité du parement d'un mur sur une hauteur d'étage. Cet écart ne peut dépasser 2 cm (fig. 4.14).



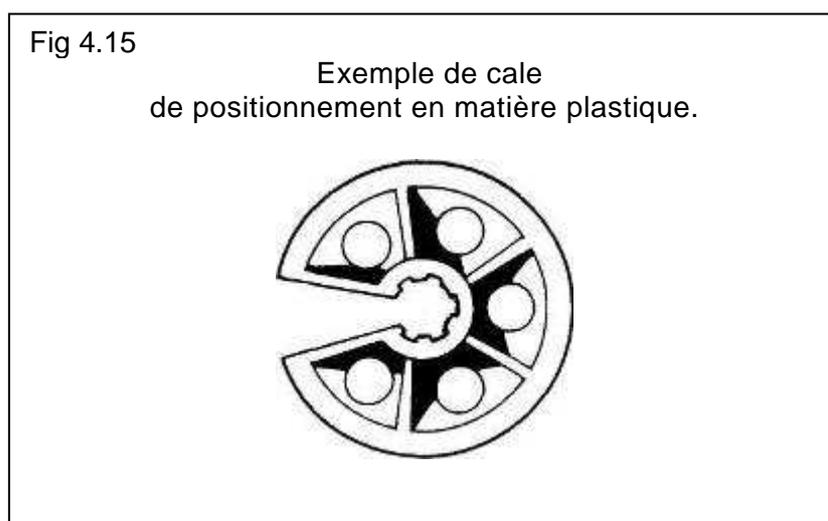
## 2.3,4. disposition des armatures

Le DTU 23.1 [4.3] demande que le ferrailage d'un mur en béton banché soit convenablement raidi, éventuellement par des barres disposées en diagonale.

Cette condition est automatiquement satisfaite si l'on utilise du treillis soudé.

Pour la détermination des types de panneaux à adopter, voir titre 5. Les panneaux de treillis soudés et les autres armatures doivent se trouver aux emplacements prévus sur les plans et ne pas être déplacés lors du bétonnage.

Pour assurer un positionnement correct, on utilise des cales de positionnement (fig. 4.15) et des raidisseurs ou des distanciers en treillis soudés. (voir chapitre 1 page 16).



Sécurité du personnel :

Le fascicule 65A [1.2] impose de prendre des mesures aptes à assurer la sécurité du personnel vis-à-vis des risques que présentent les armatures libres en attente. On peut, par exemple, s'arranger pour qu'un fil de répartition soit proche de l'extrémité des fils en attente, ou couvrir ceux-ci par un capot.

# 3. MURS PRÉFABRIQUÉS

Le présent titre s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

## 3.1. DÉFINITION

Le DTU 22-1 [4.12], donne la définition suivante :

«On entend par **mur en panneaux préfabriqués de grandes dimensions**, les ouvrages verticaux réalisés par assemblages de parties de murs fabriquées à l'avance répondant aux caractéristiques dimensionnelles suivantes :

- la longueur maximale est de l'ordre de 8 mètres,
- la hauteur utile est égale à une fois la hauteur d'étage éventuellement augmentée de la hauteur de l'acrotère et de la retombée.
- leur surface est inférieure à 30 m<sup>2</sup>».

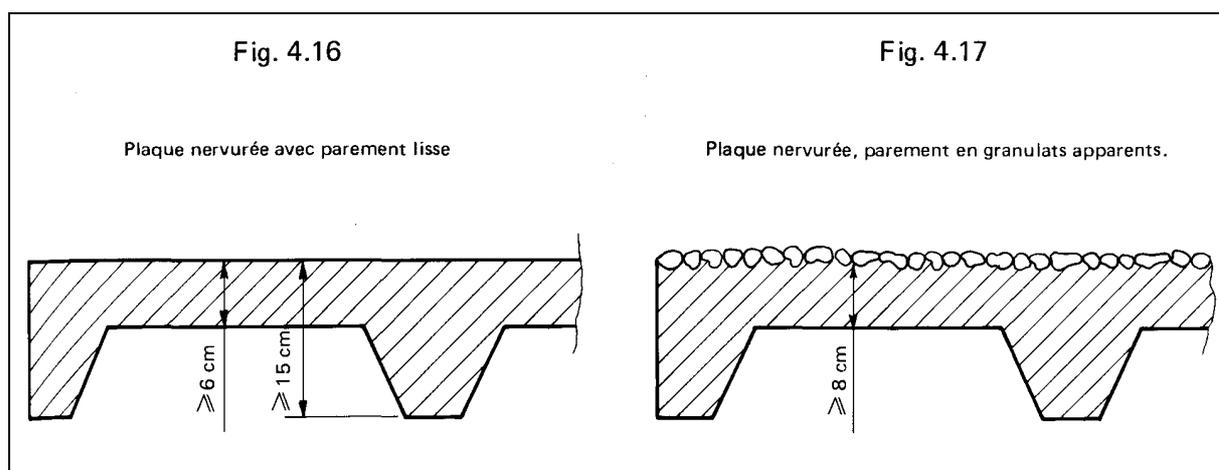
Il existe principalement deux types de panneaux préfabriqués :

- les plaques pleines,
- les plaques nervurées.

L'épaisseur minimale courante de base est de 15 cm pour les plaques pleines.

Elle peut être plus faible, sans être inférieure à 12 cm dans le cas où la géométrie des joints et la position des panneaux par rapport à la structure le permettent.

Pour les plaques préfabriquées nervurées avec parement lisse, l'épaisseur minimale est de 6 cm pour le voile et de 15 cm au droit des nervures.



Dans le cas de parements en granulats apparents, l'épaisseur minimale du voile est de 8 cm. Cette épaisseur doit être comptée à partir du fond des creux entre granulats ; dans le cas d'un revêtement mince et scellé, l'épaisseur du revêtement est incluse dans les 8 cm.

## 3.2. CONCEPTION

Un mur préfabriqué doit être conçu de manière à lui permettre d'assurer les fonctions définies en 1.3,1.

Les éléments doivent en outre permettre de satisfaire aux exigences de la prévention des accidents durant les opérations de manutention et de mise en œuvre (dispositifs de maintien en position verticale et d'étaiyage, dispositif de manutention).

Les textes applicables à ce type de mur sont notamment les DTU n<sup>os</sup> 20-1 et 22-1 (voir [4.11], et [4.12]), ainsi que les textes suivants :

- Règles BAEL 91 modifiées 99 [4.4]
- Règles FB (DTU-Feu) [4.5]
- Règles relatives aux charges climatiques [4.7]
- Règles de construction parasismique : Règles PS applicables aux bâtiments dites Règles PS 92 [4.8] et Recommandations AFSP 90 [4.9].

## 3.3. MISE EN ŒUVRE

### 3.3,1. généralités

**Les principales dispositions** à adopter font l'objet du DTU n° 22.1 [4.12] (Cahier des charges). Quelques-unes de ces dispositions sont rappelées ci-dessous.

### 3.3,2. béton

Sauf justification spéciale :

- le dosage en ciment doit être au moins égal à 300 kg par m<sup>3</sup> de béton en œuvre,
- le dosage en eau doit être tel que la plasticité soit ajustée au minimum compatible avec le mode serrage utilisé. L'affaissement au cône d'Abrams doit être au plus égal à 12 cm.

### 3.3,3. moule

a) Principales fonctions

Les moules doivent assurer toutes les fonctions définies en 2.3,3.a, concernant les parements, la résistance mécanique, ainsi que la sécurité du personnel.

b) Précision dimensionnelle

- Tolérance sur la longueur et la hauteur des panneaux : 1 cm,
- Différence de longueur  $\Delta a$  d'une diagonale intérieure par rapport à sa longueur  $a$  théorique :

$$\Delta a \leq \pm 0,15 \frac{a}{100}$$

- Tolérance sur les dimensions et les implantations des baies : 6 mm,
- Tolérance sur l'épaisseur des panneaux : 6 mm,
- Défaut admissible de rectitude des arêtes : 4 mm.
- Planéité d'ensemble.

Le défaut de parallélisme d'arêtes prévues parallèles et limitant le panneau, mesuré perpendiculairement à leur plan, doit être au plus égal à 4 mm.

Une règle de 2 m ne doit pas permettre de mesurer un écart supérieur à 4 mm.

- Planéité locale

Sauf pour les revêtements en granulats apparents et certains revêtements scellés comportant des reliefs, sous une règle de 0,20 m, l'écart ne doit pas être supérieur à 2 mm.

### 3.3,4. dispositions constructives minimales concernant les armatures

Les armatures des panneaux préfabriqués doivent respecter certaines dispositions constructives minimales. Les sections correspondantes de treillis soudés ou autres armatures peuvent être prises en compte pour satisfaire à l'ensemble des dispositions prévues au titre 5.

L'enrobage des armatures d'un mur préfabriqué doit être au moins de 3 cm sur la face extérieure et de 1,5 cm sur la face intérieure.

#### a) Plaques pleines

L'armature d'ensemble minimale est constituée par un treillis soudé dont le diamètre des fils verticaux et horizontaux est de 3 mm au moins et l'espacement de 25 cm au plus dans les deux directions.

Le poids au m<sup>2</sup> du panneau doit être au-moins de 1 kg.

Il est possible d'utiliser des panneaux ST 10 ( ou PAF C) ou mieux, des panneaux PAF V.

Dans le cas d'un panneau de façade, le treillis soudé doit être placé dans la demi-épaisseur extérieure. Un chaînage périphérique d'une section de 0,50 cm<sup>2</sup> doit être prévu ; il peut être réalisé verticalement par un retour du T.S. (figure 4.18).

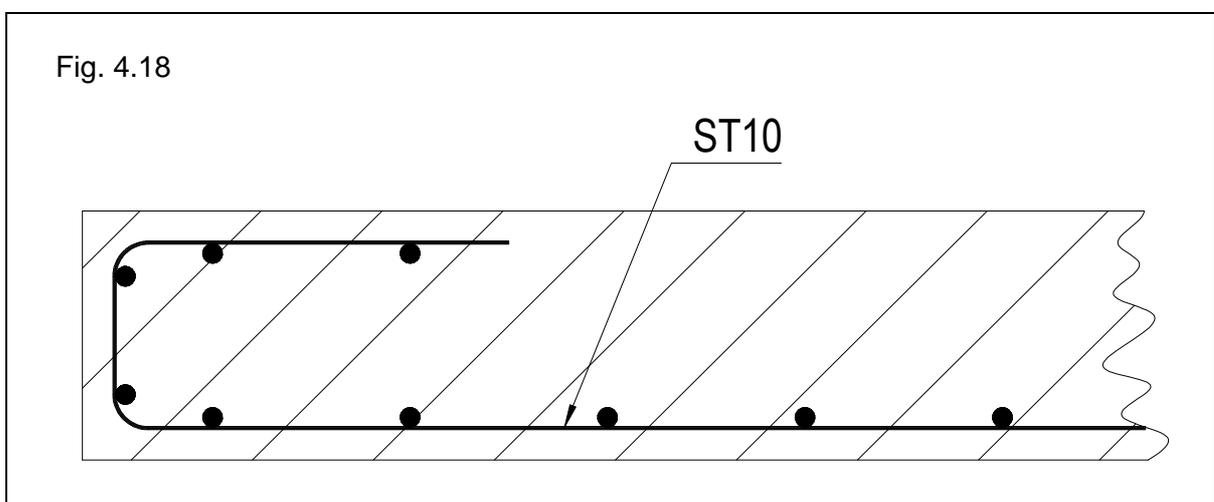
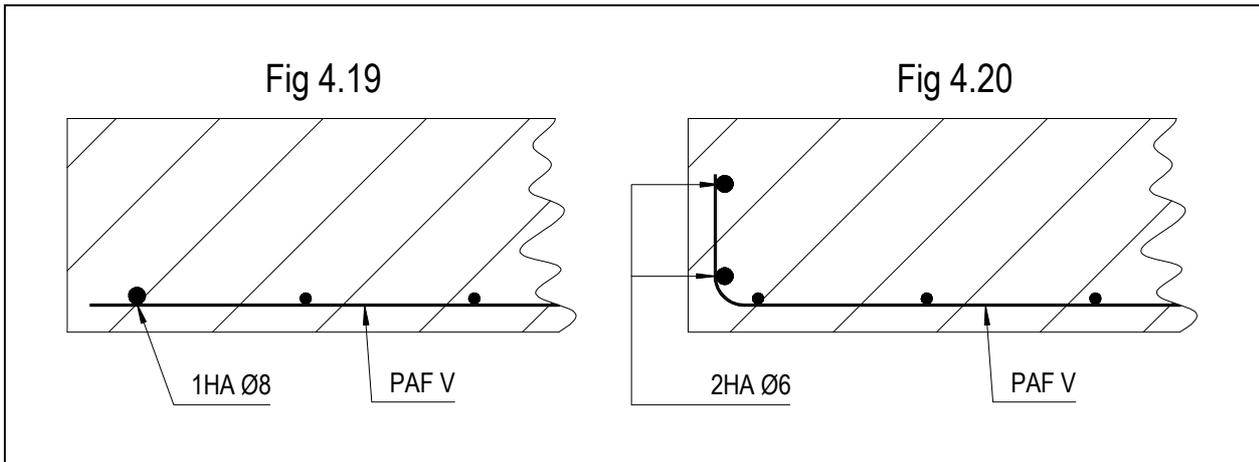
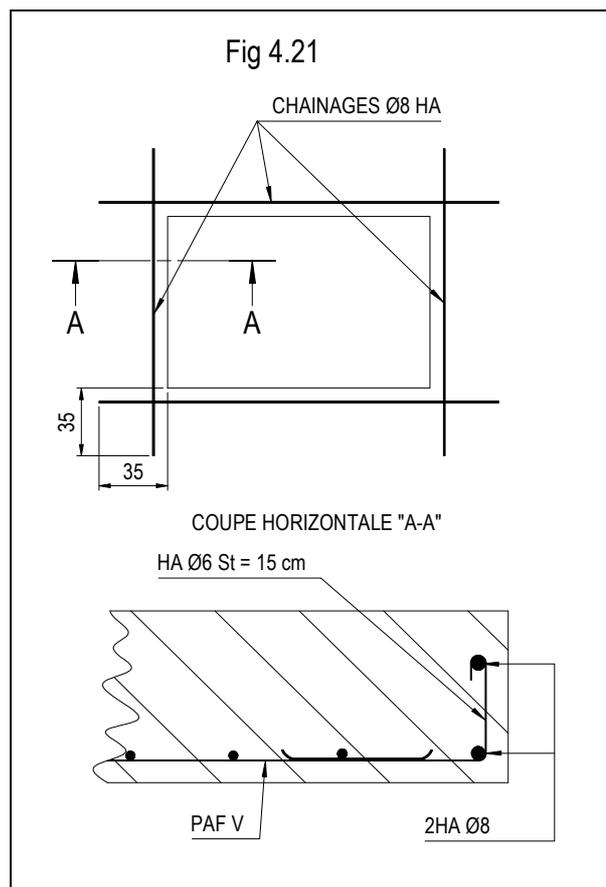


Fig. 4.18 - **Coupe horizontale** d'un bord de panneau : les sept fils verticaux d'extrémité constituent le chaînage.

Dans le cas où il n'est pas possible d'adopter la disposition représentée figure 4.18 avec un retour sur l'autre face, une barre H.A. peut être placée en complément, comme indiqué sur les figures 4.19 ou 4.20.



En bordure d'une ouverture, un chaînage de section au moins égale à  $1 \text{ cm}^2$  doit être réalisé. Il doit être constitué d'au moins deux barres H.A. reliées par des armatures transversales. Ces barres doivent être ancrées au-delà des angles de l'ouverture.

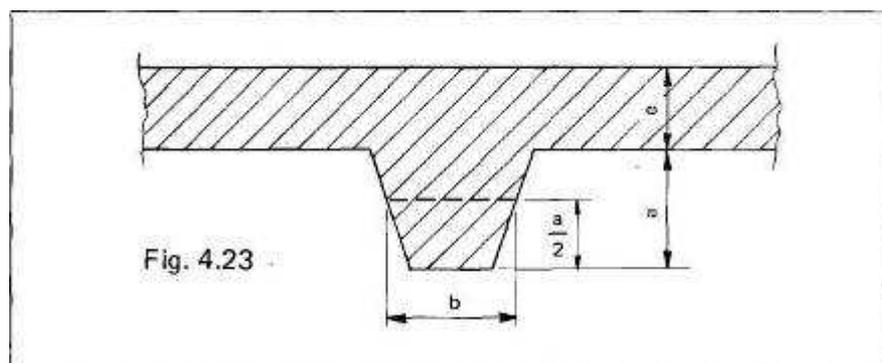
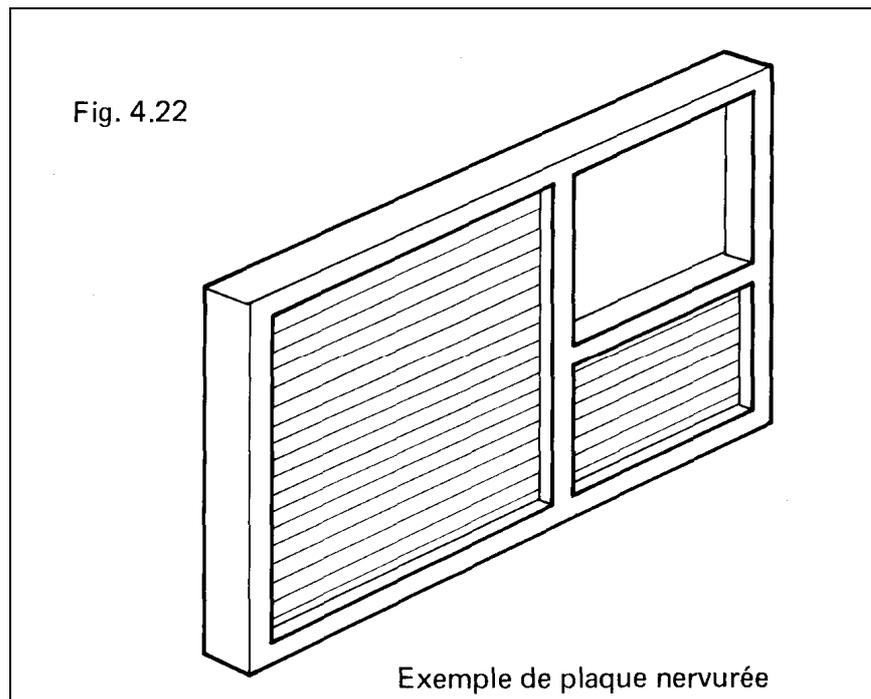


## b) Plaques nervurées

- Elles comportent :

- une nervure périphérique,
- des nervures d'encadrement des baies éventuelles,
- des nervures intermédiaires verticales dont la distance maximale entre axes, en fonction de l'épaisseur «e» (en cm) de la dalle est de :
  - 1,50 m si  $6 \text{ cm} \leq e < 8 \text{ cm}$
  - 2,50 m si  $8 \text{ cm} \leq e$
- une nervure horizontale intermédiaire lorsque la distance entre les nervures haute et basse est supérieure ou égale à 3 m.

La largeur moyenne d'une nervure doit être au moins égale à 6 cm.



Un panneau nervuré est dit courant si (voir fig. 4.23) :

- $a < 2,5 e$
- le volume des nervures en saillie sur la dalle ne représente pas plus de 25 % du volume total de béton.
- $\frac{a}{b} \leq 2$

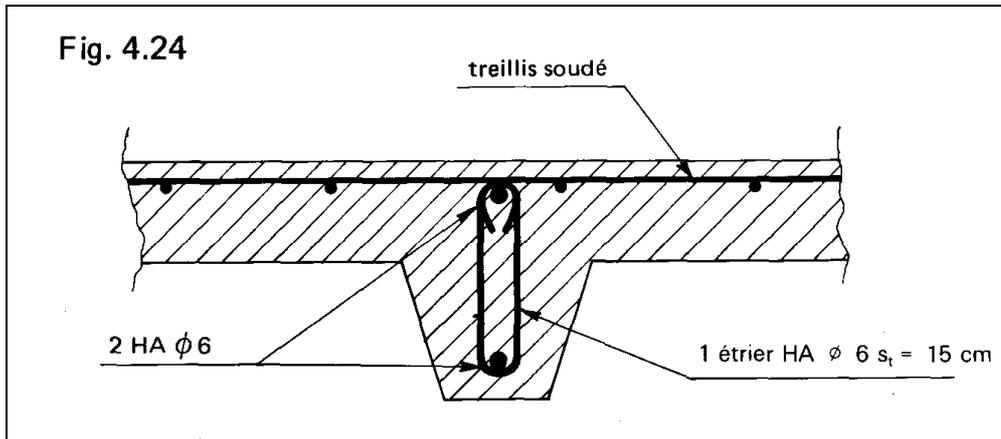
- Armature du voile

Le voile est armé d'un treillis soudé.

L'armature d'ensemble minimale est identique à celle prévue pour les plaques pleines (voir paragraphe a) ci-avant).

- Armature des nervures

Les armatures sont constituées de deux barres longitudinales, l'une d'elles étant située sensiblement dans le plan du treillis soudé armant le voile, l'autre au voisinage de la face du parement des nervures.



Les barres de  $0,50 \text{ cm}^2$  de section unitaire minimale ( $\geq 1 \text{ } \varnothing 8$ ) pour les nervures périphériques et de  $0,25 \text{ cm}^2$  ( $\geq 1 \text{ } \varnothing 6$ ) pour les nervures intermédiaires, sont reliées par des armatures transversales ancrées dans le voile.

Les armatures longitudinales des nervures dans une direction doivent être ancrées dans les nervures de la direction perpendiculaire.

La section d'acier des nervures situées dans l'épaisseur du voile peut être prise en compte dans la masse totale en plus de la nappe de treillis soudé armant le voile.

- Autres panneaux nervurés

Sont classés dans cette catégorie les panneaux qui ne satisfont pas à l'une au moins des conditions énoncées en b et dont la largeur des nervures n'est pas inférieure à 8 cm.

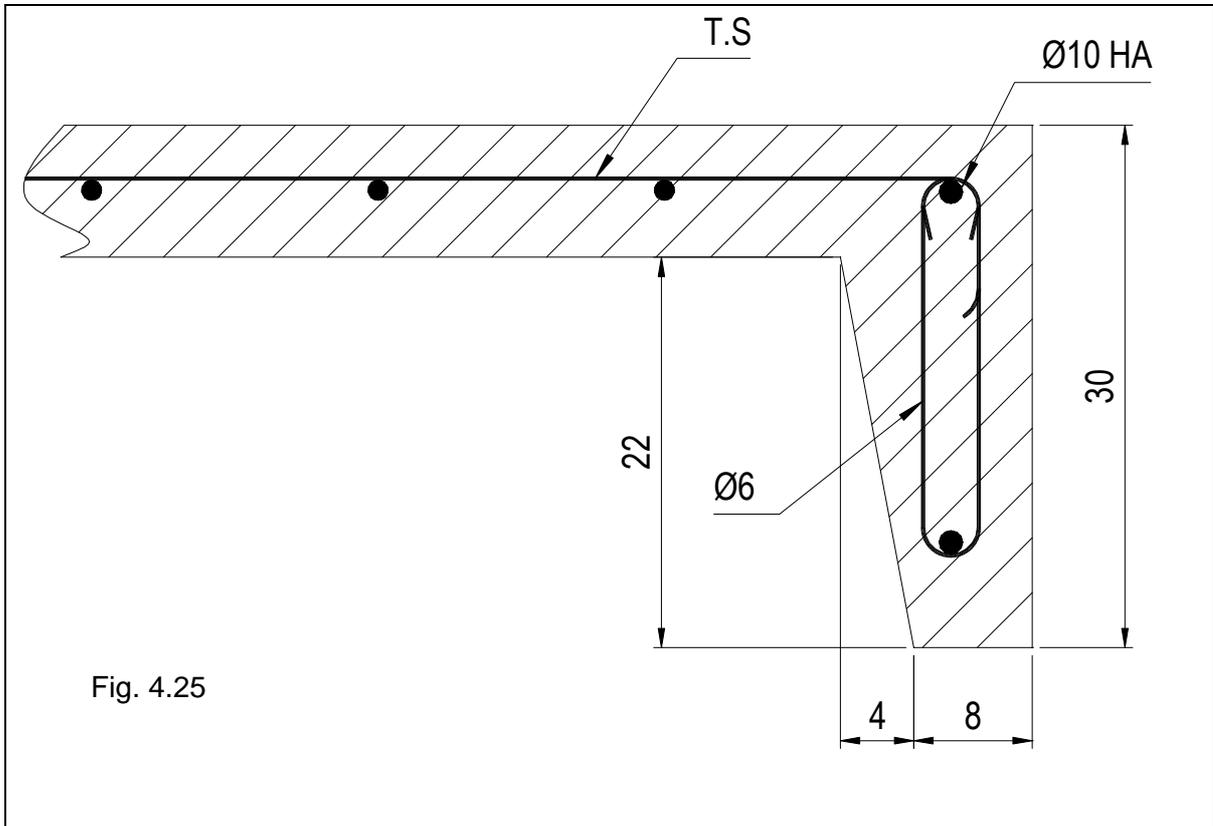
Lorsque le rapport  $\frac{a}{b}$  (voir figure 4.23) est supérieur à 2, on adopte les dispositions suivantes :

- Armature du voile :

L'armature du voile peut être réalisée au moyen de panneaux ST 10 ou davantage.

- Armature des nervures :

Pour les nervures périphériques, la section d'acier totale doit être au moins égale à 0,4 % de la section du béton de la nervure, sans pouvoir être inférieure à 1 cm<sup>2</sup>/m. Pour les nervures intermédiaires, ces valeurs sont respectivement abaissées à 0,2 % et 0,5 cm<sup>2</sup>/m.



### Exemple de nervure périphérique

Section du béton  $\approx 30 \times 10 = 300 \text{ cm}^2$

Section totale d'acier nécessaire :

$$\frac{300 \times 0,4}{100} = 1,2 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2$$

Cette section peut être réalisée au moyen de 2 HA Ø 10 reliés par des étriers HA Ø 6,  $s_t = 15 \text{ cm}$ . (Fig. 4.25)

#### • Encadrement et appui de baie

L'armature est constituée par au moins deux barres H.A. de section totale au moins égale à 40 % de la section des nervures (sans être inférieure à 1 cm<sup>2</sup>), et par des armatures transversales ancrées dans le voile.

### 3.3,5. manutention et pose

Les plaques pleines peuvent être coulées dans des batteries de moules verticaux, mais le plus souvent on utilise des tables basculantes, la plaque pleine ou nervurée étant coulée à l'horizontale. Lorsque le béton a atteint la résistance voulue, la table est basculée autour d'un axe horizontal afin d'avoir une position proche de la verticale, ce qui permet la manutention du panneau.

Pour cette manutention, différents dispositifs sont possibles. On peut notamment utiliser des «boucles de levage» (appelées aussi «épingles de manutention») réalisées à partir de ronds à béton.

#### 3.3,5,1. Boucles de levage

L'implantation des boucles de levage dans le panneau doit être judicieuse. Par exemple, si les éléments sont nervurés, il est recommandé d'ancrer les boucles au droit des nervures ; de même, il est préférable d'éviter les implantations dans les linteaux.

Les boucles doivent être confectionnées obligatoirement à partir de **ronds lisses** de nuance FeE235. Le diamètre des ronds utilisés ne peut être inférieur à 10 mm.

Pour les brins noyés dans le béton, les dimensions et longueurs d'ancrage d'une boucle doivent être déterminées en tenant compte de la résistance supposée du béton au jour j projeté pour la manutention.

Mais la valeur forfaitaire  $l_a = 0,6l_s$  des Règles BAEL permettant de déduire la longueur d'ancrage  $l_a$  de la longueur de scellement droit  $l_s$  n'est plus valable. Elle conduirait à des ancrages beaucoup trop courts, et à un risque élevé d'accident lors de la manutention.

Il faut prendre :

$$\frac{l_a}{\varnothing} = \frac{100}{f_{tj}} - 22 \quad (f_{tj} \text{ en MPa})$$

avec  $f_{tj}$  (Mpa) résistance à la traction du béton à l'âge j prévu pour la manutention, calculée en fonction de la résistance à la compression  $f_{cj}$  au même jour, par la formule donnée au titre 2.1.1.b du chapitre 1. La valeur de  $f_{cj}$  peut, elle-même être tirée du tableau donné au titre 2.1.1a du même chapitre (il est toujours bon, et même recommandé, de contrôler par des essais de résistance effectués au jour j de la manutention, si la valeur de  $f_{cj}$  prise en compte dans les calculs est effectivement atteinte ce jour-là).

Exemple :

Manutention d'un élément dont le béton a 3 jours d'âge.

Les calculs de résistance en phase finale ont été faits avec  $f_{c28} = 25$  MPa.

D'après le tableau donné au titre 2.1.1a du chapitre 1, on a :

$$f_{c3} = 0,414 \times 25 = 10,4 \text{ MPa}$$

et (2.1,1.b)  $f_{t3} = 0,6 + 0,06 \times 10,4 = 1,20 \text{ MPa}$

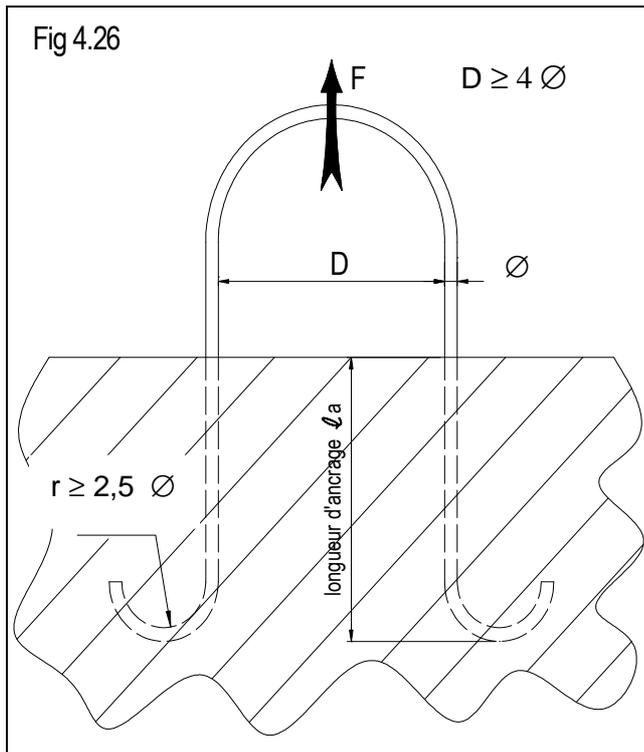
La formule ci-avant donne  $l_a = \left( \frac{100}{1,2} - 22 \right) \varnothing \approx 61 \varnothing$

Alors que l'application de la formule forfaitaire des Règles B.A.E.L. aurait conduit ( toujours pour j = 3 jours ) à :

$$l_s = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{235}{0,6 \times 1,20} = 82 \varnothing \text{ et } l_a = 0,6 l_s = 49 \varnothing$$

soit 20% de moins que la longueur nécessaire (  $49 \approx 0,8 \times 61$  )

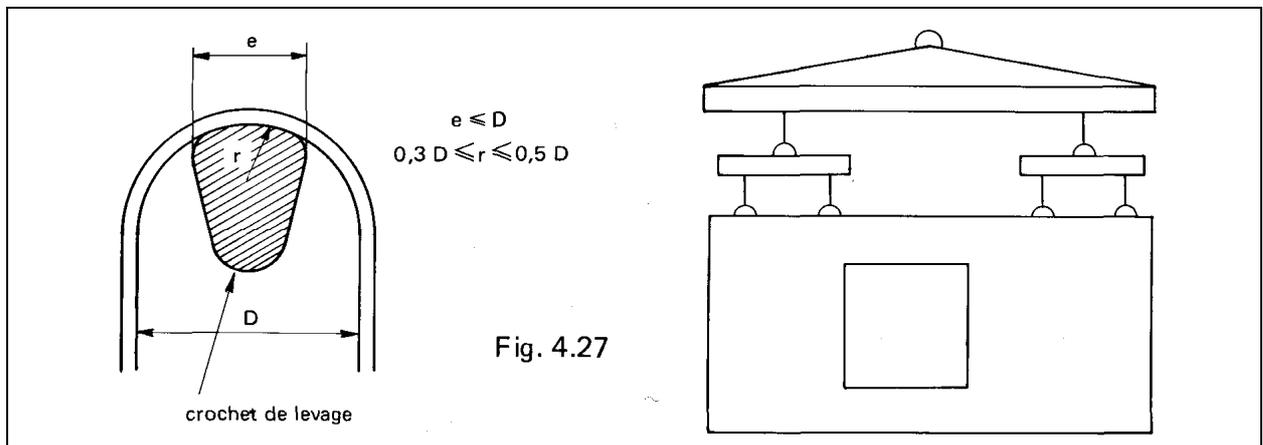
Pour la partie extérieure, il convient de respecter les dispositions de la figure 4.26 (voir fascicule 65A [1.2], article 82.2).



Ø (mm)	10	12	14	16	20
Force portante F maxi en kN	15	22	30	40	60

(F en kN  $\leq 15 \text{ } \varnothing^2$  avec  $\varnothing$  en cm)

La manutention s'effectue à l'aide d'un palonnier. Il est souhaitable que celui-ci permette d'avoir des élingues parallèles et une répartition automatique des efforts entre les boucles (palonnier à brins d'élingues multiples de longueur autoréglable). Les crochets de levage glissés dans chaque boucle doivent respecter les conditions de la figure 4.27. Les dessins doivent préciser clairement le type de crochet à utiliser.



### 3.3,5,2. Pose des panneaux

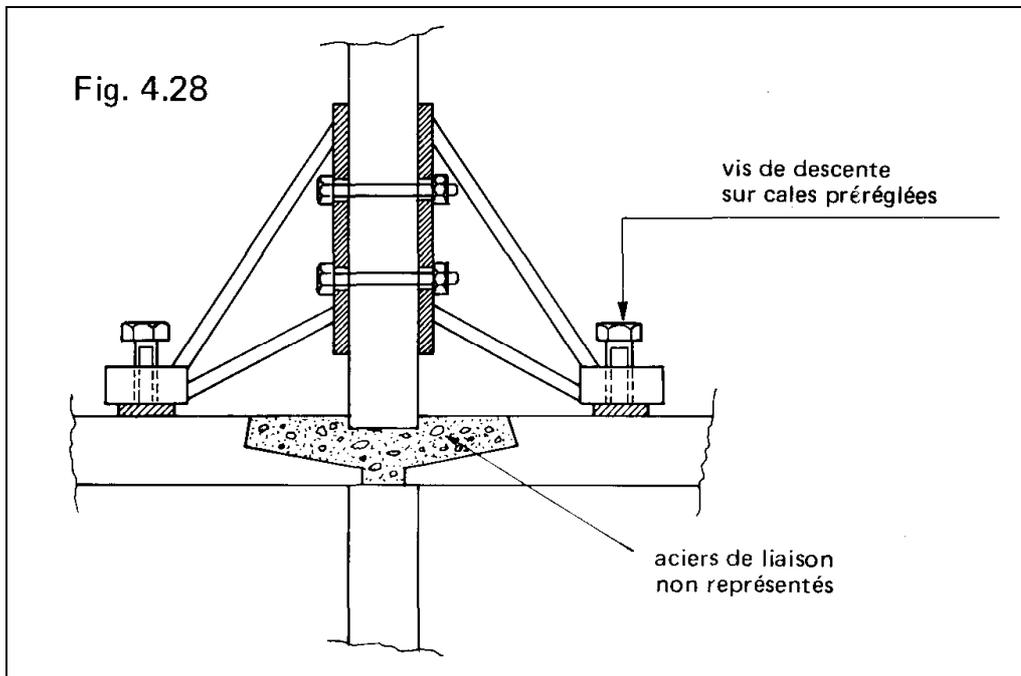
#### a) Maintien des panneaux

Des dispositifs de maintien en position verticale et d'étaieiment doivent être prévus. Certaines parties de ces dispositifs sont intégrées aux panneaux.

Dans le cas de pose sur cales, le matériau utilisé pour la confection des cales doit être d'une déformabilité au moins égale à celle du béton durci.

Dans le cas contraire, les cales doivent être retirées après remplissage du joint horizontal.

Au lieu de cales, on peut aussi utiliser des dispositifs spéciaux permettant le réglage en hauteur. Un lit de mortier est mis en place avant réglage définitif en hauteur. Il est écrasé lors du réglage final (voir figure 4.28).



#### b) Liaisons

Dans la mesure du possible, les liaisons doivent reconstituer la continuité entre les pièces préfabriquées et la structure.

Lorsque cette continuité est rétablie, les pièces peuvent être justifiées par les Règles du béton armé et celles du béton banché [4.4], [4.3].

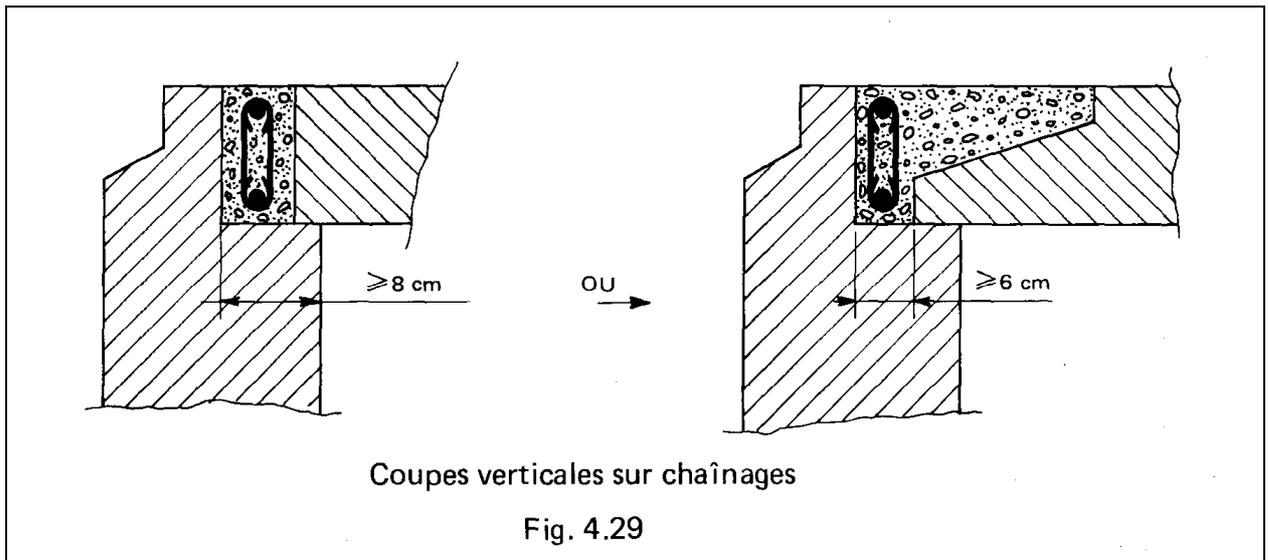
Le calcul des joints peut être fait à partir des conclusions de M. Pommeret [4.13].

Le DTU 22.1 [4.12] (Cahier des charges), définit différents types de liaisons:

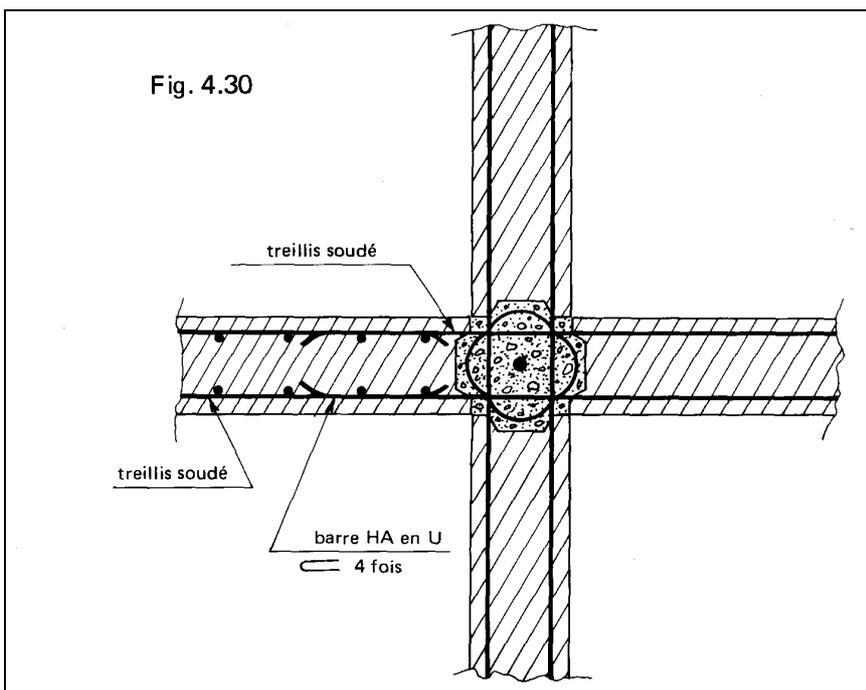
- bétonnées,
- brochées,
- boulonnées,
- soudées.

Ces liaisons sont habituellement prévues dans le cadre d'un procédé de fabrication relevant de l'Avis technique du CSTB.

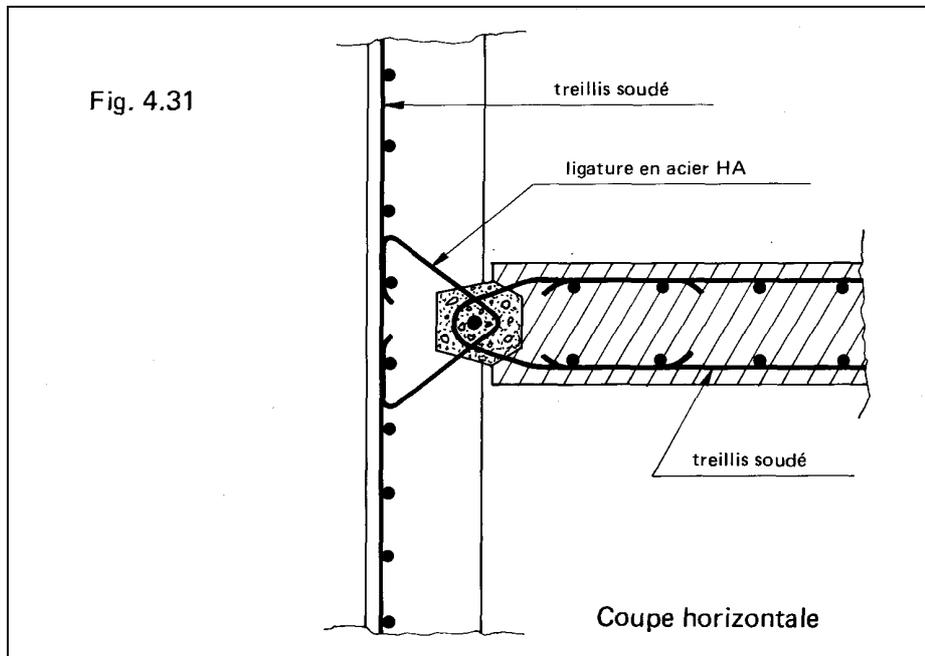
Les liaisons continues horizontales formant chaînage doivent comporter une section minimale d'armature conformément aux dispositions prévues en 5.2,1.



Pour les liaisons verticales avec coulage de béton sur place, des dispositifs autocofrants sont généralement prévus :



Coupe horizontale  
(les dispositions d'armatures  
représentées à gauche  
se répètent dans tous  
les panneaux aboutissant  
au nœud).



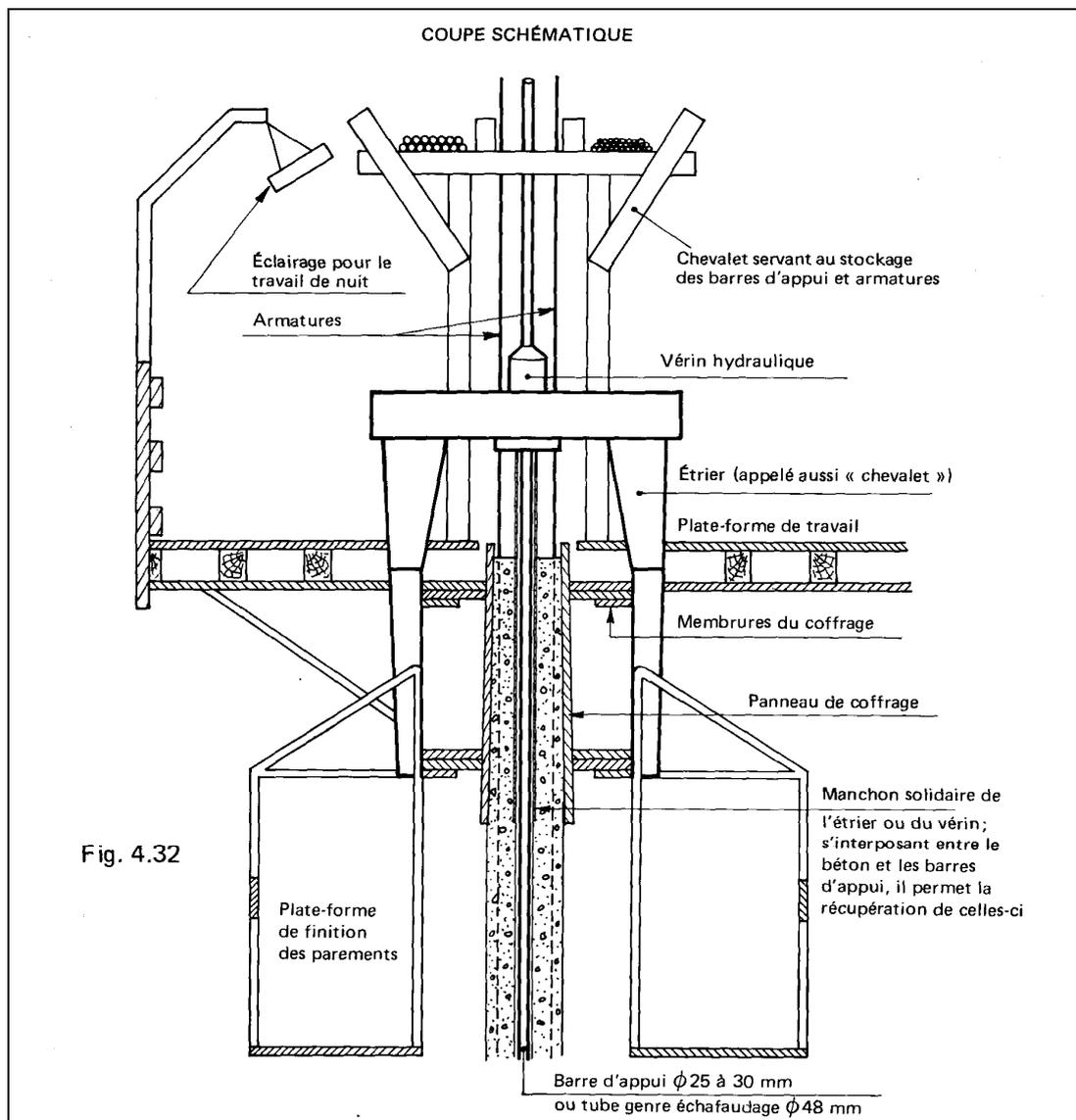
Le volume à bétonner doit être convenablement calfeutré ou coffré en particulier en pied de la liaison pour éviter toute fuite de laitance ou de mortier.

# 4. COFFRAGES GLISSANTS

## 4.1. GÉNÉRALITÉS

Lorsqu'un mur a une certaine hauteur, on peut le réaliser par la technique du coffrage glissant.

Ce procédé permet un bétonnage en continu, à l'aide d'un coffrage spécial qui prend appui sur les couches inférieures de béton dont la prise est suffisamment avancée. Cet appui est obtenu à l'aide de tiges supports.



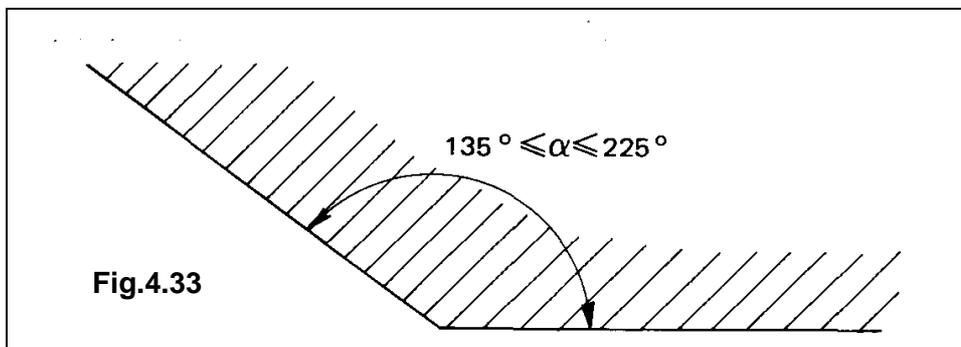
La technique de mise en œuvre fait l'objet de «Recommandations» [4.14].

Les dispositions prévues au titre 2 : «Murs en béton banché» s'appliquent aux murs exécutés en coffrage glissant.

## 4.2. CONCEPTION DES MURS

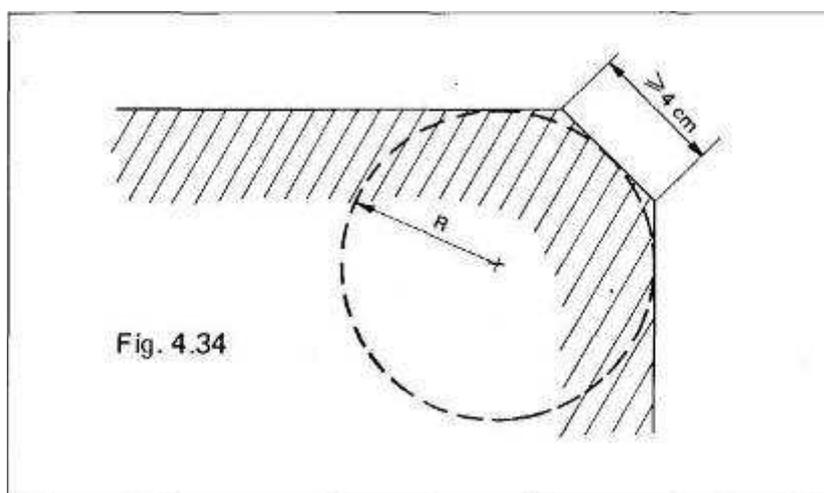
L'épaisseur minimale courante des murs doit être de 15 cm et peut être réduite *exceptionnellement* à 13 cm lorsque le mur n'est pas sollicité à la traction (fissuration peu préjudiciable).

Les angles entre les murs sont toujours difficiles à réaliser correctement. Les raccords arrondis sont les meilleurs ; à défaut, la section droite du mur ne doit pas présenter d'angle vif saillant inférieur à  $135^\circ$  ou rentrant supérieur à  $225^\circ$  (fig. 4.33).

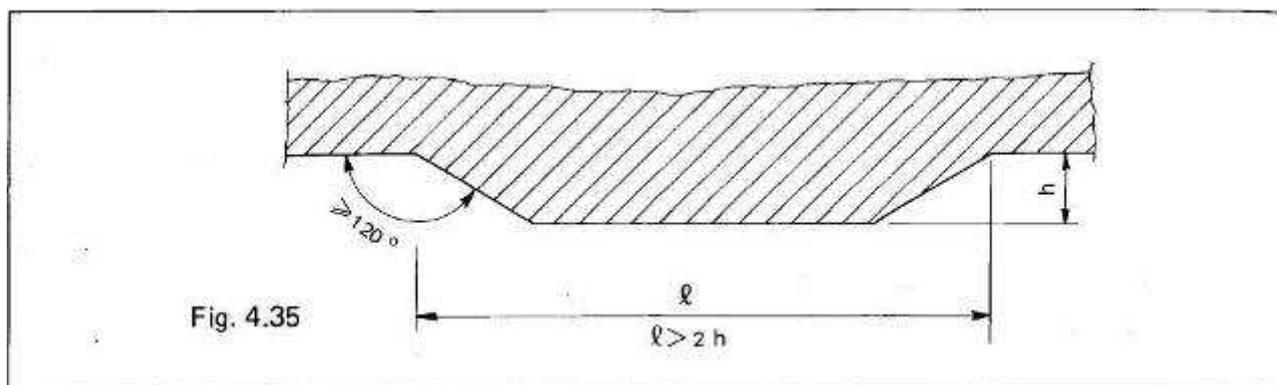


Dans le cas contraire, cet angle doit être raccordé par un chanfrein ou un arrondi de raccordement de telle sorte que :

- le rayon du cercle tangent aux deux faces de l'angle et au chanfrein satisfasse à la relation :  $R > 2D$  ( $D$  = dimension des granulats).
- la longueur du chanfrein soit au moins égale à 4 cm.



- pour les éléments décoratifs continus en relief, les dispositions ci-après doivent être respectées:



## 4.3. MISE EN ŒUVRE

### 4.3,1. béton

Les granulats doivent être de préférence des granulats roulés.

Il est recommandé d'employer des ciments des classes 42,5 ou 42,5 R qui sont compatibles avec les vitesses de glissement couramment pratiquées.

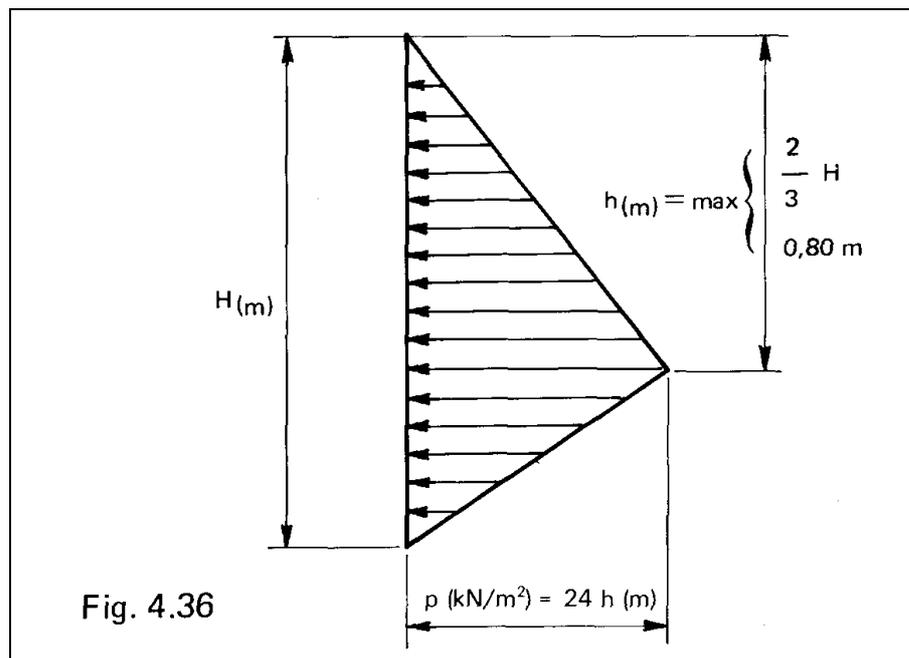
La mise en œuvre du béton se fait par couches de 20 à 25 cm d'épaisseur maximale. La constance de qualité du béton est indispensable.

### 4.3,2. coffrage

a) La peau des coffrages peut être constituée entre autres par :

- des planchettes rabotées,
- du contreplaqué,
- une tôle métallique.

Pour le calcul du coffrage, on peut admettre sur une hauteur  $H$ , le diagramme de poussée du béton représenté sur la figure 4.36.



b) L'entretoisement et le contreventement du coffrage et du plancher de travail doivent être soigneusement étudiés.

Les charges d'exploitation sont prises égales à  $2 \text{ kN/m}^2$  au moins sur le plancher de travail et  $1,5 \text{ kN/m}^2$  sur les passerelles de ragréage.

On suppose, de plus, qu'une charge de  $20 \text{ kN}$  localisée sur une surface de  $2 \text{ m}^2$  peut être déposée en n'importe quelle région du plancher de travail.

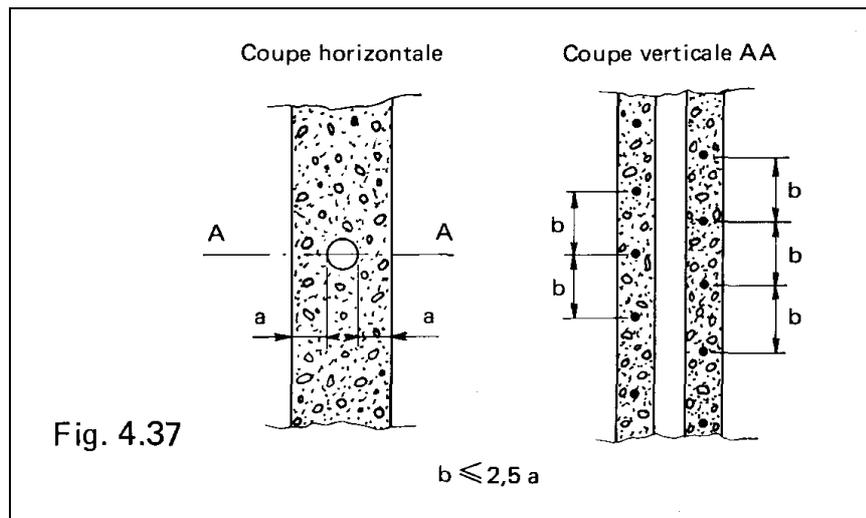
c) Les barres constituant les tiges-supports des vérins, qu'elles soient abandonnées dans le béton ou qu'elles demeurent dans les canaux laissés par les fourreaux et injectés après coup, ne sont pas prises en compte dans les calculs des murs.

### 4.3,3. armatures

Les armatures des murs plans ou à grand rayon de courbure peuvent être constituées de treillis soudés et de barres indépendantes.

Les zones de recouvrement des armatures doivent être alternées.

La présence des canaux mentionnés en 4.3,2. c entraînant un affaiblissement local, le ferrailage doit être renforcé dans la zone affaiblie chaque fois que la fissuration est préjudiciable.



Du fait des recouvrements et de leur longueur en fonction des dimensions des mailles, l'emploi de treillis soudé (voir chapitre 1, titre 2.3,3) est particulièrement indiqué.

La dimension maximale des mailles est de 20 x 20 cm. Seuls les panneaux PAF C ou PAF V ou ST10, ST 60, ST 15 C, ST 25 C, ST 25 CS, ST 40 C, ST 50 C et ST 65 C satisfont à cette condition.

Les panneaux de treillis soudé peuvent être façonnés et solidarités entre eux de façon à former des cages préfabriquées.

L'enrobage doit être au plus de 3 cm ; s'il est trop grand, il y a des risques d'entraînement du béton frais lors de la montée des coffrages.

Les fils verticaux des treillis soudés doivent être placés côté coffrage et les fils horizontaux côté intérieur du mur.

Il est souhaitable de disposer un panneau de treillis soudé sur chaque face, en s'arrangeant pour que les fils horizontaux forment deux nappes disposées de part et d'autre des armatures verticales.

Au départ, il convient de rendre les fils verticaux parfaitement solidaires du socle afin qu'ils ne soient pas entraînés par les premières levées du coffrage.

Dans les zones des tiges-supports ou de croisement et de jonction des murs, le raccordement entre les panneaux de treillis soudé est réalisé à l'aide de barres à haute adhérence indépendantes.

Les recouvrements doivent être conformes aux indications du chapitre 1, titre 2.3,3.

Les barres de liaison peuvent être fixées à l'un des panneaux de treillis soudé, puis glissées en temps voulu sous les étriers du coffrage glissant (figure 4.32) et ligaturées définitivement à chaque extrémité aux panneaux de treillis soudé adjacents.

Les panneaux de treillis soudé doivent avoir des dimensions et des implantations telles qu'ils ne risquent pas d'être entraînés par les vérins de levage.

# 5. DÉTERMINATION DES ARMATURES DES MURS EN BÉTON BANCHÉ

## 5.1. GÉNÉRALITÉS

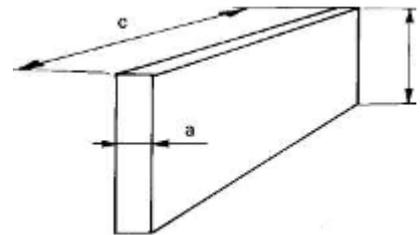
On peut envisager de déterminer les armatures des murs en les considérant comme des poteaux, mais cette solution n'est habituellement retenue que lorsque l'on sort du domaine d'application du DTU 23.1 [4.3].

Un mur est caractérisé par :

- son épaisseur «a»,
- sa hauteur libre « $l$ », (distance libre entre deux planchers successifs, ou distance entre la face supérieure de la semelle de fondation et la sous-face du premier plancher).
- sa longueur libre de flambement « $l_f$ » (à déterminer comme indiqué au titre 5.3,1.).
- une excentricité initiale «e».

Le DTU 23.1 ne s'applique qu'aux murs remplissant les conditions suivantes :

- épaisseur «a» :  $a \geq 0,10$  m
- longueur «c» :  $c \geq 5 a$ ,
- $\frac{l_f}{a} \leq 23$  (ce qui correspond à un élancement mécanique  $\lambda \leq 80$ )
- excentricité initiale «e» : au plus égale à la plus grande des deux valeurs 2 cm et  $\frac{l_f}{300}$



De plus, la résistance caractéristique  $f_{c28}$  prise en compte dans les calculs ne doit pas être supérieure à 40 MPa.

Les murs, qu'ils soient armés ou non pour la transmission des efforts pris en compte, subissent de multiples sollicitations (retrait différentiel dû aux phases de coulage ou à leur grande épaisseur par exemple, effets des variations thermo - hygrométriques ou des actions climatiques), qui nécessitent de prendre à certains niveaux des dispositions constructives minimales. Les armatures correspondantes sont dites «armatures de comportement» (voir titre 5.2).

Si la justification de la stabilité et de la résistance du mur (voir titre 5.3.) ne nécessite pas d'autres armatures, le mur est dit «**non armé**» ; dans le cas contraire, il est dit «**armé**».

## 5.2. ARMATURES DE COMPORTEMENT

Dans ce qui suit (voir figures 4.41 et 4.42) on utilise les désignations abrégées suivantes :

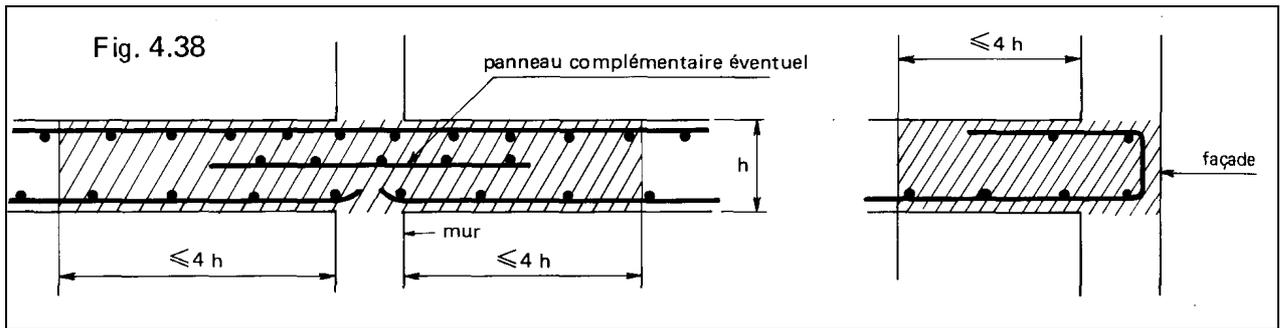
- CH chaînage horizontal.
- RH renfort horizontal.
- RH1 renfort horizontal local aux angles des baies (évite la fissuration partant de ces angles).
- CV renforts verticaux à l'extrémité des murs.
- RV renfort vertical local au voisinage des angles des baies (évite la fissuration partant de ces angles).
- AT armatures en attente au niveau des planchers.

## 5.2,1. chaînages horizontaux (C.H.)

Ces chaînages sont à prévoir :

- au croisement de chaque mur avec un plancher,
- en ceinturage de façade lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas de façade maçonnée.

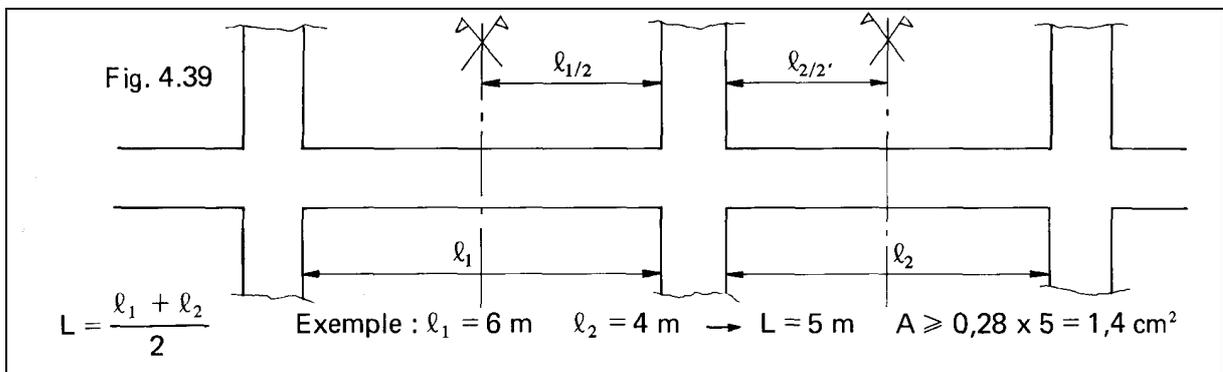
Les armatures constituant ce chaînage doivent être disposées dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que dans deux bandes de plancher de largeur au plus égale à quatre fois l'épaisseur de ce dernier et situées de part et d'autre du mur (une seule bande dans le cas d'une façade) (figure 4.38).



Ces armatures doivent être ancrées à partir des extrémités des murs (ou de la façade) et présenter sur la longueur du chaînage les recouvrements nécessaires. Les fils des treillis soudés peuvent être pris en compte ; les dispositions de recouvrement sont alors celles applicables aux fils porteurs (voir chapitre 1, titre 2.3,3).

Soit  $A$  ( $\text{cm}^2$ ) la section des armatures de chaînage. On prend :

- $A \geq 1,5 \text{ cm}^2$  dans le cas d'un chaînage entre un plancher et :
  - un mur de pignon,
  - un mur contre terre,
  - une façade maçonnée,
  - une façade coulée sur place.
- $A \geq 0,28 L$  (m) dans les autres cas, avec  $L$  largeur de plancher qui reporte ses charges verticales sur le mur (figure 4.39).



## 5.2,2. armatures des murs intérieurs

Il s'agit des murs dont une fissuration accidentelle ne compromettrait pas l'étanchéité de la construction. Sont conventionnellement considérés comme tels les murs qui ne sont pas directement exposés à la pluie (murs de refend), les murs situés de part et d'autre d'un joint de dilatation, sauf ceux revêtus d'enduits d'étanchéité adhérents, ainsi que les murs extérieurs de type IV (titre 1.3,2,4.).

Dans les étages courants, il faut  $RV \geq 0,7 \text{ cm}^2$  en B500 (par ex. 3  $\varnothing 6$  HA en triangle  $\blacktriangle$  bordant les ouvertures sur 0,40 m au moins et ancrés au-delà (figure 4.41)).

En plus des armatures RV, il est prudent de prévoir au niveau des planchers des armatures en attente (AT) qu'elles soient localisées sous forme de potelets triangulaires réalisés en treillis soudés et disposés tous les 2 ou 3 mètres, ou réparties sous forme de panneaux de treillis soudés ; ces armatures participent à la stabilité de la construction.

Des renforts verticaux en extrémité sont parfois nécessaires ; notamment, pour assurer l'accrochage des façades, un panneau de treillis soudé façonné en U peut être utilisé.

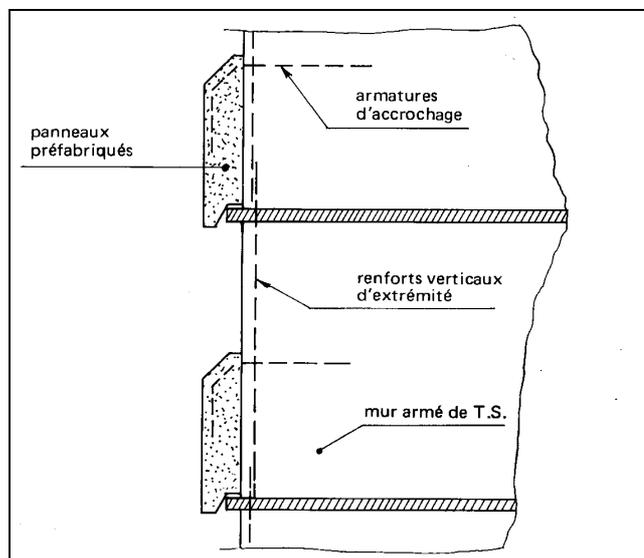


Fig. 4.40

Élévation partielle de l'extrémité d'un mur supportant l'accrochage de panneaux préfabriqués

Il est souvent d'usage d'armer d'un treillis soudé le premier mur coulé au droit d'un joint, lorsqu'il participe au coffrage du deuxième mur coulé contre lui.

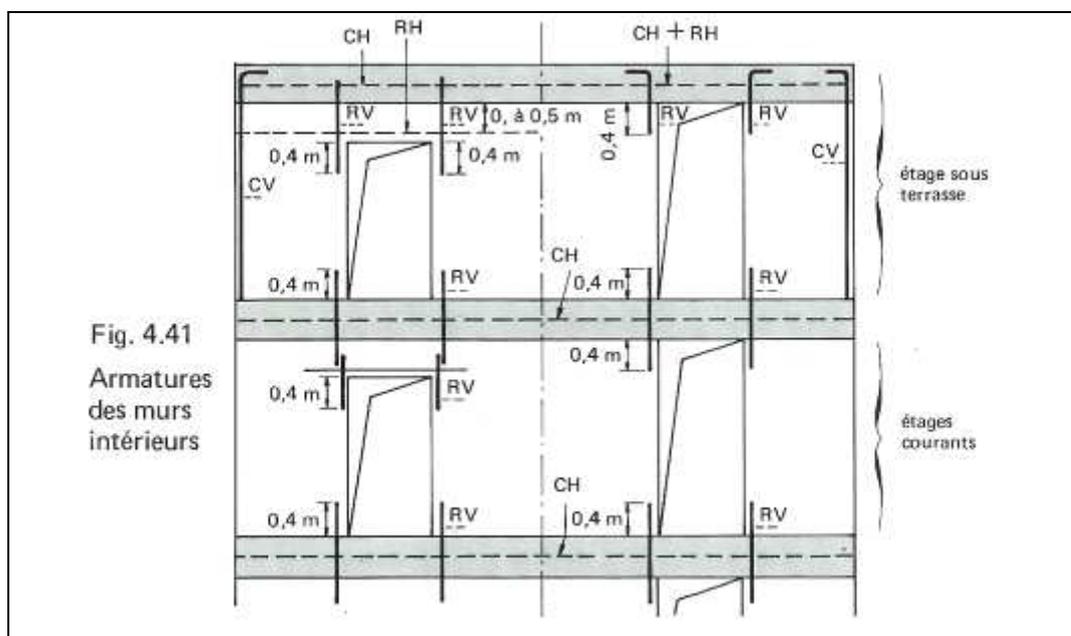


Fig. 4.41  
Armatures des murs intérieurs

- Pour les étages sous terrasse, il faut :
  - aux extrémités des murs :  
 $CV \geq 1,2 \text{ cm}^2$  en B500 (par exemple 3  $\varnothing$  8 HA  $\oplus$ ) : ces aciers doivent partir du plancher bas du dernier étage et être ancrés par retour d'équerre dans le plancher-terrasse (fig. 4.41).
  - aux angles des baies :  
 $RV \geq 0,7 \text{ cm}^2$  en B500
  - sous la terrasse, sur une hauteur au plus égale à 0,50 m placer  $RH = 1,2 \text{ cm}^2$  en B500 (3  $\varnothing$  8  $\oplus$ ). Si la retombée au-dessus des ouvertures n'existe pas, porter la section du chaînage de la terrasse à  $CH + RH$ .

### 5.2,3. armatures des murs extérieurs

Une fissuration éventuelle de ces murs compromettrait l'étanchéité de la construction.

En partie courante, il faut :

$a \geq 15 \text{ cm}$  pour les murs des types I à III (voir titre 1.3.2.).

$a \geq 12 \text{ cm}$  pour les murs de type IV.

Pour les murs autres que les murs de type IV non revêtus d'enduits d'étanchéité adhérents, pour lesquels il convient de se reporter au titre 5.2.2., le ferrailage est constitué principalement par un panneau PAF V placé côté extérieur, en réservant un enrobage de :

- 3 cm dans les cas d'exposition courante et, lorsqu'il existe une protection complémentaire efficace de l'acier et du béton, dans les cas d'exposition aux embruns, aux brouillards, ou encore à des atmosphères agressives.
- 5 cm dans les cas où cette protection complémentaire n'existe pas.

Les panneaux-voiles PAF V sont conçus pour assurer eux-mêmes le recouvrement des aciers verticaux d'étage à étage, mais si nécessaire, on peut prévoir des barres B500 en attente, placées du côté extérieur du mur au niveau des planchers et de longueur au moins égale à l'épaisseur du plancher, plus 80 cm.

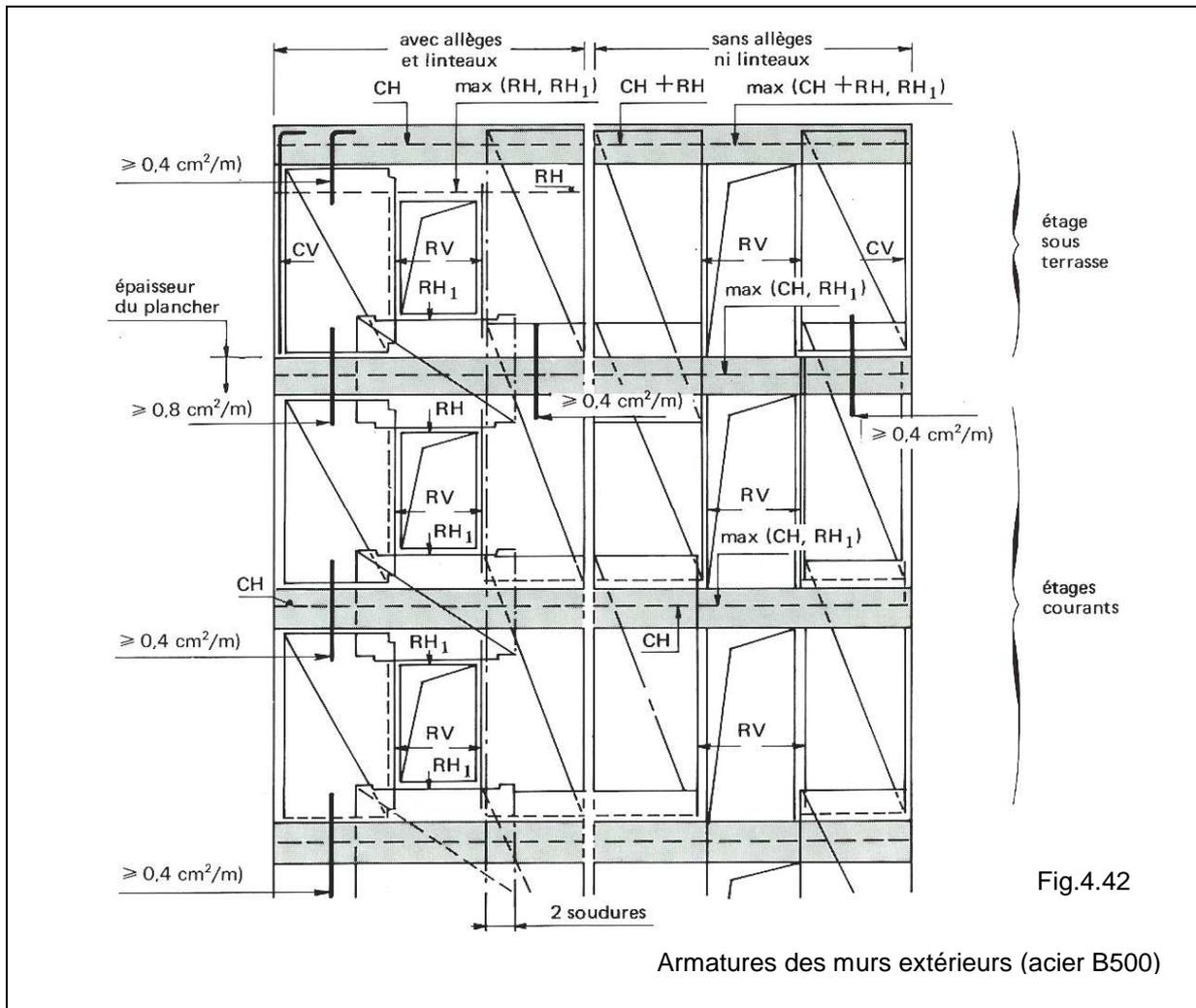


Fig.4.42

a) Étage sous terrasse (figure 4.42).

1. Pour le plancher bas, prévoir  $0,8 \text{ cm}^2$  en nuance B500 d'acier vertical par mètre horizontal, ancrés de part et d'autre de ce plancher et obtenus soit par AT soit par recouvrement des panneaux de l'étage sous terrasse et de l'étage immédiatement au-dessous de celui-ci.
2. CH et CV comme pour les murs intérieurs.
3. Bordures des baies :  $RH_1 \geq 0,8 \text{ cm}^2$  et  $RV \geq 0,7 \text{ cm}^2$  pour de l'acier B500.
4. RH (à disposer sur une hauteur au plus égale à 0,50 m)  $\geq 2 \text{ cm}^2$  en B500 (soit  $3 \text{ } \varnothing 10 \text{ } \bullet\bullet$ ). Si la retombée au-dessous des ouvertures n'existe pas, prévoir  $\max (CH + RH, RH_1)$  dans l'épaisseur du plancher-terrasse.

b) Étages courants (fig. 4.42).

Les ouvertures doivent être bordées par des aciers représentant au moins la section des aciers coupés par l'ouverture, et tels que :

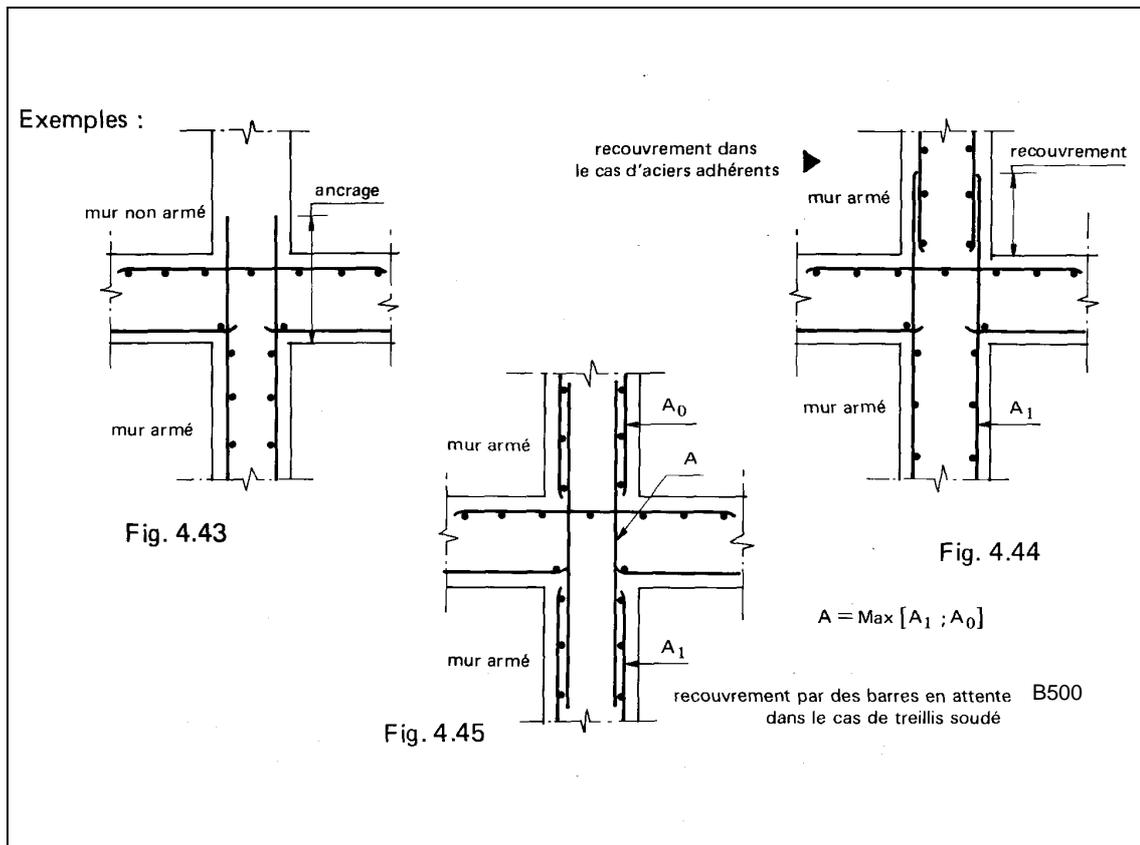
$$RV \geq 0,7 \text{ cm}^2 \text{ en B500 (3 } \varnothing 6 \text{ } \bullet\bullet)$$

$RH_1 \geq 0,8 \text{ cm}^2$  en B500 ( $2 \text{ } \varnothing 8$ ), mais les aciers inférieurs des linteaux résultent des calculs de béton armé.

## 5.2.4. armatures de liaison des murs superposés

Dans le cas de murs superposés, des aciers verticaux doivent être prévus au niveau de la liaison entre les murs et les planchers.

Dans le cas d'un mur armé surmonté par un mur non armé (selon le critère donné au titre 5.3,3), il suffit que ces aciers soient ancrés à partir du nu inférieur du plancher de transition. Dans le cas d'un mur armé surmonté par un autre mur armé, il suffit de réaliser le recouvrement des armatures, éventuellement à l'aide de barres en attente de section équivalente.



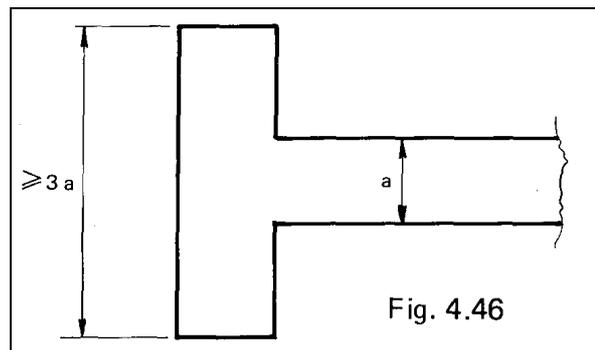
## 5.3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ ET DE LA RÉSISTANCE À L'ÉTAT-LIMITE ULTIME

### 5.3,1. détermination de la longueur de flambement d'un mur

Les caractères géométriques et mécaniques des murs ont été définis au paragraphe 5.1.

Un mur peut être, ou non, raidi latéralement. Un mur en retour constitue un raidisseur efficace.

Un raidisseur ne peut être pris en compte que si sa dimension transversale, mesurée suivant la direction perpendiculaire au mur, est au moins égale à trois fois l'épaisseur de ce dernier.



**Remarque :** Lorsque les raidisseurs ne satisfont pas à la condition de la figure 4.46, l'ensemble mur et raidisseur doit faire l'objet d'une vérification identique à celle d'un poteau.

#### 5.3,1,1. Longueur de flambement d'un mur non raidi

Dans ce qui suit, cette longueur est désignée par  $l'_f$

a) Méthode simpliste de détermination de  $l'_f$

Le DTU 23.1 propose, à défaut d'une approche plus rigoureuse, de retenir les valeurs suivantes du rapport  $\frac{l'_f}{\ell}$  (où  $\ell$  représente la hauteur libre du mur, voir 5.1).

	Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
* Mur encasté en tête et en pied - avec un plancher de part et d'autre - avec un plancher d'un seul côté	0,80 0,85	0,85 0,90
* Mur articulé en tête et en pied	1,00	1,00

b) Méthode plus précise de détermination de  $l'_f$

La méthode précédente n'est vraiment acceptable que si tous les étages sont identiques. Lorsqu'il n'en est pas ainsi, il est préférable d'évaluer  $l'_f$  de manière plus précise, en appliquant les méthodes de la Résistance des Matériaux.

On peut, par exemple, utiliser l'abaque de Jackson et Moreland (fig. 4.48), qui permet d'évaluer  $l'_f$  en tenant compte des conditions d'encastrement aux deux extrémités supérieure (N) et inférieure (S) du mur.

Pour chacune de ces extrémités, on calcule le rapport

$$k = \frac{\sum (I_m / \ell_m)_{\text{murs}}}{\sum (\alpha_p I_p / \ell_p)_{\text{poutres}}}$$

le numérateur étant relatif aux moments d'inertie et portées des murs de part et d'autre du nœud (n ou s selon le cas) et le dénominateur, aux moments d'inertie et portées des planchers aboutissant à ce nœud (w ou e selon le côté, gauche ou droite).

$\alpha_p$  est un coefficient tenant compte des conditions d'encastrement des planchers à l'extrémité opposée :

- pour une extrémité opposée encadrée, élastiquement ou rigidement :  $\alpha = 1$
- pour une extrémité opposée simplement appuyée :  $\alpha = 0,5$
- pour un porte-à-faux, ou une absence de plancher du côté considéré :  $\alpha = 0$

En adoptant les notations de la figure 4.47 où les indices n, s, e, w qui se réfèrent à la rose des vents (w = west = ouest) permettent de repérer les positions respectives - en haut, en bas, à droite, à gauche - des différents éléments, on a, pour les conditions d'appui indiquées sur cette figure :

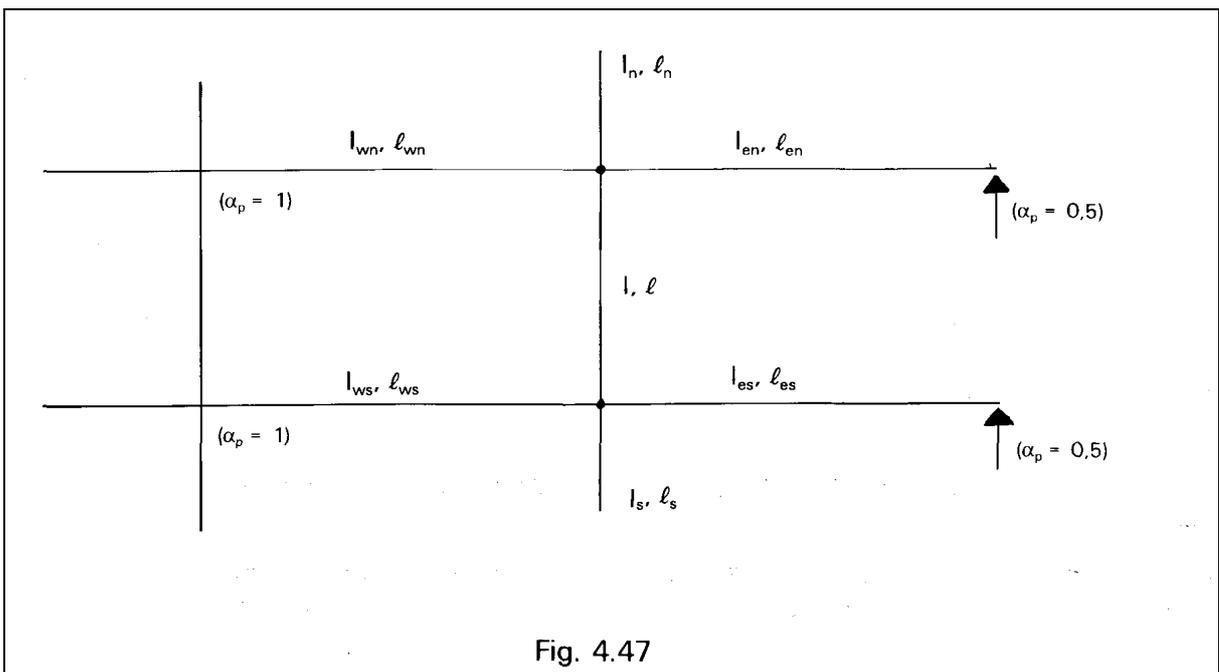
$$K_N = \frac{k + k_n}{0,5k_{en} + k_{wn}}$$

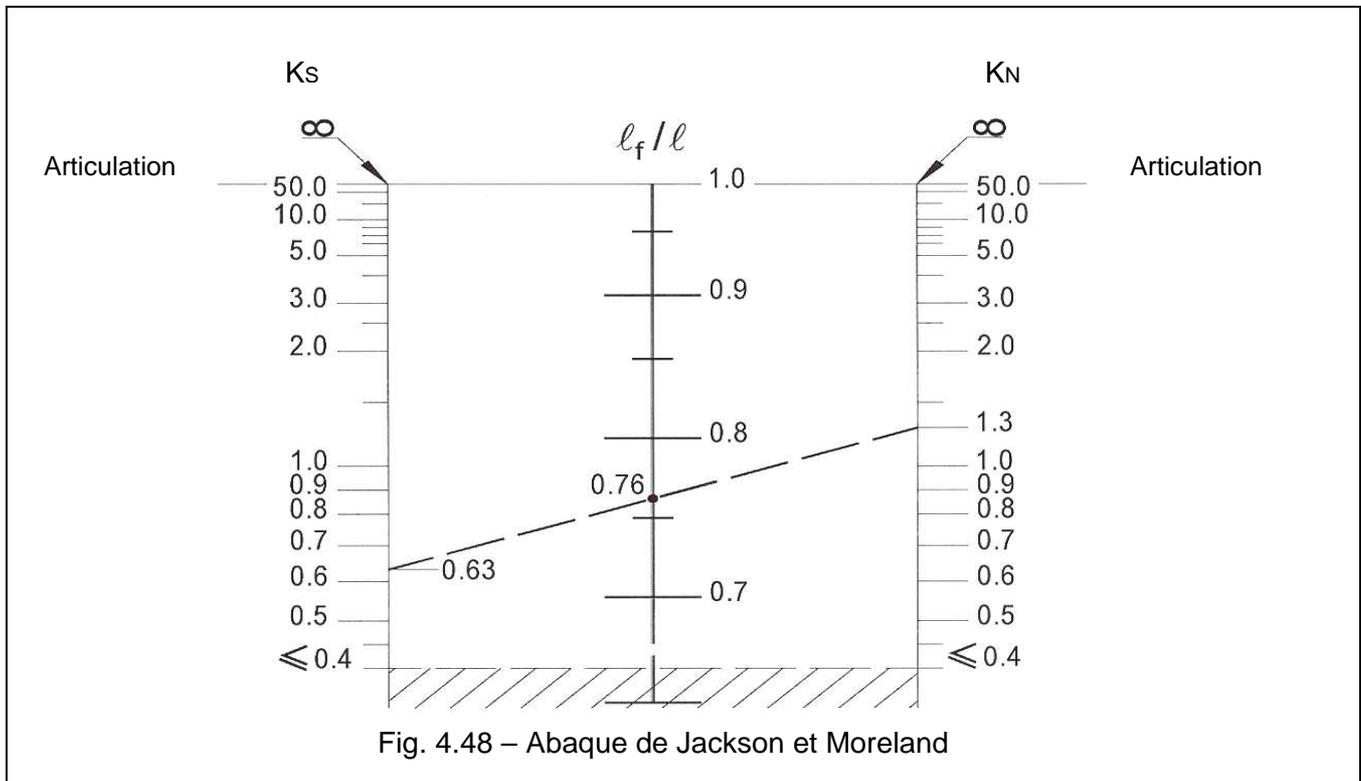
$$\text{avec } k = \frac{I}{\ell} \quad k_n = \frac{I_n}{\ell_n} \quad k_{en} = \frac{I_{en}}{\ell_{en}} \quad k_{wn} = \frac{I_{wn}}{\ell_{wn}}$$

$$K_S = \frac{k + k_s}{0,5k_{es} + k_{ws}}$$

$$\text{avec } k = \frac{1}{\ell} \quad k_s = \frac{I_s}{\ell_s} \quad k_{es} = \frac{I_{es}}{\ell_{es}} \quad k_{ws} = \frac{I_{ws}}{\ell_{ws}}$$

Lorsque les murs aboutissant au nœud considéré ne sont pas armés, il est prudent de déterminer les valeurs de  $\ell'_f$  à partir de valeurs de  $K_N$  et  $K_S$  majorées de 50 %.





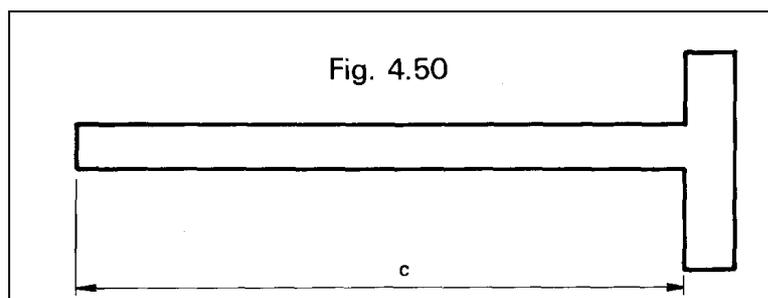
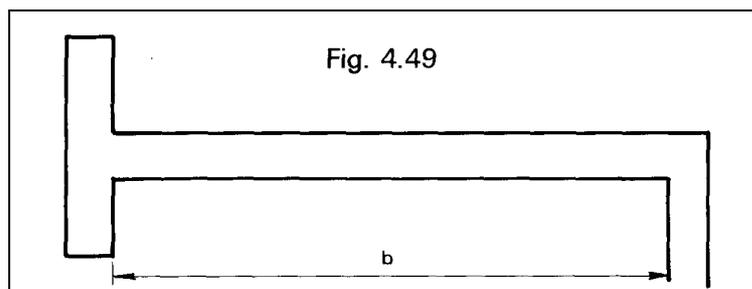
(pour  $\frac{l'_f}{l}$ , il est prudent de ne pas prendre en compte de valeurs inférieures à 0,7).

### 5.3,1,2. Longueur de flambement d'un mur raidi

Cette longueur, désignée par  $l_f$  se déduit de la longueur  $l'_f$  que l'on aurait sans raidisseurs.

Pour un mur raidi à ses deux extrémités (fig. 4.49) on désigne par  $b$  la distance séparant les deux raidisseurs.

Pour un mur raidi à une seule de ses extrémités (fig. 4.50), on pose  $b = 2,5 c$ .



La longueur libre de flambement  $l_f$  s'obtient, soit en appliquant les formules 4.4 et 4.5 ci-après, soit en utilisant l'abaque de la figure 4.51.

1. Mur non armé horizontalement

$$\text{si } l'_f \leq b \rightarrow l_f = \frac{l'_f}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{l'_f}{b} \right)^2}$$

formule [4.4]

$$\text{si } l'_f > b \rightarrow l_f = \frac{b}{1,5}$$

2. Mur armé horizontalement

$$\text{si } l'_f \leq b \rightarrow l_f = \frac{l'_f}{1 + \left( \frac{l'_f}{b} \right)^2}$$

formule [4.5]

$$\text{si } l'_f > b \rightarrow l_f = \frac{b}{2}$$

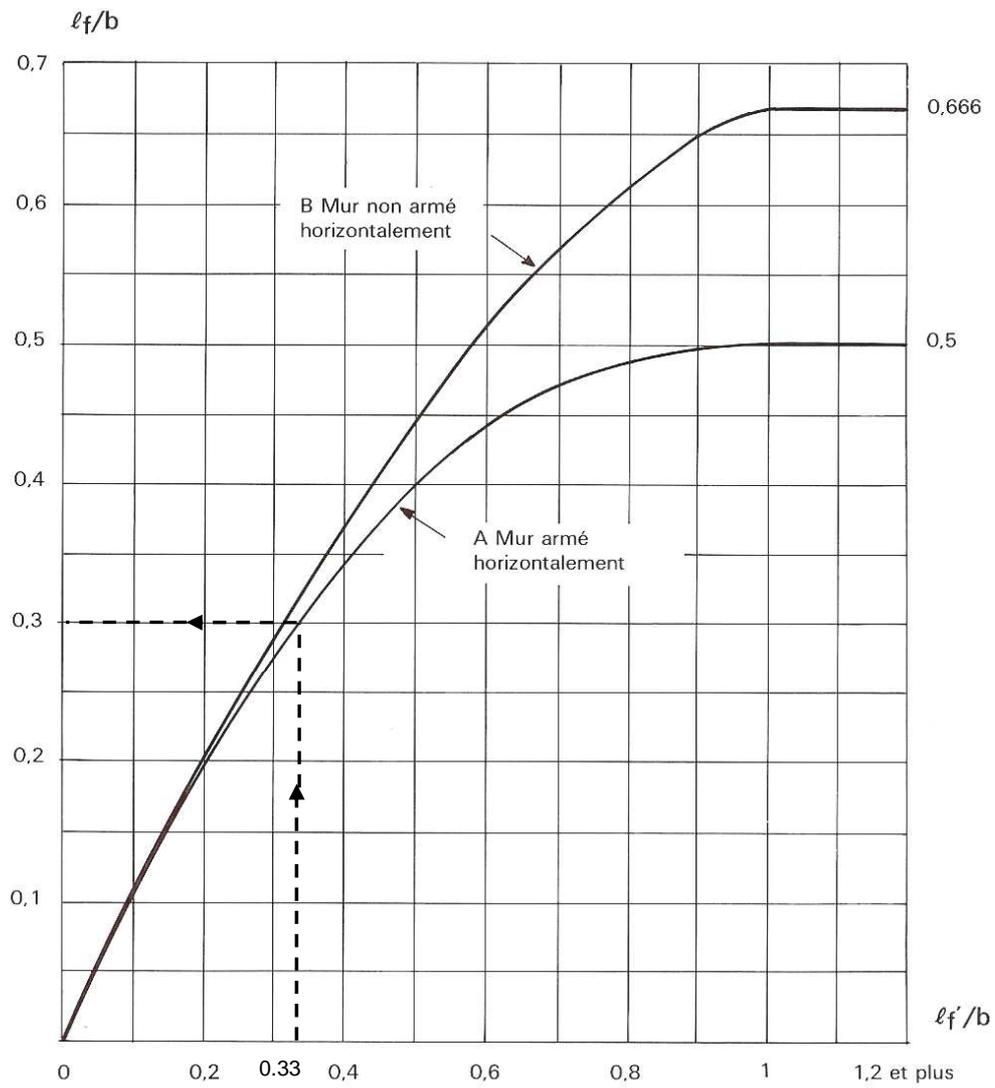


Fig. 4.51

## 5.3,2. effort normal agissant ultime - principe de la justification

a) Détermination de l'effort agissant ultime  $N_u$ .

1. Dans le cas général, s'il n'y a que des charges verticales réparties,  $N_u$  est déterminé par la combinaison

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{formule [4.6]}$$

avec G charges permanentes  
et Q charges d'exploitation

(Il est rappelé que l'écriture de la formule 4.6 - ainsi que celle des formules 4.7, 4.8 et 4.9 données plus loin est symbolique et vectorielle et signifie « on combine les effets de ... avec ceux de ... » sans que le(s) signe(s) + ai(en)t toujours le caractère d'une addition algébrique).

Les charges verticales agissant sur les murs peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application des lois de dégression des charges variables (voir chapitre 1).

Pour évaluer ces charges, on peut admettre la discontinuité des divers éléments de planchers au droit des murs ; toutefois, si le bâtiment comporte plusieurs travées solidaires, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées au droit des appuis doivent être majorées :

- de 15 % pour les murs centraux, dans le cas de bâtiments à deux travées,

- de 10 % pour les murs intermédiaires voisins des murs de rive, dans le cas de bâtiments comportant plus de deux travées.

En l'absence de charges localisées (voir b ci-après) la contrainte normale verticale ultime agissant sur une bande de mur de longueur d est

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ad}$$

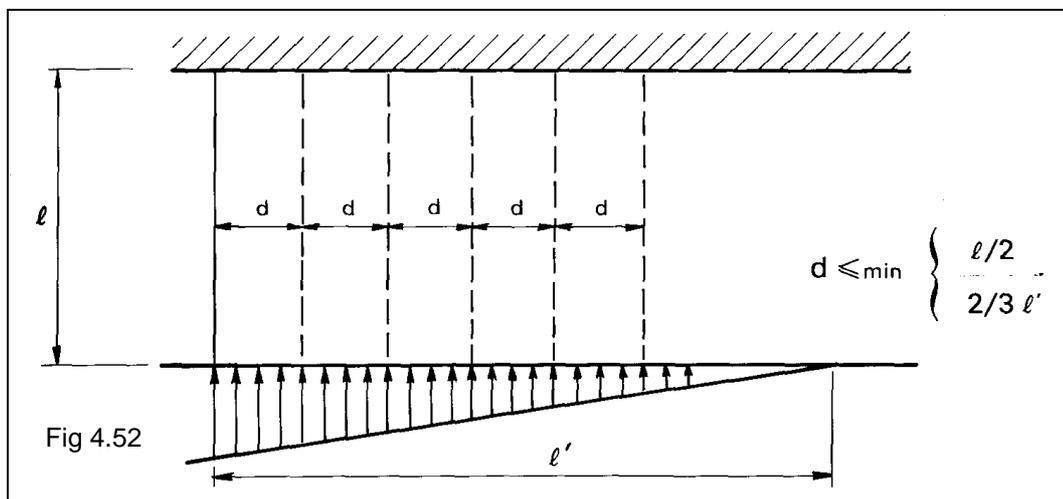
où a désigne l'épaisseur du mur.

Si les charges sont uniformément réparties, cette contrainte est uniforme. Si les charges varient le long du mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour  $N_u$  la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur d de chaque bande est alors choisie en sorte que (fig. 4.52):

$$d \leq \text{Min} \left[ \frac{\ell}{2}; \frac{2}{3} \ell' \right]$$

où  $\ell$  désigne la hauteur libre du mur

et  $\ell'$  la longueur de la zone soumise à des contraintes de compression.



2. Lorsque l'on tient compte des effets du vent, il faut considérer successivement :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q + W \quad \text{formule [4.7]}$$

et 
$$N_u = 1,35 G + 1,5 W + Q \quad \text{formule [4.8]}$$

$W$  représentant, dans ces formules, 1, 2 fois le *vent normal* des Règles NV 65, [4.7].  
et en outre, lorsqu'on tient compte des effets du séisme :

$$N_u = G + F_A + \gamma_A \cdot Q \quad \text{formule [4.9]}$$

$F_A$  et  $\gamma_A$  étant définis dans les pièces du marché et par les Règles PS 92 [4.8] (et [4.9]).

Les forces horizontales dues au vent et les charges verticales, de même que les effets du séisme, développent des sollicitations de flexion composée. Là encore, on admet que la distribution des contraintes normales dans chacun des éléments de mur limités par des ouvertures est plane. Les vérifications se font par bandes de murs (voir fig. 4.52) en considérant la contrainte moyenne dans chaque bande.

La réaction d'appui d'un linteau pris en compte dans l'étude du contreventement amène le long de l'ouverture considérée une contrainte locale supplémentaire, qui doit être estimée (voir DTU 23-1) en recherchant une distribution de contraintes rectangulaire ou triangulaire équilibrant les sollicitations.

b) *Principes de la justification d'un mur.*

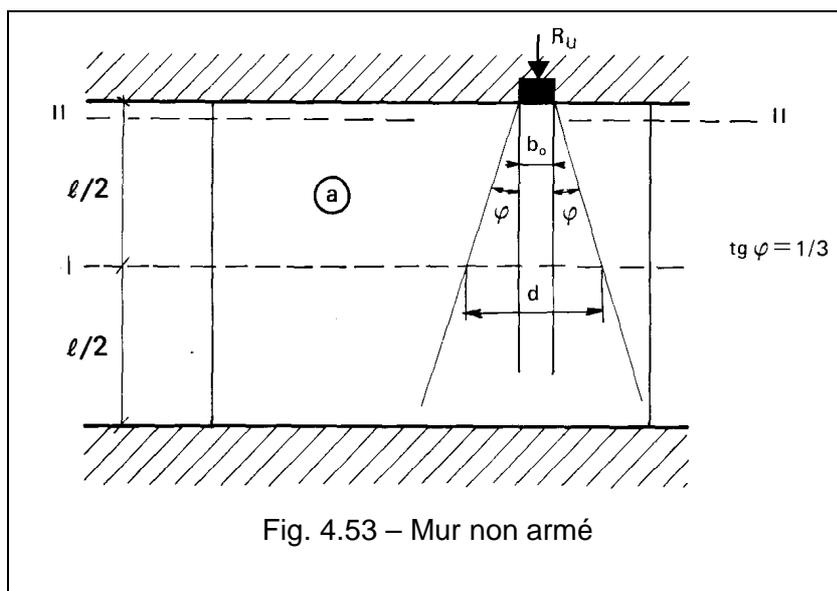
Le DTU 23-1 demande que les vérifications soient faites :

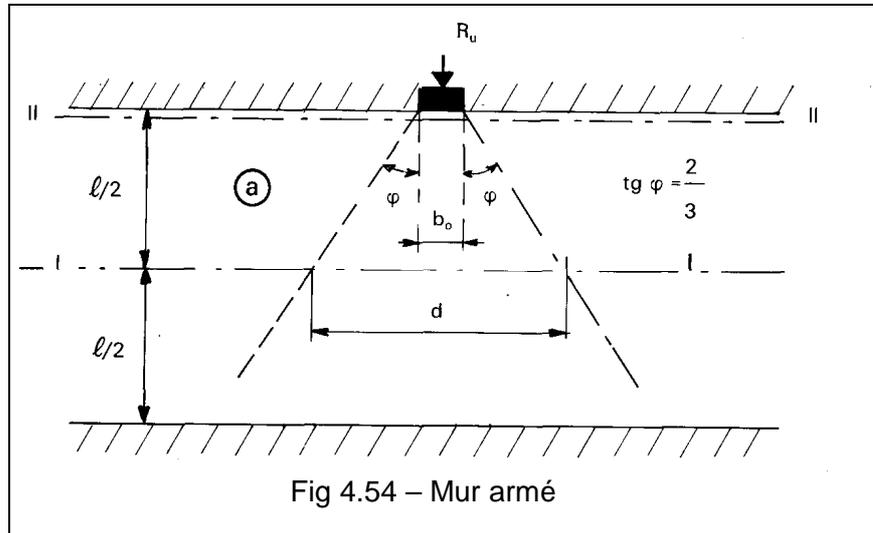
- d'une part, pour la section I à mi-hauteur du mur
- d'autre part, pour la section II située immédiatement au-dessous d'un plancher.

Dans l'un et l'autre cas, il convient de tenir compte du supplément de contrainte dû aux charges localisées susceptibles d'agir dans la section II. On admet que ces charges se diffusent uniformément à l'intérieur d'une zone délimitée par deux plans inclinés sur la verticale avec une pente égale à :

$\frac{1}{3}$  dans le cas d'un mur non armé (fig. 4.53).

$\frac{2}{3}$  dans le cas d'un mur armé (fig. 4.54).





Ainsi par exemple, si  $R_u$  désigne la réaction d'appui d'une poutre continue de largeur  $b_o$  perpendiculaire au mur (d'épaisseur  $a$ , cas représenté fig. 4.53 et 4.54) le supplément local de contrainte est :

- au niveau de la section II, immédiatement au-dessous du plancher :

$$\Delta\sigma_u = \frac{R_u}{a \cdot b_o}$$

- au niveau de la section I, à mi-hauteur du mur :

$$\Delta\sigma_u = \frac{R_u}{a \cdot d} \quad \text{avec :}$$

- dans le cas d'un mur non armé :  $d = b_o + \frac{l}{3}$

- dans le cas d'un mur armé :  $d = b_o + \frac{2l}{3}$

Si  $p_u$  est la charge uniforme par unité de longueur en tête du mur, la bande de largeur  $d$  supporte dans la section I une force par unité de longueur :

$$(N_u)_I = p_u + \frac{R_u}{d}$$

alors que dans la section II, la force par unité de longueur à considérer est, sur la longueur  $b_o$ ,

$$(N_u)_{II} = p_u + \frac{R_u}{b_o}$$

Selon les principes généraux du calcul aux états-limites, les vérifications consistent à s'assurer que :

- dans la section I :  $(N_u)_I \leq N_{u\text{lim}}$

(ou, ce qui revient au même, en divisant les deux membres par la largeur  $a$  du mur :  $(\sigma_u)_I \leq \sigma_{u\text{lim}}$ )

la valeur de  $N_{u\text{lim}}$  étant fixée dans le DTU 23-1 par une expression tenant compte en particulier de l'élançement du mur au moyen d'un coefficient  $\alpha$  dont les valeurs diffèrent selon que le mur est armé ou non.

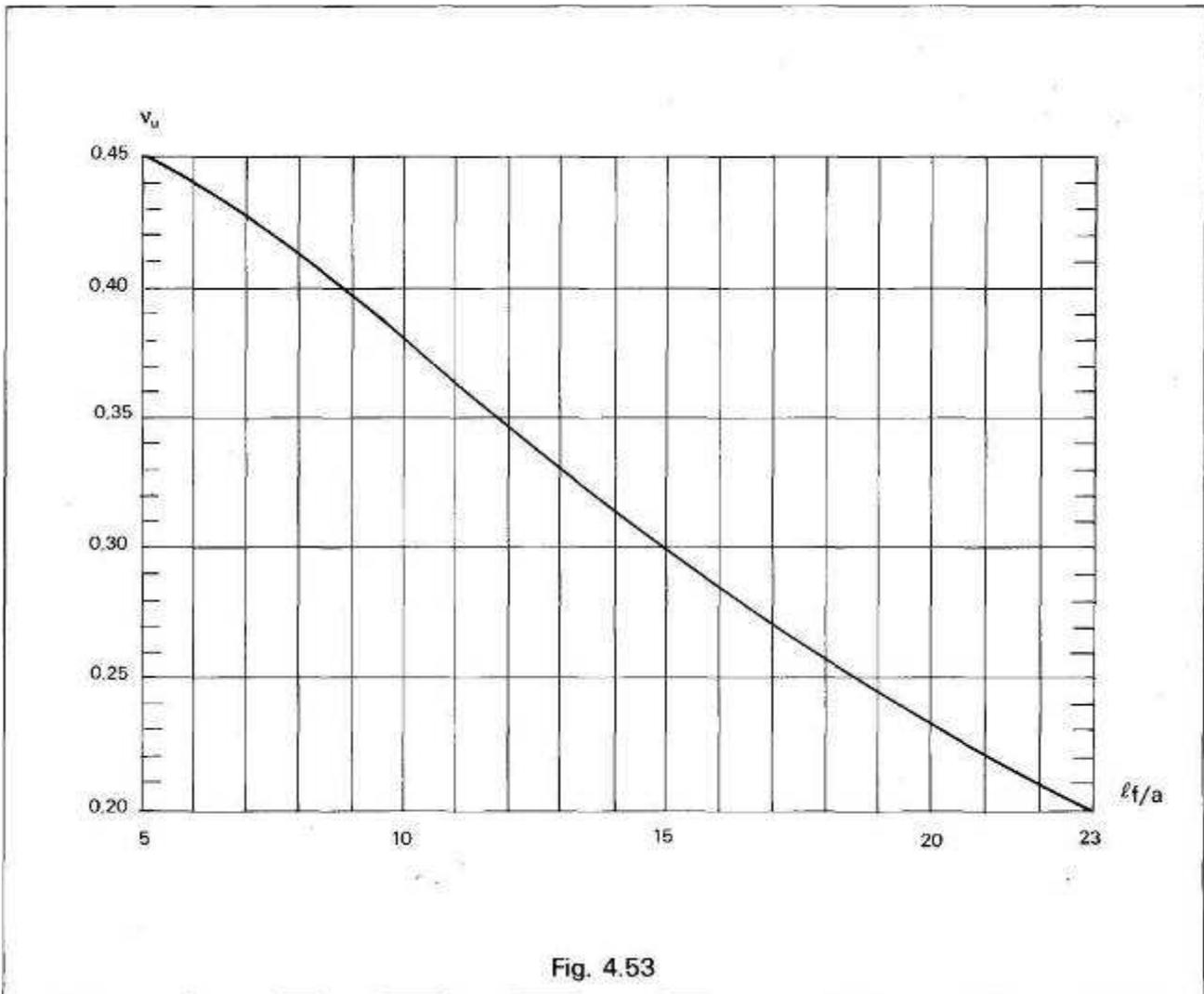
- dans la section II, où les effets de l'élançement ne se font pas sentir :

$$(N_u)_{II} \leq \frac{N_{u\text{lim}}}{\alpha} \quad \left( \text{ou } (\sigma_u)_{II} \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha} \right)$$

La formule donnant  $N_{u\lim}$ , ainsi que celles donnant le coefficient  $\alpha$ , qui figurent dans le DTU 23-1 ne sont pas reproduites ici. En effet, le présent ouvrage s'adressant à des projeteurs qui ont à déterminer les treillis soudés nécessaires pour armer un mur, les formules de **vérification** du DTU 23-1 ont été transformées en formules de **dimensionnement** donnant directement la section A d'acier cherchée, lorsque  $f_e = 500$  MPa (voir par ex. la formule 4.10).

### 5.3,3. marche à suivre pour le calcul d'un mur

1. Calculer la longueur de flambement  $\ell_f$  correspondant à un mur non armé (5.3,1,1. a ou b et si besoin figure 4.51, courbe B).
2. Au moyen de la courbe de la fig. 4.53 ci-après, déterminer  $v_{uo}$  en fonction du rapport  $\ell_f / a$



$$\text{(Équation de la courbe : } v_{uo} = \frac{1300}{2700 + 7,2(\ell_f/a)^2}\text{)}$$

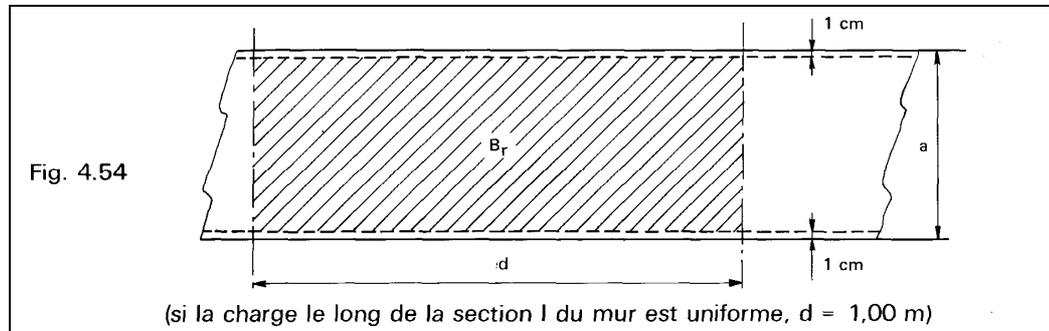
3. Calculer, pour la bande de mur considérée, d'épaisseur  $a$  et de longueur  $d$  ( $d = 1,00$  m si  $N_u$  est exprimé en MN/m) :

$$B_r = (a - 0,02) d \quad (\text{m}^2, \text{m}), \text{ voir figure 4.54}$$

$$\text{et } v_u = \frac{kN_u}{B_r f_{c28}} \quad (\text{MN, m}^2, \text{MPa})$$

où  $N_u$  désigne l'effort ultime agissant dans la section I sur la bande de longueur  $d$  considérée, et  $k$  un coefficient qui prend les valeurs :

- 1 si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours,
- 1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée après 28 jours et avant 90 jours,
- $1,2 \frac{f_{c28}}{f_{cj}}$  si la majeure partie des charges est appliquée à un âge  $j$  inférieur à 28 jours.



4. Si  $v_u \leq v_{u0}$ , le mur n'a pas besoin d'être armé :  $A = 0$ .

Si  $v_u > v_{u0}$ , le mur doit être armé. Dans ce cas, les armatures se déterminent comme indiqué au titre 5.3,4. après. Il faut recalculer la longueur de flambement  $l_f$  à partir de la courbe A de la figure 4.51.

### 5.3,4. détermination des armatures verticales d'un mur armé

Pour une bande de mur donnée, la section totale  $A$  en  $\text{cm}^2$  des armatures verticales par mètre de longueur de mur doit être telle que (1) :

$$A \geq 27\beta N_u - 17B_r f_{c28} \quad \text{formule [4.10].}$$

(unités : MN/m,  $\text{m}^2/\text{m}$ , MPa)

avec

$$\beta = 1 + 0,002 \left( \frac{l_f}{a} \right)^2 \quad \text{pour } l_f \leq 14,4a$$

$$\beta = 0,0068 \left( \frac{l_f}{a} \right)^2 \quad \text{pour } 14,4a < l_f \leq 23a$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée après 28 jours et avant 90 jours, la valeur de  $\beta$  doit être multipliée par 1,10.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge  $j$  inférieur à 28 jours, la valeur de  $\beta$  doit être multipliée par 1,20 et il faut substituer  $f_{cj}$  à  $f_{c28}$  dans la formule 4.10 (pour  $f_{cj}$ , voir chapitre 1, fig. 1.2).

Dans tous les cas, la section  $A$  trouvée ne doit pas être inférieure à une section minimale (voir 5.3,5.).

Ce cas se rencontre en particulier dès que  $N_u \leq 0,63 \frac{B_r f_{c28}}{\beta}$  car la formule 4.10 conduirait alors à  $A < 0$ .

(1) Dans le cas d'un dimensionnement au séisme, la formule 4.10 établie pour  $\gamma_b = 1,5$  et  $\gamma_s = 1,15$  ne convient plus et doit être remplacée par  $A \geq 20 \beta N_u - 19,3 B_r f_{c28}$ .

S'il s'agit de déterminer l'effort limite  $N_{ulim}$  que peut supporter un mur donné, plusieurs cas peuvent se présenter :

- si le mur n'est pas armé ( $A = 0$ ) :  $N_{ulim} = v_{uo} B_r f_{c28}$ ,  $v_{uo}$  étant donné par l'abaque de la fig. 4.53.
- si le mur est armé, en désignant par  $A_r \geq A$  (et à  $A_{min}$ , voir 5.3,5.) la section d'armatures verticales réellement mise en place (pour deux panneaux de TS :  $A_r = 2S$ ) :

$$N_{ulim} = \frac{A_r + 17 B_r f_{c28}}{27 \beta} \quad \text{formule [4.11].}$$

( $N_{ulim}$  en MN/m,  $A_r$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ,  $B_r$  en  $\text{m}^2/\text{m}$ ,  $f_{c28}$  en MPa,  $\beta$  prenant les valeurs indiquées précédemment, avec les corrections appropriées pour tenir compte de l'âge auquel les charges sont appliquées).

• **Abaque pour la détermination de la section A des armatures verticales (ou de l'effort limite  $N_{ulim}$ )**

La formule 4.10 peut se mettre sous la forme :

$$A = \rho \cdot B_r f_{c28} \quad \text{formule [4.12]}$$

$$\text{avec } \rho = 27\beta v_u - 17 \quad \text{où } v_u = \frac{kN_u}{B_r f_{c28}} \quad (\text{voir 5.3,3,3.})$$

De l'abaque de fig. 4.55, on tire la valeur de  $\beta$  en fonction de  $v_u$  et de  $\frac{\ell_f}{a}$ . La formule 4.12 donne alors  $A$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , à condition d'exprimer  $B_r$  en  $\text{m}^2/\text{m}$  et  $f_{c28}$  en MPa.

Lorsque l'abaque ne permet pas de déterminer la valeur de  $\rho$  (parce qu'il faudrait alors lire la valeur dans la zone négative, c'est-à-dire sous l'axe  $Ov_u$ ), il est nécessaire de prévoir le pourcentage minimal (voir 5.3,5.).

Abaque pour le calcul des murs armés  $A = \rho B_r f_{c28}$  ( $B_r$  en  $m^2/m$ ,  $f_{c28}$  en MPa)

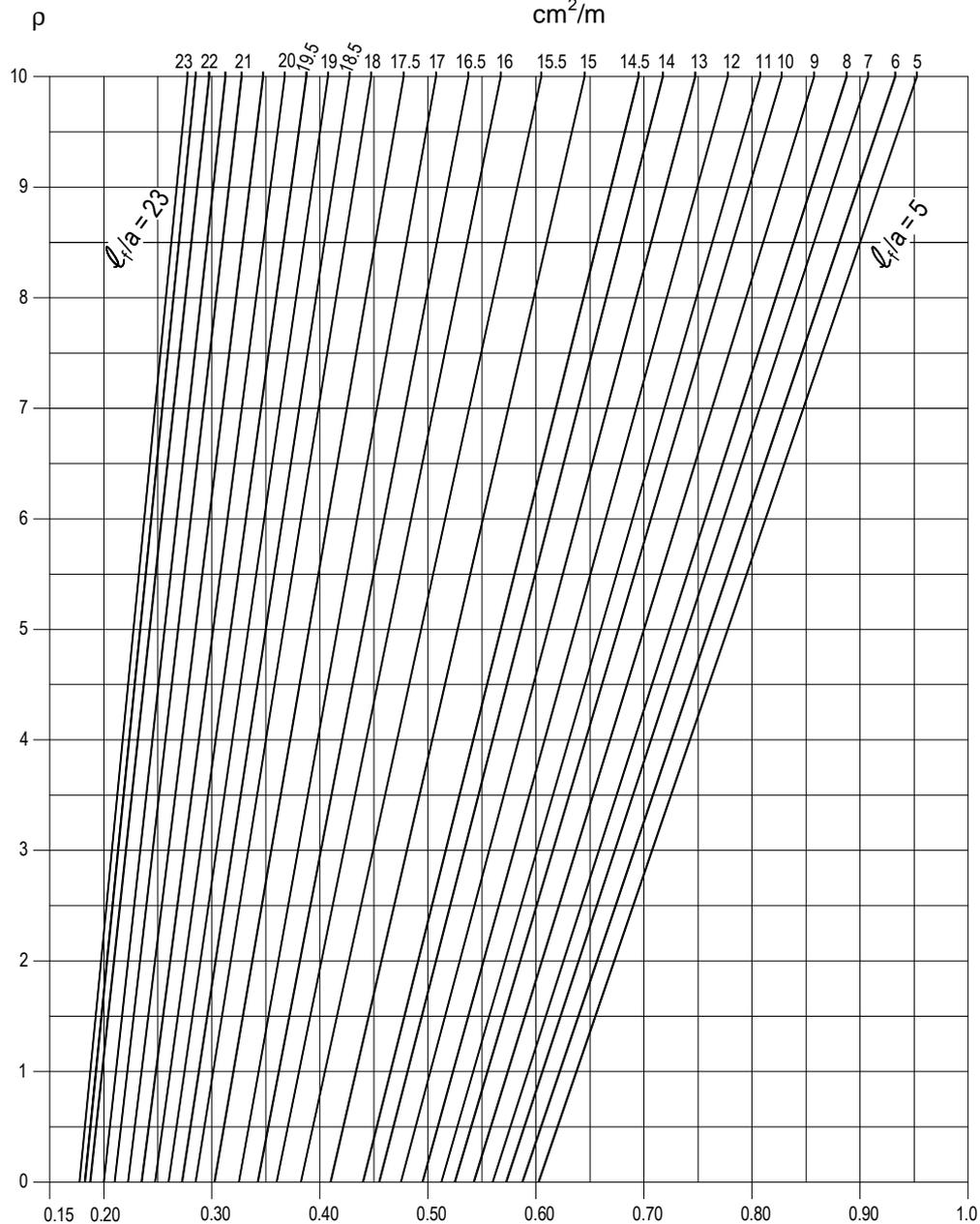


Fig 4.55

Ex : Mur de 0,15 m d'épaisseur,  $l_f = 1,65$  m,  $f_{c28} = 25$  MPa,  $N_u = 1,95$  MN/m ( $B_r f_{c28} = 3,25$  MN/m,  $v_u = 0,6 \rightarrow \rho = 3 \rightarrow A = 9,75$   $cm^2/m$ )

Le même abaque permet de déterminer l'effort limite  $N_{ulim}$  que peut supporter un mur dont la section d'armatures verticales  $A_r$  est connue. Il suffit de calculer

$$\rho = \frac{A_r}{B_r f_{c28}} \quad (A_r \text{ en } cm^2/m, B_r \text{ en } m^2/m, f_{c28} \text{ en MPa})$$

et d'en déduire par l'abaque, compte tenu de la valeur de  $l_f/a$ , la valeur de  $v_u$ , d'où

$$N_{ulim} = \frac{v_u B_r f_{c28}}{k} \quad (MN/m)$$

(pour k. voir 5.3,3,3.).

### 5.3,5. choix des panneaux de treillis soudés

Les arrêts et jonctions verticales des panneaux de treillis soudés sont effectués conformément aux dispositions indiquées dans le chapitre 1.

#### 1. Fils verticaux

Pour chaque bande de mur d'épaisseur  $a$  et de longueur  $d$ , le pourcentage  $\rho_v = \frac{A_{\min}}{a.d}$  à respecter est donné par l'abaque de la fig. 4.57 en fonction du rapport  $\frac{N_u}{N_{u\lim}}$ .

Lorsque le calcul de la section des fils verticaux par la formule 4.10 conduit à  $A < 0$ , on commence par faire une première estimation de la section minimale en adoptant  $N_{u\lim 0} = \frac{0,63 B_r f_{c28}}{\beta}$

On peut retenir une valeur  $A$  **légèrement** inférieure à celle résultant de cette première estimation pour calculer par la formule 4.11 :

$$N_{u\lim} = \frac{A + 17 B_r f_{c28}}{27\beta} \quad (A \text{ en cm}^2/\text{m, les autres unités étant MN/m, m}^2/\text{m, MPa}).$$

puis  $\frac{N_u}{N_{\lim}}$  et redéterminer de façon plus précise la valeur de  $\rho_v$  (et donc de  $A_{\min}$ ) au moyen de l'abaque de la fig. 4.57.

Si, pour calculer  $A$ , on s'est servi de l'abaque de la fig. 4.55 et que l'on a trouvé  $\rho < 0$ , il convient de lire sur l'axe  $Ov_u$  la valeur de  $v_u$  correspondant au rapport  $\frac{\ell_f}{a}$  du mur considéré, et de faire la première estimation de la section minimale à partir de  $N_{u\lim} = \frac{v_u B_r f_{c28}}{k}$ .

Une fois ces calculs faits, la section des fils verticaux à retenir est, finalement,

$$A_r \geq \text{Max} [A ; A_{\min}].$$

Cette section est distribuée entre deux panneaux de treillis soudés identiques, correspondant à une section  $S \geq \frac{A_r}{2}$ , disposés au voisinage de chacune des faces de la bande de mur considérée, en sorte que les fils verticaux soient les plus proches de celles-ci (fig. 4.56).

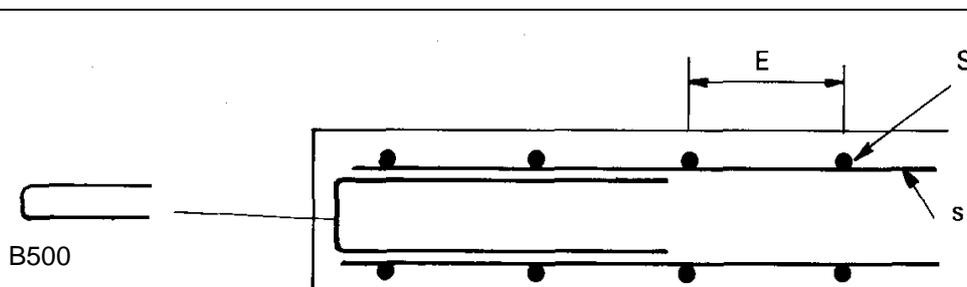
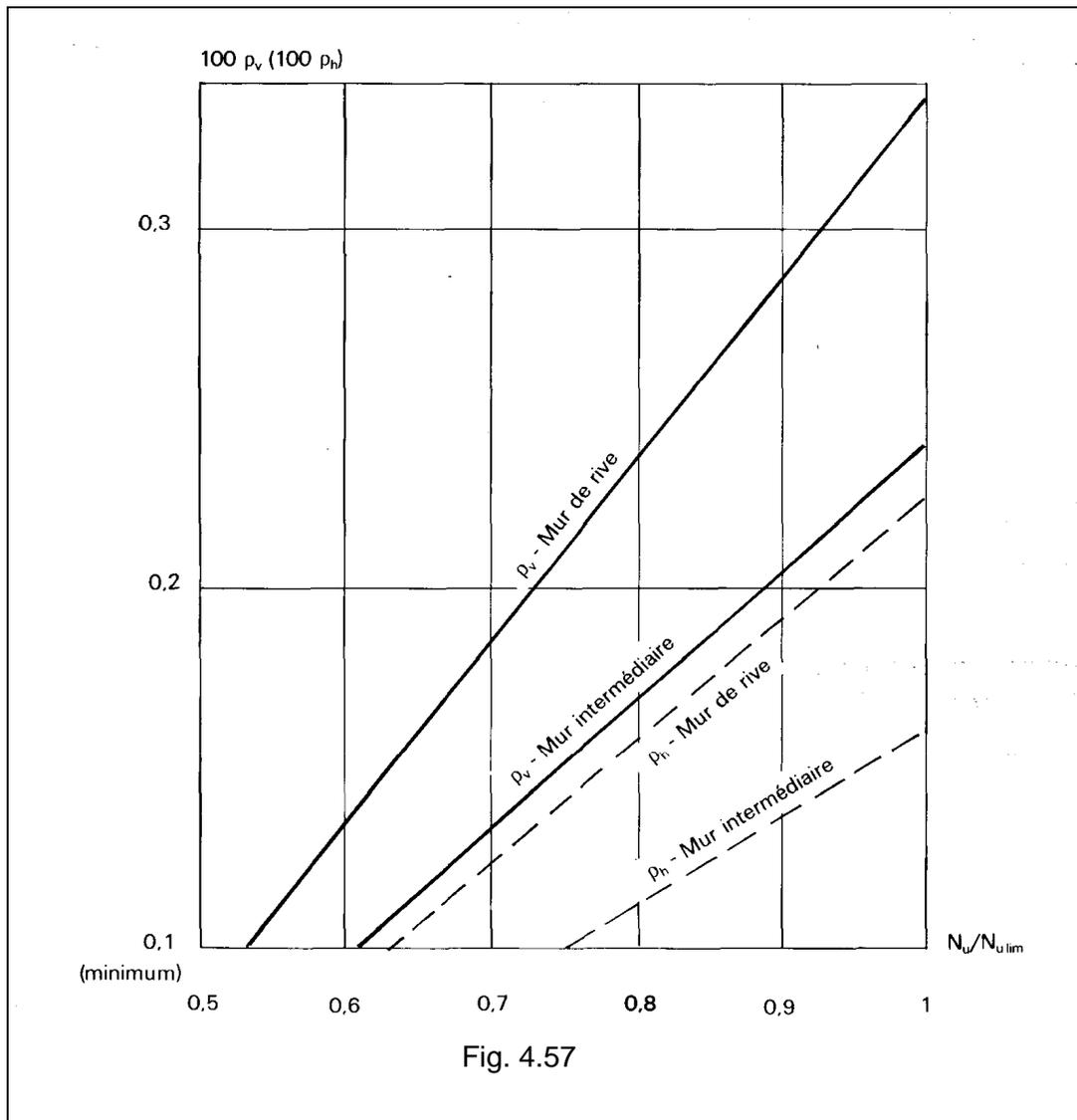


Fig. 4.56 – Exemple de disposition à l'extrémité d'une bande de mur

L'écartement des fils verticaux doit respecter la condition :

$$E \leq \text{Min} [2a ; 33 \text{ cm}]$$

(qui complète les règles données en 5.2,3. pour les murs pignons).



### 2. Fils horizontaux. Pourcentage minimal $\rho_h$

Sur toute la largeur du mur ou d'une bande de mur de largeur  $d$  limitée par des ouvertures, le

pourcentage minimal des fils horizontaux  $\rho_h = \frac{A_{hmin}}{100a}$  avec  $A_{hmin}$  somme des sections des fils

horizontaux en  $\text{cm}^2/\text{m}$  et  $a$  épaisseur du mur en  $\text{cm}$ , est donné par l'abaque de la fig. 4.57 en fonction

du rapport  $\frac{N_u}{N_{lim}}$  (voir ci-dessus) correspondant à la bande de mur la plus sollicitée.

L'écartement  $e$  des fils horizontaux ne doit pas excéder  $33 \text{ cm}$  ; tous les panneaux de la gamme ADETS satisfont à cette condition.

### 3. Épingles horizontales perpendiculaires aux faces des murs.

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_\ell < 12 \text{ mm}$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u,lim}$  doivent être maintenus par des épingles transversales, à raison d'au moins 4 par  $\text{m}^2$ , c'est-à-dire suivant les nœuds d'une maille dont la plus grande dimension n'exécède pas  $50 \text{ cm}$ .

### 5.3,6. murs étudiés en poteaux

Lorsque l'on sort du domaine d'application du DTU 23.1, ou bien lorsque les murs sont fortement armés, la justification de la stabilité est effectuée conformément aux Règles BAEL (Article A 4.4) ; les armatures doivent être déterminées comme indiqué au chapitre 7, titre 2.1 du présent texte.

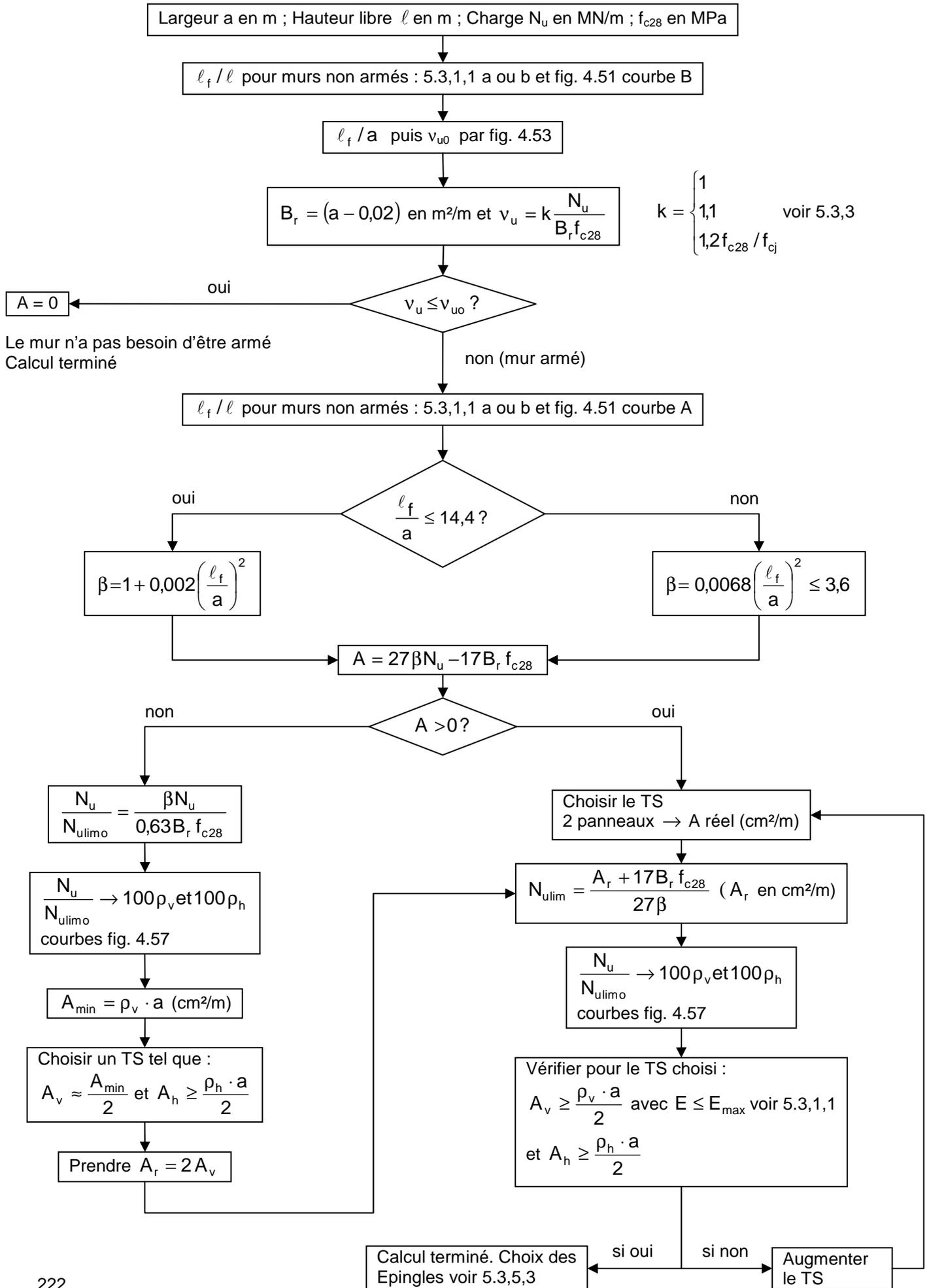
### 5.3,7. justification sous sollicitation tangente dans le plan du mur

Sous réserve que l'effort normal sollicitant le mur soit une compression, il n'y a pas lieu de justifier un mur sous sollicitation tangente ultime tant que

$$\tau_u \leq 0,05f_{c28} \quad \left( 0,05 \approx \frac{0,07}{\gamma_b} \text{ si } \gamma_b = 1,5 \right)$$

Dans le cas contraire, cette justification et le calcul des aciers éventuellement nécessaires doivent être faits par application des Règles BAEL (sans tenir compte des dispositions constructives minimales que prévoient ces Règles pour ces aciers).

# DÉTERMINATION DES TREILLIS SOUDÉS POUR LES MURS



# 6. EXEMPLE DE CALCUL : MUR DE REFEND D'UN BÂTIMENT D'HABITATION

## 6.1. DESCRIPTION

Il s'agit d'un bâtiment comportant 8 niveaux (7 étages au-dessus du rez-de-chaussée, fig. 4.58).

Ce bâtiment possède une surface au sol de 22 m x 10,55 m. Sa hauteur au-dessus du sol est de 25m. Il est situé en région II, site normal. La résistance caractéristique du béton est  $f_{c28} = 30$  MPa.

On suppose que plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours ( $k = 1$  voir 5.3,3,3).

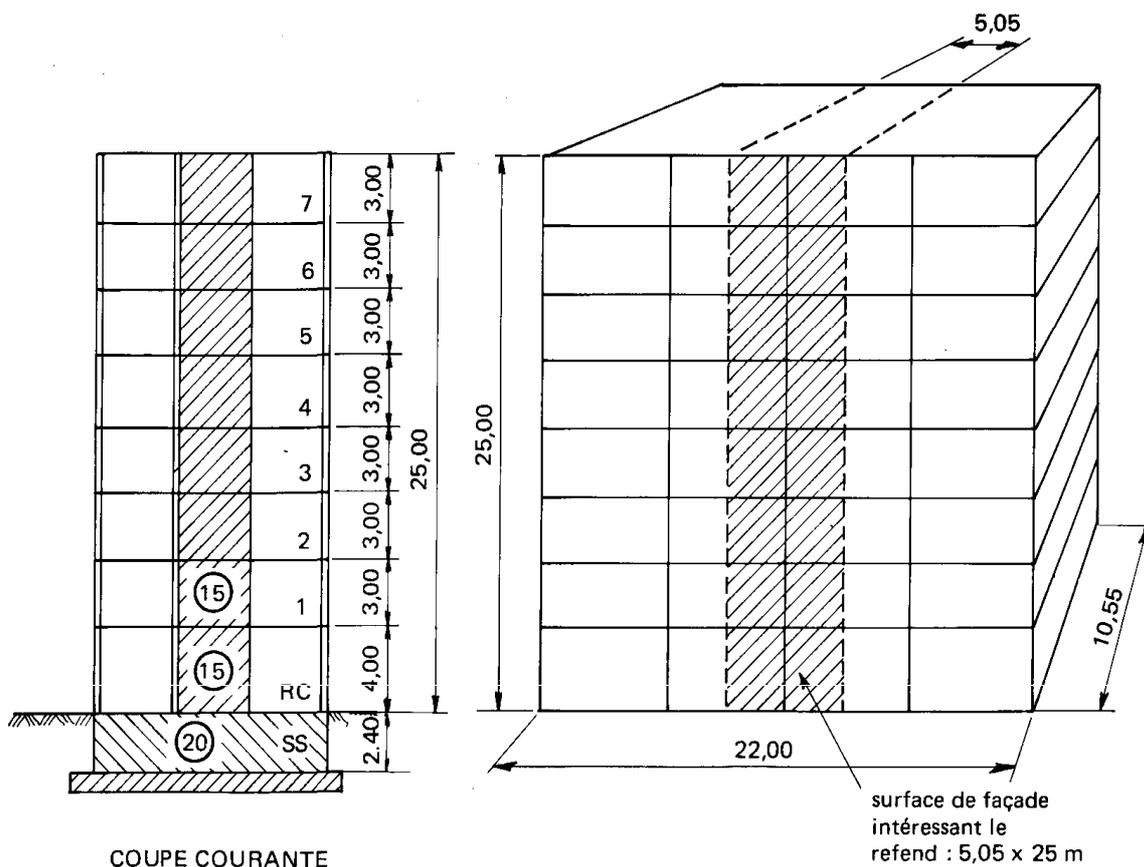
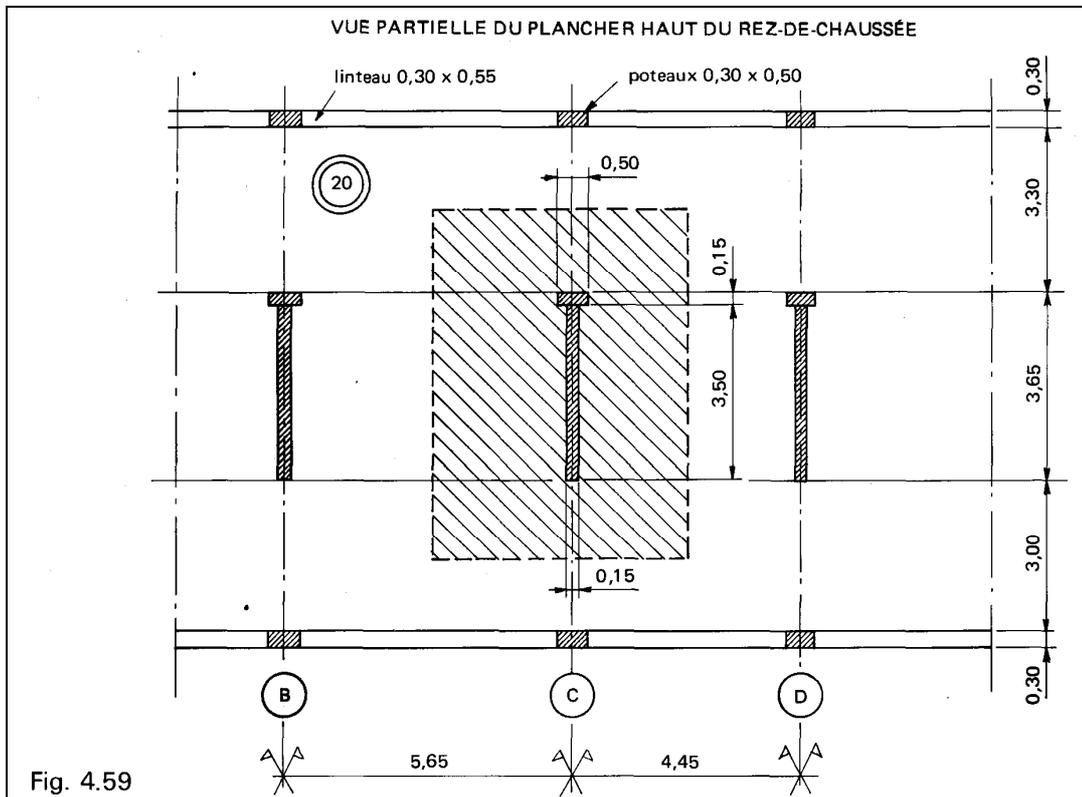


Fig 4.58

(les cotes se rapportent aux plans moyens des planchers ou des murs)



L'exemple concerne le mur de refend file C dans la hauteur du rez-de-chaussée (fig. 4.59).

## 6.2. ACTIONS PERMANENTES

a. Charges au m<sup>2</sup>

• Plancher-terrasse	kN/m <sup>2</sup>
Étanchéité plus revêtement	1,50
Dalle B.A. 25 x 0,20	<u>5,00</u>
	6,50
• Plancher courant	
Revêtement	0,50
Dalle B.A. 25 x 0,20	<u>5,00</u>
	5,50

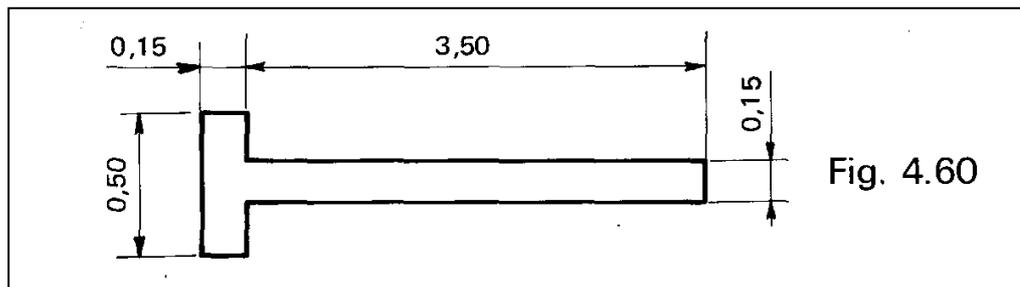
b. Charges totales dans la section I à mi-hauteur du rez-de-chaussée :

- Surface de plancher intéressée (zone hachurée, fig. 4.59):

$$\left( \frac{3,00}{2} + 3,65 + \frac{3,30}{2} \right) \times \frac{5,50 + 4,30}{2} = 33,32 \text{ m}^2$$

• Plancher-terrasse :	6,50 x 33,32 = 216,6 kN
• Plancher haut RC à plancher haut 6ème étage soit 7 niveaux	7 x 5,50 x 33,32 = <u>1 282,8 kN</u>
	Total = 1 499,5
	arrondi à 1 500 kN

- Mur B.A. (depuis la terrasse, jusqu'à la section I à mi-hauteur du rez-de-chaussée, soit sur une hauteur  $25 - \frac{4}{2} = 23\text{m}$ )



$$25 \times 0,15 (3,50 + 0,50) \times 23 = 345 \text{ kN}$$

Total des charges permanentes pour la section I considérée :  $G = 1500 + 345 = 1\ 845 \text{ kN} = 1,845 \text{ MN}$

## 6.3. ACTIONS VARIABLES

### a. Charges d'exploitation

Pour cumuler les charges d'exploitation, nous appliquons la loi de dégression verticale (voir chapitre 1. titre 3.3,2,2.) d'où les charges d'exploitation en  $\text{kN/m}^2$  :

Plancher – terrasse	: 1,0
P.H. du 6ème étage	: 1,5
P.H. du 5ème étage	: 1,35
P.H. du 4ème étage	: 1,20
P.H. du 3ème étage	: 1,05
P.H. du 2ème étage	: 0,90
P.H. du 1er étage	: 0,75
P.H. du rez-de-chaussée	: 0,75

$$\text{Total} : 8,5 \text{ kN/m}^2$$

Total des charges d'exploitation pour la section I considérée :  
 $8,50 \times 33,32 = 283,22 \text{ kN}$   
 soit  $Q = 0,285 \text{ MN}$

### b. Charges climatiques (vent)

Le bâtiment étant situé en région II, site normal, d'après les Règles Neige et Vent NV 65, pour ce cas :

- la pression dynamique de base  $q_{10}$  (s'exerçant sur une hauteur  $H \leq 10 \text{ m}$ ) vaut  $0,70 \text{ kN/m}^2$ . A une hauteur  $H$  supérieure à  $10 \text{ m}$  on a :

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \frac{H+18}{H+60} \quad \text{soit pour } H=25\text{m} : \quad q_{25} = 0,885 \text{ kN/m}^2$$

- le coefficient de site  $k_s$  est égal à 1,
- le coefficient dynamique  $\beta$  est égal à 1,
- le coefficient de traînée globale  $c_t$  est égal à 1,3,
- le coefficient de réduction  $\delta$  correspondant à une surface exposée de  $5,05 \text{ m} \times 25 \text{ m}$  est égal à 0,78.

L'action résultante unitaire est donc égale à :

$$q_H \times k_s \times \beta \times \delta \times c_t$$

c'est-à-dire à :  
 $0,88 \times 0,78 \times 1,3 = 0,90 \text{ kN/m}^2$  à  $H = 25 \text{ m}$   
 $0,70 \times 0,78 \times 1,3 = 0,71 \text{ kN/m}^2$  pour  $H \leq 10 \text{ m}$

Par simplification nous admettons une valeur moyenne pondérée de  $0,80 \text{ kN/m}^2$  (vent « normal »).

Conformément à l'annexe D des Règles BAEL pour les calculs d'état-limite ultime, la valeur caractéristique de la charge du vent doit être prise égale à 1,2 fois celle résultant de l'application des Règles NV65, c'est-à-dire :

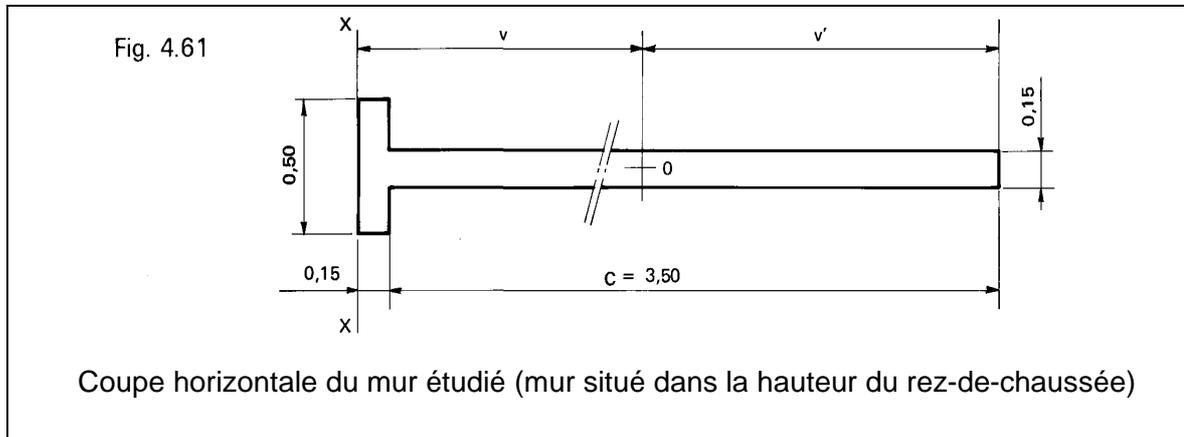
$$w = 0,80 \times 1,2 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

soit une charge uniforme le long du mur (fig. 4.58) :

$$w = 0,96 \times 5,05 \approx 5 \text{ kN/m.}$$

## 6.4. CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DU MUR

Comme la largeur du raidisseur dans le sens transversal est de 0,50 m, c'est-à-dire supérieure à trois fois l'épaisseur du mur, ce raidisseur peut être pris en compte dans les calculs de résistance.



a. Calcul de la surface B, du moment d'inertie  $I_0$  et de la position du centre de gravité  $v, v'$

	Surfaces		Moments statiques par rapport à l'axe XX		Moments d'inertie par rapport à l'axe XX	
	$0,15 \times (0,15 + 3,50)$	$= 0,5475$	$\times \frac{3,65}{2}$	$= 0,9992$	$\times \frac{2}{3} \times 3,65$	$= 2,4134$
	$(0,50 - 0,15) \times 0,15$	$= 0,0525$	$\times \frac{0,15}{2}$	$= 0,0039$	$\times \frac{2}{3} \times 0,15$	$= 0,0004$
	<b>B =</b>	<b>0,600 m<sup>2</sup></b>	<b>S =</b>	<b>1,0031 m<sup>3</sup></b>	<b>J =</b>	<b>2,4138 m<sup>4</sup></b>

$$v = \frac{S}{B} = \frac{1,0031}{0,600} = 1,67 \text{ m}$$

$$v' = 3,65 - 1,67 = 1,98 \text{ m}$$

(il est rappelé que d'après le théorème de Huyghens  $J = I_0 + Sv = I_0 + Bv^2$ )

$$-v \times S = \frac{1,0031^2}{0,600} = -1,6770$$

$$I_0 = 0,7368$$

b. Calcul de la longueur de flambement «  $\ell_f$  » dans l'hypothèse d'un mur armé :

• Calcul de  $\ell'_f$

Nous allons utiliser l'abaque de Jackson et Moreland (fig. 4.48) car du fait des hauteurs libres différentes de plancher à plancher, cette méthode est préférable à la méthode simpliste.

Les hauteurs libres valent :

- en sous-sol, de la face supérieure de la semelle à la sous-face du plancher :  $2,40 - 0,10 = 2,30$  m
- au rez-de-chaussée :  $4,00 - 2 \times 0,10 = 3,80$  m
- à l'étage courant :  $3,00 - 2 \times 0,10 = 2,80$  m

Pour le mur étudié, la hauteur libre est donc :  $\ell = 3,80$  m.

Nous avons :

- pour le mur au-dessus du mur considéré :  $k_n = \frac{0,15^3}{2,80} = 1,205 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

- pour le mur considéré :  $k = \frac{0,15^3}{3,80} = 0,888 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

- pour le mur au-dessous du mur considéré :  $k_s = \frac{0,20^3}{2,30} = 3,478 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

- pour les planchers (voir fig. 4.58).

- à droite du refend considéré : portées  $\ell_{en} = \ell_{es} = 4,45 - 0,15 = 4,30$  m

$$k_{en} = k_{es} = \frac{0,20^3}{4,30} = 1,860 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

- à gauche du refend considéré : portées  $\ell_{wn} = \ell_{ws} = 5,65 - 0,15 = 5,50$  m

$$k_{wn} = k_{ws} = \frac{0,20^3}{5,50} = 1,455 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

d'où

- au sommet du mur :  $K_N = \frac{k + k_n}{k_{en} + k_{wn}} = \frac{0,888 + 1,205}{1,860 + 1,455} = 0,631$

- à la base du mur :  $K_S = \frac{k + k_s}{k_{es} + k_{ws}} = \frac{0,888 + 3,478}{1,860 + 1,455} = 1,317$

Pour ces valeurs, l'abaque de la fig. 4.48 donne  $\frac{\ell'_f}{\ell} = 0,76$

d'où

$$\ell'_f = 0,76 \times 3,80 = 2,89 \approx 2,90 \text{ m}$$

• Calcul de  $\ell_f$

Le mur étant raidi à une extrémité, on a :

$$c = 3,50 \text{ m}, \quad b = 2,5 \text{ c} = 8,75 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{\ell'_f}{b} = 0,33$$

La courbe A de la fig. 4.51 donne :

$$\frac{\ell_f}{b} = 0,30 \quad \text{soit} \quad \ell_f = 0,30 \times 8,75 = 2,63 \text{ m}$$

ce qui correspond à une excentricité initiale admissible (voir 5.1.) de :

$$e = \text{Max} \left[ 0,01; \frac{2,63}{300} \right] = 0,01 \text{ m}$$

c. Calcul de la longueur de flambement  $\ell_f$  dans l'hypothèse d'un mur non armé

Dans ce cas, comme nous l'avons dit en 5.3,1,1.b, il est prudent déterminer  $\ell'_f$  en majorant les valeurs de  $K_N$  et  $K_S$  de 50 % d'où

$$K'_N = 1,5 K_N = 1,5 \times 0,6314 = 0,947 \\ \text{et } K'_S = 1,5 K_S = 1,5 \times 1,317 = 1,976$$

Pour ces valeurs, l'abaque de la fig. 4.48 donne  $\frac{\ell'_f}{\ell} = 0,81$

On trouve alors successivement :

$$\ell'_f = 0,81 \times 3,80 = 3,08 \text{ m}$$

$$\frac{\ell'_f}{b} = \frac{3,08}{8,75} = 0,352$$

La courbe B de la fig. 4.51 donne alors  $\frac{\ell_f}{b} = 0,33$  soit  $\ell_f = 0,33 \times 8,75 = 2,89 \text{ m}$

L'excentricité initiale admissible conserve la valeur  $e = 0,01 \text{ m}$ .

En définitive, nous retenons, avec  $a = 0,15 \text{ m}$  :

- dans l'hypothèse d'un mur non armé :  $\ell_f = 2,89 \text{ m} \left( \frac{\ell_f}{a} = 19,3 \right)$

- dans l'hypothèse d'un mur armé :  $\ell_f = 2,63 \text{ m} \left( \frac{\ell_f}{a} = 17,5 \right)$

## 6.5. CALCUL DE $N_u$

Dans cet exemple, comme il n'y a pas de charges concentrées en tête du mur, on ne vérifie que la section I à mi-hauteur.

Le paragraphe 5.3.2. a indique les différentes combinaisons d'actions à considérer (formules 4.6, 4.7 et 4.8) :

Combinaison ① :  $1,35 G + 1,5 Q$

Combinaison ② :  $1,35 G + 1,5 Q + W$

Combinaison ③ :  $1,35 G + 1,5 W + Q$

Dans ce qui suit, on suppose que la résultante des charges G et Q passe par le centre de gravité  $G_o$  de la section horizontale du mur.

a. Sollicitations résultant de la combinaison ①

$$1,35 G = 1,35 \times 1,845 = 2,49$$

$$1,5 Q = 1,5 \times 0,285 = 0,43$$

La charge verticale totale vaut donc  $P_{u1} = 2,92 \text{ MN}$

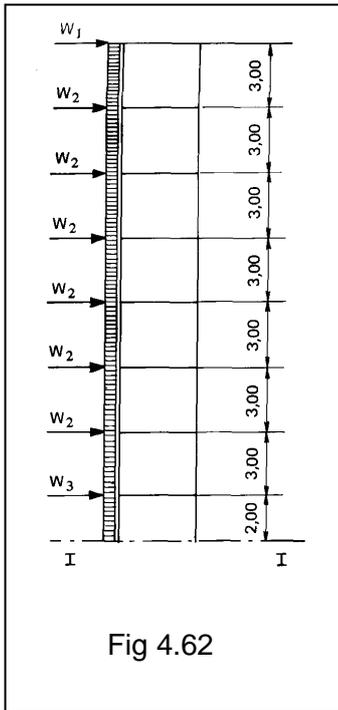
c'est-à-dire que par mètre de mur on a (calcul de B en 6.4.a) :

$$N_{u1} = \frac{P_{u1} \times a}{B} = \frac{2,92 \times 0,15}{0,60} = 0,730 \text{ MN/m}$$

b. Sollicitations résultant de la combinaison ②:

La charge verticale a la même valeur que pour la combinaison ① :  $P_{u2} = P_{u1}$

L'action répartie du vent est de 5 kN/m appliqués uniformément sur toute la hauteur du bâtiment (voir 6.3.b) ; cette charge est transmise au mur de refend par les planchers d'où la répartition des efforts :



- au niveau de la terrasse

$$W_1 = 5 \times \frac{3}{2} = 7,5 \text{ kN}$$

- au niveau des planchers des étages courants

$$W_2 = 5 \times \frac{3+3}{2} = 15 \text{ kN}$$

- au niveau du plancher haut du rez-de-chaussée

$$W_3 = 5 (1,5 + 2) = 17,5 \text{ kN}$$

Le moment dans la section I à mi-hauteur du mur du rez-de-chaussée a donc pour valeur non pondérée :

$$M_G = 7,5 \times 23 + 15 (20 + 17 + 14 + 11 + 8 + 5) + 17,5 \times 2 = 1332,5 \text{ kNm}$$

Pour la combinaison d'actions ② on a donc :

$$P_{u2} = P_{u1} = 2,92 \text{ MN}$$

et

$$M_{u2G_0} = M_G = 1332,5 \text{ kNm} = 1,33 \text{ MNm}$$

En admettant que les contraintes puissent être calculées à l'état-limite ultime par les formules de Résistance des Matériaux la distribution des charges sur la largeur du mur est une distribution plane passant par les deux points correspondant aux valeurs des contraintes aux extrémités A et B de cette largeur (fig. 4.63), à savoir :

$$\text{- au point A : } N_{uA} = \left( \frac{P}{B} \pm \frac{M_G v'}{I_0} \right) a$$

$$\text{- au point B : } N_{uB} = \left( \frac{P}{B} \mp \frac{M_G v'}{I_0} \right) a$$

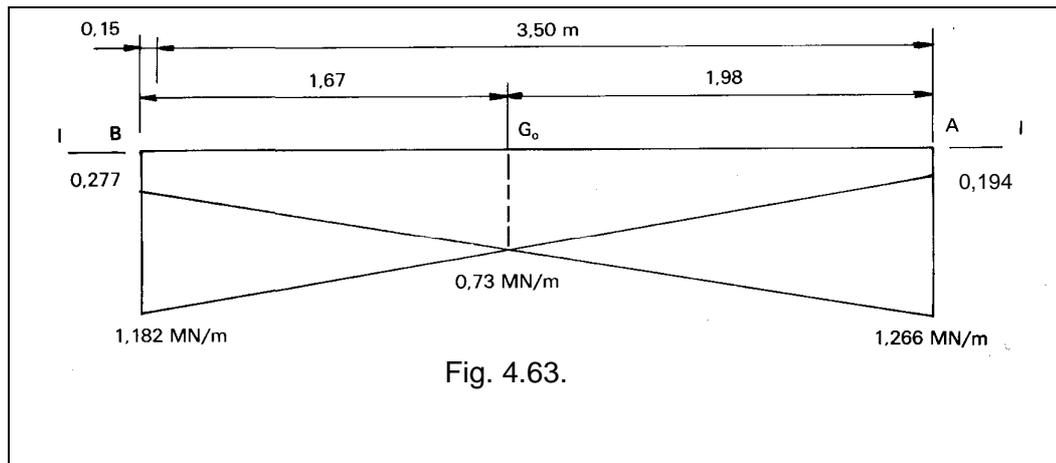
les signes se correspondant comme indiqué.

En introduisant dans ces formules à la place de P et  $M_G$  les valeurs numériques de  $P_{u2}$  et  $M_{u2G_0}$ , on trouve :

$$N_{uA2} = \left[ \frac{2,92}{0,60} \pm \frac{1,33 \times 1,98}{0,7368} \right] \times 0,15 = \begin{cases} 1,266 \text{ MN/m} \\ 0,194 \text{ MN/m} \end{cases}$$

$$N_{uB2} = \left[ \frac{2,92}{0,60} \mp \frac{1,33 \times 1,67}{0,7368} \right] \times 0,15 = \begin{cases} 0,277 \text{ MN/m} \\ 1,182 \text{ MN/m} \end{cases}$$

d'où le diagramme de charge le plus défavorable à l'état-limite ultime pour la combinaison ② (fig. 4.63).



c. Sollicitations résultant de la combinaison ③

$$P_{u3} = 1,35 G + Q = 2,49 + 0,285 = 2,775 \text{ MN}$$

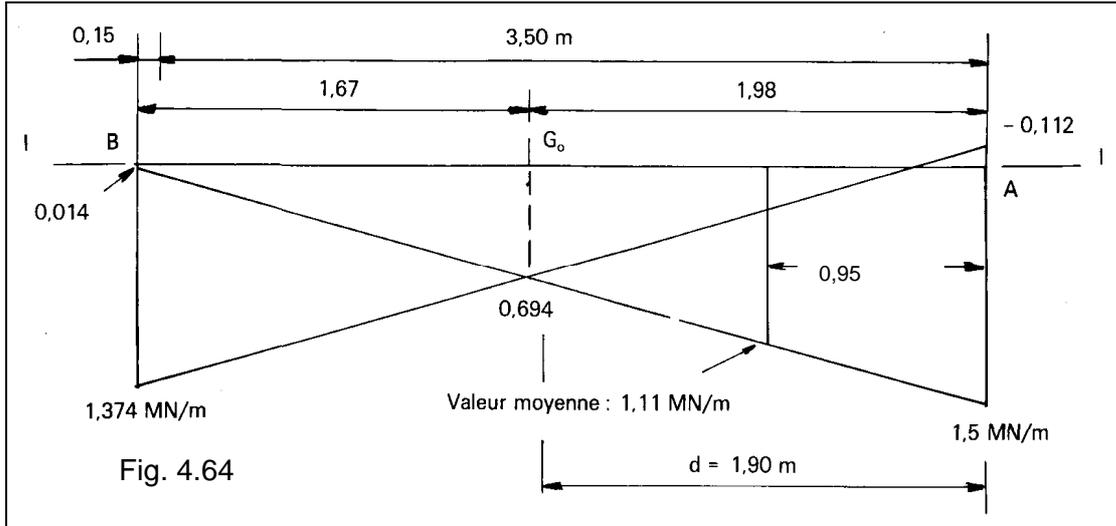
$$M_{u3G_0} = 1,5 M_G = 1,5 \times 1,33 = 2 \text{ MNm}$$

En introduisant dans les formules données ci-avant, à la place de P et  $M_G$ , les valeurs numériques de  $P_{u3}$  et  $M_{u3G_0}$ , on trouve, pour cette combinaison ③:

$$N_{uA3} = \left[ \frac{2,775}{0,60} \pm \frac{2 \times 1,98}{0,7368} \right] \times 0,15 = \begin{cases} 1,5 \text{ MN/m} \\ -0,112 \text{ MN/m} \end{cases}$$

$$N_{uB3} = \left[ \frac{2,775}{0,60} \mp \frac{2 \times 1,67}{0,7368} \right] \times 0,15 = \begin{cases} 0,014 \text{ MN/m} \\ 1,374 \text{ MN/m} \end{cases}$$

d'où le diagramme de charge le plus défavorable de cette combinaison (fig. 4.64).



La combinaison ③ est donc la plus défavorable La bande la plus sollicitée a une largeur de  $d = \frac{\ell}{2} = \frac{3,80}{2} = 1,90 \text{ m}$  ( $\ell$  = hauteur libre du mur, voir fig. 4.52 en 5.3.2. b) et la valeur moyenne de la charge ultime pour cette bande est :

$$N_u = \left[ \frac{N_{u3}}{B} + M_{u3G_0} \left( \frac{v'-d/2}{l_0} \right) \right] a \text{ soit :}$$

$$N_u = 0,694 + 2 \frac{(1,98 - 0,95)}{0,7368} \times 0,15 = 1,11 \text{ MN/m}$$

## 6.6. DÉTERMINATION DES TREILLIS SOUDÉS

Nous suivons la marche indiquée en 5.33 (et celle de l'organigramme page 222)

1. Pour  $\ell_f$  nous avons trouvé dans le cas d'un mur non armé (voir 6.4.b) :

$$\ell_f = 2,89 \text{ m d'où } \frac{\ell_f}{a} = 19,3$$

2. Pour  $\frac{\ell_f}{a} = 19,3$ , la courbe de la fig. 4.53 donne :  $v_{u0} = 0,24$

3. On a pour une bande de mur de 1 m de longueur  $B_r = (a - 0,02) = (0,15 - 0,02) = 0,13 \text{ m}^2$

$$\text{et } v_u = \frac{kN_u}{B_r f_{c28}} = \frac{1,11}{0,13 \times 30} = 0,285 > v_{u0} \text{ (k = 1, voir pages 220 et 226).}$$

4. On est dans le cas  $v_u > v_{u0}$ , le mur doit donc être armé.

- Détermination des armatures

Le mur étant maintenant armé, verticalement et horizontalement, la nouvelle longueur de flambement (voir calcul en 6.4.b) est :

$$\ell_f = 2,63 \text{ m d'où } \frac{\ell_f}{a} = 17,5 > 14,4$$

Si l'on utilise la formule 4.10, on a  $\beta = 0,0068 \left( \frac{\ell_f}{a} \right)^2 = 2,08$

et 
$$A = 27 \times 2,08 \times 1,11 - 17 \times 0,13 \times 30 < 0$$

La valeur de A étant négative, il faut prévoir le pourcentage minimal.

Dans ce cas (voir 5.3,5.) on commence par calculer

$$N_{ulimo} = \frac{0,63 B_r f_{c28}}{\beta} = \frac{0,63}{2,08} \times 0,13 \times 30 = 1,181 \text{ MN/m}$$

$$\text{puis } \frac{N_u}{N_{ulimo}} = \frac{1,11}{1,181} = 0,94$$

Pour cette valeur, l'abaque de la fig. 4.57 donne :

$$100 \rho_v = 0,218$$

$$100 \rho_h = 0,146$$

La section minimale des fils verticaux à disposer **sur chacune des faces** serait donc :

$$S = \frac{0,218 \times 15 \times 100}{100 \times 2} = 1,64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

et la section des fils horizontaux également par face

$$s = \frac{0,146 \times 15 \times 100}{100 \times 2} = 1,1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Un panneau ST 20 correspond à  $S = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,  $s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$  et à une distance E entre les fils de  $15 \text{ cm} < \text{Min} [2a ; 33 \text{ cm}]$  soit  $\text{Min} [60 ; 33 \text{ cm}]$

Retenons cette solution. Comme il y aura un panneau sur chaque face :

$$A_r = 2 S = 2 \times 1,89 = 3,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

d'où par la formule 4.11 :

$$N_{ulim} = \frac{3,78 + 17 \times 0,13 \times 30}{27 \times 2,08} = 1,25 \text{ MN/m} > N_u = 1,11$$

Pour  $\frac{N_u}{N_{ulim}} = \frac{1,11}{1,25} = 0,888$  l'abaque de la fig. 4.57 conduit à des pourcentages minimaux requis

$100 \rho_v = 0,204$  et  $100 \rho_h = 0,136$  alors que les valeurs réelles sont respectivement de  $\frac{3,78}{15} = 0,252$

et  $\frac{2 \times 1,28}{15} = 0,171$ .

Un panneau ST 20 sur chaque face convient donc parfaitement. La longueur des panneaux (6,00 m) permet de couvrir totalement la hauteur du mur et d'assurer le recouvrement avec les treillis soudés éventuels de l'étage au-dessus, moyennant le respect, à l'exécution, des dispositions réglementaires concernant les barres en attente (voir fascicule 65A [1.2.], art. 63.3 et page 183 du présent texte).

Les panneaux de treillis soudés de chaque face doivent être solidarisés par des armatures horizontales perpendiculaires aux faces du mur (voir 5.3,5,3.). Comme  $\varnothing_\ell = 6 < 12$  mm il suffit de disposer des épingles transversales à raison d'au moins 4 par m<sup>2</sup>.

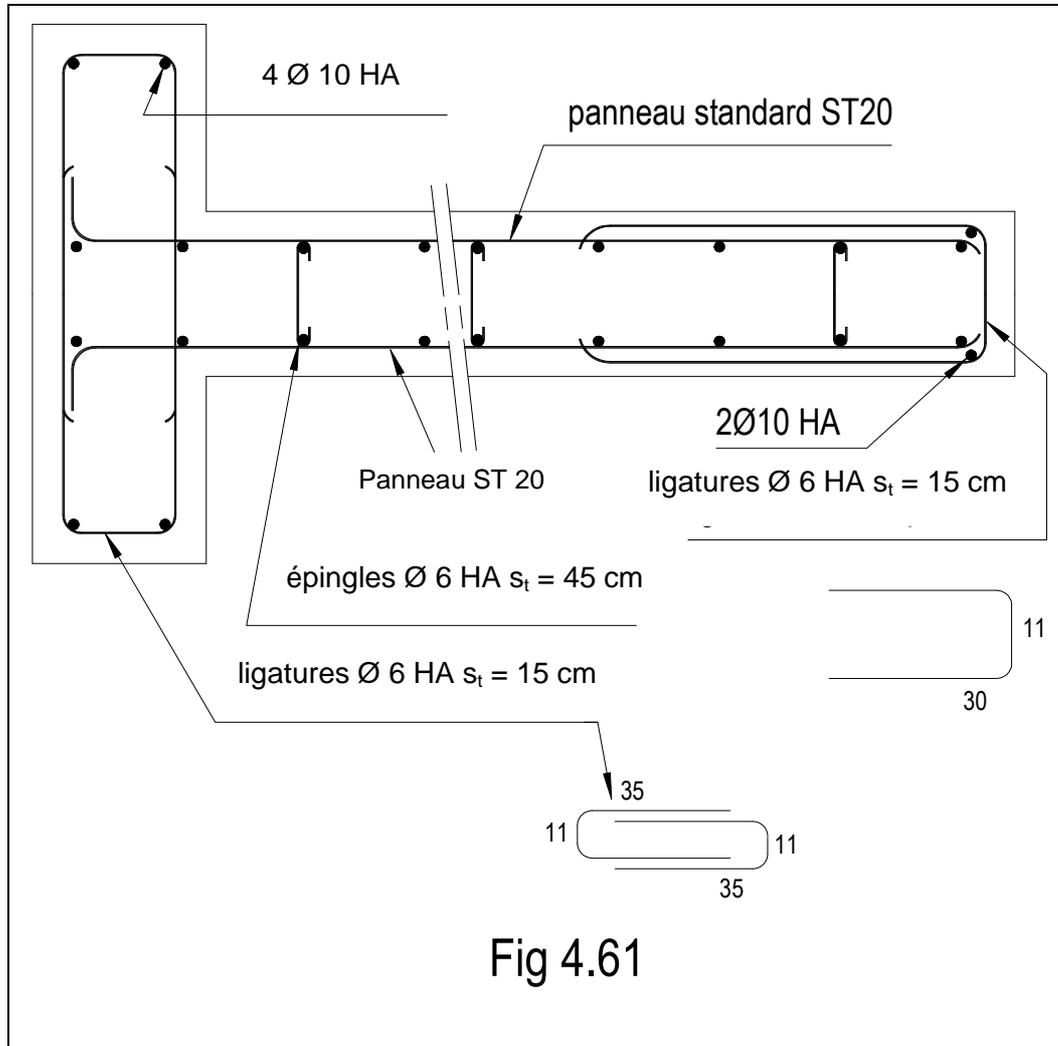


Fig 4.61

**Remarque :** Si, au lieu de  $f_{c28} = 30$  MPa, on avait eu  $f_{c28} = 25$  MPa il aurait fallu une section d'acier (formule 4.10) :

$$A = 27 \times 2,08 \times 1,11 - 17 \times 0,13 \times 25 = 7,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c'est-à-dire un panneau ST 35 sur chaque face ( $2 S = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) au lieu d'un panneau ST 20 ( $2 S = 3,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Ainsi, une diminution modérée de la résistance du béton entraîne une augmentation considérable de la quantité d'acier nécessaire. Dans l'exemple choisi, cette quantité a doublé alors que la résistance du béton n'a été réduite que de 20%.

De façon générale, les formules 4.10, 4.11 et 4.12 sont très sensibles à des écarts, même faibles, sur les différents paramètres, qu'il s'agisse de  $N_u$ , de  $B_r$  ou de  $f_{c28}$ . Pour s'en convaincre, il suffit de regarder la pente des droites de l'abaque de la figure 4.55, surtout pour les valeurs élevées de  $l_i/a$  : suivant la valeur de ce rapport, une variation de + 3% sur  $v_u$  peut conduire à une section d'acier supérieur. e de 15 à 20 % à celle qui serait strictement nécessaire. A contrario, une erreur de - 3 % sur  $v_u$  peut conduire à sous-estimer de 15 à 20 % la section d'acier qu'il aurait fallu prévoir.

Il faut donc faire les calculs avec beaucoup de soin et de précision.

# CHAPITRE 5

## LES MURS DE SOUTÈNEMENT

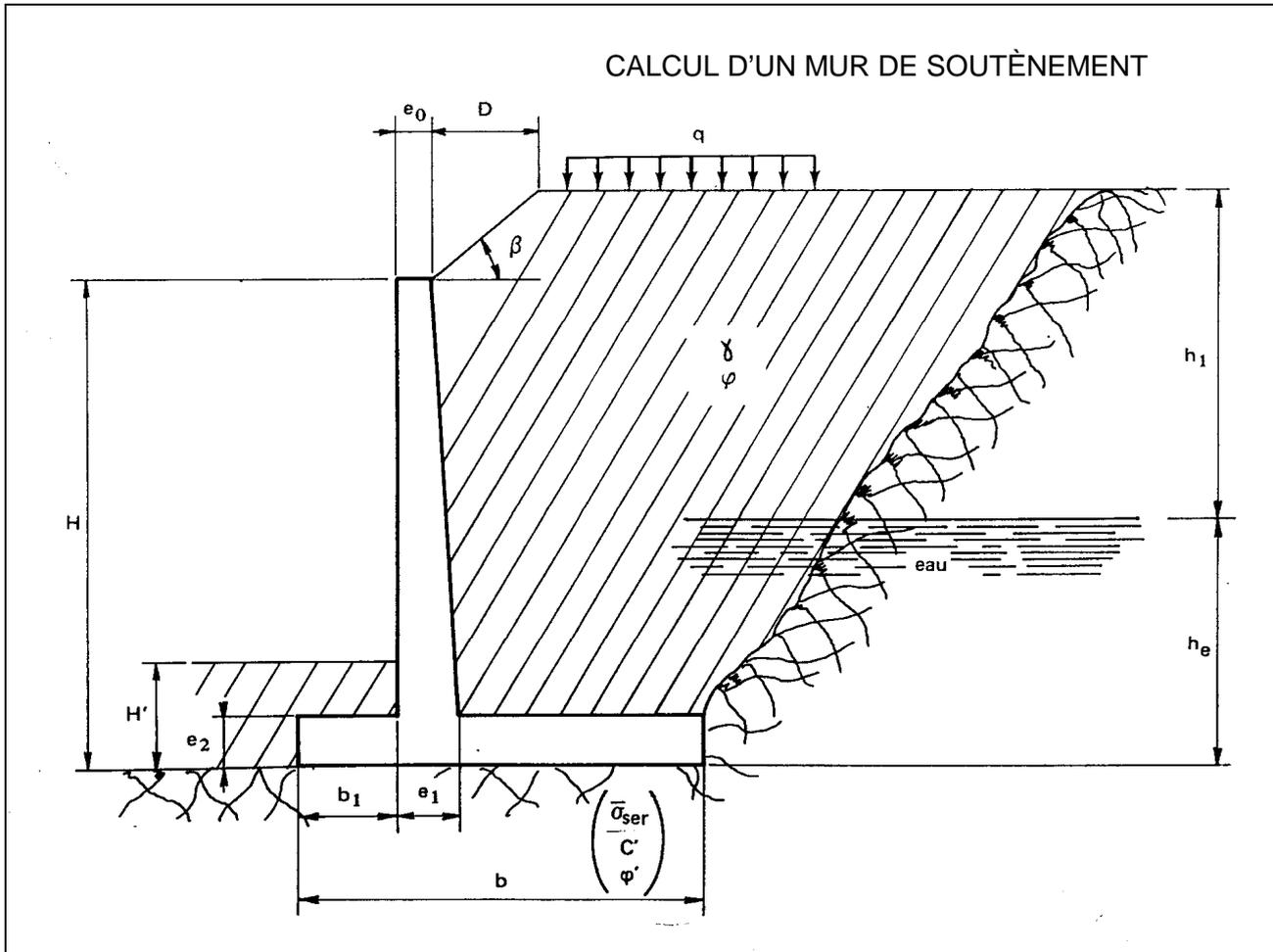
### TABLE DES MATIÈRES

	Pages
<b>1. GÉNÉRALITÉS</b>	<b>240</b>
1.1 INTRODUCTION	240
1.2 LES MURS EN BÉTON ARMÉ	240
1.2.1 Mur en «T renversé» classique	240
1.2.2 Mur à contreforts	242
1.2.3 Murs divers	243
<b>2. CALCUL DES POUSSÉES SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT</b>	<b>244</b>
2.1 RAPPELS THÉORIQUES	244
2.1.1 Forces agissantes	244
2.1.2 Hypothèses de calcul	245
2.1.3 Principe des calculs	245
2.2 DIAGRAMES DE POUSSÉE	246
2.2.1 Mur en T avec talus incliné infini	246
2.2.2 Mur en T avec talus incliné fini	249
2.2.3 Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein	250
2.2.4 Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein	251
2.2.5 Charge uniforme locale	252
2.2.6 Nappe aquifère	253
2.3 EXEMPLES DE CALCUL DE DÉTERMINATION DES POUSSÉES	254
2.3.1 Terre-plein horizontal infini non chargé	255
2.3.2 Terre-plein horizontal infini chargé	255
2.3.3 Talus incliné fini	255
2.3.4 Charge uniforme infinie sur le terre-plein	257
2.3.5 Nappe aquifère	259

	Pages
<b>3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ EXTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT</b>	<b>260</b>
3.0 REMARQUES PRÉLIMINAIRES	260
3.1 COMBINAISONS D' ACTIONS	261
3.2 VÉRIFICATION DU NON-POINÇONNEMENT DU TERRAIN D' ASSISE	262
3.3 VÉRIFICATION DU NON-GLISSEMENT DU MUR SUR LE TERRAIN D' ASSISE	263
3.4 VÉRIFICATION DU NON-BASCULEMENT	264
3.5 TASSEMENTS	265
3.6 GRAND GLISSEMENT	266
3.7 EXEMPLE DE CALCUL DE VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ	267
3.7.1 Vérification du non-poinçonnement du terrain d' assise	268
3.7.2 Vérification du non-glissement sur le terrain d' assise	270
 <b>4. JUSTIFICATION DE LA RÉSISTANCE INTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT</b>	 <b>271</b>
4.1 GÉNÉRALITÉS	271
4.2 SOLLICITATIONS DE CALCUL	273
4.2.1 Combinaisons d' actions	273
4.2.2 Calcul pratique des sollicitations	273
4.3 SECTIONS DE CALCUL	275
4.4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	276
4.4.1 Ferrailage principal	276
4.4.2 Ferrailage secondaire	276
4.4.3 Disposition du treillis soudé	280
4.5 EXEMPLE DE CALCUL	281
4.5.1 Voile	281
4.5.2 Semelle	291

	Pages
<b>5. PRÉDIMENSIONNEMENT</b>	<b>296</b>
5.1 INTRODUCTION	296
5.2 PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉPAISSEURS	297
5.3 PRÉDIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE	298
<b>6. RECOMMANDATIONS DIVERSES</b>	<b>304</b>
6.1 JOINTS	304
6.2 DISPOSITIFS DE DRAINAGE ET D'ÉVACUATION DES EAUX	304
6.3 MISE EN ŒUVRE DU REMBLAI	306
<b>7. EXTRAIT DES TABLES DE CAQUOT-KERISEL POUR LES CAS COURANTS</b>	<b>307</b>
<b>8. CARACTÉRISTIQUES MOYENNES DE TERRAINS</b>	<b>309</b>

## CALCUL D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

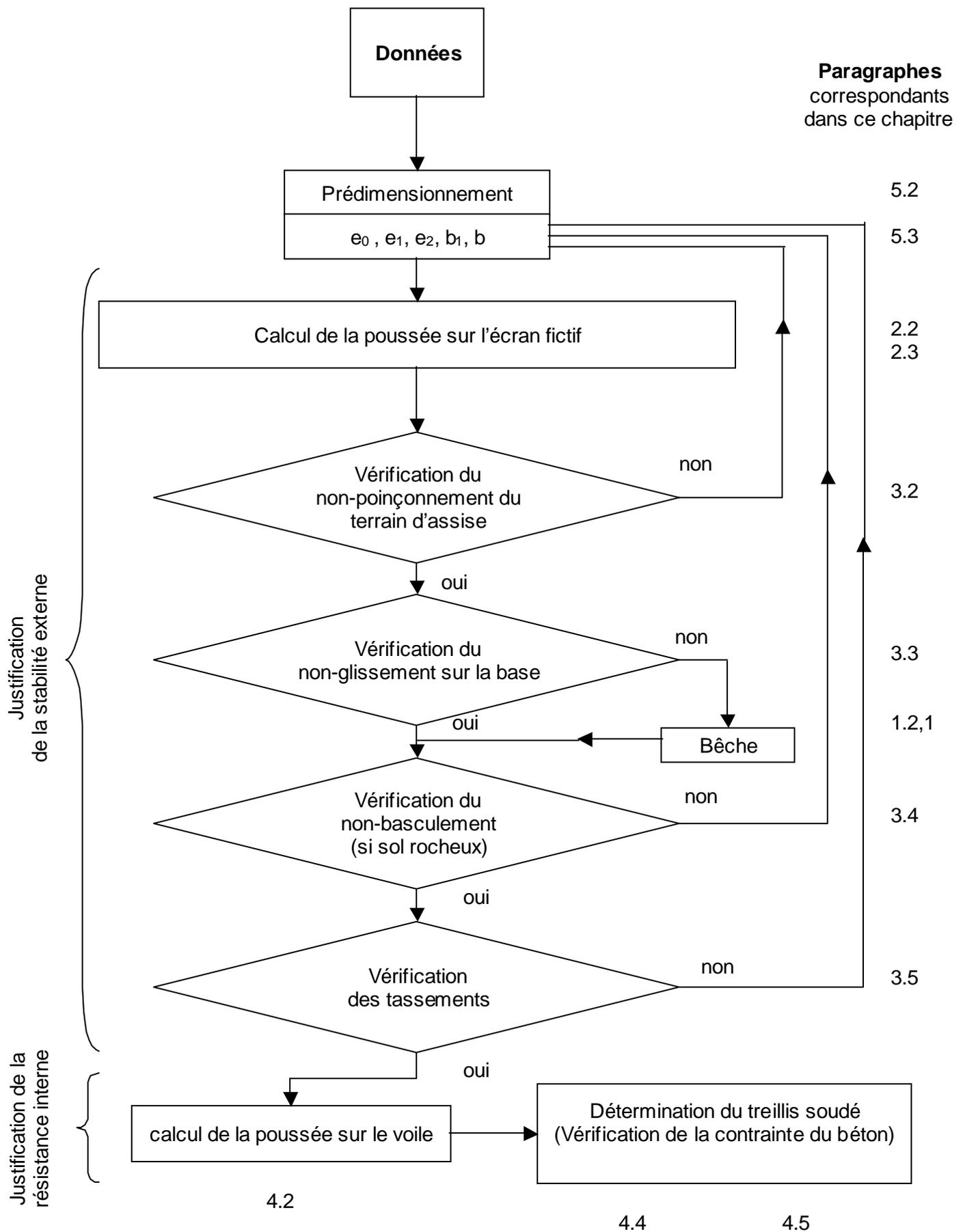


### Données

- Caractères géométriques du mur et du terrain :  $H, H', D, \beta, h_e$
- Caractères mécaniques et physiques du remblai :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma : \text{Poids volumique} \\ \varphi : \text{Angle de frottement interne} \end{array} \right.$
- Caractères mécaniques et physiques du sol de fondation :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ser} : \text{Pression limite admissible à l'ELS} \\ C' : \text{Cohésion} \\ \varphi' : \text{Angle de frottement interne} \end{array} \right.$
- Charges d'exploitation :  $q$
- Résistance caractéristique du béton :  $f_{c28}$
- Degré de gravité de la fissuration

### Inconnues

- Caractères géométriques du voile et de la semelle :  $e_0, e_1, e_2, b_1, b.$
- Types de treillis soudés constituant le ferrailage du voile et de la semelle



# 1. GÉNÉRALITÉS

## 1.1 INTRODUCTION

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide .

Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

- **les murs de soutènement** qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en béton armé en «T renversé» ou des murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs Peller, gabions métalliques).

- **Les écrans de soutènement** qui sont composés seulement d'une paroi résistante :

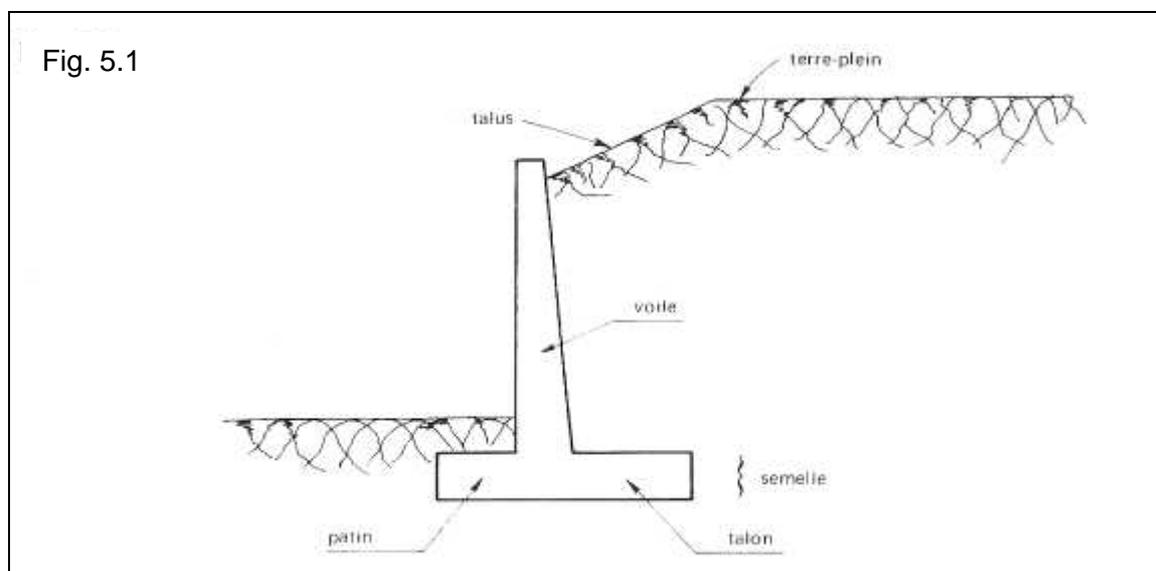
Exemples :

- rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol,
- paroi moulée en béton armé,
- mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.

## 1.2. LES MURS EN BÉTON ARMÉ

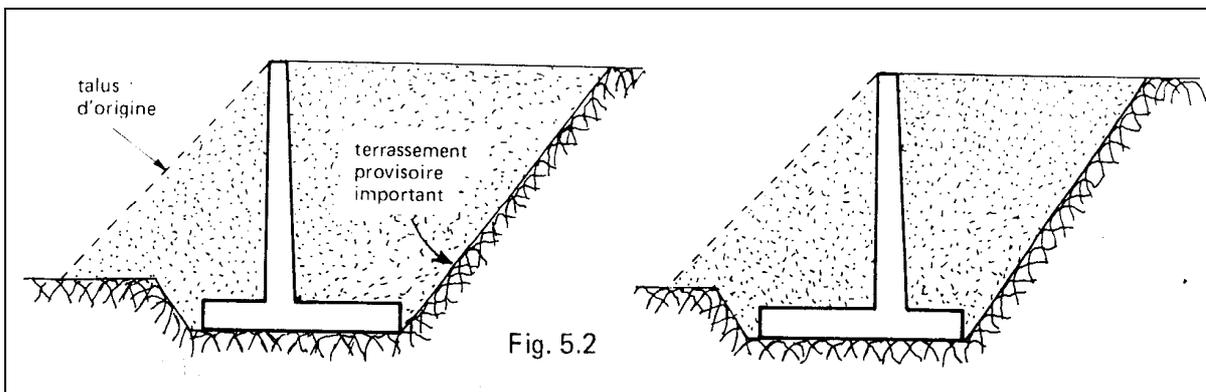
Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de multiples façons :

### 1.2,1. mur en «T renversé» classique



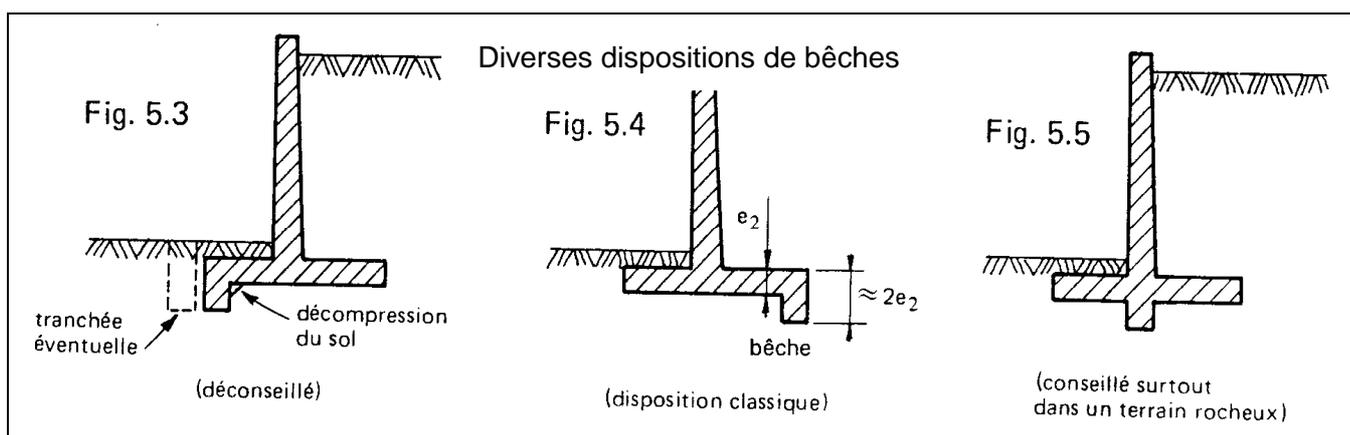
Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin (figure 5.2).



Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

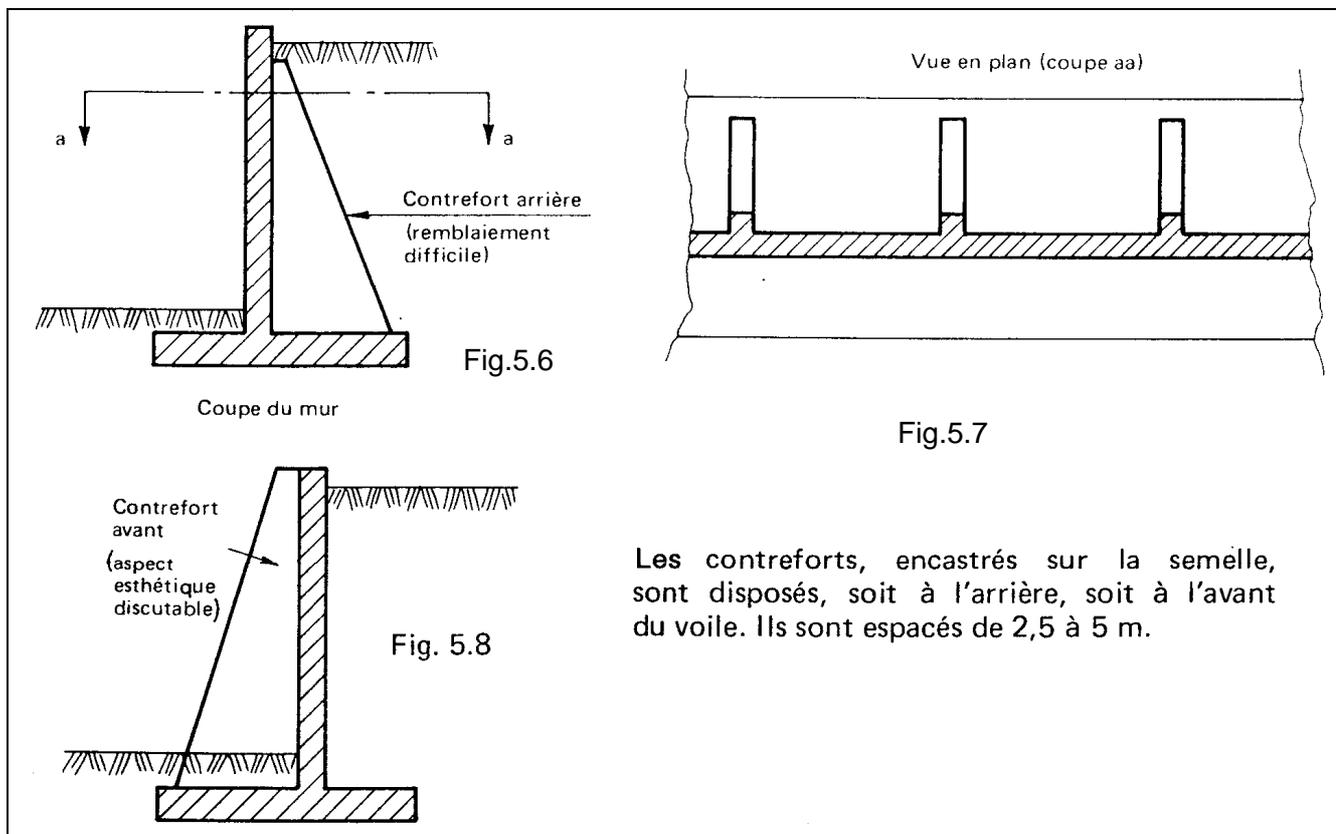
Cette bêche est toujours coulée en «pleine fouille» sans coffrage. Le premier cas (figure 5.3) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).



Le troisième cas (figure 5.5) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

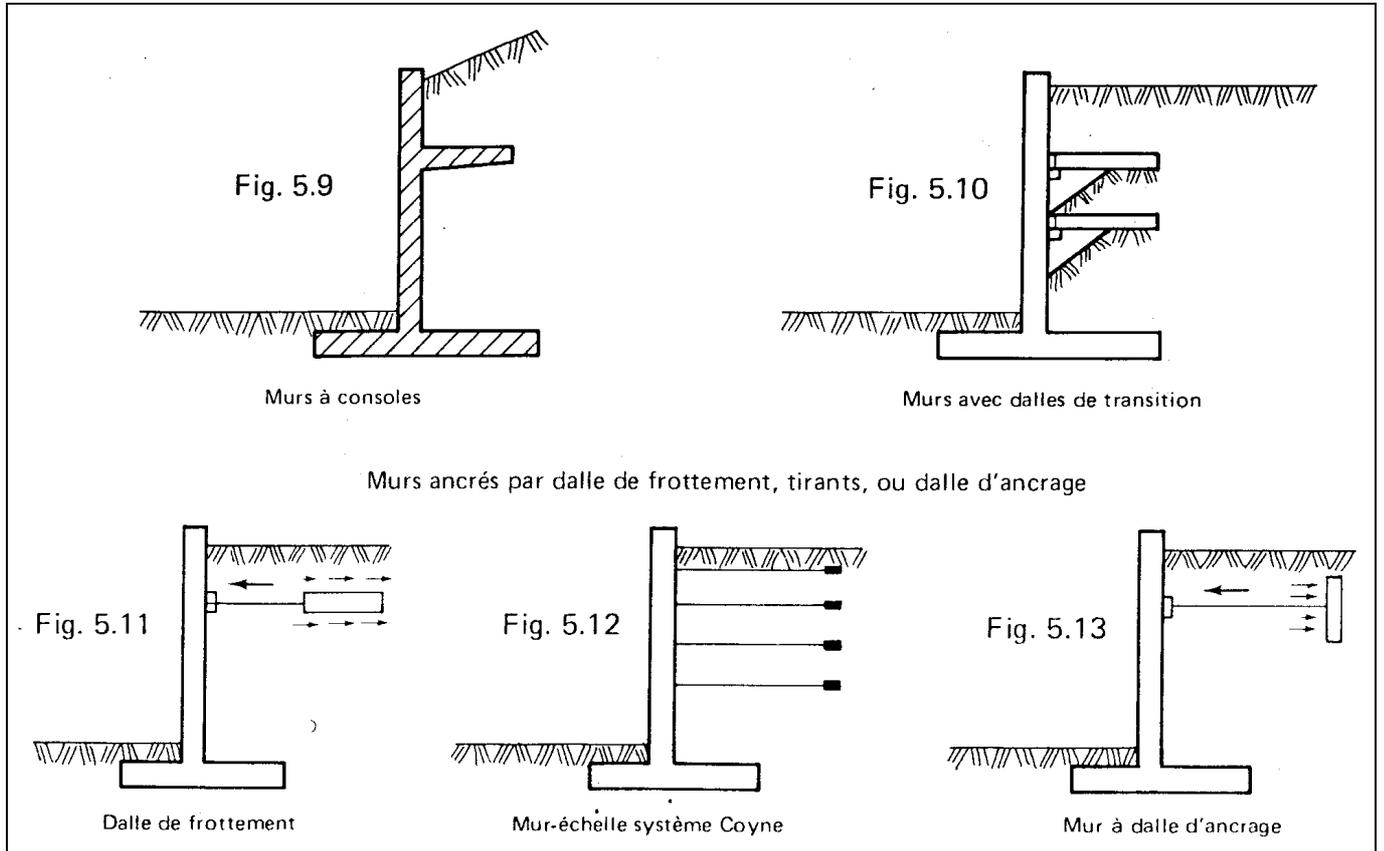
## 1.2.2. mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.



### 1.2,3. murs divers

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.



# 2. CALCUL DES POUSSÉES SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT

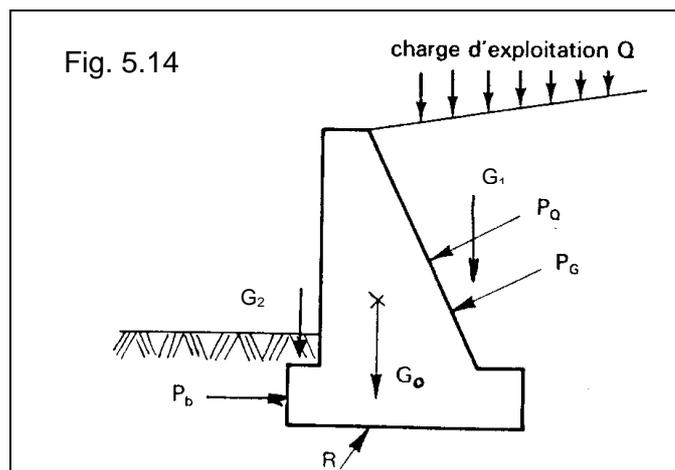
Le présent paragraphe concerne uniquement le principe de calcul des poussées, en partant de caractéristiques du terrain données qui peuvent, selon le type de vérification à produire [voir titres 3 et 4], être des valeurs probables, des valeurs maximales, ou des valeurs minimales.

## 2.1 RAPPELS THÉORIQUES

### 2.1,1. forces agissantes

Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau sont:

- le poids propre  $G_0$  du mur
- le poids  $G_1$  des terres surmontant la fondation à l'amont (remblai amont)
- le poids  $G_2$  des terres surmontant la fondation à l'aval (remblai aval)
- la charge d'exploitation  $Q$  sur le terre-plein à l'aplomb de la fondation
- la résultante  $P_G$  de la poussée des terres soutenues
- la résultante  $P_Q$  de la poussée due à la charge d'exploitation sur le terre-plein
- la résultante  $P_b$  de la butée du terrain devant le mur
- la réaction  $R$  du sol sous la base du mur.



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée ( $P_b$ ) à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations par exemple) comme déjà mentionné en 1.2,1, fig. 5.3. Il serait donc dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

## 2.1,2. hypothèses de calcul

Dans la suite de ce chapitre, les méthodes d'évaluation de la poussée concernent des massifs de sols pulvérulents.

En effet, toutes les théories ont été établies pour ce type de sol. Pour un sol cohérent (de cohésion  $C$  et d'angle de frottement interne  $\varphi$ ), le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une pression hydrostatique :

$$C \times \cotg \varphi \qquad \text{formule [5.1]}$$

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion, qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable.

Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

## 2. 1,3. principe des calculs

a) La poussée unitaire (dimensions d'une pression) qui s'exerce sur un écran de poussée (cet écran peut être fictif ou réel, voir paragraphe 2.2.1) en un point  $M$  situé à une distance  $z$  de l'arête supérieure de l'écran est de la forme :

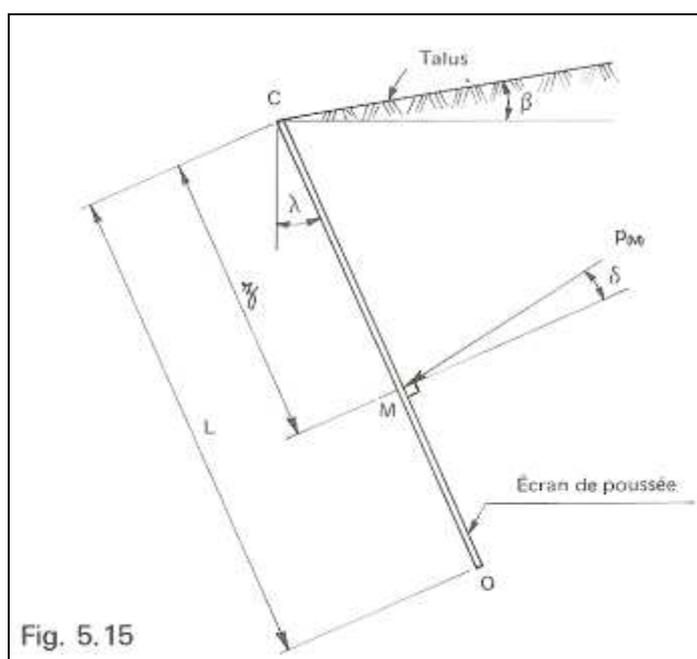
$$P_{(M)} = k_a \times \gamma \times z \qquad \text{formule [5.2]}$$

où  $\gamma$  est le poids volumique des terres en arrière de l'écran.

$k_a$  est le coefficient de pression active (coefficient de poussée).

Ce coefficient dépend (figure 5.15) :

- de l'angle  $\beta$  que fait le talus avec l'horizontale.
- de l'angle  $\lambda$  d'inclinaison de l'écran sur la verticale.
- de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du terrain situé en arrière de l'écran.
- de l'angle  $\delta$  d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.



Cet angle  $\delta$  dépend de l'état de rugosité du parement, lui-même fonction du type de coffrage utilisé pour la réalisation de l'écran. Par exemple, pour un écran vertical ( $\lambda = 0^\circ$ ) on prend en général :

- $\delta = 2/3 \varphi$  si le parement est **parfaitement lisse** (coffrage métallique ou en contreplaqué) ou dans le cas où le tassement général du mur peut être supérieur à celui du remblai.
- $\delta = \varphi$  pour un **parement rugueux** (coffrage en planches)
- $\delta = \beta$  pour un **écran fictif vertical** (voir § 2.2.1).

La poussée unitaire peut se décomposer en :

- une composante unitaire horizontale

$$p_{H(M)} = p_{(M)} \times \cos(\lambda + \delta) = k_{aH} \cdot \gamma \cdot z \quad \text{avec } k_{aH} = k_a \cos(\lambda + \delta) \quad \text{formule [5.3]}$$

- une composante unitaire verticale

$$p_{V(M)} = p_{(M)} \times \sin(\lambda + \delta) = k_{aV} \cdot \gamma \cdot z \quad \text{avec } k_{aV} = k_a \sin(\lambda + \delta)$$

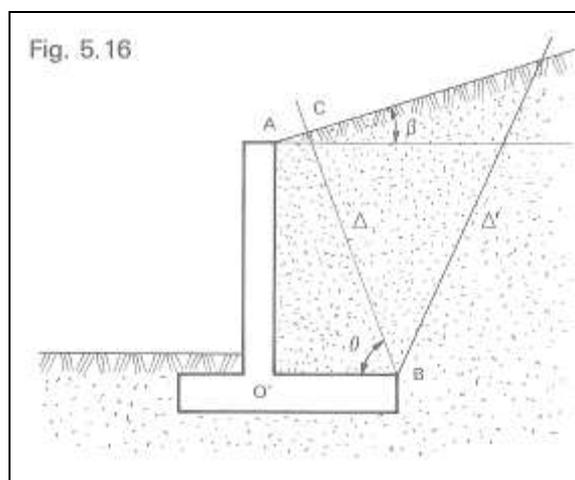
On peut représenter la variation de  $p_H$  et de  $p_V$  en fonction de la cote de profondeur  $z$  du point M par deux diagrammes. Si  $\delta$  est constant sur la longueur de l'écran, ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité.

b) La résultante  $P_G$  des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2} \quad \text{formule [5.4]}$$

## 2.2 DIAGRAMMES DE POUSSÉE

### 2.2,1. mur en T avec talus incliné infini <sup>(1)</sup>



Considérons un mur en T en béton armé défini par le schéma ci – contre (figure 5.16) retenant un sol d'angle de frottement interne  $\varphi$  limité par un talus infini, incliné de  $\beta$  sur l'horizontale.

Un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête du talon.

Pour simplifier, on peut admettre que ces surfaces de glissement sont des plans dont les traces sur le plan de la figure sont les deux droites  $\Delta$  et  $\Delta'$ .

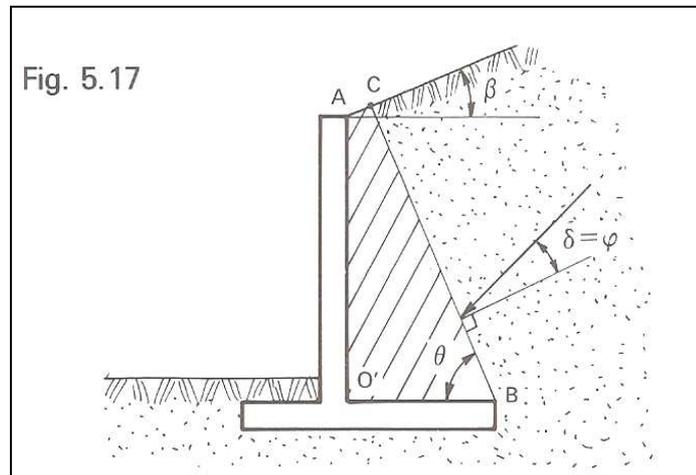
<sup>(1)</sup> Dans ce qui suit, par simplification de langage, on appelle « mur en T » un mur en « T renversé »

La théorie du cercle de Mohr montre que la droite  $\Delta$  est inclinée sur l'horizontale d'un angle  $\theta$  égal à :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \left( \frac{i - \beta}{2} \right) \text{ avec } \sin i = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \quad \text{formule [5.5]}$$

Deux cas sont possibles :

a) La droite  $\Delta$  coupe le talus au point C (figure 5.17). Dans ce cas, on considère que le massif AO'BC est solidaire du mur.

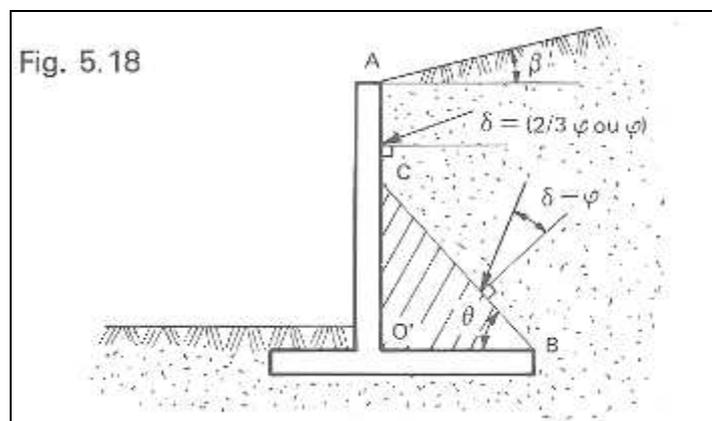


La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur l'écran fictif BC en prenant le coefficient de poussée donné par les tables de Caquot-Kérisel (voir titre 7).

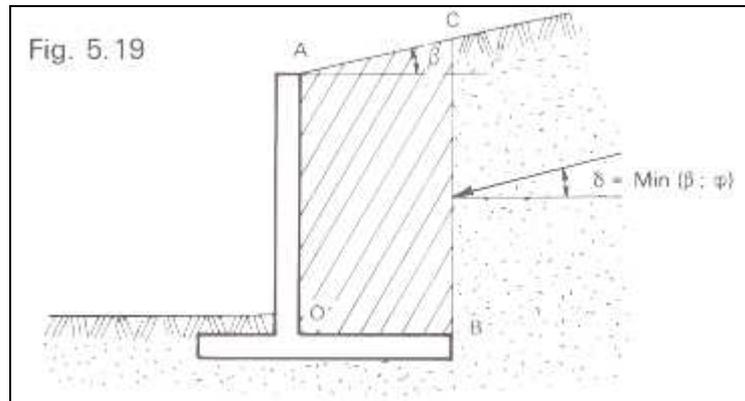
L'angle d'inclinaison  $\delta$  de la poussée par rapport à la normale à BC est égal à  $\varphi$  :  $\delta = \varphi$ .

b) La droite  $\Delta$  coupe la face interne du voile (figure 5.18). Dans ce cas, la méthode consiste à calculer, à partir des tables de Caquot-Kérisel, la poussée :

- d'une part, sur le segment AC avec une inclinaison sur la normale au voile  $\delta = 2/3 \varphi$  ou  $\varphi$  selon l'état de rugosité du parement,
- d'autre part, sur le segment CB avec un angle d'inclinaison sur la normale à ce plan égal à  $\varphi$ .



Dans les deux cas mentionnés ci-dessus, le calcul par les méthodes exposées est fastidieux. Aussi, est-il d'usage de simplifier ces schémas en considérant l'écran fictif vertical passant par l'arête du talon (figure 5.19). La masse de terre AO'BC comprise entre le parement du voile et ce plan agit uniquement par son poids.



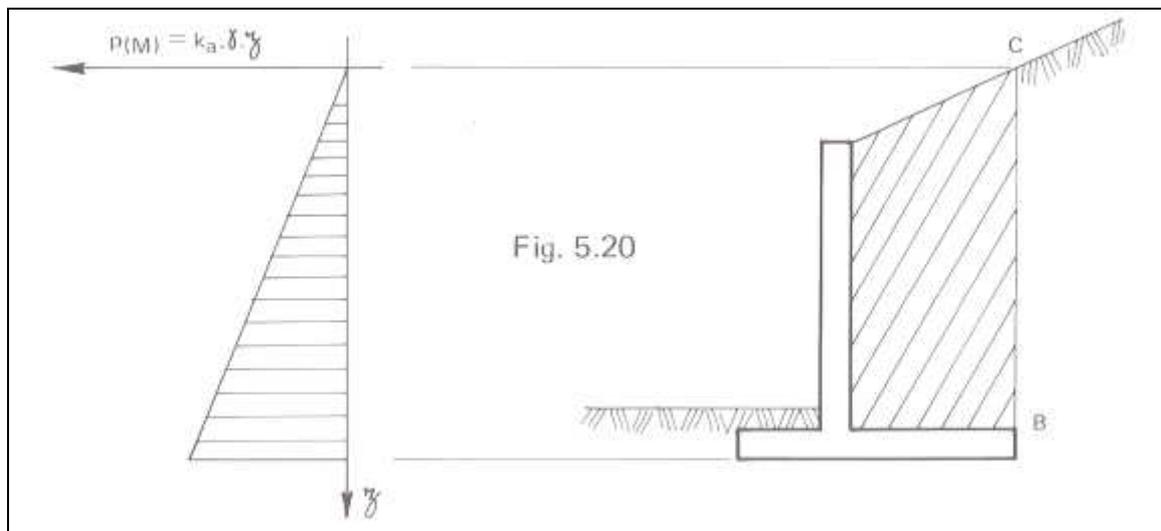
Il est d'usage également de prendre pour l'inclinaison de la poussée,

$$\delta = \text{Min} [\beta ; \varphi]$$

avec  $\beta$  angle d'inclinaison du talus (prendre  $\delta = 0$  va dans le sens de la sécurité)

Le coefficient de poussée s'obtient par les tables de Caquot-Kérisel, dont des extraits sont donnés au titre 7, en fonction de :  $\frac{\beta}{\varphi}$ ,  $\frac{\delta}{\varphi}$ ,  $\varphi$  pour  $\lambda = 0^\circ$  et  $\lambda = 10^\circ$ .

Le diagramme de poussée est du type triangulaire. La poussée s'applique à partir du sommet de l'écran (point C figure 5.20).



### Remarques importantes :

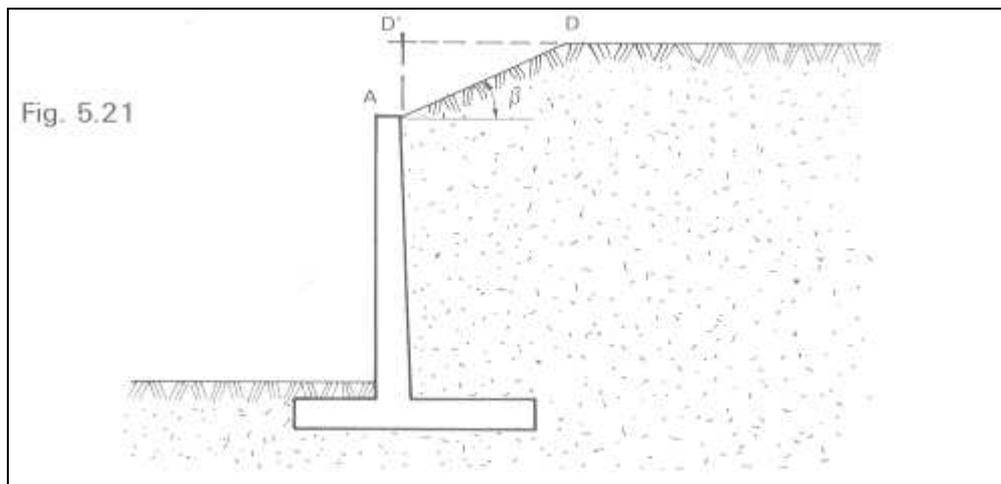
1) La méthode qui vient d'être exposée et qui consiste à prendre en compte un écran fictif à partir des plans de glissement est utilisée pour la vérification de la stabilité externe (voir titre 3).

En revanche, pour le calcul de l'état-limite de résistance interne d'un mur de soutènement (titre 4), il est d'usage de considérer que les poussées s'appliquent directement sur le parement du mur avec un angle d'inclinaison  $\delta$  sur la normale choisi en fonction de la rugosité de ce parement, ou du tassement relatif possible entre le mur et les terres en amont (voir titre 2.1,3).

2) Les méthodes de détermination de la poussée, en fonction de la géométrie du talus et du terre-plein derrière le mur, qui sont exposées dans la suite de ce chapitre (titres 2.2,2 à 2.2,6) sont reprises du Dossier MUR 73 du SETRA (voir [5.2] ).Elles peuvent parfois sembler un peu théoriques et sujettes à discussion.

Elles ont néanmoins l'avantage de proposer des solutions simples et réalistes tenant compte de la géométrie arrière des murs. C'est pourquoi nous recommandons leur emploi dans les cas qui sont exposés ci-après.

### 2.2,2. mur en T avec talus incliné fini



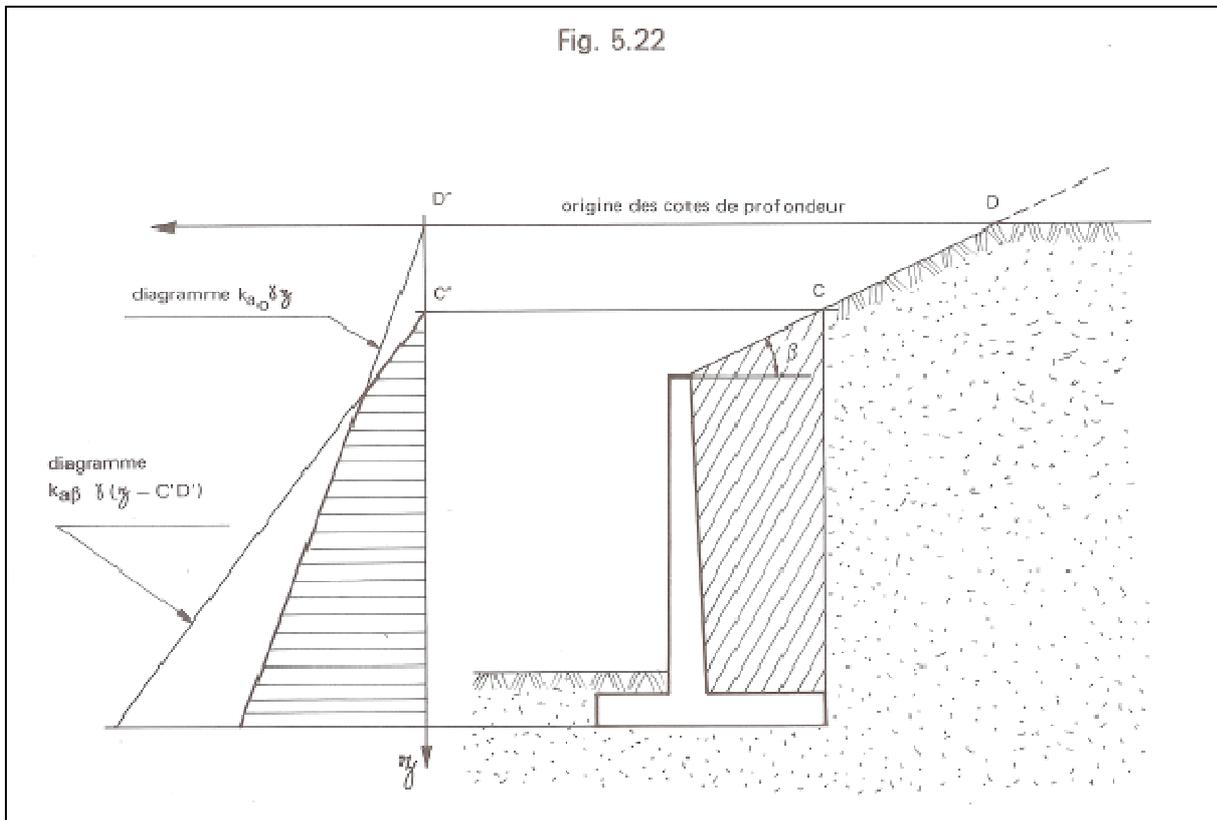
Ce cas est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison  $\beta$  sur l'horizontale, est limité par un terre-plein horizontal infini.

La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

- La poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' : coefficient de poussée  $k_{a0}$  ( $\beta=0$ ).
- La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle  $\beta$  sur l'horizontale : coefficient de poussée  $k_{a0}$ .

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la figure 5.22. La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.

Fig. 5.22



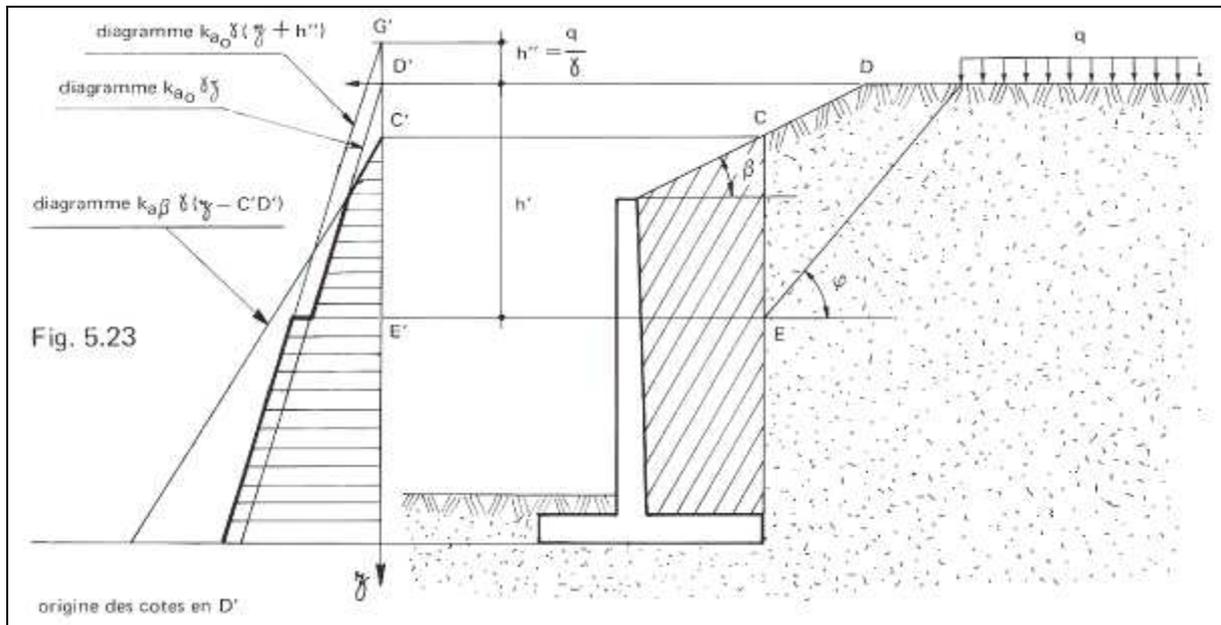
### 2.2,3. mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie  $q$  est le même que celui d'une épaisseur  $h''$  de sol supplémentaire.

Si  $\gamma$  est le poids volumique du remblai, on a :

$$h'' = \frac{q}{\gamma} \quad \text{formule [5.6]}$$

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle  $\varphi$  avec l'horizontale. Pour un mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante (fig. 5.23) du diagramme de poussée.



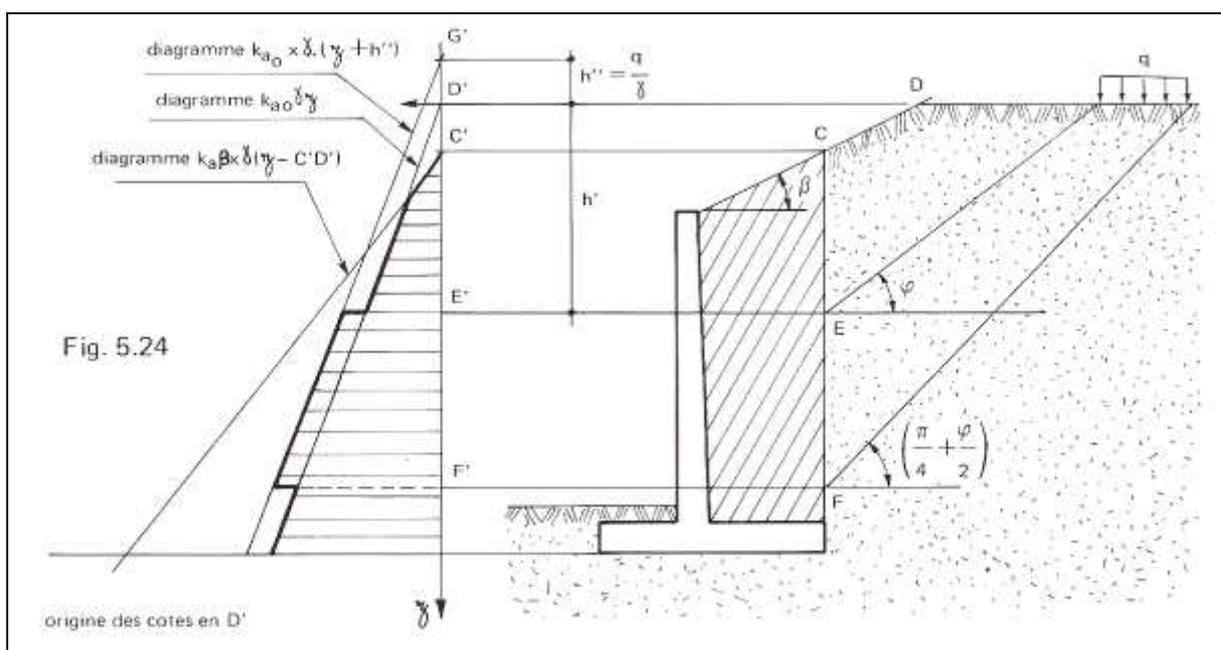
On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement.

En effet, l'influence de la poussée due à la charge  $q$  sur le terre-plein ne se fait « sentir » qu'à partir du point  $E'$ .

La prise en compte de la charge  $q$  est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du terrain.

## 2.2.4. mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

La construction est identique à celle du paragraphe 2.2,3 ci-dessus. L'effet de la charge d'exploitation est compris entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de  $\varphi$  et de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$



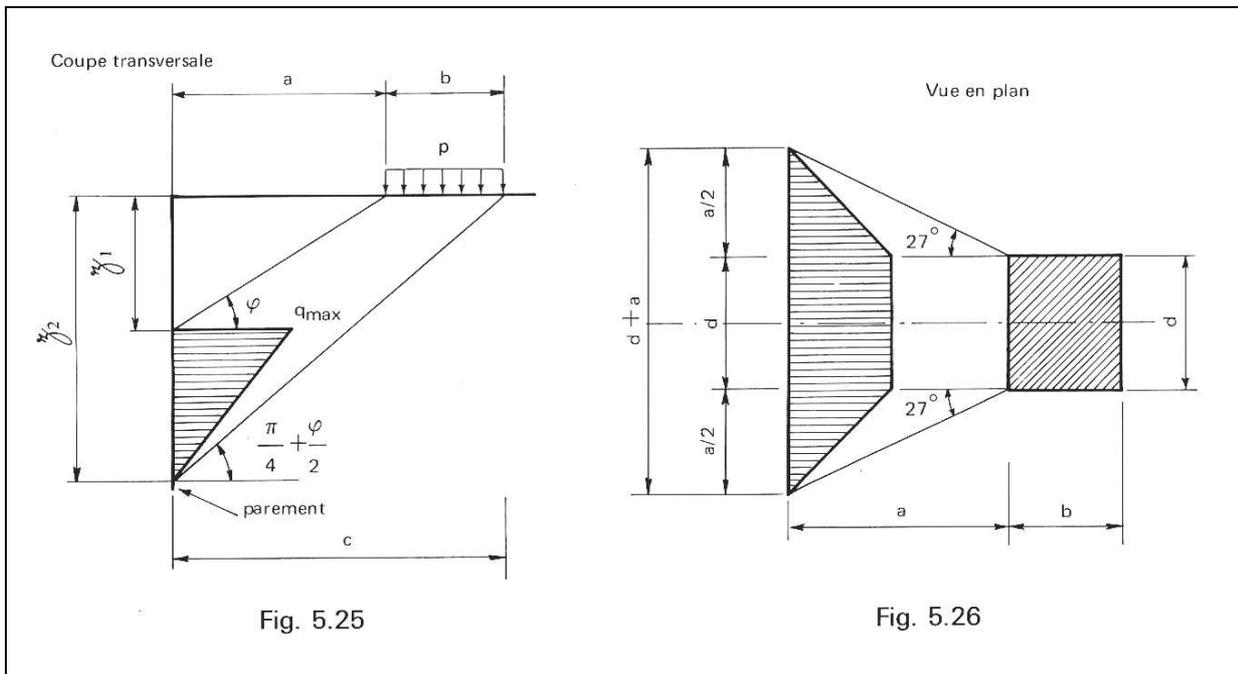
## 2.2,5. charge uniforme locale

Si la distance entre joints verticaux est suffisamment grande, la présence d'une charge uniforme locale n'est généralement pas déterminante pour la stabilité externe d'un mur de soutènement. En effet l'influence de la charge se répartit sur le parement, verticalement et horizontalement entre les joints. Le rectangle d'impact sur l'écran devenant important, la pression diminue rapidement.

En revanche, le cas de murs préfabriqués constitués d'éléments de courtes largeurs sans solidarisation longitudinale requiert un examen attentif.

### a) Méthode de KREY

La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussée exercé sur le parement par une charge uniforme locale (d'intensité  $p$  et de rectangle d'impact  $b \times d$ ) dont le bord le plus proche du parement est à une distance  $a$  de celui-ci.



La diffusion de la poussée (voir figures 5.25 et 5.26 ) se développe dans une zone délimitée par :

- dans le sens vertical : deux plans passant par les bords parallèles au mur du rectangle « d'impact » ( $b \times d$ ) et inclinés de  $\varphi$  et de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  sur l'horizontale.
- dans le sens horizontal : deux plans passant par les angles du rectangle d'impact ( $b \times d$ ) les plus proches du parement, et correspondant à une diffusion suivant un angle de  $27^\circ$  environ (pente  $\frac{1}{2}$ );

En considérant les deux épures, on trouve la surface de charge sur le parement :

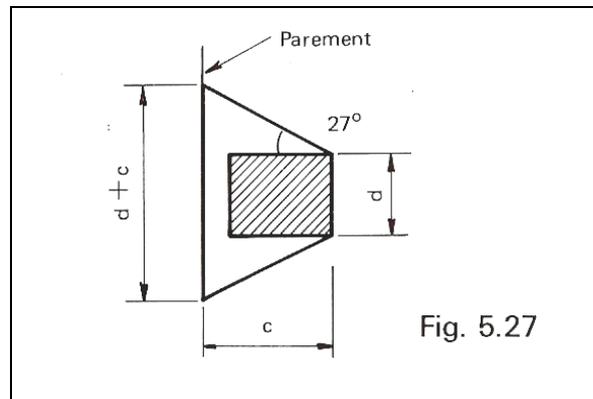
$(d + a) (z_2 - z_1)$ , avec :

$$\begin{cases} z_1 = a \cdot \text{tg } \varphi \\ z_2 = c \cdot \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ où } c = a + b \end{cases}$$

$$\text{et } q_{\max} = \frac{4P}{(2d + a)(z_2 - z_1)} \quad \text{avec } P = p \cdot b \cdot d \cdot \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{formule [5.7]}$$

**Remarque :**

Cette méthode est théorique et très approximative. Elle peut être utilisée tant que la charge ne s'approche pas trop près de l'écran (b petit devant a). Dans le cas contraire, il est conseillé pour la diffusion horizontale de faire passer les plans verticaux à 27° par l'**arrière** de la surface de charge. Cela revient à remplacer a par c = a + b dans la formule donnant q<sub>max</sub>.

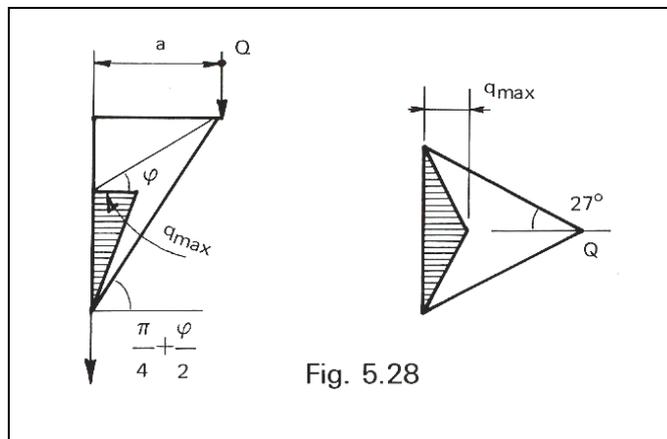


**b) Cas particulier d'une charge « ponctuelle » :**

Ce cas est celui où la surface d'impact d'une charge (roue de véhicule par exemple) est très petite par rapport aux dimensions du mur.

Par passage aux limites, la formule 5.7 devient :

$$q_{\max} = \frac{4Q \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{a^2 \left[ \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg} \varphi \right]} \quad \text{formule [5.8]}$$



**c) Conclusion**

Dans les deux cas a et b ci-dessus, l'écran peut être fictif ou réel.

- Si l'on étudie la stabilité externe du mur, le plan de calcul à prendre en compte est l'écran fictif vertical passant par l'arrière du talon.
- Si l'on fait le calcul du voile, le diagramme de poussée qui doit être considéré est celui où l'écran est le parement du mur, ce qui est moins sévère.

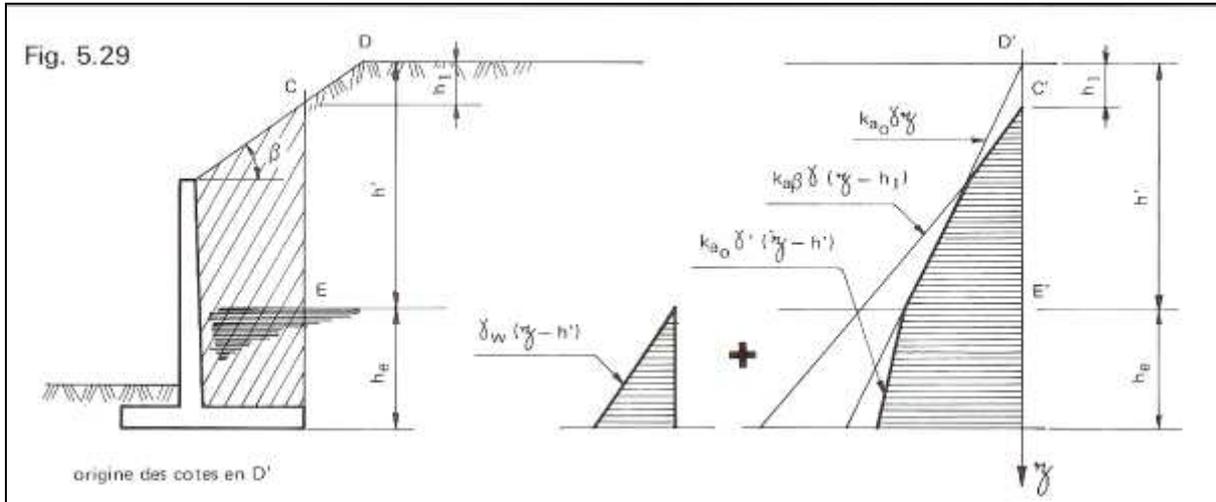
• A côté de la méthode de KREY qui donne des diagrammes de poussée de formes géométriques simples, il existe la méthode de SPANGLER et GERBER, mais elle est d'un emploi plus complexe que celle de KREY (voir [5.3]).

## 2.2,6. nappe aquifère

Si le mur n'est pas drainé et maintient un niveau d'eau à l'amont, les calculs doivent tenir compte de la poussée de l'eau.

Dans le cas d'une nappe aquifère de niveau constant, le diagramme des poussées unitaires à partir du niveau supérieur de la nappe est la somme de :

- La poussée hydrostatique  $p_h = \gamma_w h_e$  (formule 5.9) avec  $\gamma_w$  poids volumique de l'eau.
- La poussée unitaire du sol de poids volumique apparent égal au poids volumique déjaugé  $\gamma'$ .



### Remarques :

Si la nappe aquifère a un niveau variable, la représentation précédente doit être adaptée en fonction des coefficients de pondération des actions.

Pour un mur non drainé, la poussée de l'eau est toujours perpendiculaire à l'écran. Lorsque celui-ci est vertical, elle n'intervient donc pas dans le diagramme des composantes verticales de la poussée.

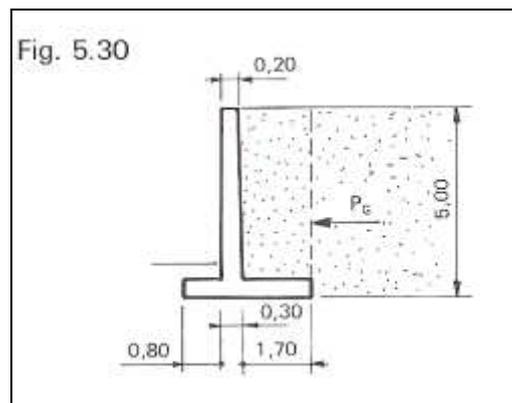
Si le mur est drainé, le calcul doit tenir compte du fait :

- que la nappe n'est pas complètement rabattue au droit du mur
- que le rabattement de la nappe provoque dans le massif une pression de courant inclinée qui s'ajoute à la poussée des terres.

## 2.3. EXEMPLES DE CALCUL DE DÉTERMINATION DES POUSSÉES

Considérons un mur de 5 m de hauteur totale avec les données suivantes :

- cohésion nulle  $C = 0$
- poids volumique des terres  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- poids volumique déjaugé  $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$
- angle de frottement interne  $\phi = 30^\circ$
- dispositif de drainage adéquat (voir 6.2)
- prédimensionnement effectué d'après les indications du titre 5.



### 2.3,1. Terre-plein horizontal infini non chargé

En considérant un écran fictif vertical passant par l'arrière du talon, les tables de Caquot-Kérisel donnent (tableau 5.5) pour :

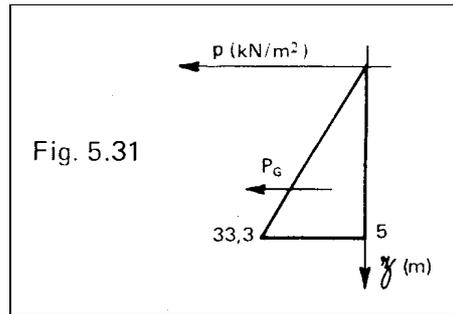
$$\frac{\beta}{\varphi} = 0, \frac{\delta}{\varphi} = 0, \varphi = 30^{\circ}, \lambda = 0^{\circ} \rightarrow k_a = \frac{1}{3} = 0,333$$

La poussée est perpendiculaire à l'écran de poussée. Elle est donc horizontale.

$$k_{aH} = k_a \cos(\delta + \lambda) = 0,333$$

$$k_{aV} = 0$$

Le diagramme des poussées unitaires a une forme triangulaire :

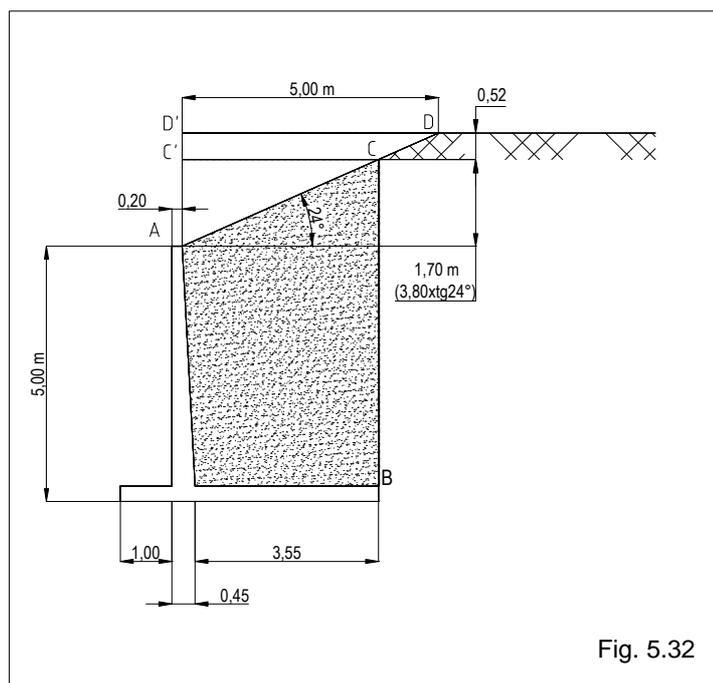


### 2.3,2. terre-plein horizontal infini chargé

Si une charge d'exploitation uniforme et infinie de  $10 \text{ kN/m}^2$  est appliquée sur le terre-plein, la poussée unitaire sera augmentée en tout point de l'écran de :  $\Delta p = k_a \times q = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ kN/m}^2$

Cette poussée a la même orientation que la précédente.

### 2.3,3. talus incliné fini



Le talus derrière le murs est incliné de  $24^\circ$  sur l'horizontale. Le terre-plein horizontal commence à 5 mètres derrière le voile ( $DD' = 5$  m).

Le plan vertical fictif coupe le talus au point C.

La poussée des terres derrière l'écran BC est limitée par deux phénomènes : la poussée à partir de C' due à un talus infini et incliné de  $24^\circ$  sur l'horizontale.

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \beta = 24^\circ \\ \lambda = 0^\circ \\ \delta = \text{Min}(\beta ; \varphi) = 24^\circ \\ \varphi = 30^\circ \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \frac{\beta}{\varphi} = +0,8 \\ \frac{\delta}{\varphi} = +0,8 \end{array}$$

Le tableau 5.5 du titre 7 donne d'après Caquot-Kérisel :

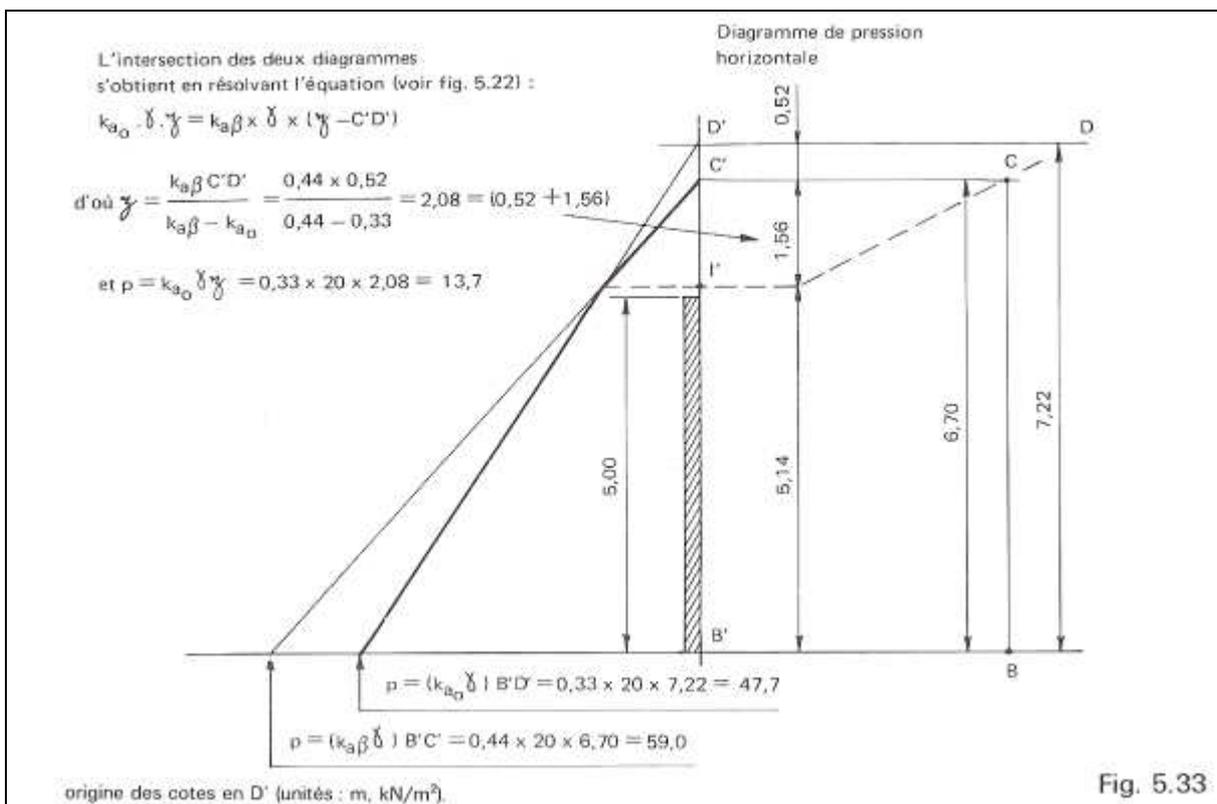
$$\left. \begin{array}{l} \text{- pour } \frac{\delta}{\varphi} = +1, k_a = 0,488 \\ \text{- pour } \frac{\delta}{\varphi} = +2/3, k_a = 0,469 \end{array} \right\} \rightarrow \text{pour } \delta/\varphi = 0,8, \text{ par interpolation linéaire, on trouve donc : } k_a = 0,48$$

$$\rightarrow \text{d'où } \begin{cases} k_{a\beta H} = k_a \cos 24^\circ = 0,44 \\ k_{a\beta V} = k_a \sin 24^\circ = 0,19 \end{cases}$$

• la poussée à partir de D' due à un terre-plein horizontal infini.

L'exemple précédent donne :  $k_{a0H} = 0,33$   
 $K_{a0V} = 0$

Le diagramme de pression à prendre en compte est le diagramme-enveloppe correspondant aux valeurs minimales de la poussée.



Le diagramme de la composante horizontale de la poussée diffère peu du diagramme obtenu en considérant uniquement la poussée due au talus horizontal infini à partir de D'. Cela est normal si l'on considère la coupe transversale du mur et la position de l'écran BC par rapport à la tête du talus.

Le diagramme de la composante verticale de la poussée obtenu suivant le même principe est nul sur la hauteur l'B' et pratiquement négligeable entre C' et l' ( $k_{a\beta V} = 0,19$ ).

### **2.3,4. charge uniforme infinie sur le terre-plein**

Le talus étant le même que précédemment, une charge uniforme infinie de  $20 \text{ kN/m}^2$  est appliquée à partir de 3,50 m de la tête D du talus (au niveau du terre-plein horizontal). Cette charge équivaut à une hauteur de terrain supplémentaire de :

$$h'' = \frac{q}{\gamma} = \frac{20}{20} = 1,00 \text{ m}$$

Son influence ne se fait sentir sur l'écran de poussée qu'à partir du point E, intersection de l'écran et de la droite inclinée sur l'horizontale d'un angle  $\beta_1$  égal à l'angle de frottement interne du terrain, soit  $30^\circ$

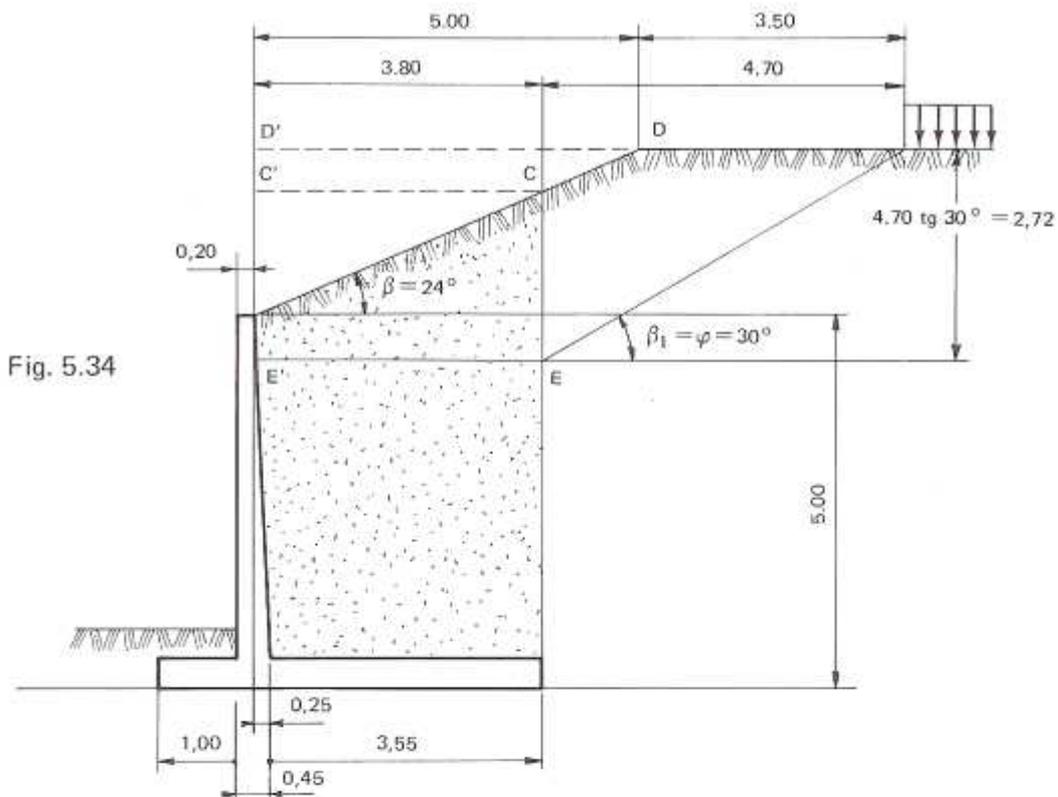
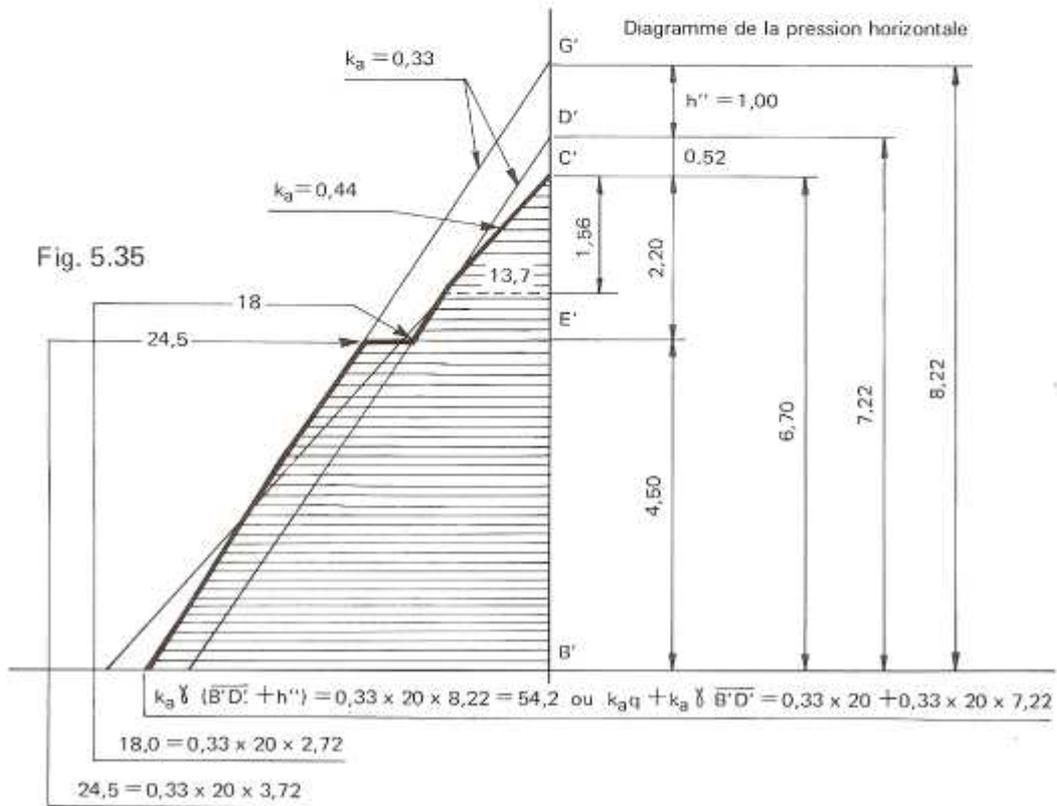


Fig. 5.34



(unités : m, kN/m<sup>2</sup>)

## 2.3,5. Nappe aquifère

Considérons le mur étudié en 2.3, mais non drainé, avec en plus une nappe aquifère statique dont le niveau supérieur est à 2 mètres au-dessus du point B.

La figure 5.37 donne la construction du diagramme des poussées unitaires. Sur les 2 m inférieurs, il faut tenir compte du poids volumique déjaugé et ajouter la poussée hydrostatique (cf. 2.2.).

Fig. 5.36

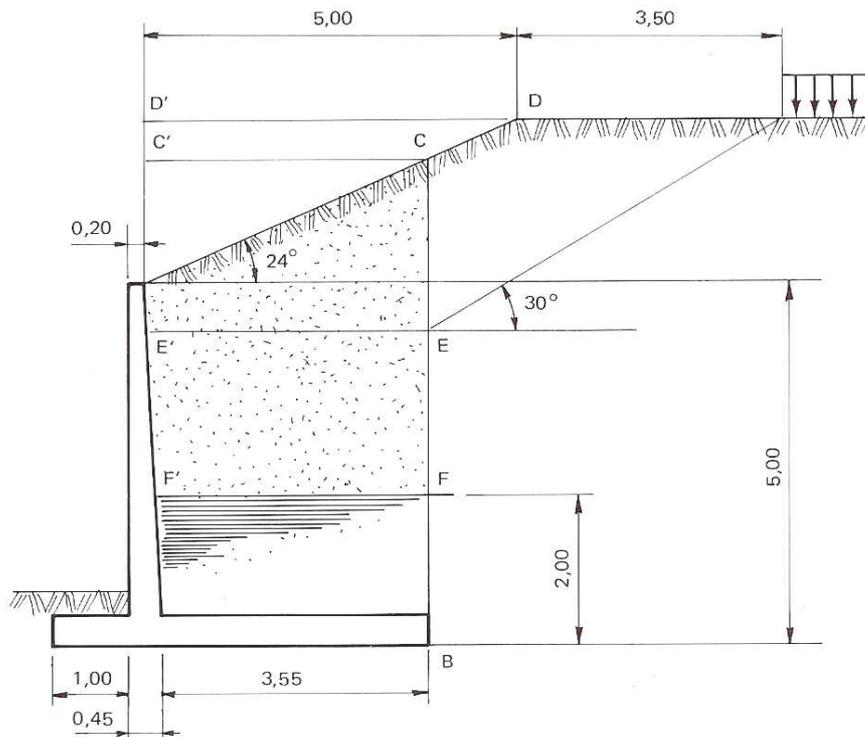
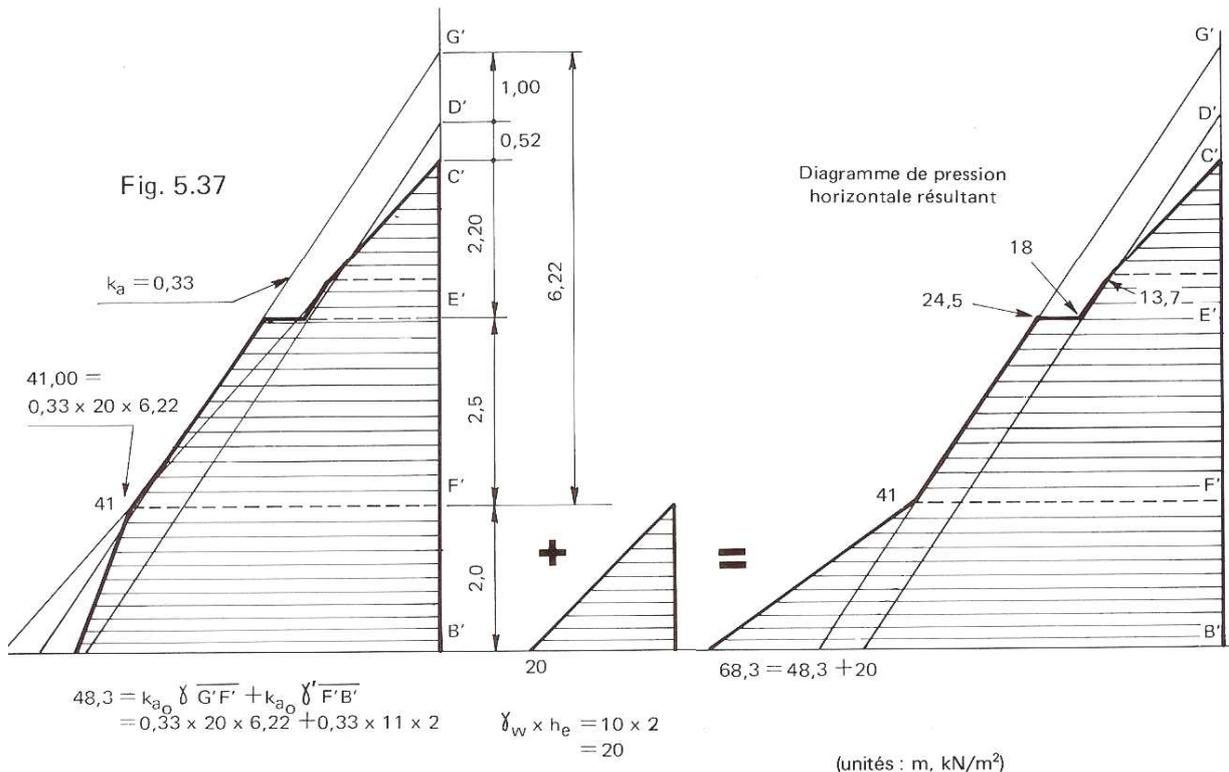


Fig. 5.37



# 3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ EXTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

## 3.0. REMARQUES PRÉLIMINAIRES

L'application aux murs de soutènement des principes de sécurité qui régissent le calcul aux états-limites se heurte à un certain nombre de difficultés. Ces principes conduisent en effet à tenir compte dans les calculs des différentes causes d'incertitude qui affectent les caractéristiques (poids volumique  $\gamma$ , angle de frottement interne  $\varphi$ , cohésion  $C$ , ...) du remblai et du terrain d'assise du mur. Ces caractéristiques, déduites d'essais géotechniques, peuvent présenter des écarts très sensibles par rapport à leur valeur moyenne. En outre, elles interviennent souvent combinées dans une même formule. Pour définir la combinaison d'action la plus défavorable, il serait peu réaliste d'envisager que chacune d'elles puisse indépendamment des autres, atteindre une valeur soit maximale, soit minimale.

Par exemple, pour vérifier la stabilité externe d'un mur de soutènement comportant un patin avant, on devrait théoriquement, en application de l'article A3.1,2.2 des Règles BAEL, considérer deux valeurs  $\gamma_{\min}$  ou  $\gamma_{\max}$  du poids volumique et deux valeurs indépendantes  $k_{a\max}$  ou  $k_{a\min}$  du coefficient de poussée – correspondant à deux valeurs  $\varphi_{\max}$  et  $\varphi_{\min}$  de l'angle de frottement interne – à combiner pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Il faudrait donc considérer :

- deux valeurs pour le poids du remblai :

l'une  $G_{\min}$  calculée avec la valeur  $\gamma_{\min}$  (et sans remblai sur le patin avant) :  $G_{\min}$  = fonction de  $\gamma_{\min}$ .

l'autre  $G_{\max}$  calculée avec la valeur  $\gamma_{\max}$  (et avec remblai éventuel sur le patin avant) :

$G_{\max}$  = fonction de  $\gamma_{\max}$ .

- quatre valeurs  $P_{11}$ ,  $P_{12}$ ,  $P_{21}$ ,  $P_{22}$  de la poussée due à l'action du remblai, ces valeurs étant obtenues en combinant de toutes les manières possibles  $k_{a\min}$ ,  $k_{a\max}$ ,  $\gamma_{\min}$ ,  $\gamma_{\max}$  :

$$\begin{array}{l} P_{11} = \text{fonction de } (k_{a\min} \gamma_{\min}) \\ P_{12} = \text{fonction de } (k_{a\max} \gamma_{\min}) \\ P_{21} = \text{fonction de } (k_{a\min} \gamma_{\max}) \\ P_{22} = \text{fonction de } (k_{a\max} \gamma_{\max}) \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{associées à } G_{\min} \\ \\ \text{associées à } G_{\max} \end{array}$$

En appelant  $G_o$  le poids propre du mur,  $Q$  les charges variables sur le terre-plein et en remarquant que le poids volumique doit nécessairement intervenir avec la même valeur (minimale ou maximale) dans l'évaluation du poids du remblai et dans celle de sa poussée, la stricte application des Règles BAEL conduirait donc à considérer, rien que pour l'état-limite ultime et en l'absence d'actions d'accompagnement, la série de combinaisons suivante :

$$\begin{array}{l} G_o + G_{\min} + P_{11} \\ 1,35 (G_o + G_{\max}) + P_{21} \\ G_o + G_{\min} + P_{12} + 1,5 (Q \text{ ou } 0) \\ 1,35 (G_o + G_{\max}) + 1,35 P_{22} + 1,5 (Q \text{ ou } 0) \end{array}$$

Les pressions sur le sol correspondant à chaque combinaison, calculées à partir d'un diagramme conventionnel de répartition, devraient être comparées à une valeur limite, elle-même déduite, par application d'un coefficient de sécurité convenable, d'une contrainte de rupture  $q_u$  obtenue, par exemple, à partir d'essais de laboratoire, au moyen d'une formule du type :

$$q_u = g (C', \varphi', \gamma', \text{etc } \dots)$$

Comme on peut le constater, cette fonction, qui est aussi largement dépendante des hypothèses faites sur le comportement du sol de fondation, contient les paramètres aléatoires  $C'$ ,  $\varphi'$  et  $\gamma'$  relatifs à ce dernier.

Là réside toute la difficulté d'une application correcte de la méthode des états-limites à l'étude de la stabilité des murs de soutènement, puisque des paramètres aléatoires de même nature interviennent simultanément dans la sollicitation agissante et dans la sollicitation résistante.

De plus, en cherchant à appliquer strictement les principes du calcul aux états-limites, on arrive à montrer que de nombreux murs actuellement en service, et dont le comportement est, et a toujours été satisfaisant, devraient être étayés ou démolis car ne présentant pas le coefficient de sécurité requis pour leur stabilité.

C'est pour éviter une telle absurdité qu'un projet ajourné de « Règles de calcul des soutènements » [5.5] préconisait pour les vérifications relatives à la stabilité externe (problème de sol) l'emploi des méthodes « traditionnelles », en prenant pour les paramètres aléatoires leurs valeurs « les plus probables »

En revanche, pour les vérifications relatives à la résistance interne, c'est-à-dire celle des différents éléments constitutifs (problème de béton armé), la méthode des états-limites - Règles BAEL – restait, bien entendu applicable.

Dans ce qui suit, nous avons adopté les deux modes de vérification, de la stabilité d'une part, et de la résistance interne d'autre part, que ce projet souhaitait préconiser. Toutefois, l'attention est appelée sur le fait que leur application doit rester strictement limitée aux murs :

- de hauteur au plus égale à 8 m
- non soumis à des poussées d'eau, ce qui implique que des précautions convenables soient prises pour assurer un drainage efficace à l'arrière du mur (voir 6.2).

## 3.1. COMBINAISONS D' ACTIONS

Compte-tenu de ce qui précède, pour les vérifications relatives à la stabilité externe, les combinaisons d'actions à considérer sont de la forme symbolique :

$$G_0 + G_1 + G_2 + Q + P_G + P_Q$$

avec :

$G_0$  poids propre du mur lui-même, évalué à partir des volumes théoriques définis par le dessins d'exécution et d'un poids volumique théorique de  $25 \text{ kN/m}^3$ .

$G_1$ ,  $G_2$ , respectivement, poids des remblais amont et aval, évalués à partir de leurs volumes théoriques et du poids volumique le plus probable (le cas où le remblai aval serait retiré, soit  $G_2 = 0$ , doit être également envisagé).

$Q$  charge d'exploitation sur le terre-plein, prise avec sa valeur nominale ou avec la valeur zéro.

$P_G$ ,  $P_Q$  poussées dues respectivement à l'action du remblai amont et à celle de la charge d'exploitation sur le remblai, si elle existe, évaluées en prenant en compte les valeurs les plus probables des caractéristiques des remblais ( $\gamma$ ,  $\varphi$ ,  $C$ ...; par sécurité, on prend toujours  $C = 0$ )

## 3.2. VÉRIFICATION DU NON-POINÇONNEMENT DU TERRAIN D'ASSISE

Les sollicitations de calcul (résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces autour de l'arête aval A) correspondant aux combinaisons d'actions définies en 3.1 permettent la détermination des contraintes verticales appliquées par la semelle du mur sur le terrain d'assise.

Celui-ci est supposé élastique, et la semelle infiniment rigide. Il en résulte que le diagramme des contraintes sur le sol peut valablement être supposé linéaire. Selon l'intensité et la direction de la résultante R (de composantes  $R_H$  horizontalement et  $R_V$  verticalement) ce diagramme peut être soit un trapèze, soit un triangle.

a) Cas du diagramme trapézoïdal (fig. 5.38)

$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

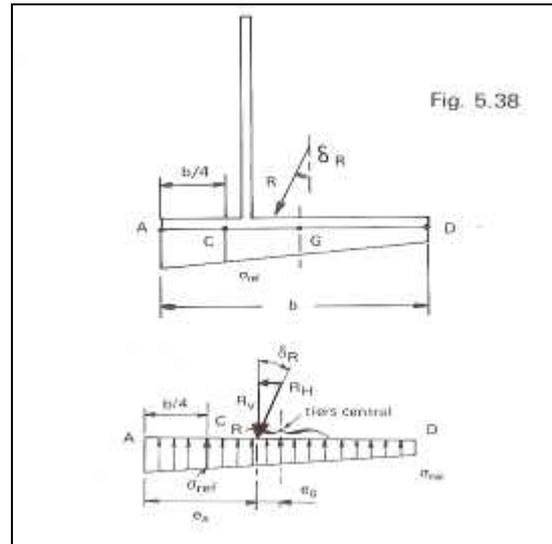
(G centre de gravité de la section de base de la semelle)

Le diagramme est trapézoïdal si

$$e_A > \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G < \frac{b}{6}$$

On a :

$$\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$$



b) Cas du diagramme triangulaire (fig. 5.39)

$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

Le diagramme est triangulaire si

$$e_A \leq \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G \geq \frac{b}{6}$$

On a :

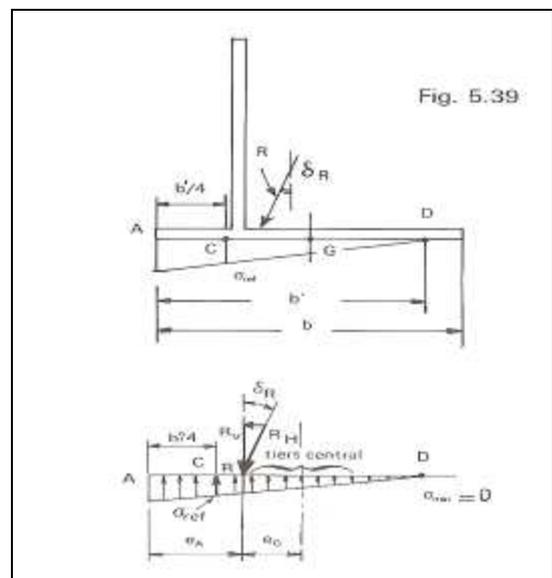
$$b' = 3e_A \quad \text{ou}$$

$$b' = \frac{3}{2} (b - 2e_G)$$

### Remarque :

Bien qu'une répartition triangulaire de la contrainte soit admise, il est préférable, dans la mesure du possible, de dimensionner la semelle pour avoir une répartition trapézoïdale. Dans leur *Traité de Mécanique des Sols* [5.1], MM. CAQUOT et KÉRISEL préconisent même une répartition rectangulaire sous charges permanentes.

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence  $\sigma_{ref}$  au quart de la largeur comprimée (b, fig. 5.38 ou b', fig. 5.39) est au plus égale à la contrainte de calcul  $\bar{q}_{ser}$ , évaluée comme indiquée en annexe, et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison  $\delta_R$  sur la verticale de la résultante R des actions appliquées.



Les coefficients de réduction ( $i_c, i_q, i_\gamma$ ) donnés en annexe, dus à Meyerhof, sont pessimistes. Le SETRA (dossier FOND 72, [5.3]) propose un coefficient de réduction de forme exponentielle qui conduit à une valeur limite :

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} [e^{-(1-0,156C)\delta_R}] \quad \text{formule [5.10]}$$

C étant la cohésion. Lorsque celle-ci est considérée comme nulle :

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} \cdot e^{-\delta_R} \quad \text{formule [5.11]}$$

( $\delta_R$  en radians)

Selon que le moment est évalué à l'arête aval A de la semelle ou au centre de gravité G de celle-ci, la contrainte de référence  $\sigma_{ref}$  s'évalue comme suit (unités Mpa, m, MN/m):

- pour le diagramme trapézoïdal :

$$\sigma_{ref} = \frac{5R_V}{2b} \left(1 - 1,2 \frac{e_A}{b}\right) \quad \text{formule [5.12]}$$

( $e_A$  en valeur absolue)

$$[\text{ou } \sigma_{ref} = \frac{R_V}{b} \left(1 + 3 \frac{e_G}{b}\right)]$$

- pour le diagramme triangulaire :

$$\sigma_{ref} = \frac{R_V}{2e_A} \quad \text{formule [5.13]}$$

$$[\text{ou } \sigma_{ref} = \frac{R_V}{b - 2e_G}]$$

### 3.3. VÉRIFICATION DU NON-GLISSEMENT DU MUR SUR LE TERRAIN D'ASSISE

En l'absence d'une bêche d'ancrage, il convient de vérifier que la composante horizontale  $R_H$  correspondant à la plus défavorable des combinaisons d'actions définies au paragraphe 3.1 est au plus égale à la valeur  $R_H$  définie par :

$$\bar{R}_H = \frac{C'b' + R_V \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_m} \quad \text{formule [5.14]}$$

avec :

$R_V$  composante verticale des actions de calcul correspondant à la combinaison pour laquelle  $R_H$  a été déterminée,

$b'$  largeur de sol comprimée sous la semelle ( $b' = b$  dans le cas d'un diagramme trapézoïdal des réactions du sol, voir fig. 5.38 et 5.39)

$\varphi'$ ,  $C'$  angle de frottement interne et cohésion du terrain d'assise, déterminés à partir d'essais drainés

$\gamma_m$  coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement

On prend habituellement  $C' = 0$  et  $\gamma_m = 1,50$ . La condition de non-glissement s'écrit alors :

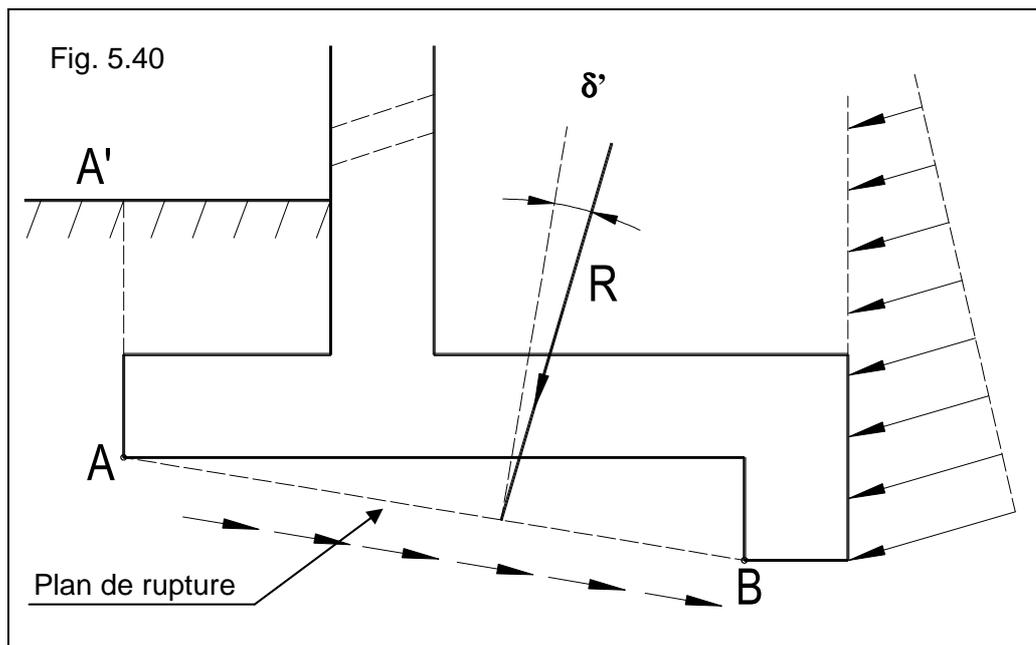
$$R_H \leq \bar{R}_H = \frac{R_V \operatorname{tg} \varphi'}{1,50} \quad \text{formule [5.15]}$$

Si  $\varphi' \approx 30^\circ$  cette condition devient  $\frac{R_H}{R_V} \leq 0,4$ .

### Remarques

1. Si la section de base de la semelle n'est pas horizontale, les valeurs de  $R_H$  et  $R_V$  entrant dans les formules 5.14 et 5.15 sont à remplacer respectivement par les composantes normale  $R_n$  et tangentielle  $R_t$  des actions de calcul de la combinaison considérée.

2. Il est rappelé (voir titre 1.2,1) que la stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. En ce cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche (fig. 5.40), la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.



La résultante  $R$  des actions sur le mur fait un angle  $\delta'$  avec la normale au plan de rupture. On doit avoir :

$$R \sin \delta' \leq \frac{R \cos \delta' \operatorname{tg} \varphi' + C' \cdot \overline{AB}}{\gamma_m}$$

avec  $\gamma_m = 1,5$  comme précédemment.

## 3.4. VÉRIFICATION DU NON-BASCULEMENT

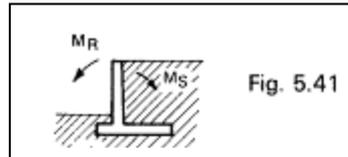
Dans le cas d'un sol non rocheux, un mur de soutènement ne peut guère basculer sans poinçonner simultanément le sol d'assise. Il en résulte que, dans ce cas, la vérification du non-poinçonnement du sol d'assise tient lieu de vérification du non-basculement.

Dans le cas d'un sol rocheux et d'une semelle infiniment rigide, la justification du non-basculement du mur autour de son arête aval A consiste à montrer que le moment stabilisateur  $M_{S/A}$  est très supérieur au moment de renversement  $M_{R/A}$  :

$$M_{S/A} \geq 1,5 M_{R/A}$$

formule [5.16]

ces deux moments étant évalués l'un et l'autre avec la valeur probable des actions.



## 3.5. TASSEMENTS

Le calcul des tassements est relativement exceptionnel et n'est généralement fait que dans le cas où les caractéristiques du terrain d'assise sont médiocres. Pour ce calcul, seules les actions permanentes sont prises en compte. Le plus souvent, on détermine la valeur du tassement à partir des essais pressiométriques (voir détails en annexe, titre A 3.2).

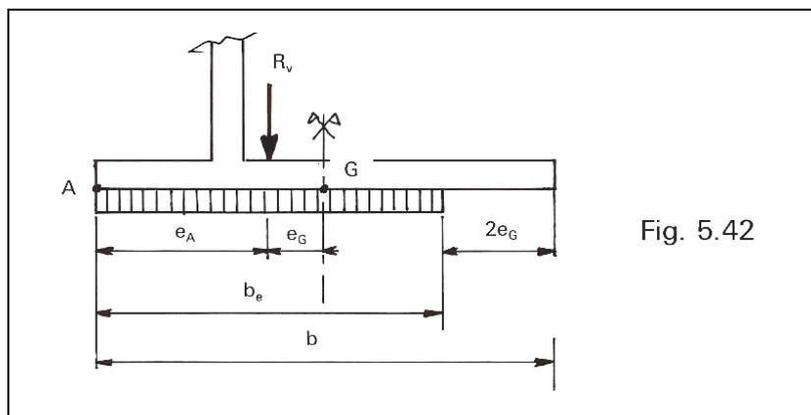
Les murs de soutènement sont surtout sensibles aux tassements différentiels :

- dans le sens longitudinal, lorsque l'ouvrage, assez long, traverse des zones de sols différents ;
- dans le sens transversal, essentiellement à cause de la variation linéaire des réactions du sol sur la largeur de la semelle. Ce tassement entraîne une rotation globale du mur.

- Calcul du tassement différentiel dans le sens longitudinal.

Pour déterminer le tassement différentiel entre deux sections, on calcule d'abord la contrainte appliquée au sol par la semelle en chacune des deux sections considérées, en supposant la distribution uniforme sur une largeur équivalente  $b_e$  égale à (fig. 5.42) :

$$b_e = 2e_A = b - 2e_G \quad \text{formule [5.17]} \\ \text{(distribution de Meyerhof)}$$



Le tassement en chacune des deux sections considérées est calculé suivant la méthode exposée en annexe titre A 3.2. L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ouverture utile à donner aux joints entre plots. Il est prudent de multiplier le résultat trouvé par 2, ou même 3.

Dans tous les cas, il convient de prévoir des joints transversaux équidistants (voir titre 6.1). La semelle peut être coulée continue.

- Calcul du tassement différentiel dans le sens transversal

Pour ce calcul, on peut opérer comme suit : le tassement en un point est supposé proportionnel à la contrainte appliquée en ce point.

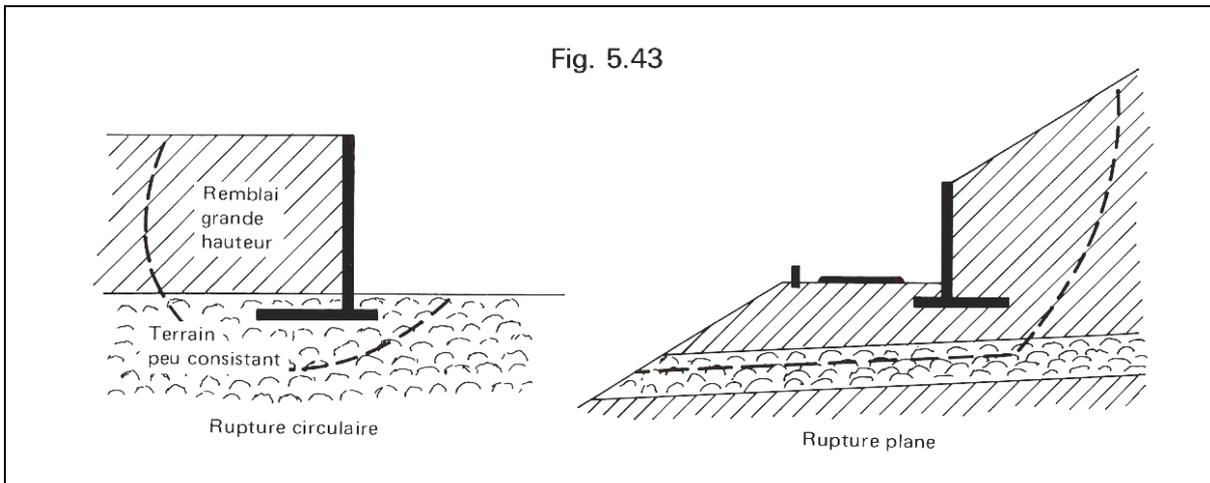
Connaissant la contrainte de référence  $\sigma_{ref}$  dans la section C (fig. 5.38 et 5.39) ainsi que la contrainte minimale  $\sigma_{min}$  à l'extrémité D du diagramme des réactions du sol ( $\sigma_{min} = 0$  si le diagramme est triangulaire), on calcule les tassements  $s_C$  et  $s_D$  dans les sections C et D (méthode en annexe titre A.3.2), en fonction de la contrainte du sol en ces sections.

Le tassement différentiel  $\Delta s$  a pour valeur :

$$\Delta s = (s_C - s_D)$$

L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ordre de grandeur de la rotation globale du mur en cas de sol sensible aux tassements. Il est conseillé de donner un fruit au parement vu, de façon que, après tassement, le mur ne paraisse pas en surplomb et ne donne pas l'impression désagréable de « basculer »

### 3.6. GRAND GLISSEMENT



Un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas, il risque de se produire un glissement général de cet ensemble, en particulier si des couches de qualité médiocre existent sous la fondation.

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ou à un arc de cercle prolongé par une droite (fig. 5.43).

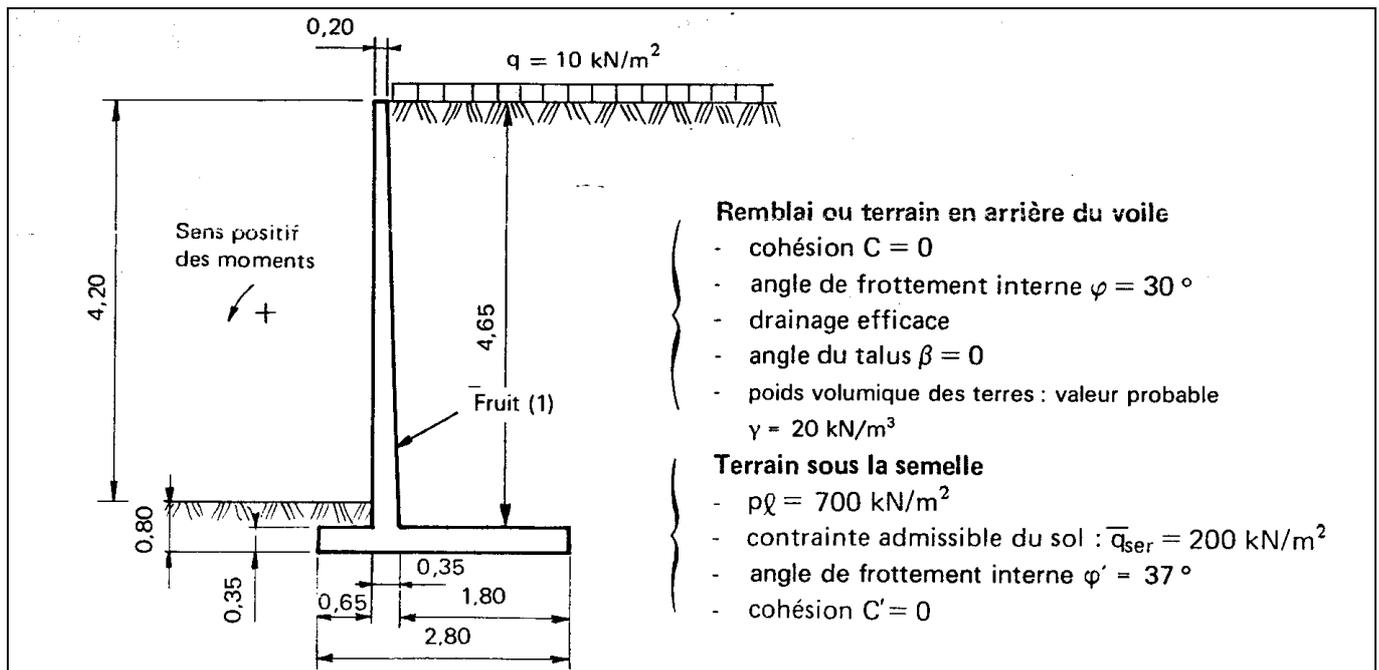
Le lecteur intéressé par la vérification de cet équilibre général pourra se reporter aux ouvrages spécialisés. En bref, la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5.

## 3.7. EXEMPLE DE CALCUL DE VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ

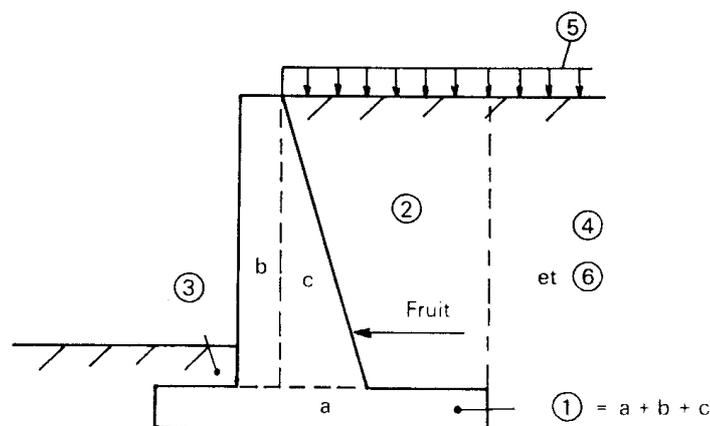
Reprenons l'étude des différentes vérifications en l'illustrant par un exemple de calcul.

Considérons un mur de soutènement, correspondant à une dénivelée de 4,20 m, limité en amont par un terre-plein horizontal infini recevant une charge d'exploitation de  $10 \text{ kN/m}^2$  (à 1 m du bord du patin avant).

Le dimensionnement de ce mur a été fait selon les indications données plus loin au titre 5.



Choisissons un sens positif pour les moment et schématisons le mur en parties élémentaires (a, b, c)



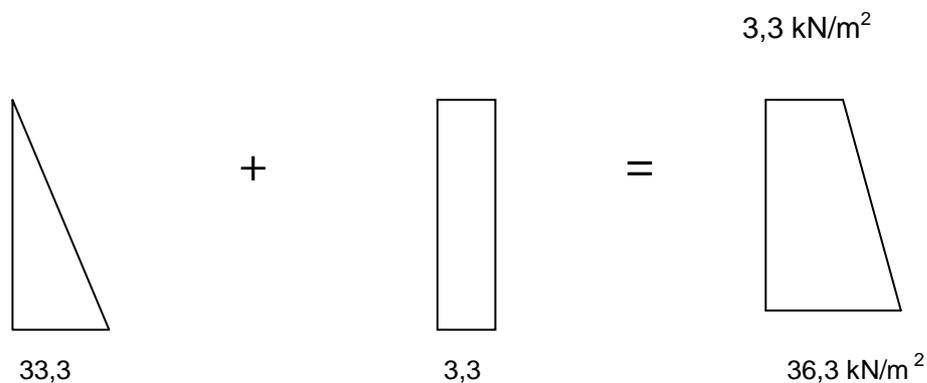
(1) En général, il est préférable de donner du fruit à la face avant (parement amont, vu) pour les raisons exposées à la fin du titre 3.5; dans cet exemple, le fruit est volontairement donné à la face en contact avec le remblai (parement aval) afin de montrer l'influence d'une inclinaison sur le calcul du coefficient de poussée (voir 4.6).

Les coefficients de poussée à prendre en compte le long de l'écran fictif on été déterminés au titre 2.3,1:

$$k_{aH} = 0,333$$

$$k_{aV} = 0$$

Le diagramme de poussée obtenu en considérant l'effet combiné de la poussée des terres et de la poussée due à la charge d'exploitation est, pour une hauteur de soutènement prise égale à 5,00 m le suivant :



$$k_{aH} [\gamma h + q] = 0,333 [20 \times 5 + 10] = 33,3 + 3,3 = 36,6 \text{ kN/m}^2$$

### 3.7,1. Vérification du non-poinçonnement du terrain d'assise

G charge permanentes horizontales (poussées)  $P_G$  ou verticales (poids) G

Q charges d'exploitation (poids Q ou poussée  $P_Q$ )

				Actions horizontales $R_H = P_G$ ou $P_Q$ (kN/m)	Actions verticales (pesanteur) $R_V = G$ ou Q (kN/m)	$M_{/A}$ (kNm/m)	
G	Poids du mur et des terres	a	Semelle		$2,8 \times 0,35 \times 25 = 24,5$	$\times \frac{2,8}{2} = -34,3$	
		b	Voile		$4,65 \times 0,20 \times 25 = 23,25$	$\times 0,75 = -17,44$	
		c	Voile		$4,65 \times \frac{0,15}{2} \times 25 = 8,72$	$\times 0,9 = -7,85$	
	Poussée des terres	①	Mur (a+b+c)			56,47	- 59,59
		②	Terre amont		$4,65 \times 1,875 \times 20 = 174,38$		$\times 1,86 = -324,34$
		③	Terre aval		$0,65 \times 0,45 \times 20 = 5,85$		$\times 0,325 = -1,90$
		④		$0,333 \times 20 \times \frac{5^2}{2} = 83,33$		$\times \frac{5}{3} = +138,89$	
Q	Charge d'exploitation	⑤			$10 \times 1,8 = 18$	$\times 1,9 = -34,2$	
	Poussée due à la charge d'exploitation	⑥		$0,333 \times 10 \times 5 = 16,67$		$\times \frac{5}{2} = +41,67$	

Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont :

C1 : ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥

C2 : ① + ② + ④ + ⑤ + ⑥ (terre aval enlevée)

C3 : ① + ② + ④ (terre aval enlevée et Q = 0)

	Combinaison (C1)	Combinaison (C2)	Combinaison (C3)
Moment total $M_{/A}$ (kNm/m) $R_V$ (kN/m) $R_H$ (kN/m) } (résultante R)	- 239,47  254,7 100	- 237,57  248,85 100	- 245,04  230,85 83,33
Excentricité $e_A = \frac{M_{/A}}{R_V}$  Tiers central $\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{3} = \frac{2,8}{3} = 0,933 \\ \frac{2b}{3} = 1,867 \end{array} \right.$  Diagramme des contraintes du sol	0,94  R passe dans le tiers central  trapézoïdal	0,955  R passe dans le tiers central  trapézoïdal	1,06  R passe dans le tiers central  trapézoïdal
$\sigma_{ref} = \frac{5 R_V}{2b} \left(1 - 1,2 \frac{e_A}{b}\right)$ $\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$ $\delta_R$ (radian) $e^{-\delta_R}$ (C = 0)	135,8 kN/m <sup>2</sup> (0,136 MPa)  0,393  0,374 0,688	131,3 kN/m <sup>2</sup> (0,131 MPa)  0,402  0,382 0,682	112,4 kN/m <sup>2</sup> (0,112 MPa)  0,361  0,346 0,707

Calcul de  $\bar{q}_{ser}$  :

Nous avons supposé que la contrainte admissible sur le sol  $\bar{q}_{ser}$  était de 200 kN/m<sup>2</sup> (0,2 MPa).

Admettons qu'elle ait été déterminée par des essais pressiométriques (voir annexe , titre A 2.2.3) qui ont donné :

$p_\ell = 700 \text{ kN/m}^2$  d'où (formule A.7) :

$$\bar{q}_{ser} = q_0 + \frac{k_p}{3} (p_\ell - p_0)$$

avec  $q_0 = \gamma D_f$ ,  $D_f$  étant la différence de niveau en mètres entre le terrain naturel et la cote de la fondation:  $q_0 = 20 \times 0,80 = 16 \text{ kN/m}^2$ ,

$K_p$  facteur de portance, pris ici égal à 0,8 (voir annexe , titre A 2.2.2, formule A.3)

$p_0 \approx 0,5 q_0$  en l'absence d'eau, soit  $p_0 = 8 \text{ kN/m}^2$

d'où finalement :

$$\bar{q}_{\text{ser}} = 16 + \frac{0,8}{3} (700 - 8) = 200 \text{ kN/m}^2$$

Pour les trois combinaisons, la condition de non-poinçonnement du sol de fondation :

$$\sigma_{\text{ref}} \leq \bar{\sigma}_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \cdot e^{-\delta_R}$$

est vérifiée. En effet, on a :

- pour la combinaison C1 :  $135,8 < 0,688 \times 200 = 137,6 \text{ kN/m}^2$
- pour la combinaison C2 :  $131,3 < 0,682 \times 200 = 136,4 \text{ kN/m}^2$
- pour la combinaison C3 :  $112,4 < 0,707 \times 200 = 141,4 \text{ kN/m}^2$

Toutes ces valeurs sont bien inférieures à  $200 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.7.2. Vérification du non-glissement sur le terrain d'assise

On utilise les mêmes combinaisons d'actions que pour la vérification du non-poinçonnement. Pour le terrain d'assise, d'après les données :  $C' = 0$  et  $\varphi' = 37^\circ$ ; la condition à satisfaire est donc :

$$R_H \leq R_V \frac{\text{tg } \varphi'}{1,5} = 0,5 R_V$$

ou encore

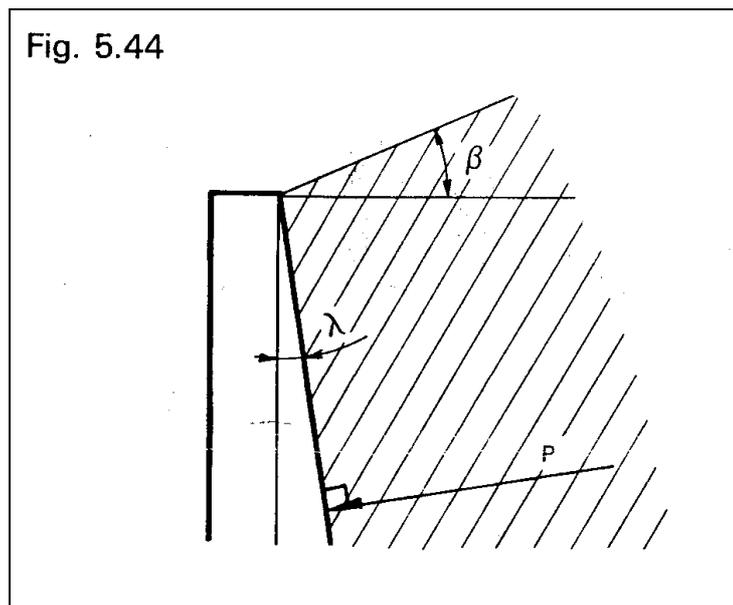
$$\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V} \leq 0,5$$

ce qui est bien le cas pour les combinaisons envisagées (voir tableau précédent).

# 4. JUSTIFICATION DE LA RÉSISTANCE INTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

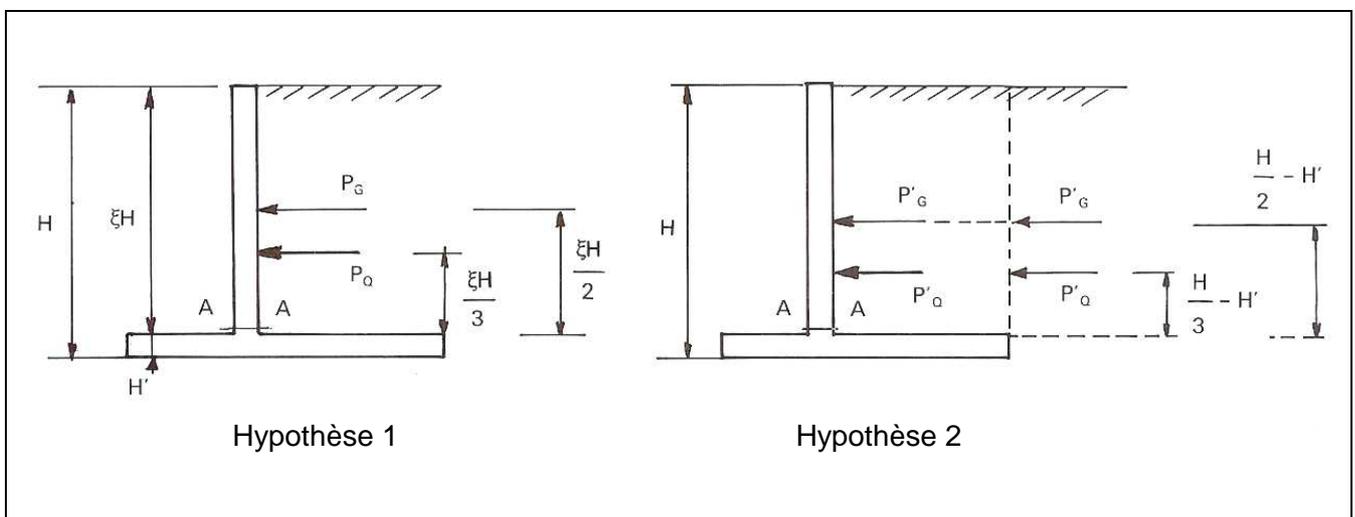
## 4.1. GÉNÉRALITÉS

Pour les vérifications relatives à la résistance interne, la poussée active des terres et celle due aux charges d'exploitation sur le terre-plein sont supposées s'exercer directement sur le parement intérieur du mur, avec un angle d'inclinaison nul ( $\delta=0$ ) sur la normale au parement.



Deux interprétations sont possibles (lorsque le parement du mur est vertical) :

- la première consiste à admettre qu'il convient de recalculer les poussées en prenant maintenant la hauteur du voile (et non plus celle de l'écran fictif)
- la seconde consiste à calculer les poussées s'exerçant sur l'écran fictif à l'arrière de la semelle et à conserver leur ligne d'action pour déterminer leur effet sur le voile.



Dans le cas d'un terre-plein horizontal, il est facile de voir que ces deux hypothèses conduisent à des différences très faibles entre les valeurs du moment sollicitant le voile dans sa section d'encastrement sur la semelle (section AA).

En effet, si l'on pose :

H hauteur totale du mur

$\xi H$  hauteur du voile ( $\xi < 1$ )

$H' = H(1-\xi)$  hauteur de la semelle, on trouve :

a) comme valeurs du moment dans la section AA, sous l'effet de la poussée des terres :

$$\text{avec l'hypothèse 1 : } M_{G1} = k_a \gamma \frac{H^3}{6} \xi^3$$

$$\text{avec l'hypothèse 2 : } M_{G2} = k_a \gamma \frac{H^2}{2} \left( \frac{H}{3} - H' \right) = k_a \gamma \frac{H^2}{6} (3\xi - 2)$$

d'où

$$\frac{M_{G1}}{M_{G2}} = \frac{\xi^3}{3\xi - 2}$$

soit, pour  $H' \approx \frac{H}{12}$ , valeur usuelle, c'est-à-dire  $\xi = \frac{11}{12}$  :

$$M_{G1} = 1,027 M_{G2}$$

b) comme valeurs du moment dans la section AA sous l'effet de la poussée due aux charges d'exploitation sur le remblai :

$$\text{avec l'hypothèse 1 : } M_{Q1} = k_a q \frac{H^2}{2} \xi^2$$

$$\text{avec l'hypothèse 2 : } M_{Q2} = k_a q H \left[ \frac{H}{2} - H' \right] = k_a q \frac{H^2}{2} (2\xi - 1)$$

d'où

$$\frac{M_{Q1}}{M_{Q2}} = \frac{\xi^2}{2\xi - 1}$$

et pour  $\xi = \frac{11}{12}$  :  $M_{Q1} = 1,008 M_{Q2}$

Dans ce qui suit, nous adopterons l'hypothèse 1 qui donne légèrement plus de sécurité que l'hypothèse 2 et nous prendrons donc en compte la poussée qui s'applique directement sur le voile de béton.

Le coefficient de poussée est toujours déterminé à partir des tables de Caquot-Kérisel (voir titre 7).

Si le voile est incliné ( $\lambda \neq 0$ , voir fig. 5.44) la composante verticale de la poussée est négligée. Cette simplification va dans le sens de la sécurité.

## 4.2. SOLLICITATIONS DE CALCUL

L'état-limite de résistance d'un mur de soutènement se vérifie en appliquant les Règles BAEL.

### 4.2,1. combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- à l'état-limite de service : les mêmes que celles qui ont été considérées pour la vérification de la stabilité externe, c'est-à-dire, sous forme symbolique (pour les notations, se reporter au titre 2.1,1.) :

$$G_0 + G_1 + G_2 + P_G + Q + P_Q$$

-à l'état-limite ultime :

$$1,35 (G_0 + G_1 + G_2 + P_G) + 1,5 (Q + P_Q)$$

L'état-limite déterminant est fonction du critère de fissuration :

- si la fissuration est peu préjudiciable, l'ouvrage est calculé à l'état-limite ultime.
- si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'ouvrage est calculé à l'état-limite de service.

Pour la fixation du critère de fissuration, il convient de se référer aux documents particuliers du marché (C.C.T.P.) ou, en l'absence de références dans ces textes, aux Règles BAEL (voir chapitre 1 titre 2.2,2. du présent texte). Pour la plupart des murs de soutènement, la fissuration est généralement préjudiciable.

### 4.2,2. calcul pratique des sollicitations

#### 1. charges réparties

Un mur de soutènement est un ouvrage de grande longueur ; sous l'effet des charges réparties, la structure est étudiée sur une tranche linéaire de mur d'un mètre de longueur. Pour un mur en T sans contreforts, cela revient à calculer le voile, le patin et le talon, comme une suite de poutres en encorbellement.

#### 2. charges concentrées

L'action d'une charge concentrée est plus difficile à appréhender car le découpage en tranches d'un mètre de longueur est d'application délicate par suite de la diffusion limitée de la charge.

Nous avons vu au titre 2.6 que l'effet d'une charge concentrée sur le remblai se traduit par un rectangle d'impact de poussée sur le mur.

Il est d'usage de considérer que cette poussée, matérialisée par le rectangle d'impact, se diffuse dans le plan du mur jusqu'à la semelle, suivant un angle de 45° (voir figure 5.45).

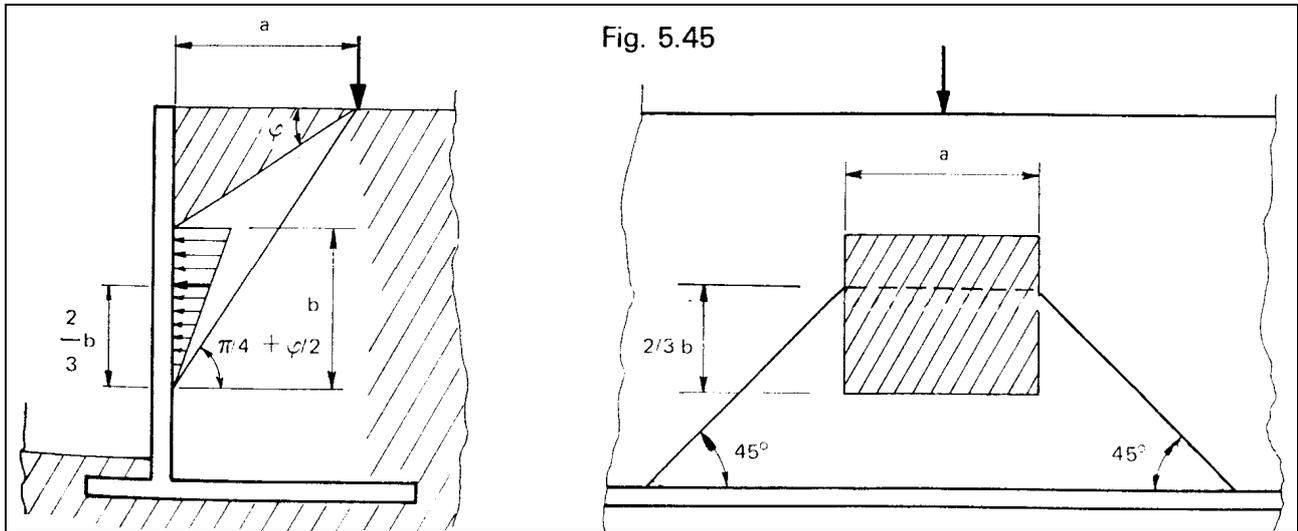


Fig. 5.45

A partir de ce schéma de diffusion, il est facile de calculer les efforts dans une tranche d'un mètre à l'intérieur de la zone de diffusion.

Il est important de noter ici, que dans le cas où le rectangle d'impact de la poussée sur le voile se trouve au voisinage d'un joint de dilatation, la zone de diffusion est tronquée (voir figure 5.45 bis).

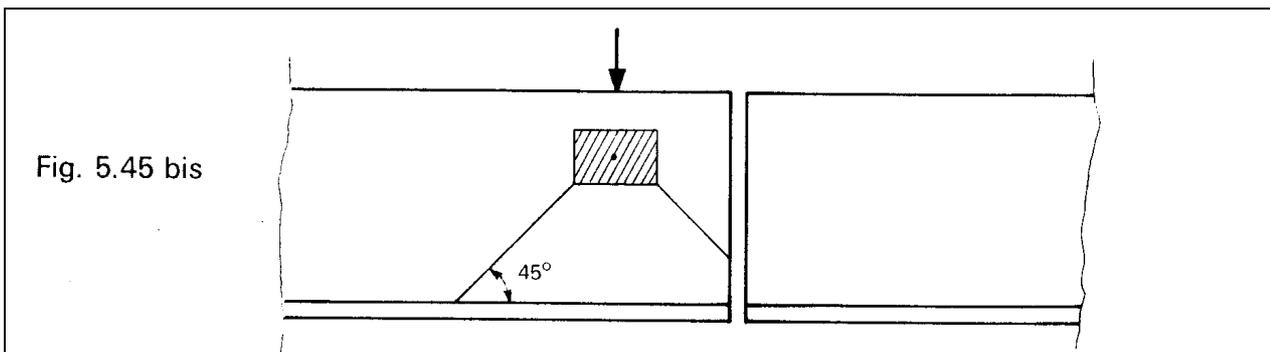
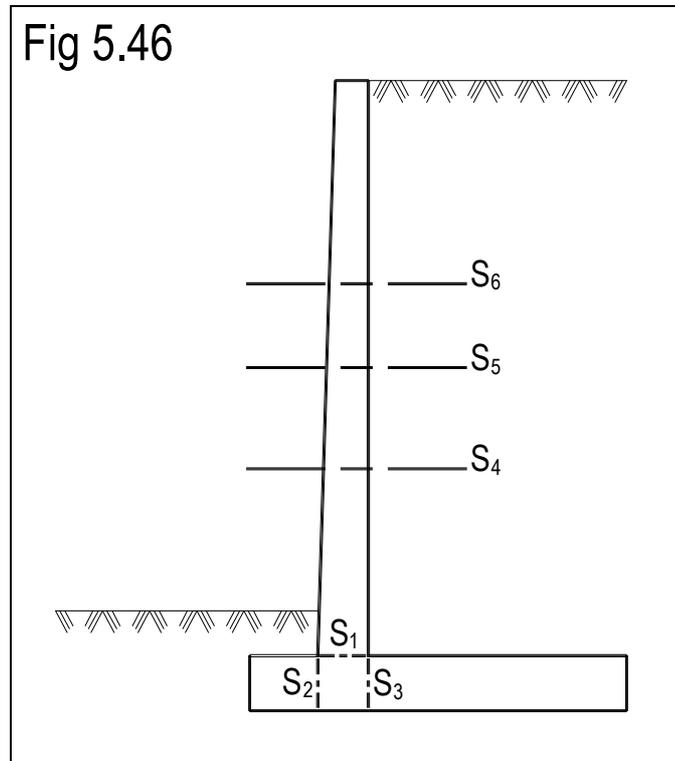


Fig. 5.45 bis

## 4.3. SECTIONS DE CALCUL

Le calcul de la structure d'un mur de soutènement nécessite l'étude de certaines sections critiques (fig. 5.46).

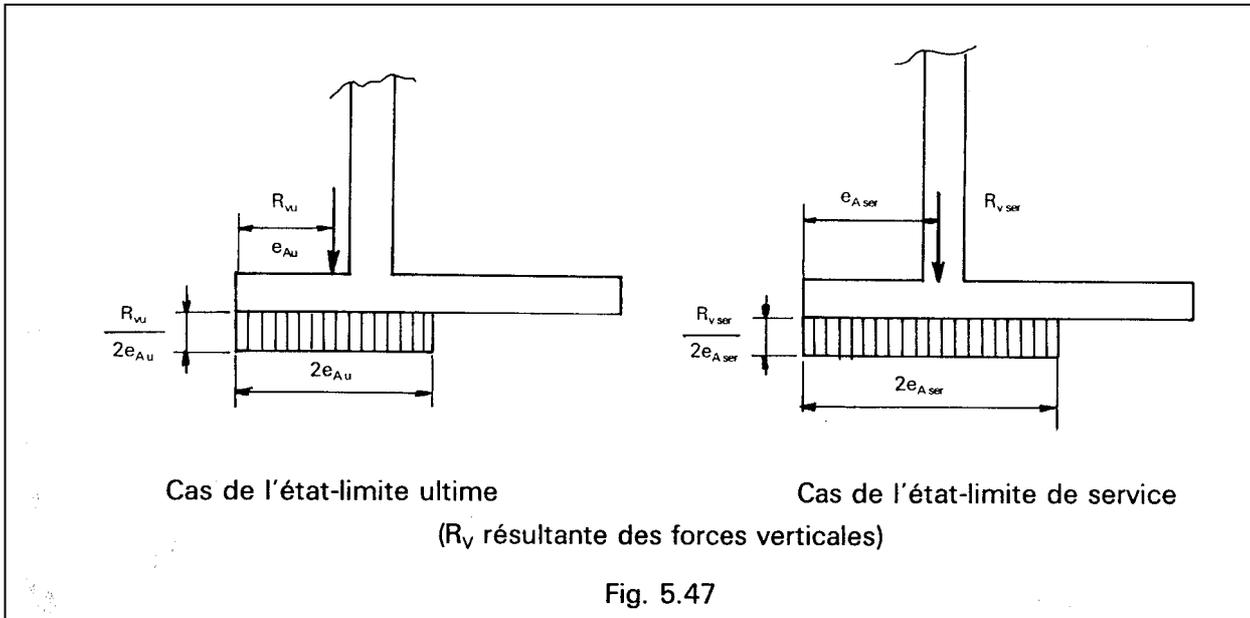


$S_1$	= encastrement du voile sur la semelle	→ section d'acier $A_1$
$S_2$	= encastrement du patin sur le voile	→ section d'acier $A_2$
$S_3$	= encastrement du talon sur le voile	→ section d'acier $A_3$
$S_4$	= section du voile au tiers de sa hauteur	→ section d'acier $A_4$
$S_5$	= section du voile à la moitié de sa hauteur	→ section d'acier $A_5$
$S_6$	= section du voile aux deux tiers de sa hauteur	→ section d'acier $A_6$

Pour la détermination des treillis soudés devant armer le voile, on prend en compte les forces horizontales (et, éventuellement, le poids de la partie de voile) s'exerçant au-dessus des sections  $S_1, S_4, S_5$  et  $S_6$  pour la combinaison d'actions considérée (état-limite ultime, ou état-limite de service selon le cas).

Les sections d'acier  $A_1, A_4$  et  $A_5$  ainsi trouvées permettent de tracer la courbe donnant la variation de  $A$  sur la hauteur du voile. Le choix des treillis soudés à prévoir s'en déduit (4.5,1-6 page 284).

En ce qui concerne le patin avant et le talon arrière de la semelle, on adopte, pour le calcul des moments sollicitant les sections  $S_2$  et  $S_3$ , un diagramme rectangulaire des réactions du sol (diagramme de Meyerhof) aussi bien à l'état-limite ultime qu'à l'état-limite de service (fig. 5.47).



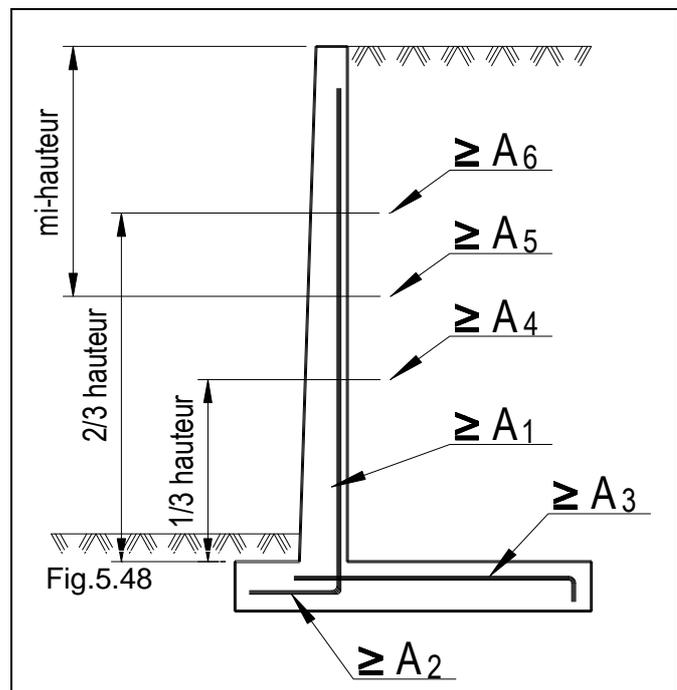
## 4.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

### 4.4,1. ferrailage principal

Le ferrailage principal d'un mur de soutènement résulte du calcul des sections critiques. La figure 5.48 donne un schéma type du ferrailage principal résultant du calcul .

Il est rappelé qu'en cas de fissuration préjudiciable, il faut pour les armatures les plus proches des parements :  $\varnothing \geq 6$  mm, et qu'en cas de fissuration très préjudiciable il faut, pour ces mêmes armatures :  $\varnothing \geq 8$  mm.

De plus, les espacements maximaux fixés au chapitre 1, titre 2.2,2, doivent être respectés.



### 4.4,2. ferrailage secondaire

Le calcul ne permet de déterminer que le ferrailage principal. Il est nécessaire de compléter celui-ci par un ferrailage secondaire pour tenir compte des dispositions constructives et des multiples effets secondaires existant dans ce type d'ouvrage. Pour ce ferrailage complémentaire, les conditions  $\varnothing \geq 6$  mm ou  $\varnothing \geq 8$  mm (voir 4.4.1) n'ont pas besoin d'être respectées.

Principales actions secondaires :

- gradient thermique : la face vue d'un mur de soutènement est soumise à l'ensoleillement, alors que la face côté terre ne l'est jamais.
- différence d'intensité de la poussée des terres dans le sens longitudinal du mur par suite de la diffusion des charges concentrées ou de l'hétérogénéité du remblai.
- tassements différentiels.
- action du vent sur les murs de grande hauteur (liaison face avant du voile avec la semelle).

Pour pallier les conséquences de ces actions, il est d'usage, en dehors de calculs plus précis, de respecter les dispositions suivantes :

1-L'écartement de deux armatures de même direction d'une même nappe ne doit pas excéder 0,30 m, si la fissuration est peu préjudiciable. En cas contraire, les conditions fixées au chapitre 1, titre 2.2.2, doivent être respectées.

2-Voile :

Il convient de disposer forfaitairement les sections de treillis soudés suivantes :

- face arrière (côté terre) :

fils ou barres de répartition horizontaux de façon que la section d'acier corresponde à :

$$A_H (\text{en cm}^2 / \text{m}) \geq 0,10 e_1 \quad \text{formule [5.18]}$$

avec  $e_1$  épaisseur du voile (en cm) à l'encastrement sur la semelle.

- face avant (vue)

«armatures de peau» dans le sens vertical ( $A_V$ ) et horizontal ( $A_H$ ) de façon que la section d'acier dans chaque sens corresponde à :

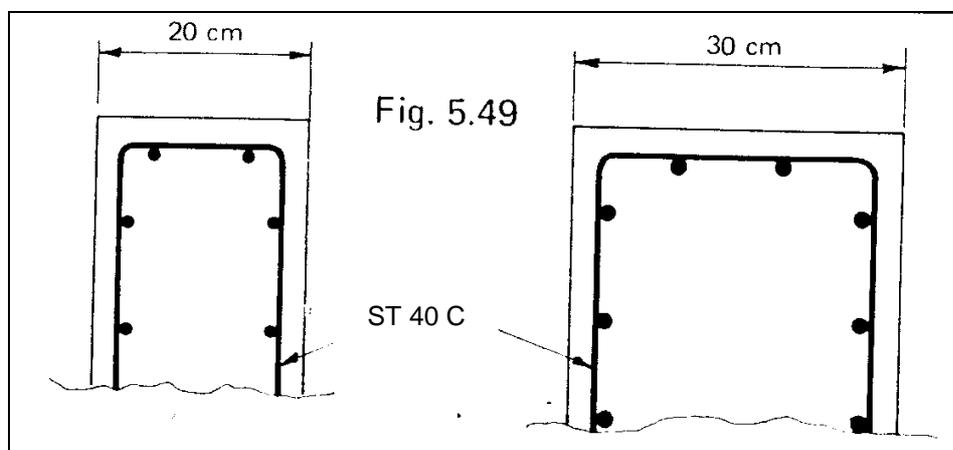
$$A_V (\text{cm}^2 / \text{m}) \geq 0,10 e_1 (\text{cm})$$

$$A_H (\text{cm}^2 / \text{m}) \geq 0,075 e_1 (\text{cm})$$

Pour les murs de hauteur au plus égale à 4 m, on peut se dispenser du ferrailage sur la face avant. Les sections  $A_V$  et  $A_H$  peuvent être obtenues soit avec des panneaux standards (tableau page 21) soit avec des panneaux sur devis.

- chaînage en tête

Il est conseillé de mettre en œuvre une bande de largeur 0,80 m découpée dans un panneau ST 40 C et pliée en forme de U ce qui correspond à une section d'acier de chaînage de  $3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ .



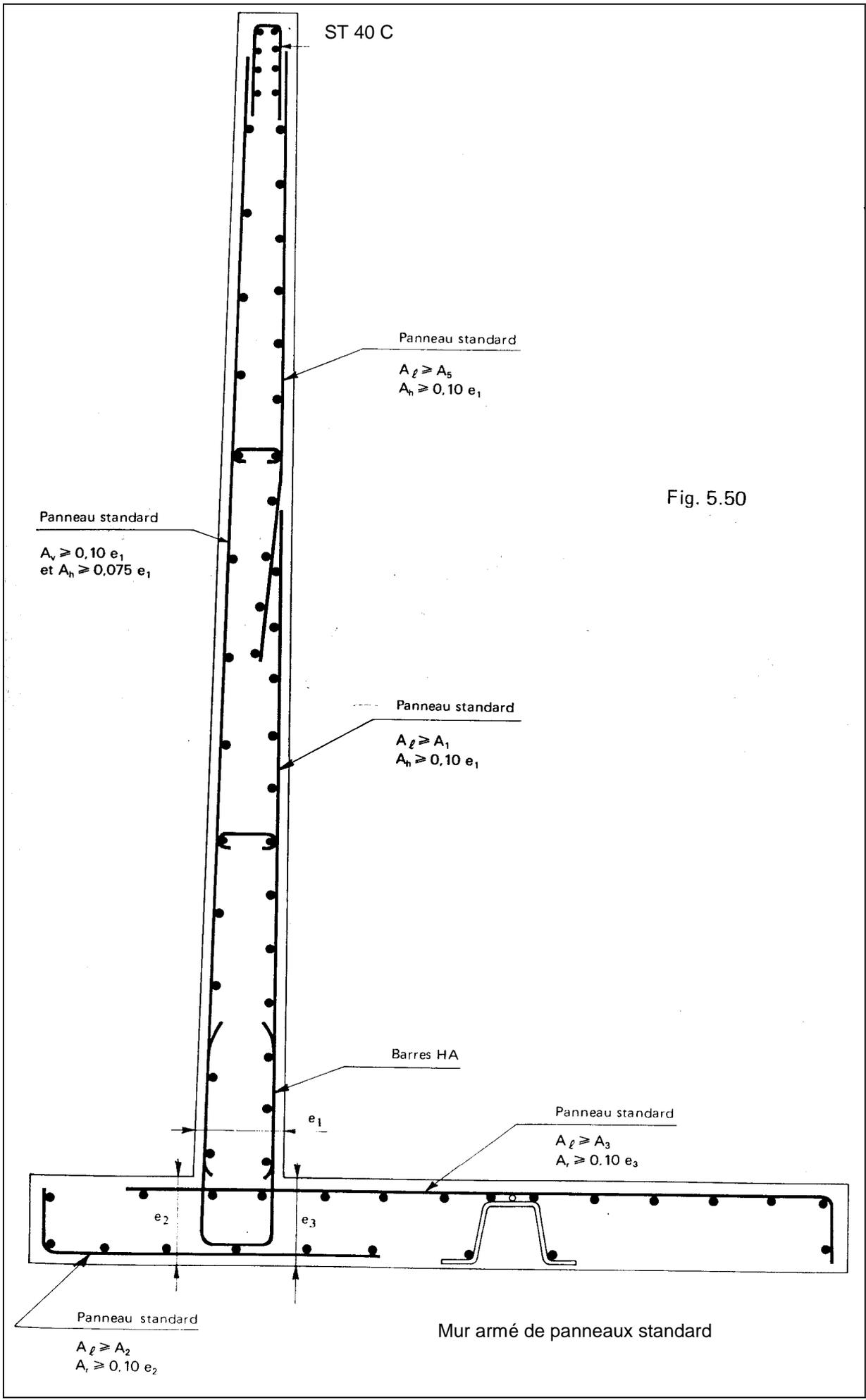


Fig. 5.50

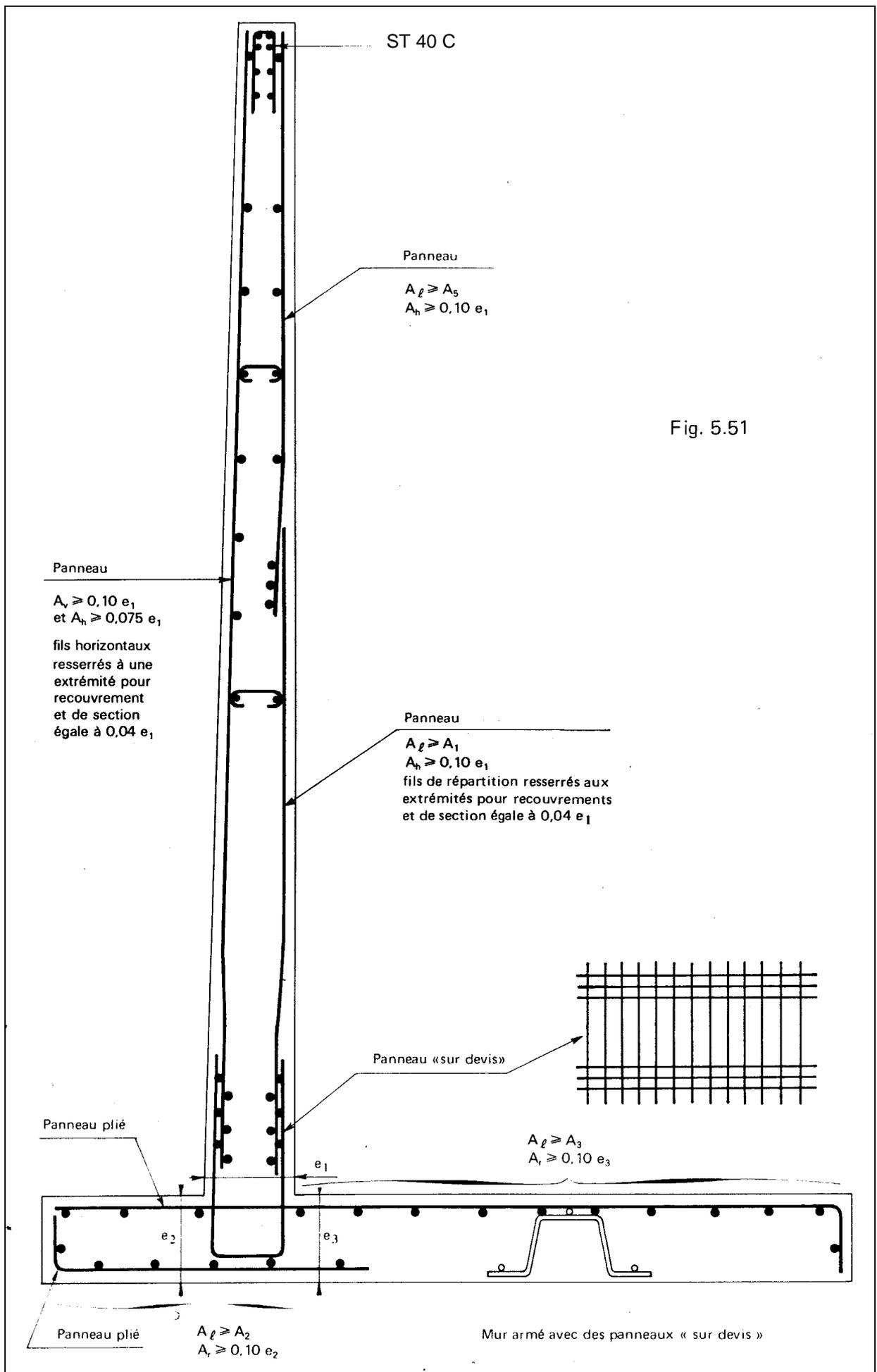


Fig. 5.51

### 3 – Semelle (patin et talon)

Il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section  $A_r$  d'acier satisfaisant à :

$$A_r (\text{cm}^2/\text{m}) \geq 0,10 e_2 (\text{cm}) \text{ pour le patin}$$

$$A_r (\text{cm}^2/\text{m}) \geq 0,10 e_3 (\text{cm}) \text{ pour le talon}$$

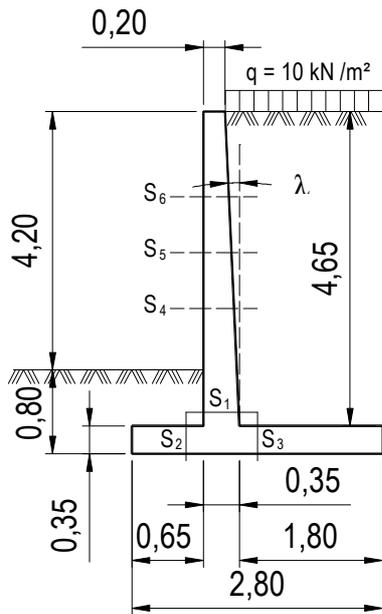
de manière à réaliser un quadrillage à mailles au plus égales à 0,30 m de côté, si la fissuration est peu préjudiciable. En cas contraire, les conditions fixées au chapitre 1, titre 2.2,2, doivent être respectées.

Afin de supporter les armatures supérieures de la semelle, il est nécessaire d'intercaler entre celles-ci et le béton de propreté, un certain nombre de « chaises ».

### **4.4,3. disposition du treillis soudé**

L'utilisation de panneaux standard pour « armer » un mur de soutènement ne présente aucune difficulté sauf à la jonction voile-semelle où il est nécessaire de disposer, en attente de reprise de bétonnage, des aciers en barres (voir figures 5.50 et 5.56). Mais pour des murs dont l'épaisseur à la base dépasse 0,25 m, la condition fixant la section minimale des armatures horizontales d'une part, et l'obligation d'avoir de fortes sections à la jonction voile-semelle d'autre part, imposent pratiquement l'utilisation de panneaux sur devis (voir figures 5.51 et 5.56).

## 4.5. EXEMPLE DE CALCUL



Nous reprenons le mur de l'exemple précédent (titre 3.7).

Hypothèses complémentaires : la fissuration est préjudiciable, et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  d'où  $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$  (chapitre 1, page 30).

- Coefficient de poussée

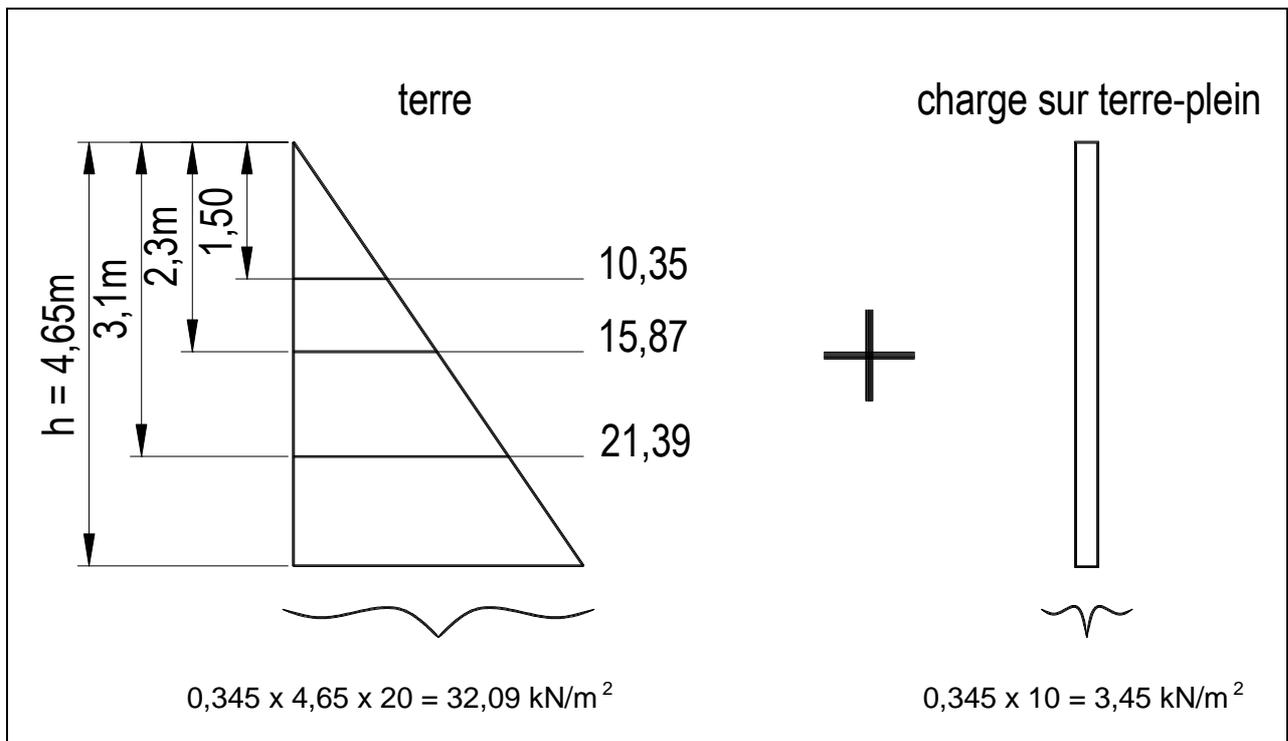
$$\left. \begin{array}{l} \beta = 0 \\ \text{tg } \lambda = \frac{15}{465} \\ \varphi = 30^\circ \\ \delta = 0 \text{ (parement lisse).} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\beta}{\varphi} = 0 ; \frac{\delta}{\varphi} = 0 ; \lambda = 1,85$$

$$\Rightarrow k_{aH} \approx 0,345$$

Bien que l'état-limite déterminant soit l'état-limite de service puisque la fissuration est préjudiciable, nous développerons cependant également, à titre d'exemple, le calcul à l'état-limite ultime.

### 4.5,1. voile

1 - Les diagrammes de poussée sur la hauteur du voile sont (cotes des sections  $S_5$  et  $S_6$  arrondies) :



## 2 - Calcul des sollicitations (non pondérées)

(N effort normal, V effort tranchant,  $M_G$  moment de flexion au centre de gravité de la section considérée).

Sections (fig. 5.46)	$S_1$ ( $h = 4,65$ m)	$S_4$ ( $z = 3,10$ m)
N (kN/m)	$\frac{0,2 + 0,35}{2} \times 4,65 \times 25 = 32$	$\frac{0,2 + 0,3}{2} = 3,1 \times 25 = 19,40$
V (kN/m) poussée des terres	$32,09 \times \frac{4,65}{2} = 74,60$	$21,39 \times \frac{3,10}{2} = 33,15$
$M_G$ (kN/m) poussée des terres	$74,6 \times \frac{4,65}{3} = 115,60$	$33,15 \times \frac{3,10}{3} = 34,30$
V (kN/m) charge	$3,45 \times 4,65 = 16,05$	$3,45 \times 3,10 = 10,70$
$M_G$ (kNm/m) charge	$16,05 \times \frac{4,65}{2} = 37,30$	$10,70 \times \frac{3,10}{2} = 16,60$
Sections	$S_5$ ( $z = 2,30$ m)	$S_6$ ( $z = 1,50$ m)
N (kN/m)	$\frac{0,2 + 0,27}{2} \times 2,30 \times 25 = 13,50$	$\frac{0,2 + 0,25}{2} \times 1,5 \times 25 = 8,40$
V (kN/m) poussée des terres	$15,87 \times \frac{2,30}{2} = 18,25$	$10,35 \times \frac{1,50}{2} = 7,80$
$M_G$ (kN/m) poussée des terres	$18,25 \times \frac{2,30}{3} = 14,00$	$7,80 \times \frac{1,5}{3} = 3,90$
V (kN/m) charge	$3,45 \times 2,30 = 7,95$	$3,45 \times 1,50 = 5,20$
$M_G$ (kNm/m) charge	$7,95 \times \frac{2,30}{2} = 9,10$	$5,20 \times \frac{1,50}{2} = 3,90$

### 3 - Détermination des armatures principales

Etat-limite de service de la section  $S_1$  :

$$M_{\text{ser}} = 115,60 + 37,30 = 152,9 \text{ kNm/m soit } 0,153 \text{ MNm/m}$$

$$N_{\text{ser}} = 32 \text{ kN/m}$$

L'excentricité  $e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \approx 4,80 \text{ m}$  étant grande, nous considérons par simplification que la section est sollicitée en flexion simple.

Pour  $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$ , on a, avec  $d = 0,35 - 0,03 = 0,32 \text{ m}$  :

$$\frac{10^3 M_{\text{ser}}}{d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{10^3 \times 0,153}{(0,32)^2 \cdot 250} = 6$$

Pour cette valeur, la fig. 2.47 du chapitre 2 donne :  $\frac{A}{d} \approx 68$  d'où :

$$A = A_{\text{ser}} = 68 d = 68 \times 0,32 = 21,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Vérification de la contrainte du béton (à titre indicatif). Pour la section réellement mise en place (soit  $23,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ , voir page 258) :

Fig 2.46 du chapitre 2 : pour  $\frac{A(\text{cm}^2/\text{m})}{d(\text{cm})} = \frac{23,7}{32} = 0,74 \quad k_b = 6,1$

$$\text{et } \sigma_{bc} = k_b \frac{M_{\text{ser}}}{d^2} = 6,1 \frac{0,153}{(0,32)^2} = 9,1 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

#### Remarque :

S'il avait fallu faire le calcul à l'état-limite ultime, on aurait procédé comme suit :

$$M_u = 1,35 \times 115,60 + 1,5 \times 37,30 = 212 \text{ kNm/m soit } 0,212 \text{ MNm/m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa } (\theta = 1)$$

Fig. 2.44 du chapitre 2 :  $\mu_u = \frac{M_u}{d^2 f_{bu}} = \frac{0,212}{(0,32)^2 \cdot 14,2} = 0,146$  d'où  $k = 25,2$

$$\text{et } A_u = 25,2 \times \frac{0,212}{0,32} = 16,7 \text{ cm}^2/\text{m} (< A_{\text{ser}})$$

ce qui montre bien que lorsque la fissuration est préjudiciable (et a fortiori, très préjudiciable), l'état-limite déterminant est l'état-limite de service et qu'il est donc inutile de faire aussi le calcul à l'état-limite ultime.

#### 4 - Résultats des calculs à l'ELS pour toutes les sections du voile (avec $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$ ) :

Section	$M_{\text{ser}}$ (MNm/m)	D (m)	$10^3 \frac{M_{\text{ser}}}{d^2 \bar{\sigma}_s}$	$\frac{A}{d}$ (cm <sup>2</sup> /m)/m	$A_{\text{ser}}$ (cm <sup>2</sup> /m)
S <sub>1</sub>	0,153	0,35 - 0,03 = 0,32	6,00	68	21,8
S <sub>4</sub>	0,051	0,30 - 0,03 = 0,27	2,79	30	8,1
S <sub>5</sub>	0,024	0,27 - 0,03 = 0,24	1,60	16,2	4,0
S <sub>6</sub>	0,008	0,25 - 0,03 = 0,22	0,67	7,2	1,6

#### 5 - Armatures secondaires

Avant de choisir les treillis soudés correspondant aux sections que l'on vient de calculer, il convient de déterminer les armatures secondaires horizontales et/ou verticales (à disposer sur toute la hauteur) :

- face «côté terre», armatures horizontales

$$A_h \geq 0,10 e_1 \quad \text{soit } 0,10 \times 35 = 3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

( cm<sup>2</sup>/m )    (cm)

- face avant, armatures horizontales et verticales

$$A_v \geq 0,10 e_1 \quad \text{soit } 3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_h \geq 0,075 e_1 \quad \text{soit } 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- chaînage supérieur (en tête du voile)

1/3 de ST 40 C (coupé en trois dans le sens de la longueur)

#### 6 - Choix des treillis soudés et longueur des panneaux dans le sens vertical

Le problème de la détermination de la longueur des panneaux ne se pose pas tout à fait dans les mêmes termes que celui des arrêts des barres longitudinales dans une poutre.

En effet, la quantité d'acier nécessaire dans la section de moment maximal n'est pas obtenue par une accumulation de panneaux dont certains sont arrêtés progressivement sur la hauteur du voile, mais par un, ou deux panneaux, remplacés successivement sur la hauteur par des panneaux de plus faible section.

Comme en outre le voile est d'épaisseur  $e$  variable, il faut opérer sur la courbe des sections d'acier (et non sur celle des moments) décalée de  $0,8e$  dans le sens défavorable, c'est-à-dire vers le haut ; ce décalage est donc variable).

Les fils HA d'un TS se mettent en charge sur une longueur égale à leur longueur de scellement droit  $\ell_s$ , c'est-à-dire que leur section n'est pleinement utilisable qu'à la distance  $\ell_s$  de leur extrémité.

En pratique, différents diagrammes de mise en charge (ou de sections «utiles») peuvent se rencontrer selon que l'on a affaire à un seul treillis, à deux treillis de même longueur superposés, à deux treillis superposés mais décalés ou encore à un treillis dans lequel un fil sur deux est arrêté avant l'extrémité. Les cas le plus fréquemment rencontrés sont représentés sur les fig. 5.52a à 5.52f.

La première chose à faire est de tracer la courbe décalée des sections d'acier nécessaires (fig. 5.33). On passe ensuite au choix des panneaux de treillis soudé et à la détermination de leur longueur, en partant du sommet du voile et en progressant vers son encastrement dans la semelle.

Pour le choix des treillis soudés, outre la condition  $d_{\min} > 0,6d_{\max}$ , deux autres conditions doivent être respectées :

pour les armatures verticales,  $\varnothing \geq 6$  mm (fissuration préjudiciable),  
pour les armatures horizontales,  $A_h \geq 0,10 e_1$ , soit  $3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  dans l'exemple choisi.

Cette deuxième condition, assez contraignante, impose le choix de panneaux sur devis pour l'ensemble du ferrailage du voile.

En ce qui concerne les espacements, les conditions fixées au chapitre 1, titre 2.2,2, pour la fissuration préjudiciable, imposent de prendre  $s \leq (25 \text{ cm}, 2h)$ ,  $h$  représentant ici l'épaisseur minimale du voile, soit 20 cm. Il faut donc avoir  $s \leq 25 \text{ cm}$ .

- En zone supérieure, nous utilisons un panneau sur devis (panneau T1)
  - $\varnothing 6 E = 100$  mm, représentant une section verticale  $A'_1 = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$
  - $\varnothing 7 e = 100$  mm, représentant une section horizontale de  $3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

(A noter qu'un panneau standard ST 40 C, 7x7-100x100, pourrait tout aussi bien faire l'affaire).  
La longueur de scellement droit des  $\varnothing 6$  est de  $44 \varnothing = 44 \times 0,6 \approx 26 \text{ cm}$ .

- En zone intermédiaire, nous allons prendre un panneau sur devis (panneau T2)
  - $\varnothing 14 E = 100$  mm, représentant une section verticale  $A'_2 = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$
  - $\varnothing 10$  (qui satisfait à la condition  $d_{\min} > 0,6 d_{\max}$ )  $e = 200$  mm, représentant une section horizontale de  $3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

On ne conservera qu'un fil  $\varnothing 14$  sur deux dans la partie supérieure (section verticale  $A_2 = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- En zone inférieure, nous prendrons deux panneaux sur devis (panneaux T3 et T4)

- l'un  $\varnothing 14 E = 150$  mm représentant une section verticale  $A'_3 = 10,27 \text{ cm}^2/\text{m}$   
- l'autre  $\varnothing 16 E = 150$  mm représentant une section verticale  $A''_3 = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ .  
Pour ces deux panneaux,  $e = 200$  mm.

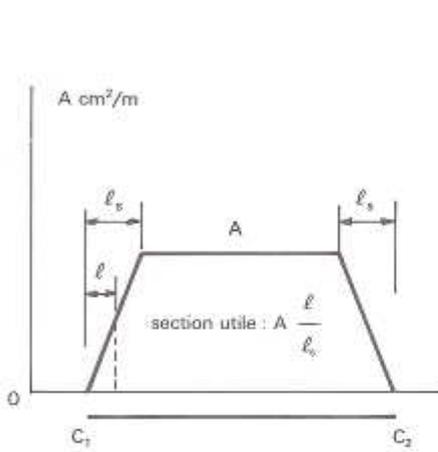
A eux deux, ces deux panneaux représentent donc une section

$$A_3 = A'_3 + A''_3 = 23,7 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ vertical} > 21,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

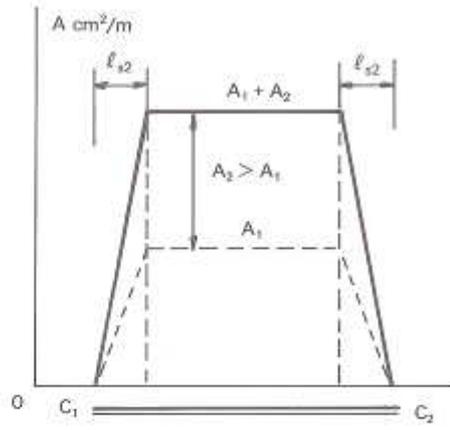
Dans le sens horizontal, chacun d'eux comporte des fils  $\varnothing 10 e = 200$  mm ( $3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$  horizontal)

La longueur de scellement droit des  $\varnothing 14$  est de 62 cm. Pour simplifier le tracé du diagramme des sections utiles, on adoptera la même valeur que pour les  $\varnothing 16$ , soit  $44 \times 1,6 = 70 \text{ cm}$ . Cette longueur pourrait être réduite en resserrant localement les fils transversaux  $\varnothing 10$  à l'extrémité du panneau ( voir remarque ci-après).

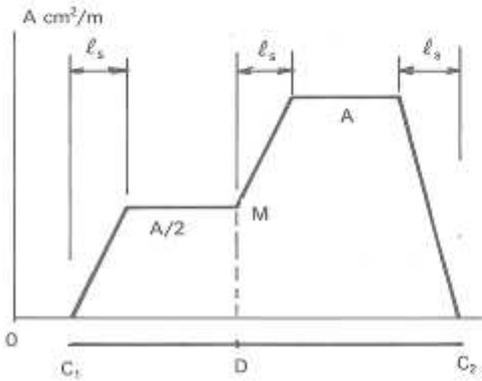
Fig. 5.52



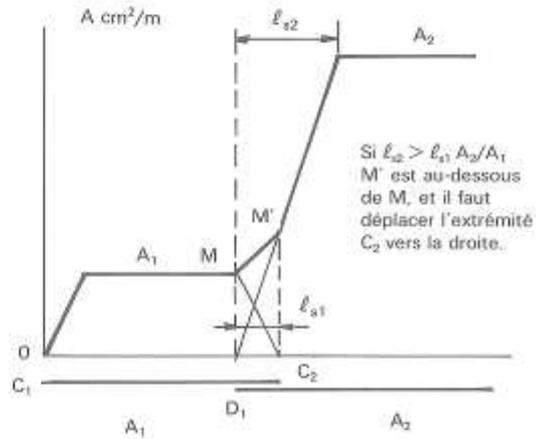
a) Treillis soudé de section  $A$  s'étendant entre les sections  $C_1$  et  $C_2$



b) Deux treillis soudés de sections  $A_1$  et  $A_2$ , s'étendant tous deux de  $C_1$  à  $C_2$ . Pour simplifier on adopte pour les deux la longueur de scellement la plus grande ( $l_{s2}$ ). Si les treillis ont des extrémités décalées, la construction est analogue à celle de la figure c.



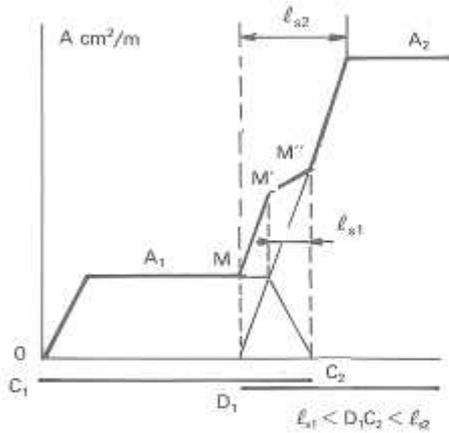
c) Treillis soudé de section  $A$  s'étendant entre les sections  $C_1$  et  $C_2$ , un fil sur deux arrêté en  $D$  (section  $A/2$  sur  $C_1D$ ).



Si  $l_{s2} > l_{s1} A_2/A_1$ ,  $M'$  est au-dessous de  $M$ , et il faut déplacer l'extrémité  $C_2$  vers la droite.

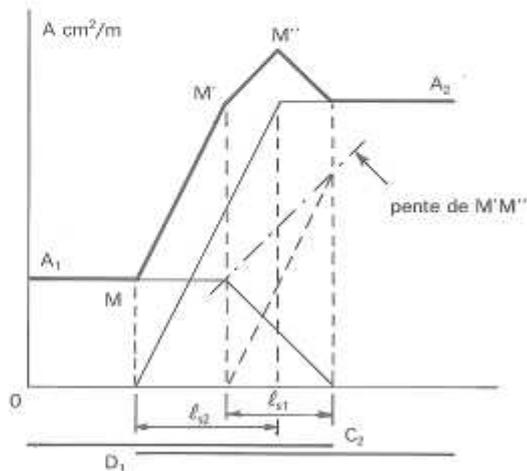
$$D_1C_2 = l_{s1} < l_{s2}$$

d) Treillis soudé de section  $A_1$  s'étendant entre les sections  $C_1$  et  $C_2$  et treillis soudé de section  $A_2$  au-delà de  $D_1$  avec  $D_1C_2 = l_{s1} < l_{s2}$



(si  $l_{s2} = l_{s1} A_2/A_1$ , le segment  $M'M''$  est horizontal)

e) Même cas que la figure d, mais avec  $l_{s1} < D_1C_2 < l_{s2}$



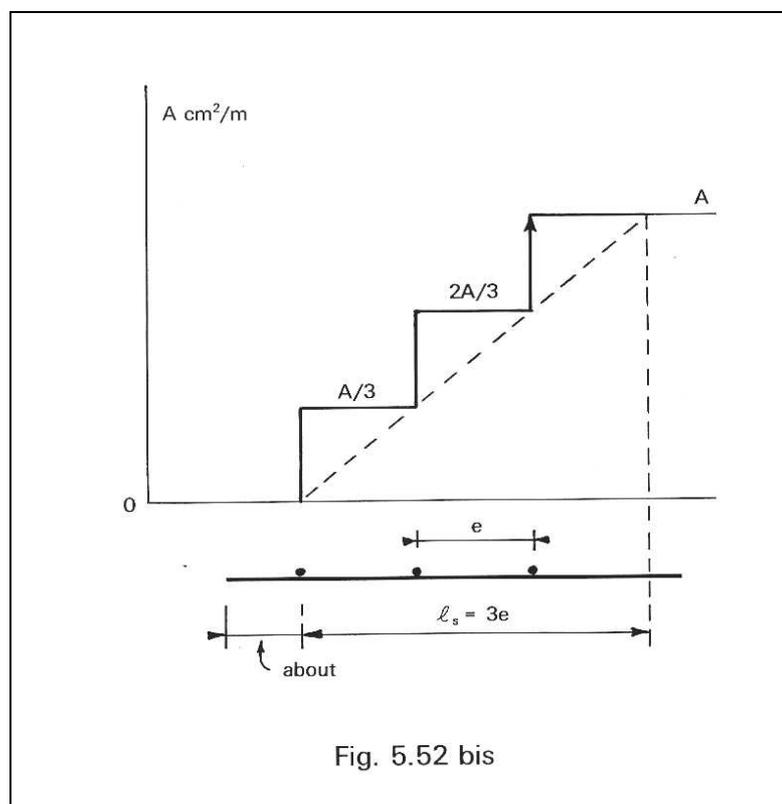
f) Cas  $l_{s1} < l_{s2} < D_1C_2$

**Remarque :**

Lorsque la longueur de scellement droit  $\ell_s$  des fils considérés est supérieure à  $[2e \text{ plus l'about}]$ , ( $e$  étant la distance entre les fils transversaux), ce que l'on peut provoquer lorsque l'on prévoit des panneaux sur devis, il est plus économique d'assurer l'ancrage par les soudures, et non par l'adhérence propre des fils.

Dans ce cas, les constructions indiquées sur la fig. 5.52 se compliquent car la mise en charge des fils se fait « en escalier ») par augmentation d'un tiers de l'effort dont est capable le fil au passage de chaque soudure.

Les constructions indiquées sur la fig. 5.52 demeurent toutefois valables si, pour simplifier, on suppose que tout se passe comme si le treillis soudé se mettait en charge sur une longueur égale à  $3e$ , cette distance étant comptée depuis la première soudure, proche de l'extrémité du panneau ( $e$ , distance entre soudures dans le sens longitudinal, voir fig. 5.53). Il suffit donc de rentrer dans les constructions de la fig. 5.52 une longueur de scellement droit fictive  $\ell_s = 3e$ .



La longueur des panneaux à prévoir est alors la distance entre les soudures extrêmes, qui doit être augmentée de l'about à chaque extrémité, soit par exemple une demi-maille ( $\frac{e}{2}$ ) de chaque côté.

Un positionnement rigoureux de la première soudure est nécessaire.

Dans l'exemple choisi, en prévoyant 3 fils  $\varnothing 10$  avec  $e = 10$  cm à l'extrémité des panneaux T2, T3 et T4, la longueur d'ancrage pourrait être réduite à  $2e$  plus l'about, soit 25 cm (au lieu de 70) et compte tenu de l'about, on pourrait gagner ainsi 45 cm, d'un seul côté, sur la longueur de ces panneaux.

- Tracé du diagramme des sections utiles (fig. 5.53)

Pour les panneaux T1 et T2, la configuration est soit celle de la fig. 5.52d, soit celle de la fig. 5.52e.

La configuration de la figure 5.52d serait obtenue en prolongeant le treillis soudé T1 de la longueur  $\ell_{s1} = 26$  cm au delà du point  $M_1$  où la section  $A_1$  est juste nécessaire. Mais le point  $M'$  serait alors **SOUS** la courbe, ce qui n'est pas acceptable. Il faut donc réaliser la configuration de la fig. 5.52e, en prolongeant le treillis soudé T1 au-delà de  $M_1$  sur une longueur supérieure à  $\ell_{s1}$ , par exemple : 35 cm.

La longueur à donner au treillis soudé T1 est ainsi de :

$$1,65 \text{ (cote de } M_1) + 0,35 = 2,00 \text{ m}$$

Le panneau T2 part de la cote  $M_1$  soit à 1,65 m du sommet du mur. Il pourrait être arrêté à 0,25 m de la face supérieure de la semelle. Toutefois, afin de faciliter sa mise en place, on le prolongera jusqu'à la base du voile, de manière qu'il puisse reposer sur la semelle déjà coulée. Comme la cote  $M_2$  est de 2,75 m depuis le sommet du mur, la longueur de la zone ne comportant qu'un fil sur deux est de :

$$2,75 - 1,65 = 1,10 \text{ m}$$

Les deux derniers panneaux T3 et T4 assurent la résistance au moment d'encastrement du voile dans la semelle et doivent être ancrés dans celle-ci. La configuration est encore celle de la fig. 5.52e. Le diagramme des sections résultantes doit être extérieur et le plus voisin possible de la courbe des sections décalée.

Avec les notations de la fig. 5.52e, il faut donc que le point anguleux  $M_4$  de la courbe décalée soit le point désigné par  $M''$  sur cette figure, en sorte que le segment  $M'M''$  soit au-dessus de la courbe décalée.

De la construction correspondante, il résulte que les panneaux T3 et T4 doivent être arrêtés à l'altitude du point  $M_3$  au-delà duquel le treillis soudé T2 devient insuffisant, c'est-à-dire que ces treillis doivent dépasser de 1,00 m la face supérieure de la semelle, si l'on prend une marge d'erreur de 5 cm.

Comme il y a une forte accumulation de treillis à la base du voile, on pourrait remplacer les treillis soudés T3 et T4 par des barres HA B500 de section équivalente.

En prenant des  $\varnothing 20$ , il faudrait au moins un nombre de barres égal à  $\frac{22,5}{3,14} = 7,17$  soit 8 barres

par m ( $25,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

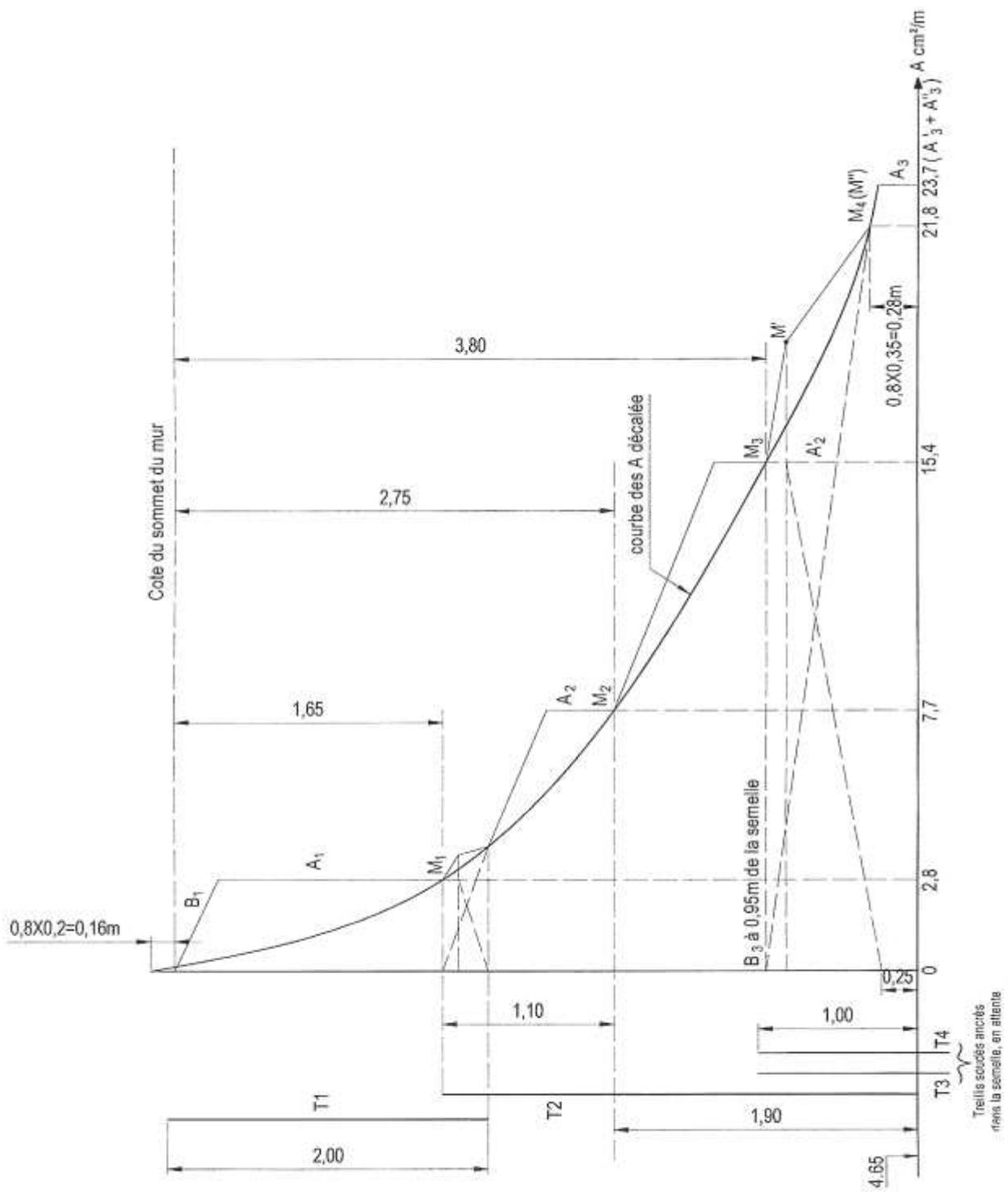
Ces barres ont une longueur de scellement droit de  $44 \varnothing = 88$  cm.

La détermination de la longueur dont elles doivent dépasser la face supérieure de la semelle se fait de la même manière que pour les treillis soudés T3 et T4. On retrouve la configuration de la fig. 5.52e. Une construction analogue à celle de la fig. 5.54 montre que ces barres HA doivent être arrêtées à 1,20 m au-dessus de la face supérieure de la semelle ( d'une manière simple, il suffit d'ajouter à la cote du point  $M_4$  la longueur de scellement droit des barres considérées :  $0,28 + 0,88 = 1,16 \text{ m} \approx 1,20 \text{ m}$ ).

**Remarques :**

1. Pour tracer le diagramme des sections utiles (fig. 5.54), on a tout intérêt à faire un dessin à assez grande échelle, sinon les résultats sont beaucoup trop imprécis.
2. Les panneaux sur devis proposés ci-dessus ont été établis en tenant compte des couples compatibles de fils longitudinaux et transversaux (voir norme NF A 35-016, art-6.2.5.4 [1.1]  $d_{\min} \geq 0,6d_{\max}$ )
3. Il est rappelé (voir fascicule 65A [1.2], art. 63,3) que pour les barres droites en attente, des mesures doivent être prises en vue d'assurer la sécurité du personnel d'exécution. Dans le cas présent, on aurait pu songer à réunir les barres HA deux par deux de manière à former des «épingles à cheveux» mais étant donné les rayons de courbure nécessaires et les distances entre barres (12,5 cm), une telle disposition n'est pas possible. On pourra, par exemple, envisager de les couvrir par un capot.

Fig. 5.54



## 7- Vérification à l'effort tranchant

Nous ne ferons cette vérification que pour la section  $S_1$  pour laquelle :

$$V_u = 1,35 \times 74,60 + 1,5 \times 16,5 = 124,8 \text{ kN/m} \approx 0,125 \text{ MN/m}$$

Il faut :

$$V_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} d f_{c28} \text{ avec } \gamma_b = 1,5 \text{ ( voir chapitre 2 titre 2.1,1.2 )}$$

Or :

$$\frac{0,07}{1,5} \times 0,32 \times 25 = 0,373 \text{ MN/m}$$

La condition est vérifiée et il n'y a pas besoin d'armatures d'effort tranchant.

## 4.5,2. semelle

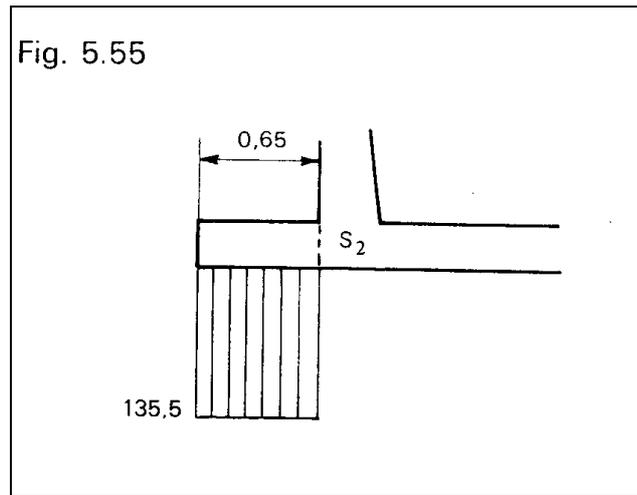
Ici encore, nous ne ferons le calcul à l'état-limite ultime qu'à titre indicatif, puisqu'il ne s'agit pas de l'état-limite déterminant. Les valeurs de  $R_{V \text{ ser}}$  et  $e_{A \text{ ser}}$  ont déjà été calculées en 3.1, pour la combinaison d'actions (C1) : ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥ qui , à l'état-limite ultime, devient  $(C1)_u = 1,35 [① + ② + ③ + ④ ] + 1,5 [ ⑤ + ⑥ ]$

	ELS	ELU
$R_V$ (kN/m)	254,7	346,5
$R_H$ (kN/m)	100	137,5
$M_{/A}$ (kNm/m)	239,47	322,16
$e_A = \frac{M_{/A}}{R_V}$ (en m)	0,94	0,93
$\sigma = \frac{R_V}{2 e_A}$ (kN/m <sup>2</sup> )	135,5	186,3

### a) Patin avant

En considérant que le patin avant est uniquement soumis à la réaction du sol (le poids des terres aval au-dessus du patin est négligeable et ces terres pourraient être enlevées), il vient :

1) à l'ELS (fig. 5.55)



Le moment d'encastrement dans la section  $S_2$  vaut :

$$M_{\text{ser}} = 135,5 \times \frac{0,65^2}{2} = 28,6 \text{ kNm/m} = 0,0286 \text{ MNm/m}$$

$$\frac{10^3 M_{\text{ser}}}{d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,0286 \times 10^3}{0,32^2 \cdot 250} = 1,12$$

Fig. 2.47 chapitre 2  $\rightarrow \frac{A}{d} = 12$  d'où  $A = 12 \times 0,32 = 3,84 \text{ cm}^2/\text{m}$

soit un panneau ST 40 C ( $3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) placé à 3 cm de la face inférieure.  $\emptyset$  est supérieur à 6 mm ce qui convient pour la fissuration préjudiciable.

2) à l'ELU :

$$M_u = 186,3 \times \frac{0,65^2}{2} = 39,36 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{M_u}{d^2 f_{bu}} = \frac{10^{-3} \times 39,36}{0,32^2 \times 14,2} = 0,0270$$

Fig. 2.44 chapitre 2  $\rightarrow k = 23,35$

$$\text{et } A = 23,35 \times \frac{0,03936}{0,32} = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m} < 3,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On constate une fois de plus que lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'état-limite ultime n'est pas déterminant.

b) Talon arrière

Le talon arrière est soumis :

- à la réaction du sol de fondation sous le talon,
- au poids propre des terres au-dessus du talon,
- aux charges d'exploitation au-dessus du talon.

	ELS	ELU
Diagrammes des contraintes	$4,65 \times 20 + 10 = 103 \text{ kN/m}^2$	$1,35 \times 4,65 \times 20 + 1,5 \times 10 = 140 \text{ kN/m}^2$
Moment d'encastrement (section $S_3$ à 1 m de l'extrémité aval)	$M_{ser} = 103 \times 1,90 \times \frac{1,90}{2}$ $- 135,5 \times 0,88 \times \frac{0,88}{2}$ $M_{ser} = 133,4 \text{ kNm/m}$ $= 0,133 \text{ MNm/m}$	$M_u = 140 \times 190 \times \frac{1,90}{2}$ $- 186,3 \times 0,86 \times \frac{0,86}{2}$ $M_u = 183,8 \text{ kNm/m}$ $= 0,184 \text{ MNm/m}$
Utilisation des figures 2.44 et 2.47 du chapitre 2	$\frac{10^3 M_{ser}}{d^2 \sigma_s} = 5,20$ $\frac{A}{d} = 60$	$\frac{M_u}{d^2 f_{bu}} = 0,127$ $k = 24,85$
Sections d'acier	$A = 60 \times 0,32 = 19,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$ à la partie supérieure	$A = 24,85 \frac{0,184}{0,32} = 14,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ non déterminant, comme prévisible
Choix du panneau de treillis soudé	Panneau sur devis $\varnothing 16 \text{ E} = 10 \text{ cm}$ $\varnothing 10 \text{ e} = 25 \text{ cm}$	

Fig. 5.56

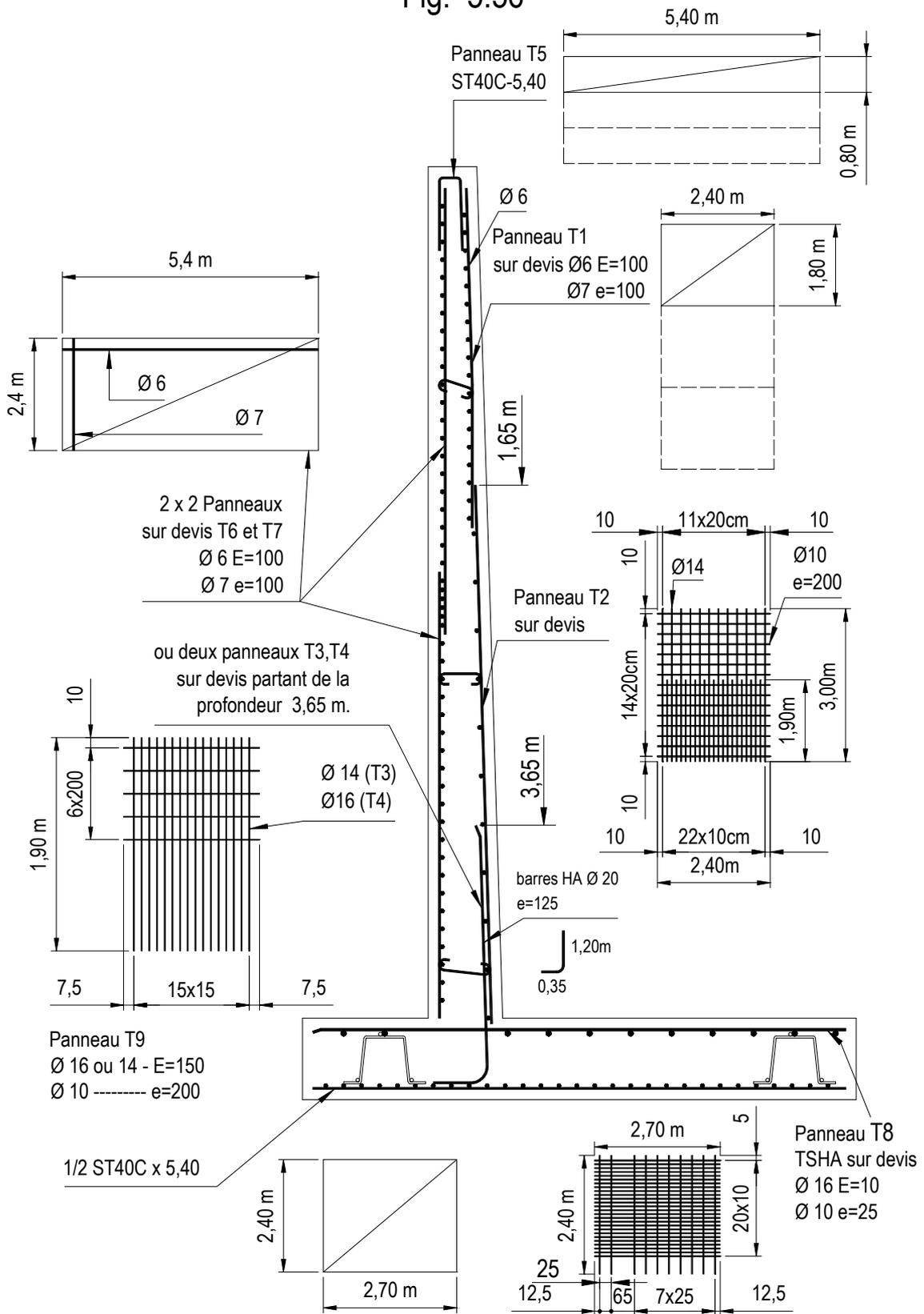
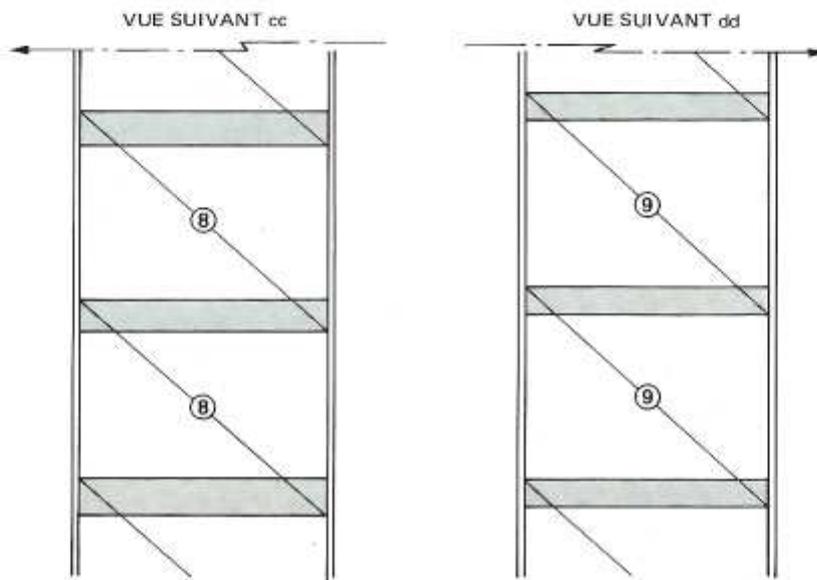
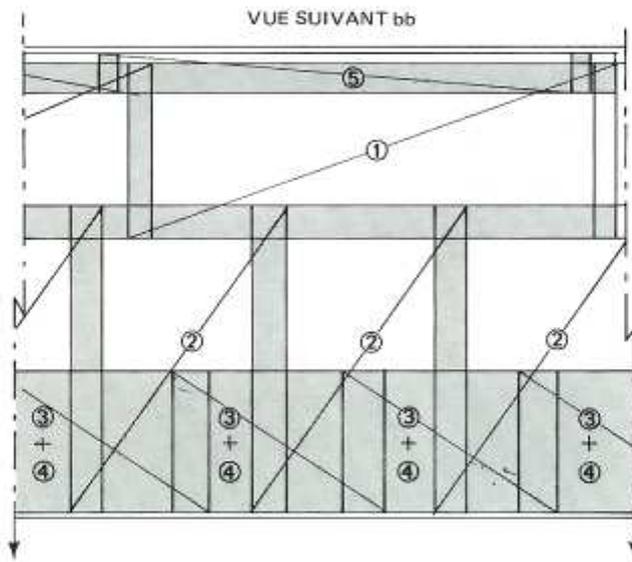
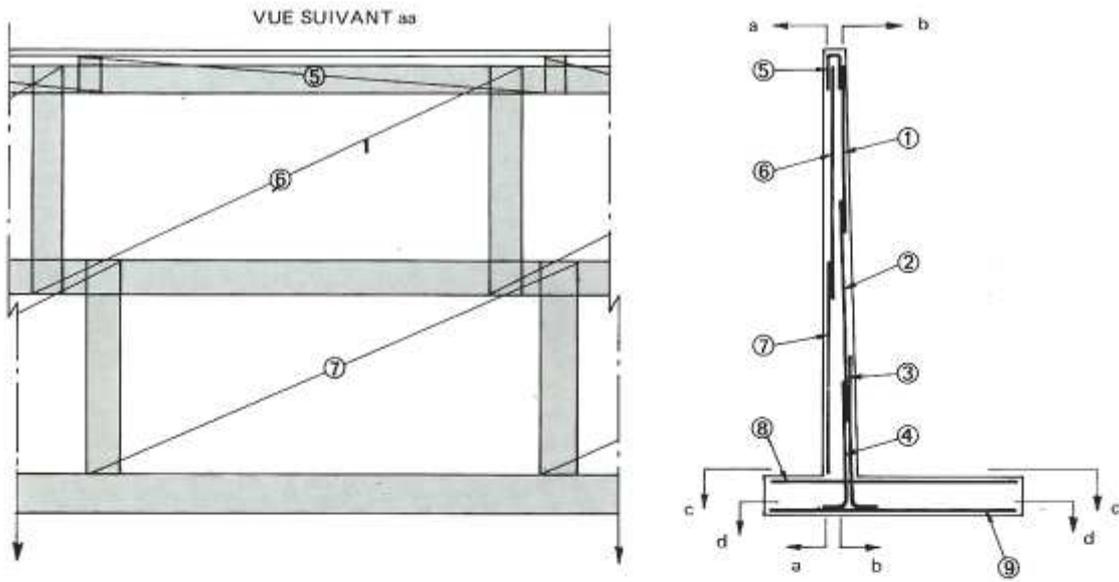


Fig. 5.57



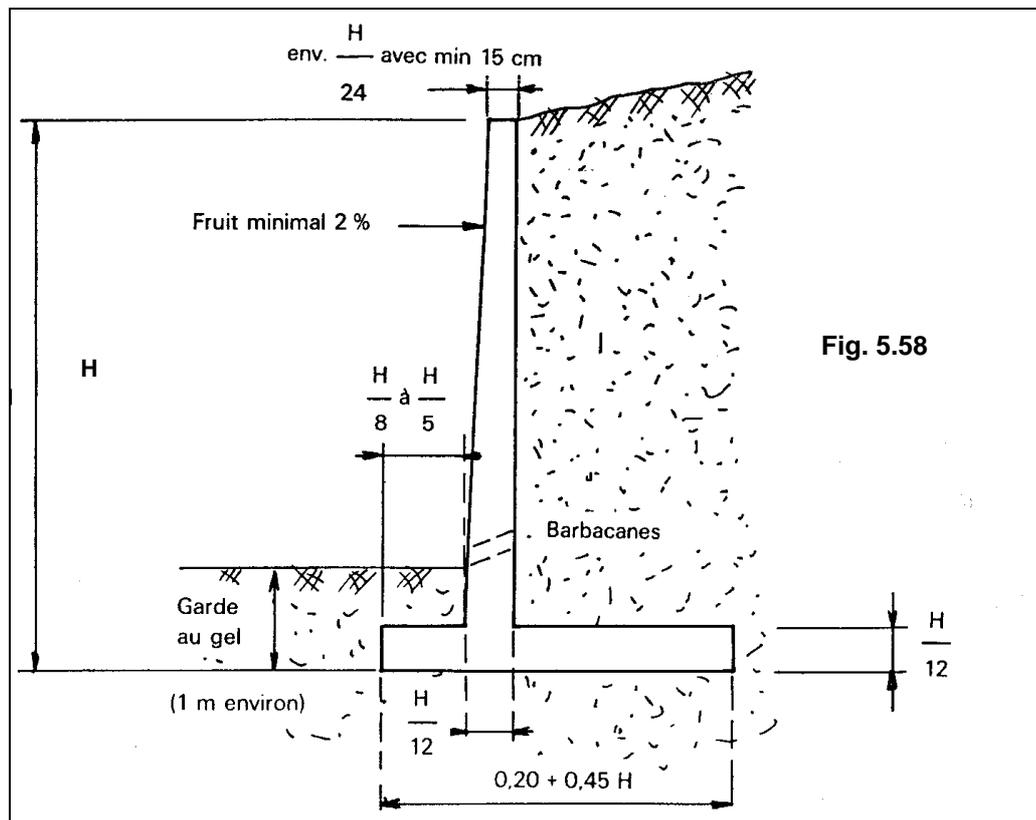
# 5. PRÉDIMENSIONNEMENT

## 5.1. INTRODUCTION

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

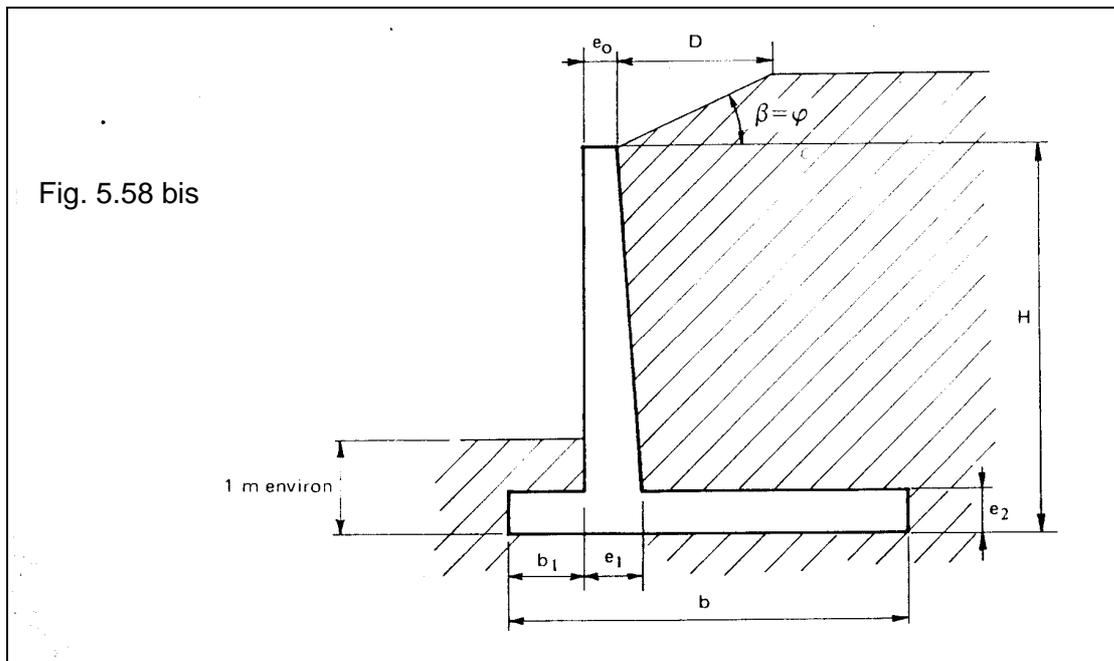
Le Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements [5.4] donne quelques règles simples pour les murs-cantilever «courants» en béton armé :



(Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe).

Une méthode plus élaborée consiste à utiliser les abaques du SETRA (dossier MUR 73 [5.2]), comme cela a été fait pour le mur traité en exemple dans le présent chapitre.

Nous donnons ci-après un extrait de ce document ; cet extrait est applicable aux cas les plus courants :



Hypothèses de calcul retenues dans l'établissement des abaques 5.1 à 5.6 ci-après :

Remblai :

- cohésion  $C = 0$
- poids volumique des terres  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- pas de nappe aquifère ( présence d'un dispositif de drainage et d'évacuation des eaux ),
- angle de frottement interne  $\varphi$
- poussée passive nulle sur l'avant du patin
- terre-plein horizontal non chargé \*

## 5.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉPAISSEURS

Épaisseur en tête du mur :

$e_0 = 20 \text{ cm}$  si  $H \leq 6 \text{ m}$

$e_0 = 30 \text{ cm}$  si  $H > 6 \text{ m}$

Les épaisseurs  $e_1$  du mur à la base et  $e_2$  de la semelle sont prises égales. La valeur commune est donnée par les abaques 5.1 à 5.3 (voir hypothèses précitées) en fonction des quantités :

- $a = \frac{D}{H}$  nombre sans dimensions caractérisant le talus,
- $H =$  hauteur (en m) de la tête du mur par rapport à la base de la semelle.

\*Si le terre-plein horizontal porte une chaussée routière, la charge réglementaire de  $10 \text{ kN/m}^2$  sera remplacée par une hauteur de terre équivalente égale à  $0,60 \text{ m}$ .

Les abaques 5.1, 5.2, 5.3 correspondent à des angles de frottement interne du remblai derrière le mur respectivement égaux à 20, 30 et 40 degrés et sont valables pour une contrainte de compression du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPa}$ , mais ils peuvent être utilisés pour des contraintes de 15 MPa ou davantage.

Exemple :

- $a = 0$  (pas de talus)
- $H = 5 \text{ m}$
- $\varphi = 30^\circ$

pas de charge sur le terre-plein

Sur l'abaque 5.2 nous lisons :

- pour  $H = 4 \text{ m}$   $e_1 = e_2 = 0,23 \text{ m}$
- pour  $H = 6 \text{ m}$   $e_1 = e_2 = 0,37 \text{ m}$

Pour  $H = 5 \text{ m}$  on prendra  $e_1 = e_2 = 0,30 \text{ m}$

**Remarque :**

Les épaisseurs  $e_1$  ou  $e_2$  données par ces abaques correspondent à une section minimale de béton. Dans certains cas, notamment pour optimiser la section de treillis soudés, il peut être intéressant d'augmenter ces épaisseurs.

## 5.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE

Les dimensions  $b_1$  et  $b$  de la semelle sont données par les abaques 5.4 à 5.7 (voir hypothèses précitées) en fonction des quantités :

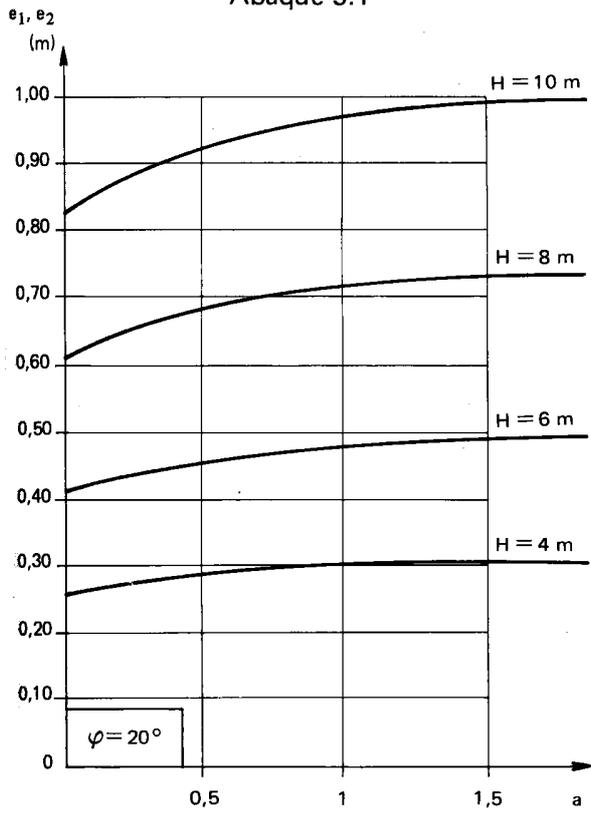
- $\bar{\sigma}_{ser}$  = pression limite admissible du sol de fondation, correspondant à l'état-limite de service (en MPa)
- $H$  = hauteur (en m) de la tête du mur par rapport à la base de la semelle.

Ces abaques correspondent à des valeurs du rapport  $a = \frac{D}{H}$  (voir figure 5.58 bis) respectivement égales à 0, 0,5 et 2 et sont valables pour :

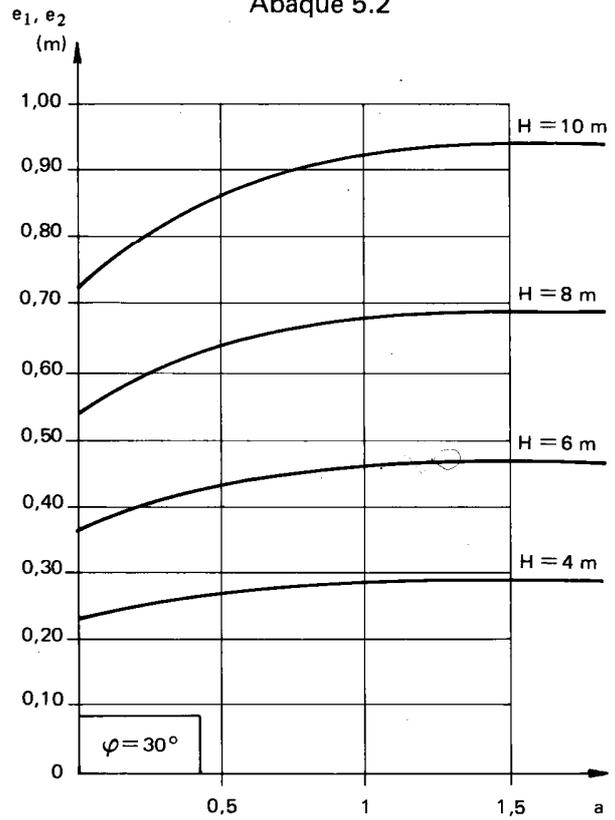
- un angle de frottement interne du remblai  $\varphi = 30^\circ$
- un coefficient de frottement admissible sol-béton  $\bar{\mu} = 0,4$

Abaques pour le prédimensionnement des épaisseurs

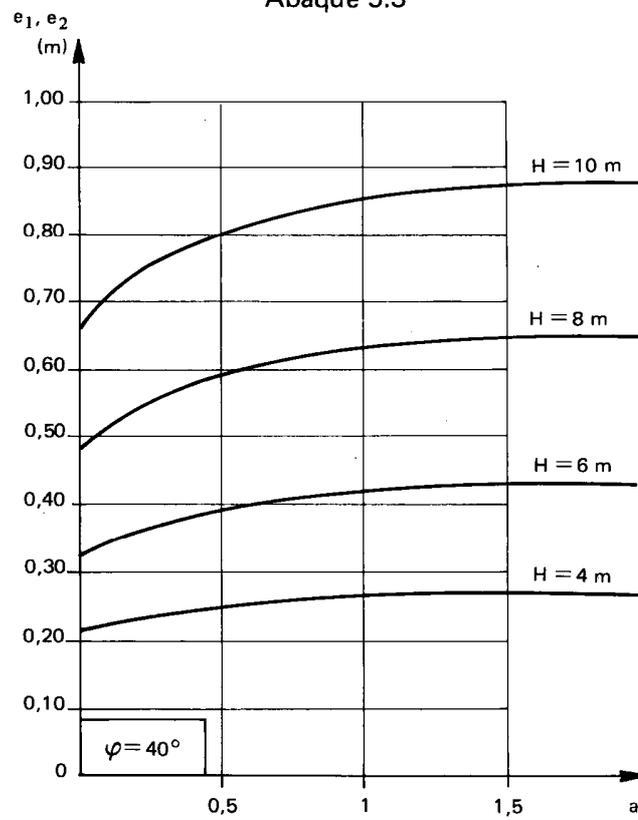
Abaque 5.1



Abaque 5.2



Abaque 5.3



**Remarque importante :**

La justification de la stabilité externe impose normalement de majorer d'environ 15% la largeur  $b$  de semelle lue dans les abaques.

Exemple :

$$\bar{\sigma}_{ser} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$H = 5 \text{ m}$$

$$a = 0 \text{ (pas de talus)}$$

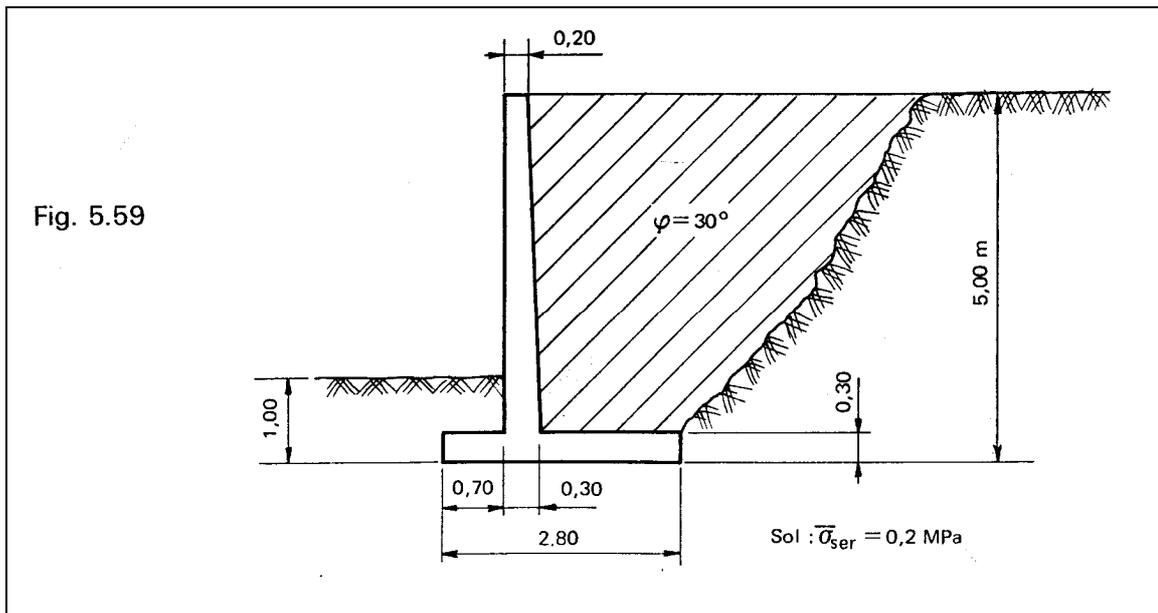
pas de charge sur le terre-plein.

Sur l'abaque 5.4 on lit :

- |                            |                           |                                        |                                     |
|----------------------------|---------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------|
| - pour $H = 4 \text{ m}$ : | $b_1 \geq 0,30 \text{ m}$ | } $\Rightarrow$ pour $H = 5 \text{ m}$ | $b_1 \geq 0,65 \text{ m}$ ( patin ) |
| - pour $H = 6 \text{ m}$ : | $b_1 \geq 1,00 \text{ m}$ |                                        |                                     |
| - pour $H = 4 \text{ m}$ : | $b = 1,80 \text{ m}$      | } $\Rightarrow$ pour $H = 5 \text{ m}$ | $b \geq 2,45 \text{ m}$ ( semelle ) |
| - pour $H = 6 \text{ m}$ : | $b = 3,10 \text{ m}$      |                                        |                                     |

$$b \text{ corrigée} \approx 2,45 \times 1,15 \approx 2,80 \text{ m}$$

On adopte  $b_1 = 0,70 \text{ m}$  et  $b = 2,80 \text{ m}$  (figure 5.59)



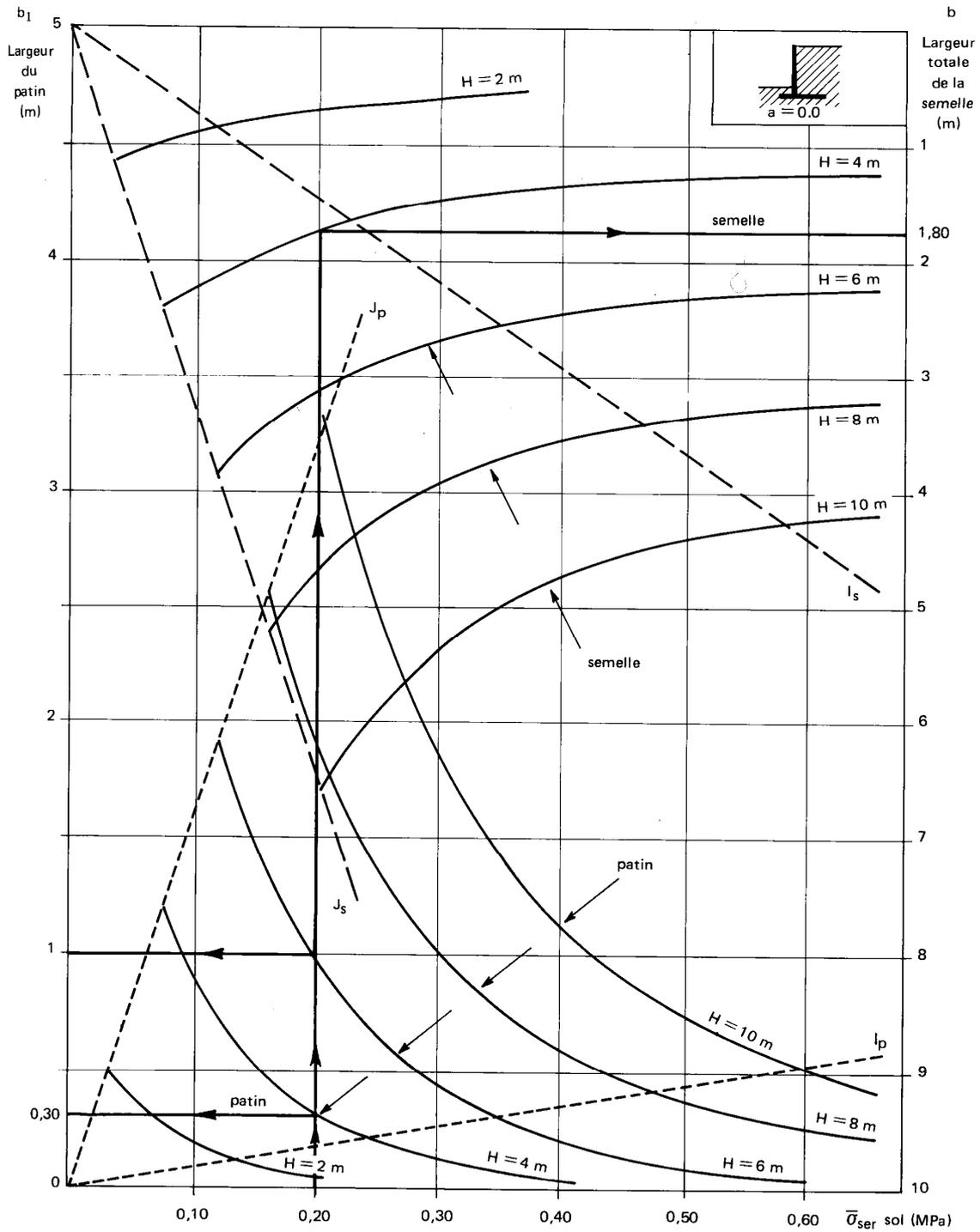
**Remarque :**

Les droites  $I_p$  et  $J_p$  ou  $I_s$  et  $J_s$  tracées sur les abaques 5.4 à 5.6 délimitent respectivement pour le patin et la semelle un domaine d'utilisation normal dont il est conseillé de ne pas s'écarter ou de ne le faire qu'après s'être livré à une réflexion complémentaire.

# Abaque pour le prédimensionnement de la semelle

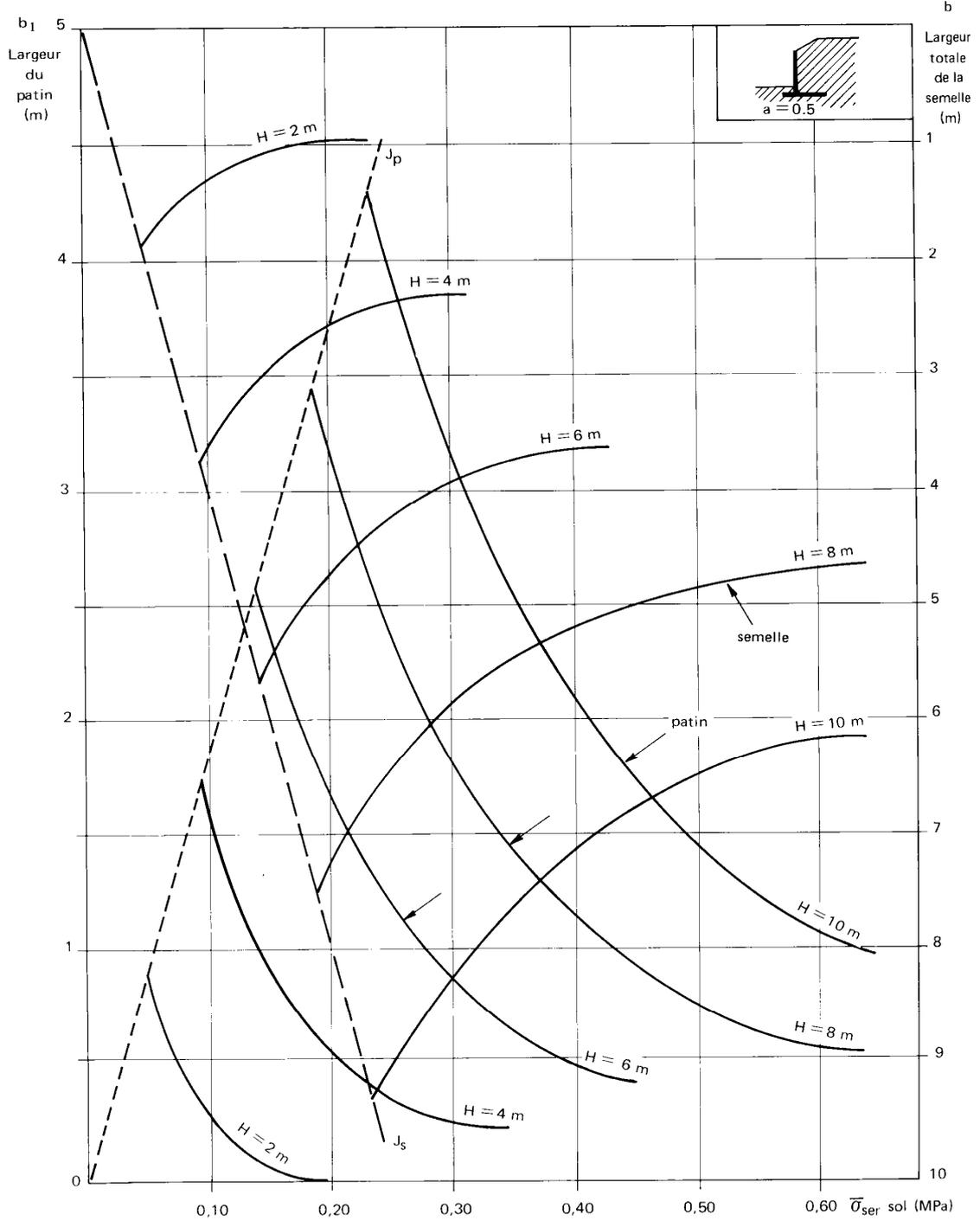
## Abaque 5.4 (Absence de talus)

(L'exemple d'utilisation correspond à  $\bar{\sigma}_{\text{ser}} \text{ sol} = 0,2 \text{ MPa}$  et  $H = 4,00 \text{ m}$ )



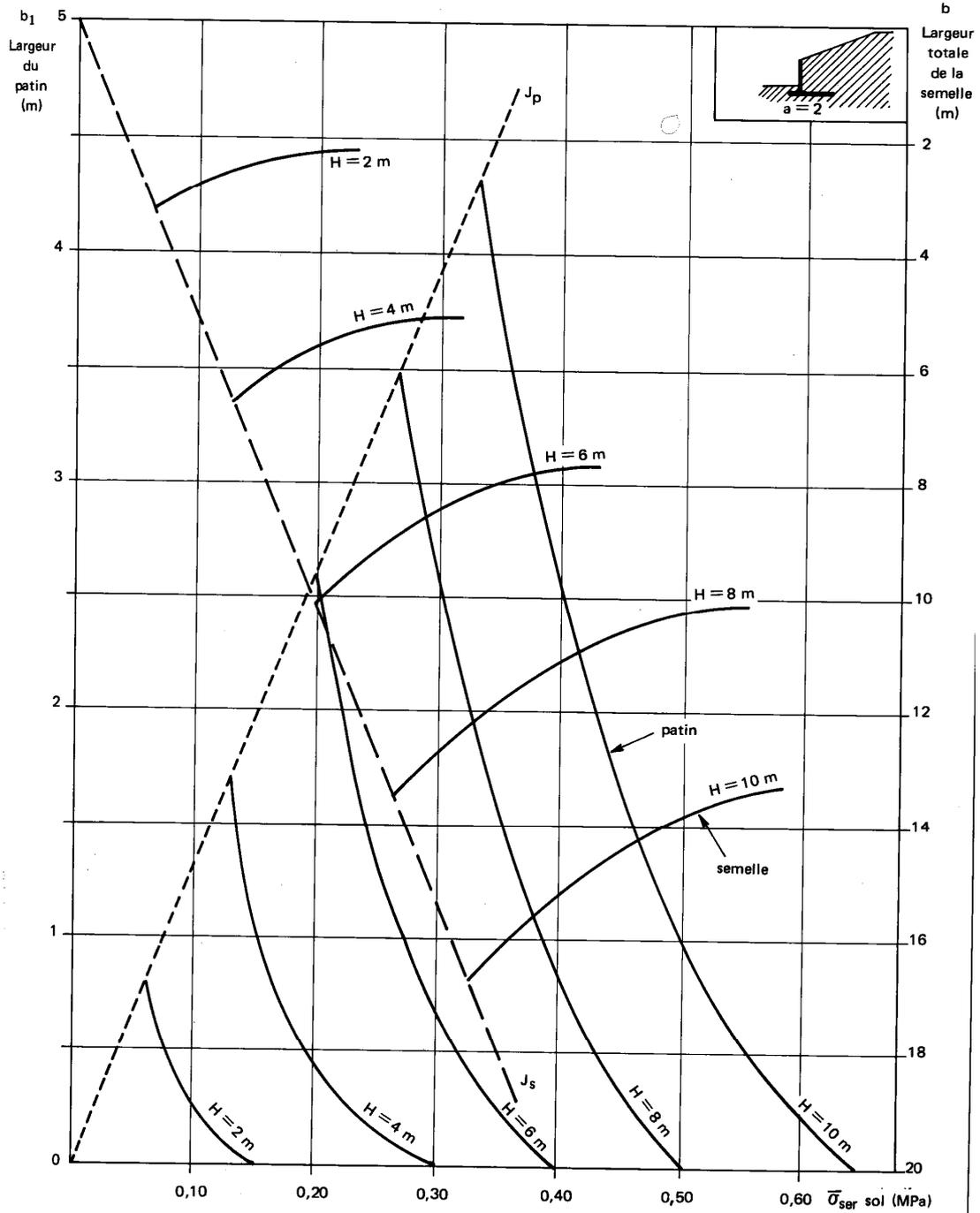
# Abaque pour le prédimensionnement de la semelle

## Abaque 5.5 (Talus raide)



# Abaque pour le prédimensionnement de la semelle

## Abaque 5.6 (Talus en pente douce)



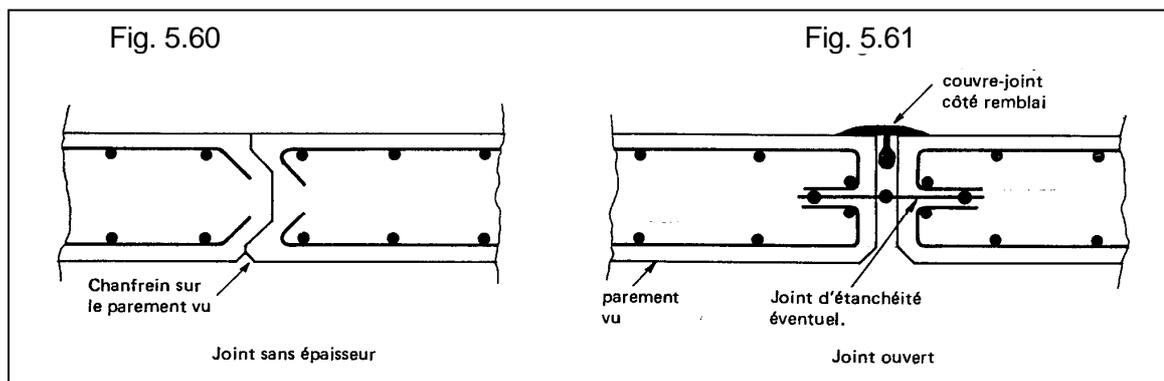
# 6. RECOMMANDATIONS DIVERSES

## 6.1. JOINTS

L'absence de coupures dans les murs de soutènement entraîne une fissuration du béton due au retrait, aux variations thermiques et aux tassements différentiels.

Pour éviter un développement anarchique de la fissuration inévitable, il est nécessaire d'introduire des coupures volontaires sous forme de joints.

- Cas d'un mur fondé sur une semelle horizontale avec des déplacements prévisibles modérés :  
Prévoir un joint sans épaisseur (papier kraft) collé tous les 6 à 8 mètres sur le plot coulé en première phase et un joint de 1 à 2 cm d'ouverture tous les 20 à 30 mètres selon les conditions climatiques.
- Cas d'un mur fondé sur une semelle en pente ou pour lequel des tassements différentiels notables sont à craindre :  
Prévoir un joint de 1 à 4 cm d'ouverture (polystyrène expansé par exemple) tous les 8 à 10 mètres.



## 6.2. DISPOSITIFS DE DRAINAGE ET D'ÉVACUATION DES EAUX

Dans les exemples de calcul précédents, nous avons considéré que le mur servait seulement de soutènement aux terres bien qu'un tel ouvrage constitue souvent un véritable barrage aux eaux d'infiltration et à la nappe phréatique.

La raison pour laquelle nous n'avons pas tenu compte de la présence d'eau tient au fait qu'il est plus économique de mettre en œuvre des moyens efficaces d'évacuation des eaux que de vouloir résister à la poussée hydrostatique. Si aucun dispositif de drainage n'est prévu pour annuler cette poussée, les dimensions de l'ouvrage deviennent alors très importantes.

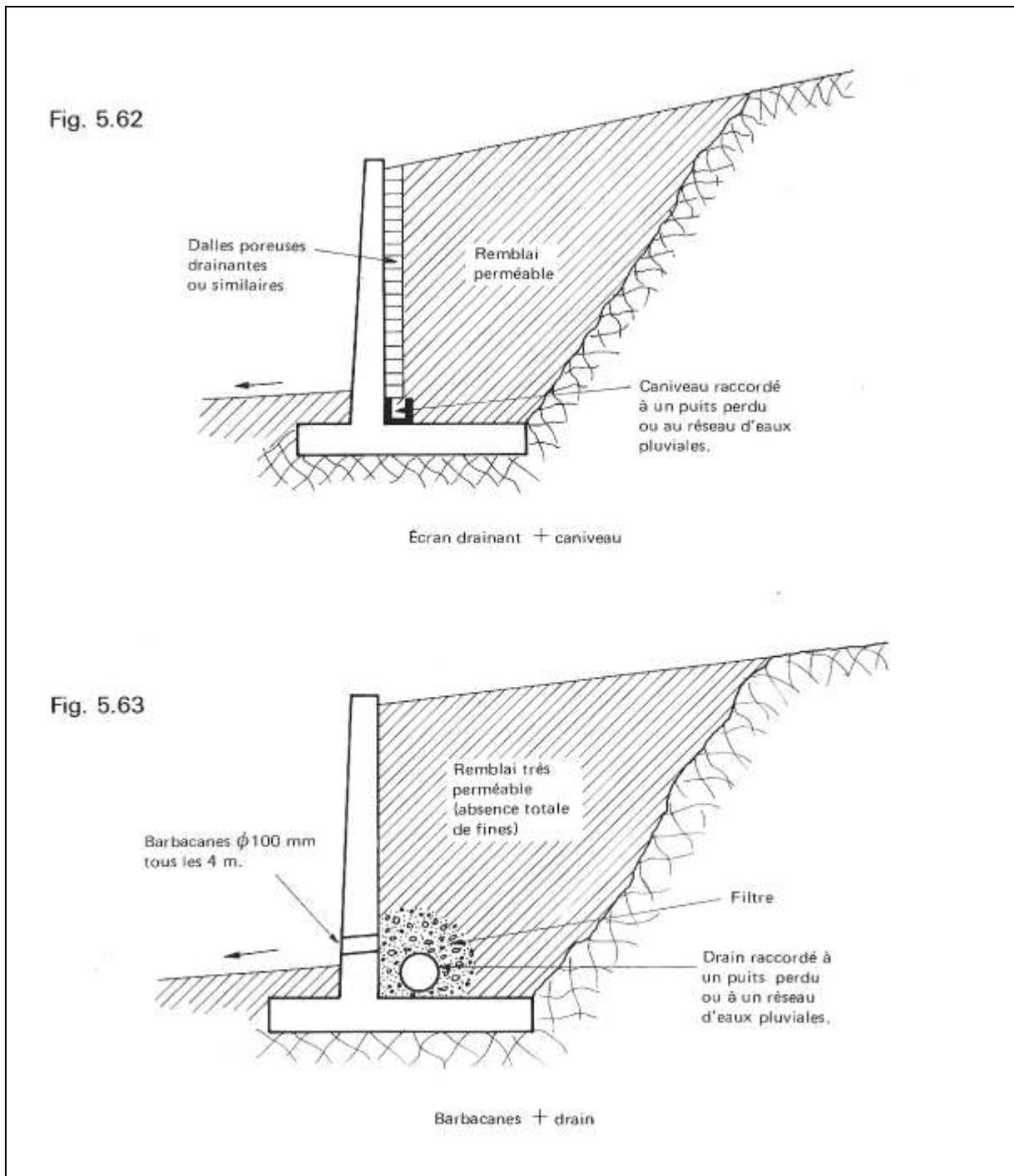
Mais il faut savoir que de tous les sinistres affectant les murs de soutènement, les plus nombreux sont ceux qui proviennent essentiellement d'une sous-estimation des effets dus à la présence d'eau :

- phase de conception du mur : oubli à l'élaboration du projet des dispositifs de drainage et d'évacuation.
- phase d'exécution du mur : mauvaise réalisation de ces dispositifs.

Dans tous les cas, un mur de soutènement doit être muni de dispositifs de drainage et d'un système d'évacuation des eaux susceptibles de s'accumuler derrière le voile.

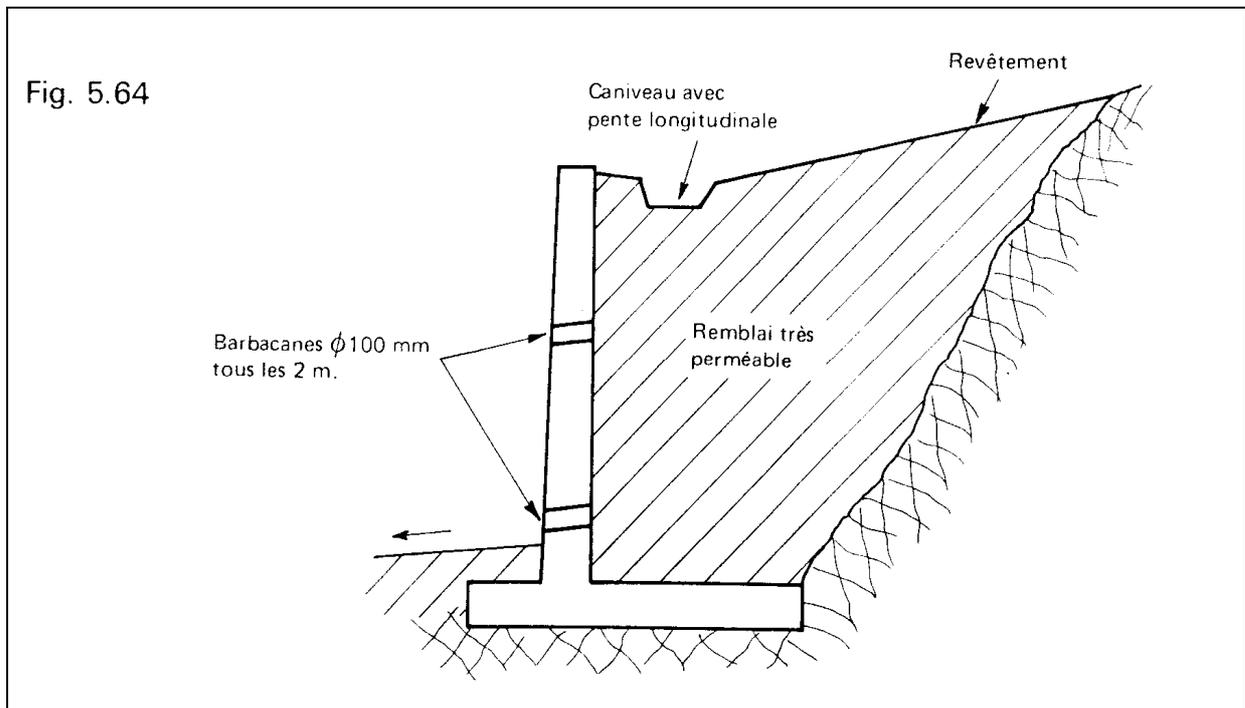
Ces dispositifs peuvent différer selon la qualité du remblai mis en place derrière le mur. Les remblais argileux doivent absolument être proscrits.

Exemples de solutions courantes (voir également, sur ce sujet, le Guide des soutènements [5.4]).



Une autre solution acceptable consiste à augmenter le nombre de barbacanes (voir figure 5.64). Mais il faut avoir conscience que celles-ci peuvent se colmater dans le temps, et nécessitent donc un entretien périodique.

De plus cette solution est peu esthétique et il existe toujours des coulures d'eau et de terre sur le parement du mur.



En cas de venue d'eaux de ruissellement importantes, il est conseillé de mettre en œuvre sur le terre-plein, un dispositif de recueillement et d'évacuation de ces eaux (voir figure 5.64).

## 6.3. MISE EN ŒUVRE DU REMBLAI

Avant la mise en œuvre du remblai, on doit s'assurer que ses caractéristiques géotechniques sont conformes à celles prises en compte dans l'élaboration du projet :

- au niveau du calcul des poussées (contrôle de l'angle de frottement interne).
- au niveau des dispositifs de drainage (vérification de leur perméabilité).

Une mauvaise exécution du remblai peut être la cause d'un déplacement important en tête du mur.

La mise en œuvre se fait par couches successives n'excédant pas 50 cm, avec des engins de compactage légers.

Le remblaiement en grande masse ou avec un engin de compactage lourd passant près du mur est à proscrire car l'ouvrage serait, dans ce cas, soumis à des conditions plus défavorables que celles pour lesquelles il a été calculé.

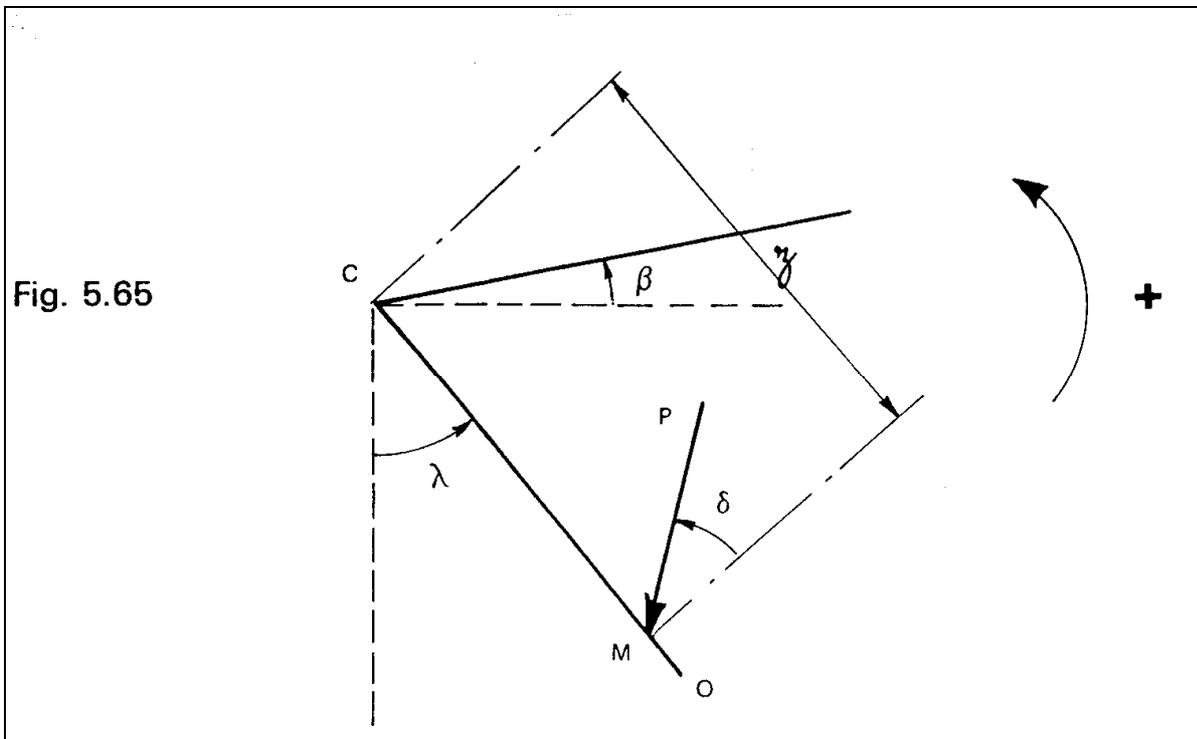
# 7. EXTRAIT DES TABLES DE CAQUOT-KERISEL POUR LES CAS COURANTS

Les tableaux n<sup>os</sup> 5.1 à 5.4 dressés à partir des tables de CAQUOT-KERISEL, donnent la valeur du coefficient de poussée  $k_a$  dans les cas les plus courants.

Les notations utilisées sont les suivantes (fig. 5.65) :

- $\varphi$  angle de frottement interne du remblai.
- $\beta$  inclinaison de la surface libre du talus par rapport à l'horizontale.
- $\lambda$  angle de l'écran CO avec la verticale.
- $\delta$  obliquité de la contrainte de poussée par rapport à la normale à l'écran.
- $\gamma$  poids volumique du remblai.
- $z$  distance mesurée dans le plan de l'écran entre un point M quelconque de celui-ci et le sommet C.
- $k_a$  coefficient de poussée.

Les angles sont comptés positivement dans le sens trigonométrique.



**Tableau 5.1**

$\delta/\varphi$	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,406	0,467	0,364	0,427	0,367	0,433
+ 0,4	0,464	0,544	0,422	0,504	0,428	0,515
+ 0,6	0,510	0,603	0,468	0,566	0,476	0,580
+ 0,8	0,586	0,699	0,546	0,668	0,557	0,688
+ 1,0	0,922	-	0,879	-	0,906	-

$\varphi = 25^\circ$

**Tableau 5.2**

$\delta/\varphi$	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,333	0,398	0,300	0,366	0,308	0,378
+ 0,4	0,386	0,470	0,352	0,440	0,363	0,458
+ 0,6	0,428	0,528	0,395	0,499	0,409	0,534
+ 0,8	0,500	0,624	0,469	0,602	0,488	0,634
+ 1,0	0,850	-	0,822	-	0,866	-

$\varphi = 30^\circ$

**Tableau 5.3**

$\delta/\varphi$	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,271	0,336	0,247	0,314	0,260	0,333
+ 0,4	0,316	0,403	0,291	0,383	0,309	0,409
+ 0,6	0,353	0,456	0,329	0,439	0,349	0,472
+ 0,8	0,419	0,548	0,397	0,538	0,423	0,583
+ 1,0	0,767	-	0,756	-	0,819	-

$\varphi = 35^\circ$

**Tableau 5.4**

$\delta/\varphi$	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,218	0,282	0,202	0,269	0,219	0,295
+ 0,4	0,254	0,341	0,239	0,331	0,261	0,366
+ 0,6	0,286	0,388	0,271	0,382	0,297	0,425
+ 0,8	0,342	0,472	0,330	0,475	0,364	0,533
+ 1,0	0,676	-	0,683	-	0,766	-

$\varphi = 40^\circ$

# 8. CARACTÉRISTIQUES MOYENNES DE TERRAINS

Le tableau 5.5 donne pour certains sols un ordre de grandeur des valeurs des caractéristiques mécaniques  $\varphi$  et  $\gamma$  :

$\varphi$  = angle de frottement moyen en degrés.

$\gamma$  = poids volumique moyen en  $\text{kN/m}^3$ .

**Tableau 5.5**

Terrains	État sec		État humide		État noyé	
	$\varphi$	$\gamma$	$\varphi$	$\gamma$	$\varphi$	$\gamma$
Terre tassée .....	35 à 40	14	35	16	25 à 30	11
Sable et graviers.....	35	16	35 à 40	18	30 à 35	11
Sable argileux .....	30 à 35	16	30 à 35	18	30	11
Sable de dune.....	30	16	25 à 30	18	25	11
Vase .....	30 à 35	16	20 à 25	18	5 à 20	9
Tourbe .....	45	8	45	11	40	6
Argile .....	35 à 40	16	25 à 30	18	20 à 25	10
Marne.....	45	16	45	18	45	11
Éboulis de pierres.....	45	16	45	18	45	11

# CHAPITRE 6

## LES DALLAGES

### TABLE DES MATIÈRES

	Pages
<b>1. GÉNÉRALITÉS</b>	<b>314</b>
1.1 CONSTITUTION D'UN DALLAGE	314
1.2 PRÉPARATION DU SUPPORT	315
1.3 DALLAGE	315
1.4 COUCHE D'USURE	318
1.5 REVÊTEMENT	319
1.6 CONCEPTION D'UN DALLAGE	319
<b>2. EXÉCUTION D'UN DALLAGE</b>	<b>322</b>
2.1 BÉTON	322
2.2 ETAT DE SURFACE	322
2.3 JOINTS	322
2.4 TOLÉRANCES D'EXECUTION	326
2.5 DÉSAFFLEUR	327
<b>3. RÈGLES DE CALCUL</b>	<b>328</b>
3.1 GÉNÉRALITES	328
3.2 TASSEMENTS	330
3.3 DÉFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES	333
3.4 CONTRAINTES EN PARTIE COURANTE	334
3.5 CHARGES CONCENTRÉES DANS UN ANGLE	337
3.6 CHARGES CONCENTRÉES EN BORDURE DE DALLE	339
3.7 EXEMPLE DE CALCUL	341
<b>4. DALLAGES DES CHAMBRES FROIDES</b>	<b>347</b>
<b>5. RECOMMANDATIONS</b>	<b>349</b>
5.1 CAUSES DES DÉSORDRES	349
5.2 CONSÉQUENCES DES DÉSORDRES	349
<b>GLOSSAIRE</b>	<b>350</b>

# PRÉAMBULE

Un dallage est un ouvrage plan en béton de grandes dimensions par rapport à son épaisseur, éventuellement découpé par des joints, qui repose uniformément sur son support, éventuellement par l'intermédiaire d'une interface. Un dallage peut intégrer une couche d'usure ou recevoir un revêtement.

Un dallage peut être armé ou non armé. Le béton constitutif peut être additionné, ou non, de fibres. Pour les dallages non armés, un treillis soudé général est mis en place afin d'assurer la conjugaison des panneaux adjacents (voir 2.3,6).

Les règles de conception, de calcul et d'exécution des dallages sont fixées par la norme NF P 11-213 (DTU 13.3) et un amendement A1 de mai 2007. Cette norme comporte trois parties. Chacune de ces parties vise un type de dallage en fonction de l'usage des locaux. La première partie, qui vise les dallages les plus sollicités, est la plus contraignante et la plus détaillée. Les deux suivantes proposent des simplifications et des allègements. Les formules simplifiées donnent des « majorants », qui conduisent à des résultats allant nettement dans le sens de la sécurité. Si les majorants conduisent à des valeurs inadmissibles (par exemple, des tassements dépassant les limites requises) il est toujours loisible de revenir aux formules de la première partie pour faire un calcul plus précis, conduisant éventuellement, à un résultat moins défavorable.

Dans le présent chapitre, afin d'éviter les redites, on a effectué une synthèse des trois parties du DTU 13.3.

Les dallages relevant de la partie 1 de la norme, sont ceux :

- des locaux industriels (usines, ateliers, entrepôts, stockage, laboratoires) quelles que soient leur superficie, et les charges d'exploitation.
- des locaux soumis à une charge d'exploitation répartie supérieure à  $10 \text{ kN} / \text{m}^2$  ou concentrée supérieure à  $10 \text{ kN}$ ,
- des locaux commerciaux ou assimilés (magasins, boutiques, halls, réserves, chambres froides) de superficie supérieure à  $1000 \text{ m}^2$  quelles que soient les charges d'exploitation

Les dallages relevant de la partie 2 de la norme, sont les dallages « courants ». Il s'agit des dallages des locaux dont les charges d'exploitation sont au plus égales à  $10 \text{ kN} / \text{m}^2$  si elles sont réparties ou  $10 \text{ kN}$  si elles sont concentrées et qui comprennent :

- les locaux commerciaux ou assimilés (magasins, boutiques, halls, réserves, chambres froides) de superficie au plus égale à  $1000 \text{ m}^2$ ,
- les locaux à usage d'habitation ou de bureaux, locaux scolaires, installations sportives à l'exception des surfaces homologuées qui relèvent de la partie 1, salles de spectacles, garages et parcs de stationnement pour véhicules légers, hangars agricoles, hôpitaux hormis les cantines, buanderies et salles d'opération qui relèvent de la partie 1,

Les dallages relevant de la partie 3 de la norme sont ceux des maisons individuelles.

Le tableau 6.1 ci-après donne une synthèse des conditions d'application de chacune des parties de la norme.

Sont exclus du domaine d'application de la norme les dallages :

- préfabriqués, précontraints, routiers, aéroportuaires ou de patinoire,
- non armés supportant un ensemble de charges concentrées fixes ou mobiles créant, sur le polygone enveloppant les centres d'application de chaque charge, à une distance de quatre fois l'épaisseur du dallage, une charge moyenne supérieure à  $80 \text{ kN} / \text{m}^2$ ,
- supportant des équipements industriels générateurs de vibrations, chocs ou imposant des tolérances de service plus sévères que les tolérances combinées avec les tassements prévisibles,
- soumis à des charges mobiles sur des roues exerçant des pressions supérieures à  $7,5 \text{ MPa}$ ,
- devant assurer une fonction d'étanchéité.

**Tableau 6.1.**

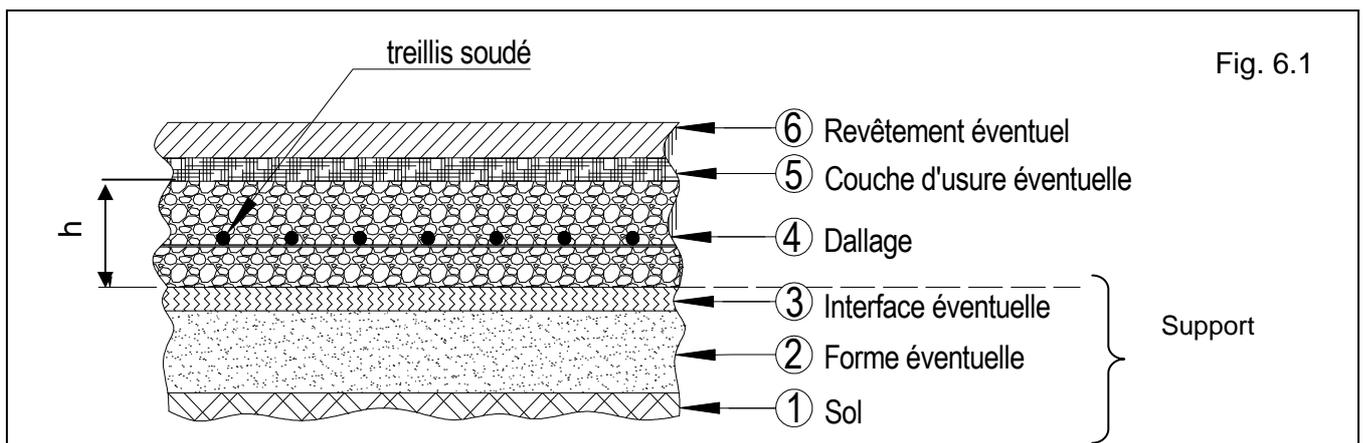
DÉSIGNATION DES LOCAUX		Parties à appliquer		
<b>Locaux à usage industriel</b> Tels qu'usine, atelier, entrepôt, stockage, laboratoire		<b>Partie 1</b>		
<b>Local commercial</b> ou assimilé, tel que magasin, boutique, hall, réserve, chambre froide	Superficie > 1000 m <sup>2</sup>	<b>Partie 1</b>		
	Surface ≤ 1000 m <sup>2</sup>	Charges réparties > 10 kN/m <sup>2</sup> ou Charges concentrées > 10 kN	<b>Partie 1</b>	
	Charges réparties ≤ 10 kN/m <sup>2</sup> et Charges concentrées ≤ 10 kN		<b>Partie 2</b>	
<b>Autres locaux</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• habitation collective ou d'hébergement</li> <li>• administratif ou bureau</li> <li>• santé, hôpital, clinique ou dispensaire</li> <li>• scolaire ou universitaire</li> <li>• sportif, à l'exception des surfaces homologuées</li> <li>• spectacles, expositions ou lieux de culte</li> <li>• garages ou parcs de stationnement pour véhicules légers</li> <li>• agricole</li> </ul>	Charges réparties > 10 kN/m <sup>2</sup> ou Charges concentrées >10 kN	<b>Partie 1</b>		
	Charges réparties ≤ 10 kN/m <sup>2</sup> et Charges concentrées ≤ 10 kN		<b>Partie 2</b>	
Cantines, buanderies et salles d'opération		<b>Partie 1</b>		
<b>Maisons individuelles</b>				<b>Partie 3</b>

# 1. GÉNÉRALITÉS

## 1.1. CONSTITUTION D'UN DALLAGE

Dans un dallage, on rencontre de bas en haut (fig. 6.1) :

- Un support, constitué par :
  - ❑ 1 - le sol, naturel ou traité, et, éventuellement :
  - ❑ 2 - une forme réalisée par un traitement du sol en place, ou par une épaisseur de matériaux d'apport et/ou
  - ❑ 3 - une interface constituée par l'un au moins des composants suivants :
    - couche de fermeture, en matériaux calibrés fins, destinée à combler les vides des parties sous-jacentes,
    - couche de glissement : un lit de sable sur 20 mm d'épaisseur environ,
    - film : polyéthylène (de 150  $\mu\text{m}$  d'épaisseur minimale, recouvrements des lés  $\geq 20$  cm), géotextile ou géosynthétique (épaisseur au plus égale à 3 mm)
    - isolant thermique, écran antipollution éventuel, etc.
- 4 - Le dallage en béton armé ou non armé, coulé en place et reposant sur le sol ou sur la forme, par l'intermédiaire de l'interface éventuelle,
- 5 - Une couche d'usure obtenue par renforcement superficiel du béton avant son durcissement.
- 6 - Un revêtement éventuel, permettant de satisfaire aux spécifications concernant les tolérances géométriques d'emploi et de donner au dallage les qualités de surface désirées, tout en assurant une certaine résistance aux actions mécaniques (telles que celles dues aux engins de manutention, aux actions chimiques éventuelles, etc.).



## 1.2. PRÉPARATION DU SUPPORT

La préparation du sol exige normalement quatre opérations essentielles :

- le décapage, opération consistant à éliminer les végétaux, la terre végétale, les matières organiques, les déchets et les gravois.
- le nivellement et le dressage selon un plan sensiblement horizontal.
- le compactage dont le but est d'augmenter la force portante du sol et de réduire le tassement sous charge. Préalablement, il peut être nécessaire d'incorporer au sol un matériau d'apport (grave-ciment, grave ou grave-laitier ) pour améliorer sa compacité.
- le drainage, opération d'assainissement indispensable pour les formes en matériaux tout-venant où les risques de remontées capillaires sont importants.

Ces opérations ne sont pas toutes indispensables dans tous les cas. Cela dépend de la nature et des caractéristiques mécaniques du sol.

Dans certains cas, le sol en place peut constituer une assise suffisamment stable pour recevoir directement le dallage. C'est notamment le cas des sols dont le module de réaction  $K_w$ , déterminé comme indiqué en 1.6,2 – 2a, est supérieur à 50 MPa / m ( plaque de diamètre égal à 75 cm).

En revanche, certains sols sont tout à fait impropres à la réalisation d'un dallage sauf traitement spécifique. Il s'agit des sols sensibles à l'eau, gonflants ou constitués par des matériaux de récupération et par la plupart des sous-produits industriels.

## 1.3. DALLAGE

### 1.3,1. Epaisseur nominale

L'épaisseur nominale du dallage est au moins égale à :

- 15 cm pour les dallages relevant de la partie 1.
- 13 cm pour les dallages relevant de la partie 2. (voir aussi 1.3,3 )
- 12 cm pour les dallages relevant de la partie 3.

La valeur retenue doit être justifiée par le calcul.

### 1.3,2. Béton

Pour les dallages relevant des parties 1 et 2, la résistance caractéristique en compression spécifiée du béton doit être au moins égale à 25 MPa.

Pour les dallages relevant de la partie 1 et pour ceux des dallages relevant de la partie 2 qui comportent une couche d'usure, le dosage minimal en ciment est fonction de la classe de résistance du ciment. Il est de :

- 280 kg/m<sup>3</sup> pour la classe 52,5, avec un rapport E/C maximal de 0,60.
- 320 kg/m<sup>3</sup> pour la classe 42,5, avec un rapport E/C maximal de 0,54.
- 350 kg/m<sup>3</sup> pour la classe 32,5, avec un rapport E/C maximal de 0,50.

Pour les autres dallages relevant de la partie 2, le dosage minimal en liant équivalent est de 280 kg/m<sup>3</sup>, avec un rapport E/C maximal de 0,60, quelle que soit la classe de résistance du ciment.

Pour les dallages des maisons individuelles (partie 3), la résistance caractéristique spécifiée du béton doit être au moins égale à 20 MPa. Le béton peut être un Béton à Composition Prescrite, dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

### 1.3,3. Armatures

Un dallage peut être armé ou non armé.

➤ Dallage armé (parties 1, 2 et 3)

Le dallage est armé lorsque les conditions d'exploitation imposent une limitation de l'ouverture des fissures, ou lorsque l'espacement des joints est supérieur aux valeurs données en 2.3,6 ou encore lorsque la nature des actions, les caractères mécaniques du support ou le mode de construction ne permettent pas de concevoir un dallage non armé. Il doit aussi être armé lorsqu'il est prévu un revêtement de sol adhérent au dallage, directement ou par l'intermédiaire d'un produit autonivelant. Le dallage est également en béton armé lorsque que des tirants parasismiques lui sont incorporés .

Des canalisations, câbles caloporteurs ou non (par exemple gaines électriques ou câbles chauffants) peuvent être incorporées dans un dallage armé. Ces éléments peuvent être incorporés sous réserve de satisfaire aux dispositions constructives ci-après :

- leur diamètre ne doit pas excéder 1/5 de l'épaisseur du dallage dans la zone considérée,
- leur enrobage en partie supérieure doit être au minimum de deux fois leur diamètre sans être inférieur à 50 mm.

L'ensemble du panneau doit être armé. Les joints sciés (Fig 6.9) ne sont pas nécessaires.

Les enrobages doivent respecter les valeurs minimales fixées aux articles A7,1 et A7,2 des Règles BAEL, rappelées, dans le présent ouvrage, au chapitre 1, titre 2.3,1.

Le diamètre des fils de treillis soudés employés ne doit pas excéder  $h/15$ ,  $h$  étant l'épaisseur du dallage. Leur écartement («e» ou «E») ne doit pas excéder 2 h.

Le recouvrement des panneaux de treillis soudés dans chaque direction doit être réalisé en sorte que l'ancrage total de chacun d'eux (chapitre 1, titre 2.3,3) soit assuré.

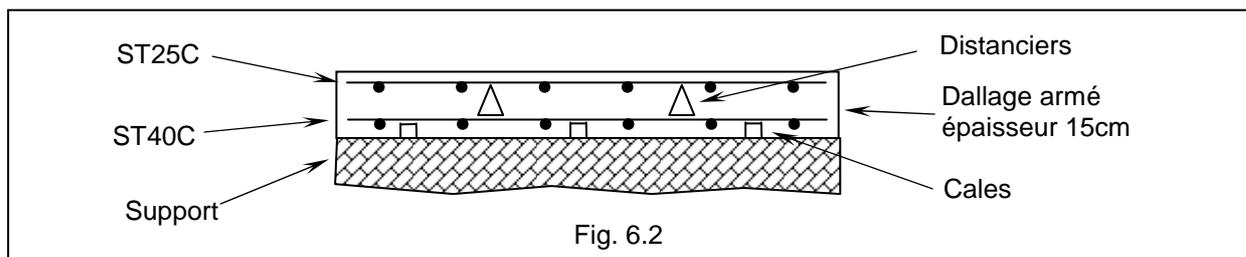
Pour faciliter la mise en œuvre et le positionnement de l'armature, il est recommandé d'employer des panneaux de préférence à des rouleaux. Les panneaux à utiliser sont ceux à mailles carrées (ST 10, ST 15 C, ST 25 C, ST 25 CS, ST 40 C, ST 50 C ou ST 65 C ) ou ceux dans lesquels  $E = e/2$ , qui conduisent à un maillage carré en les superposant perpendiculairement (2 ST 20, 2 ST 25, 2 ST 60)

Les sections de treillis soudé à prévoir sont déterminées par application des Règles BAEL. On peut avoir recours aux panneaux sur devis afin de rechercher une optimisation du coût des aciers.

• PARTIE 1 :

Pour un dallage de 15 cm d'épaisseur (épaisseur minimale), un panneau ST 65 C ou 1 ST 25 C + 1 ST 40 C superposés parallèlement fournissent la section minimale requise et il est admis de disposer les panneaux à mi-épaisseur. Pour des épaisseurs supérieures, il faut recourir à des panneaux sur devis pour réaliser dans chaque sens une section en  $\text{cm}^2/\text{m}$  au moins égale à  $0,4 h$ , avec  $h$ , épaisseur du dallage en cm. Cette section est répartie en deux nappes maintenues en position par des cales et des distanciers (fig.6.2).

Exemple :



• **PARTIE 2 :**

La section minimale dans chaque sens est de  $5 \text{ cm}^2/\text{m}$  (ST 50 C, ou 2 ST 25 C ) fig. 6.3.

Cette section est ramenée à  $3 \text{ cm}^2/\text{m}$  (2 ST 20 superposés perpendiculairement ou un ST 40 C) lorsque les quatre conditions suivantes sont réunies :

- phasage délimitant des panneaux de superficie au plus égale à  $50 \text{ m}^2$  ;
- coulage de deux panneaux adjacents à un mois d'intervalle ;
- épaisseur minimale du dallage : 15 cm ;
- plan de phasage et condition de mise en œuvre remis au maître d'œuvre.

Pour les dallages dont l'épaisseur est inférieure ou au plus égale à 16cm, il est admis de disposer une seule nappe à mi-épaisseur.

Exemple :

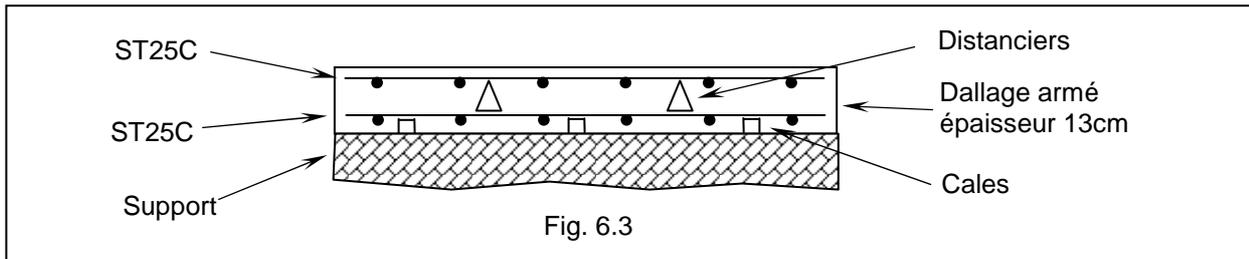
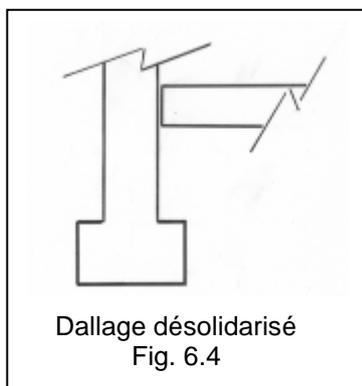


Fig. 6.3

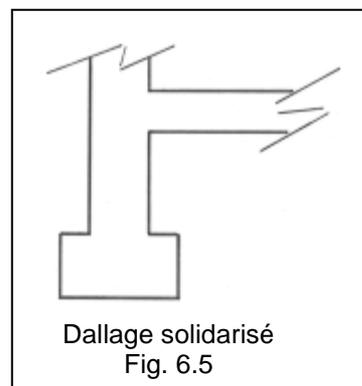
• **PARTIE 3 :**

En partie courante, le dallage comporte des armatures représentant 0,2 % de la section de béton dans chaque sens soit un ST25C (ou un ST25CS) pour un dallage de 12cm.

Il existe deux types de dallages :



Dallage désolidarisé  
Fig. 6.4



Dallage solidarisé  
Fig. 6.5

Les rives des dallages solidarisés doivent comporter des armatures de renfort en chapeaux de rive correspondant à une section minimale de  $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Les renforts de rive sont :

- soit des « U » de fermeture en acier de  $\varnothing 8 \text{ HA}$  tous les 200 mm et de 1,50 m de longueur développée (fig. 6.6)

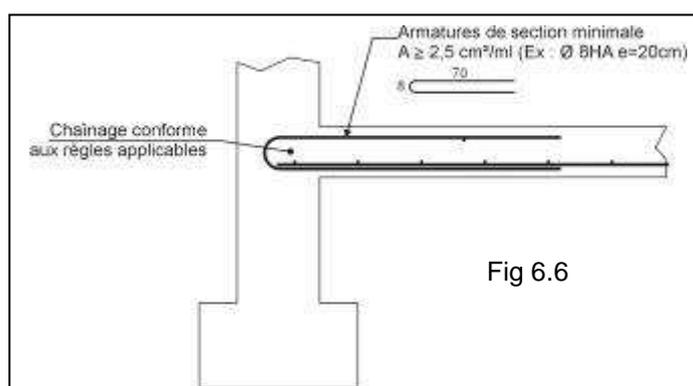
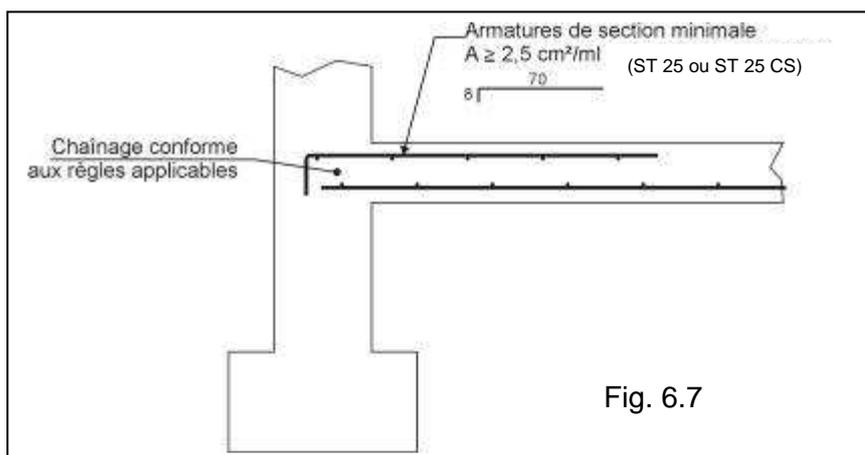


Fig 6.6

- soit des chapeaux en treillis soudé à maille carrée de  $\varnothing 7/150 \times 150$  (fig. 6.7). L'ancrage des aciers de la nappe principale est alors assuré par une longueur au moins égale au tiers de leur longueur d'ancrage total ou par une soudure.



#### ➤ Dallage non armé (parties 1 et 2)

Dans les cas autres que ceux énumérés ci-avant, un dallage peut être « non armé », ce terme signifiant que les armatures qu'il peut comporter n'ont pas été prises en compte dans son dimensionnement.

Un treillis soudé général est cependant indispensable dans certains cas (voir 2.3,6).

A défaut de justification, les dallages non armés doivent être désolidarisés de tous les éléments de structure, tels que tirants, chaînages, poteaux, murs de refend et autres éléments de liaison susceptibles d'entraver les déformations de dilatation et de retrait.

Les dallages non armés peuvent être liaisonnés aux seuils et quais ou ouvrages similaires sous réserve d'être calculés en dalle de transition avec un pourcentage minimal d'armatures de 0,2% dans chaque direction en nappe inférieure, régnant sur la totalité du panneau concerné.

Un dallage en béton additionné de fibres est assimilé à un dallage non armé. Il peut comporter des armatures. Lorsque les calculs de dimensionnement du dallage les prennent en compte, leur pourcentage minimal doit être celui fixé ci-dessus pour les dallages armés.

## 1.4. COUCHE D'USURE

Le choix de la couche d'usure est primordial et ne doit en aucun cas être sous-estimé. Il est basé sur une étude minutieuse des diverses contraintes liées au type d'utilisation du dallage.

Son choix est conditionné par la nature des actions physiques, chimiques et thermiques que le dallage est appelé à supporter.

La couche d'usure doit être constituée de granulats de dureté au moins égale à celle des granulats du béton, incorporés à la surface du béton frais.

Les liants hydrauliques courants ne résistent ni aux chocs thermiques élevés ni aux attaques chimiques, notamment celles des acides et des sucres.

Les principaux granulats durs utilisés en saupoudrage manuel, mécanique ou en coulis sont des granulats :

- naturels : quartz, silex, basalte, porphyre,
- métalliques : fer doux, fonte, grenaille d'acier,
- abrasifs : corindon naturel ou synthétique, carbure de silicium, émeri.

L'article 4.5 (note 2) de la norme fait référence au cahier n° 3577 du CSTB. Ce document permet de classer les différents types de couches d'usure.

A titre d'exemple, les couches d'usure de sols industriels le plus couramment utilisées sont réalisées par intégration, à la couche superficielle du béton du dallage ayant à peine commencé sa prise, d'un mélange de granulats durs et de ciment, soit par saupoudrage à sec de granulats durs, soit par étalement d'un coulis.

La quantité de mélange à mettre en œuvre est comprise entre 3 et 8 kg/m<sup>2</sup> dans le cas de saupoudrage à sec et entre 10 et 60 kg/m<sup>2</sup> dans le cas de coulis.

Un dallage avec couche d'usure doit être exécuté à l'abri des intempéries.

## 1.5. REVÊTEMENT

Les revêtements scellés ou collés sur le béton durci ne font pas partie du dallage et ne sont pas traités par la norme.

## 1.6. CONCEPTION D'UN DALLAGE

### 1.6,1. Généralités

Les données essentielles qu'il faut connaître pour la conception d'un dallage sont notamment :

- les caractéristiques mécaniques du béton (et, éventuellement, des fibres),
- les caractéristiques du support (modules de déformation  $E_s$  de l'interface, de la forme et des couches de sol),
- la définition des actions qu'il aura à supporter,
- les tolérances d'exécution hors charges
- les déformations admissibles sous charges,

### 1.6,2. Données relatives au sol

Il est indispensable d'effectuer pour toute étude d'un dallage une étude géotechnique comportant «une étude préliminaire de faisabilité» et «une étude de faisabilité et de projet», afin de caractériser les différentes couches du sol. Pour ce faire, il est fait appel à un géotechnicien. L'importance de la reconnaissance du sol doit être proportionnée au problème posé :

• Pour les dallages relevant des parties 1 et 2, la norme fournit en annexe une classification des sols, définit les caractéristiques minimales d'un support de dallage, précise le contenu de la reconnaissance géotechnique et décrit les techniques d'amélioration des sols.

• Pour les dallages relevant de la partie 3 (maisons individuelles), la norme indique que le constructeur peut s'affranchir d'études techniques approfondies, à condition de prendre un certain nombre de précautions, et détaille les principaux points qu'il convient d'examiner : contexte local, morphologie du terrain, régime des eaux, nature du sol, homogénéité du sol, végétation.

La reconnaissance géotechnique est cependant indispensable pour les maisons jumelées ou en bande ou pour des réalisations comportant plusieurs maisons.

Avant toute réalisation du dallage, il est indispensable de déterminer le module de réaction du support  $K_w$  (ou module de Westergaard, voir 2a ci-après).

Si la valeur de  $K_w$  est inférieure à la valeur minimale exigée par la norme (50 ou 30 MPa / m selon la partie concernée du DTU 13.3, voir 2a ci-après), il faut interposer entre le terrain en place et le dallage une forme d'au moins 20 cm d'épaisseur, constituée de cailloux, graviers, sables, mélangés ou non, ou de matériaux tout-venant à granulométrie régulière afin d'obtenir sous le dallage un support ayant un module de réaction supérieur à celui du terrain en place.

Ce sont alors les conditions économiques locales qui fixent la constitution de la forme. Les matériaux d'apport doivent être compactables et contrôlables.

### 1 - Point de reconnaissance

Un point de reconnaissance est un emplacement où sont effectués un sondage et/ou des essais adaptés au sol.

Le choix et le nombre des points de reconnaissance varient en fonction de l'importance de l'opération. Le nombre minimal de points de reconnaissance prescrit par la norme est de :

- pour les dallages relevant des parties 1 et 2 : trois, plus un point tous les 2000 m<sup>2</sup>,
- pour les dallages relevant de la partie 3 : deux, plus un point tous les 500 m<sup>2</sup>.

Les sondages doivent être adaptés au terrain. Ils consistent en :

- des carottages pouvant être complétés par des essais oedométriques
- des sondages pressiométriques
- des sondages pénétrométriques.

} voir Annexe

Le niveau de la nappe peut être déterminé par la pose de tubes piézométriques.

Dans le cas d'un dallage à usage industriel fortement sollicité, ces sondages peuvent être éventuellement complétés à la demande du géotechnicien, par une étude en laboratoire portant sur :

- les densités sèche et humide,
- la teneur en eau,
- les limites d'Atterberg.

### 2 – Evaluation du module de réaction du sol

Les essais à la plaque permettent d'évaluer la déformabilité et la compacité, sous des charges concentrées de courte durée, de la couche de terrain située immédiatement sous le dallage, sur une profondeur de l'ordre du rayon de la plaque d'essai. Ils ne fournissent aucune indication ni sur les propriétés du sol en profondeur, ni sur le comportement différé du terrain, et ne permettent pas d'évaluer la déformation d'un sol uniformément chargé. On distingue différents modes d'essai :

#### a) Essai à la plaque de Westergaard

L'essai standard de Westergaard consiste à mesurer l'enfoncement  $e$  d'une plaque circulaire en acier de 25 mm d'épaisseur et de 75 cm de diamètre sous une charge de 30 kN développant sur le support une pression moyenne de 0,07 MPa. Le module de réaction du support  $K_w$  ou module de Westergaard, se déduit de l'enfoncement mesuré par la formule :

$$K_w = 0,07 \frac{10^3}{e} \text{ (MPa/m ; mm)}$$

Selon la norme, le module  $K_w$  ne peut être inférieur à :

- 50 MPa/m soit  $e \leq 1,4$  mm pour les dallages relevant des parties 1 et 2,
- 30 MPa/m, soit  $e \leq 2,3$  mm pour les dallages des maisons individuelles (partie 3).

Le module de déformation  $E_s$  (MPa) de la couche d'épaisseur (en m) égale au diamètre  $\varnothing$  ( m ) de la plaque peut être évalué à  $E_s = 0,54\varnothing K_w$ , soit pour l'essai à la plaque de Westergaard,  $E_s = 0,405 K_w$ .

#### b) Essai L.C.P.C.

L'essai LCPC est en réalité un essai destiné à contrôler le compactage des remblais.

Il s'agit d'un essai de chargement à vitesse constante sur une plaque circulaire rigide de 60 cm de diamètre, sous une pression initiale de 0,25 MPa qui donne un premier module EV1 et, après déchargement et nouveau chargement sous 0,2 MPa, un second module EV2, avec mesure de tassement.

Cet essai permet cependant d'évaluer le module de réaction  $K_W$  si l'on prévoit un palier de charge intermédiaire à 0,07 MPa, et que l'on mesure l'enfoncement  $e$  correspondant. Compte tenu de ce que l'essai est fait avec une plaque de 60 cm de diamètre, on peut admettre :

$$K_W = 0,07 \frac{10^3}{e} \cdot \frac{60}{75} = 0,056 \frac{10^3}{e} \text{ (MPa/m ; mm)}$$

L'essai doit donner :

- $e \leq 1,1$  mm pour les dallages relevant des parties 1 et 2,
- $e \leq 1,9$  mm pour les dallages des maisons individuelles (partie 3 )

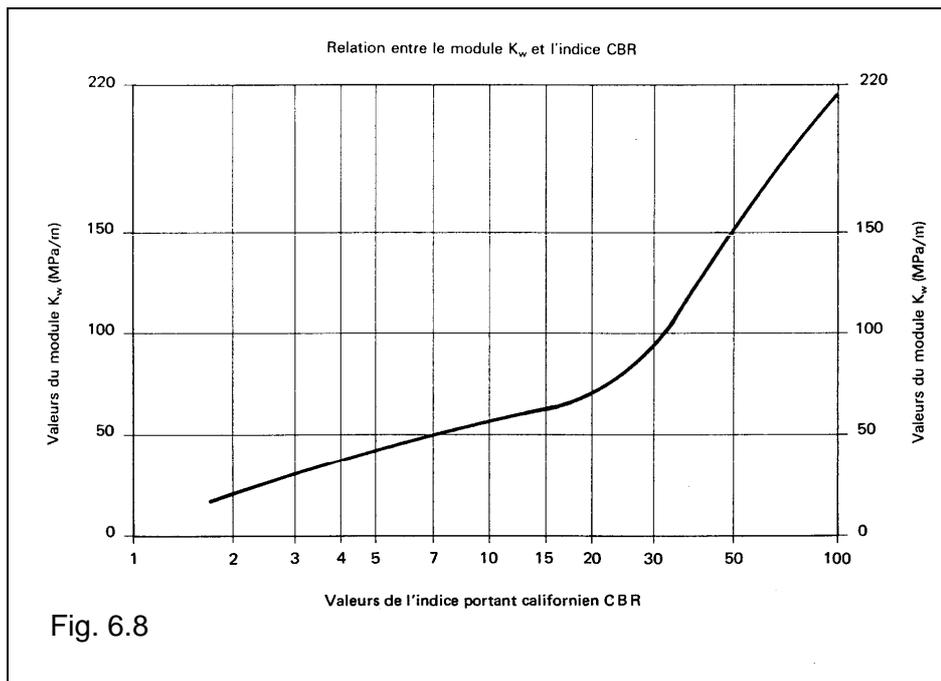
c) Indice portant C.B.R.

L'indice portant C.B.R. (California Bearing Ratio) est déterminé in situ ou en laboratoire à partir d'un essai consistant à évaluer la résistance au poinçonnement d'un sol soumis à l'action d'un piston mû à vitesse constante. On mesure les pressions  $p_{2,5}$  et  $p_5$  (en MPa) pour 2,5 mm et 5 mm d'enfoncement du piston.

L'indice CBR correspond au maximum des deux valeurs :

$$\frac{p_{2,5}}{0,07} \text{ et } \frac{p_5}{0,105} \text{ (p en MPa)}$$

La valeur du module  $K_W$  s'en déduit au moyen de l'abaque empirique ci-après : (Fig. 6.8)



# 2. EXÉCUTION D'UN DALLAGE

## 2.1. BÉTON

Lors de la mise en place du béton, la température ambiante doit être au moins égale à 3°C. Le support ne doit pas être gelé.

La consistance du béton doit être adaptée à la mise en œuvre. Elle doit permettre un serrage efficace. Le béton peut être vibré en employant une règle vibrante ou une poutre vibrante.

En l'absence de vibration, il faut employer un béton de consistance S4 (NF EN 206-1, 4.2.1) dont l'affaissement au cône d'Abrams soit au moins égal à 16 cm. La consistance fluide doit impérativement être obtenue par utilisation d'un plastifiant ou d'un superplastifiant et non par un ajout d'eau.

Il faut veiller à avoir une bonne compacité du béton le long des joints de construction munis ou non de profilés incorporés. Elle exige normalement que le béton soit vibré correctement.

## 2.2. ETAT DE SURFACE

On distingue les états de surface suivants :

- « brut de règle » réalisé par dressage à la règle, manuellement ou mécaniquement, pour les dallages destinés à recevoir des revêtements scellés adhérents ou des chapes rapportées,
- « lissé » mécaniquement, pour les dallages destinés à recevoir une couche d'usure, un revêtement collé, une couche d'isolation ou un revêtement scellé désolidarisé,
- « surfacé » par un talochage manuel ou mécanique,
- « balayé » (passage au balai sur le béton frais) ou « peau de mouton » (passage d'un rouleau moleté), après talochage de la surface.

Afin d'éviter une dessiccation trop rapide du béton, il est obligatoire d'effectuer une cure.

## 2.3. JOINTS

Les principales causes des désordres rencontrés dans un dallage sont dues au retrait et aux effets thermiques. Pour lutter contre ces phénomènes, il est indispensable de fractionner le dallage par des joints. Les dispositifs de chargement du dallage ne doivent pas en empêcher le fonctionnement. Les joints reçoivent un « remplissage initial » pour prévenir l'intrusion de corps durs.

Les joints sont classés en plusieurs catégories :

- joints de retrait
- joints de dilatation (uniquement pour les dallages non couverts)
- joints d'isolement
- arrêts de coulage (pouvant jouer le rôle d'un des trois types de joints précédents).

Les joints doivent faire l'objet d'un calepinage. Les joints en quinconce ne sont pas admis.

Les schémas de la fig. 6.9 montrent les différents types de joints :

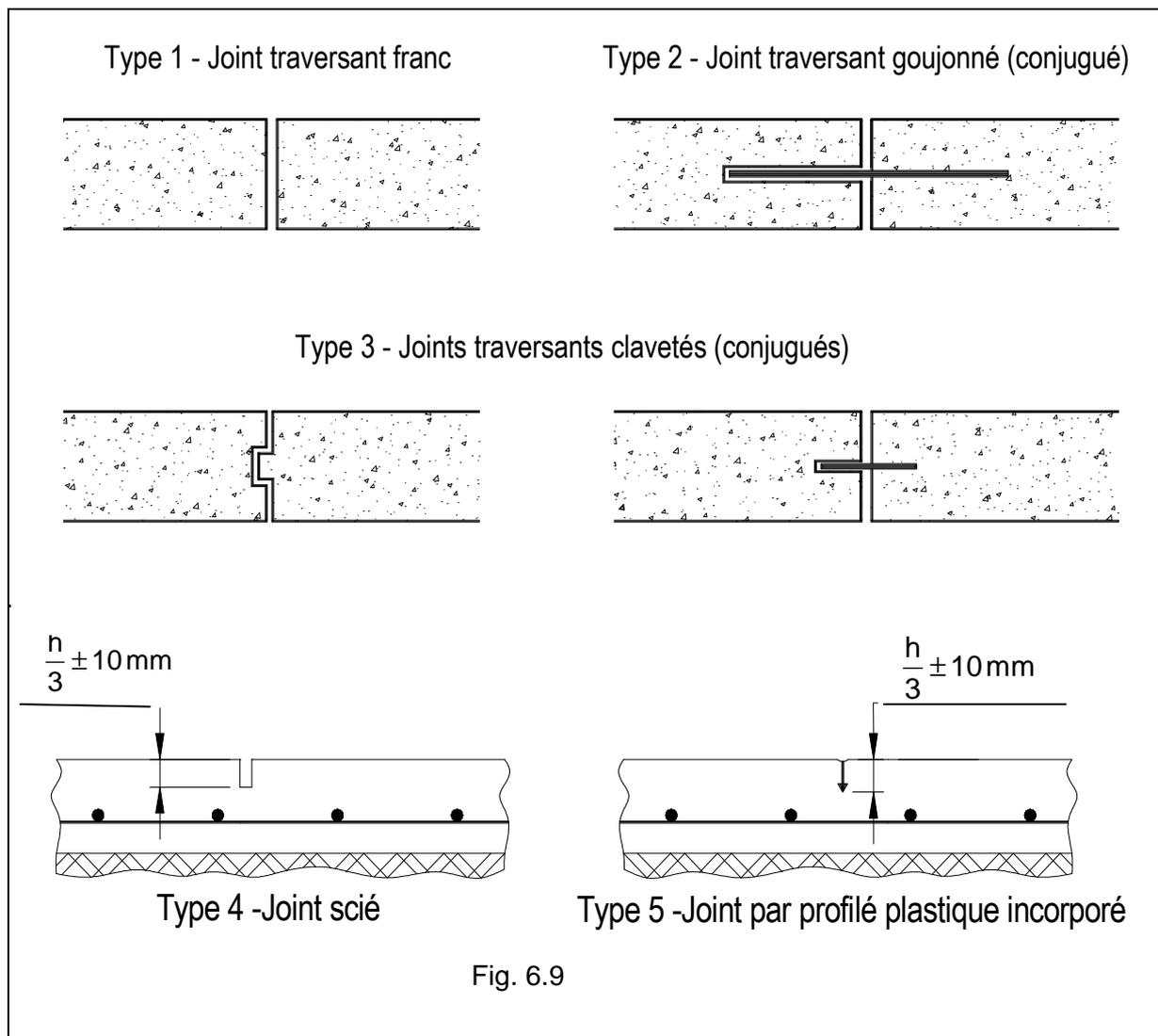


Fig. 6.9

### 2.3,1. Joints de retrait

Ils sont obtenus soit par enfoncement d'un profilé dans le béton frais, soit par sciage partiel dans l'épaisseur du béton durci.

Ils découpent le dallage sur le tiers de son épaisseur  $\pm 10 \text{ mm}$  (fig. 6.9, 4 et 5).

### 2.3,2. Joints de dilatation

Sauf utilisation spécifique des locaux, ces joints, qui permettent les variations dimensionnelles du dallage dues essentiellement aux variations de température, ne sont à prévoir que pour les dallages non couverts.

Ils traversent toute l'épaisseur du dallage et leur largeur lors de l'exécution est au moins égale à la dilatation maximale qu'ils doivent permettre (10 à 20 mm). A leur emplacement, le treillis soudé est coupé.

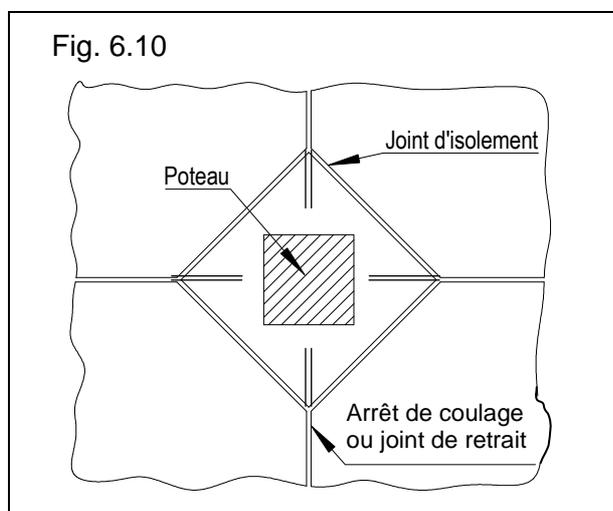
Les joints traversants (types 1, 2 et 3 de la fig 6.9) peuvent jouer le rôle de joints de dilatation.

### 2.3,3. Joints d'isolement

Les joints d'isolement ont pour objet de désolidariser le dallage de certains éléments de la construction (poteaux, longrines, murs, massifs, etc.) dont les déformations tant verticales qu'horizontales diffèrent de celles du dallage. Ces joints règnent sur toute l'épaisseur du dallage.

Des joints complémentaires ou des renforts d'armatures doivent être réalisés pour limiter la fissuration dans les angles rentrants autour des ouvrages isolés (quais, massifs, poteaux, ...).

Exemple de joint d'isolement autour d'un poteau : (fig 6.10)



Ce type de joint doit être franc sur toute l'épaisseur du dallage (fig. 6.9, type 1). Sa largeur est d'environ 10 à 20 mm.

### 2.3,4. Arrêts de coulage

Ils traversent la totalité de l'épaisseur.

La conjugaison des panneaux doit être assurée. Cette conjugaison peut se faire par clavetage, par goujonnage ou à l'aide de profilés métalliques.

La conjugaison par goujons doit respecter les règles suivantes :

- non adhérence des goujons à l'un au moins des deux panneaux adjacents
- implantation: dans la zone médiane de l'épaisseur du dallage,
- tolérance de déviation  $\leq 5\%$  par rapport à un axe orthogonal au plan du joint,
- diamètre  $\varnothing \geq 0,1 h$  et avec un espacement de trois unités au mètre et une longueur de 500 mm

Les effets du retrait différentiel (tuilage) affectent tous les types de joints (conjugués ou non). La raideur des goujons est insuffisante pour s'y opposer de manière significative.

### 2.3,5. Protection des joints traversants (dallage relevant de la partie 1)

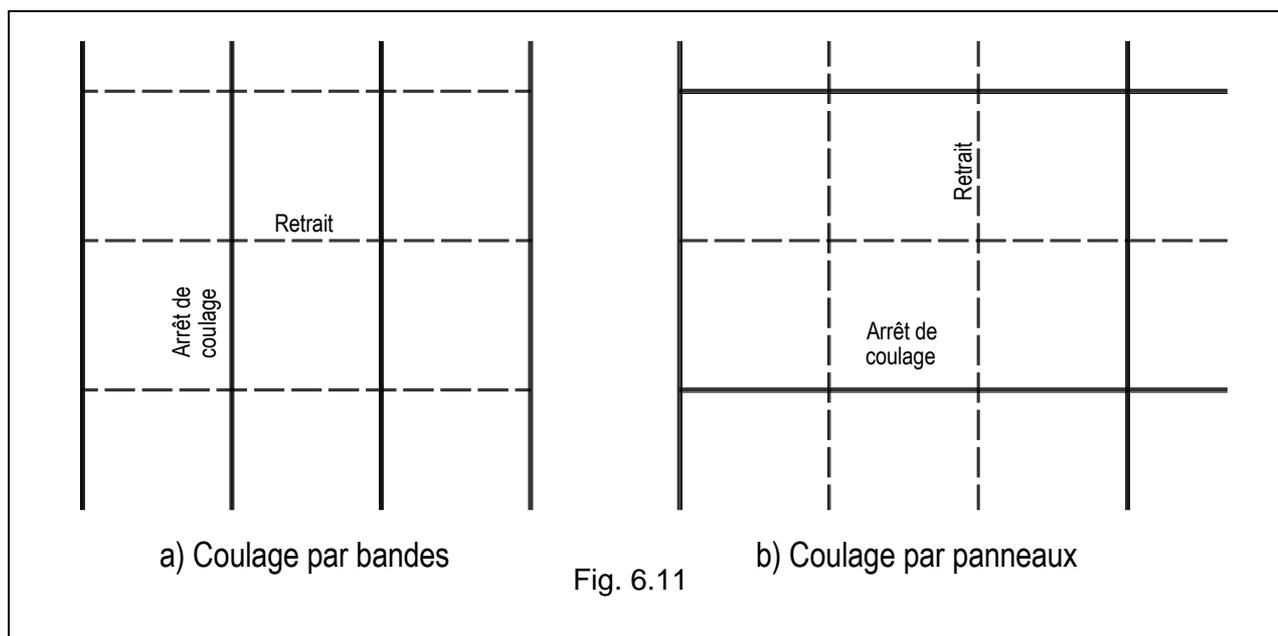
Tous les joints traversants (arrêts de coulage et joints de dilatation) doivent être munis de profilés métalliques afin de protéger les bords du joint.

Seuls les joints traversants situés dans les zones définies par les Documents Particuliers du Marché comme non soumises au passage de charges roulantes ne sont pas concernés.

Un bétonnage délimité par des arrêts de coulage espacés au maximum de 6m (dallage sous abri) permet d'être exempté de cette disposition constructive (coulage en bande).

## 2.3.6. Dallage non armé

Il existe deux types de dispositions de joints suivant que le coulage du dallage se fait par bandes ou par panneaux :



La partie de dallage encadrée par des joints constitue un « panneau » généralement rectangulaire dont le rapport des côtés doit être compris entre 1 et 1,5, sauf en périphérie où cette condition peut ne pas être satisfaite.

La dimension du grand côté d'un panneau doit être au plus égale à :

	sans couche de glissement	couche de glissement (20 mm d'épaisseur) ou solution équivalente	solidarisation sur un côté
- dallages exposés aux intempéries, - dallages sous abri	5 m ± 10% 6 m ± 10%	6,75 m ± 10% 8,10 m ± 10%	2,5 m ± 10% 3,0 m ± 10%

**Tableau 6.2**

Sauf délimitation précise dans les Documents Particuliers du Marché (DPM) des zones soumises au passage de charges roulantes, tous les joints doivent être conjugués.

Lorsque le dallage est destiné à recevoir un revêtement de sol, sauf peinture, (qu'il soit adhérent ou non), tous les joints (qu'il y ait ou non des charges roulantes) doivent être conjugués.

### □ Dallage relevant de la partie 1 :

La conjugaison des joints sciés se fait par un treillis soudé, respectant les dispositions suivantes :

- il est général dans tout le dallage,
- il est situé dans le tiers inférieur de la hauteur du dallage,
- la section d'armatures, en  $\text{cm}^2 / \text{m}$ , est au moins égale à  $6h$  ( $h$ , hauteur du dallage en m)
- le diamètre minimal des fils est de 6 mm et leur espacement maximal est au plus de 20 cm.

Pour un dallage de 15 à 24 cm d'épaisseur, un panneau ST 15 C fournit la section minimale requise.

Pour des épaisseurs supérieures, il faut recourir à des panneaux à mailles carrées (ST 25 C ou panneau sur devis) pour réaliser dans chaque sens la section minimale requise ( $6h \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

### □ Dallage relevant de la partie 2 :

La conjugaison des joints peut être réalisée au moyen de treillis soudé.

## 2.3,7. Dallage armé

Les zones de coulage délimitées par des arrêts de coulage constituent des panneaux s'approchant au maximum d'une forme carrée.

Les joints sciés ne sont pas nécessaires.

Seuls des joints sciés superficiels (sans sciage des armatures) peuvent être nécessaires pour maîtriser les effets du retrait en des points particuliers (angle rentrant, fosses, quais,...).

## 2.4. TOLÉRANCES D'EXÉCUTION

Compte tenu de l'évolution du sol sous-jacent, la conformité du dallage doit être vérifiée dans un délai maximal de deux semaines après l'achèvement des travaux, et avant chargement du dallage.

Sauf prescription particulière (revêtements de sol minces par exemple), les tolérances admises à la réception d'un dallage relevant des parties 1 ou 2 sont les suivantes :

### 1 – Tolérances de planéité générale

Le nombre de points de contrôle est de 1 point par 100 m<sup>2</sup>, avec un minimum de 5 points.

La tolérance en mm est de  $10 L^{1/3}$ , avec L (m) distance entre deux points de mesure (  $L \geq 2$  m ).

### 2 – Tolérances de planéité locale

Le nombre de points de contrôle est de 1 point par 100 m<sup>2</sup>, avec un minimum de 10 points.

La planéité est contrôlée au moyen d'une règle de 2 m et d'un réglet de 0,20 m, posés à leurs extrémités sur deux cales d'épaisseur correspondante à la tolérance souhaitée.

**Tableau 6.3 – Tolérances de planéité locale en mm**

Etat de surface	Brut de règle	Surfacé	Lissé
Planéité sous la règle de 2 m	15	10	7*
Planéité sous la règle de 0,20 m	sans objet	3	2*

\*Mêmes valeurs pour un dallage destiné à recevoir un revêtement de sol collé ou scellé désolidarisé ou sur sous-couche isolante.

### 3 – Tolérances d'épaisseur

Un panneau de dallage, délimité par des joints de retrait, ou, en l'absence de joints, une surface testée d'au plus 50 m<sup>2</sup>, est considéré comme conforme, si les deux conditions ci-après sont simultanément satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum h_i}{N} \geq 0,9 h_n \\ \sqrt{\frac{\sum (h_i - h_n)^2}{N}} \leq 15 \text{ mm} \end{array} \right.$$

avec :  $h_n$  épaisseur nominale prescrite en mm.

et  $h_i = \text{Min} [h_{\text{mesuré}} ; h_n]$

N nombre de mesures ( $\geq 6$ ) sur le panneau considéré, ou la surface testée, sur une maille orthogonale de côté au moins égal à  $10 h_n$ .

## 2.5. DÉSAFFLEUR

A l'exécution, le désaffleure entre les bords de deux panneaux de dallage contigus, situés de part et d'autre d'un joint, doit être au plus égal à :

- 2 mm s'il s'agit d'un joint conjugué,
- 5 mm dans les autres cas.

En service, l'augmentation du désaffleure ne peut dépasser :

- 1 mm s'il s'agit d'un joint conjugué,
- 10 mm dans les autres cas.

Selon l'article 6.1 de la partie 1 de la norme, les déformations limites devant être ajoutées aux tolérances d'exécution, le désaffleure maximal admissible est donc de :

- 3 mm s'il s'agit d'un joint conjugué,
- 15 mm dans les autres cas.

# 3. RÈGLES DE CALCUL

*Remarque préliminaire* : La fissuration du béton armé ou non étant un phénomène inhérent à la nature du matériau, il serait vain de prétendre pouvoir l'éviter. Les règles et les dispositions données ci-après ne visent qu'à permettre la maîtrise de ce phénomène, en limitant la densité et l'ouverture des fissures.

## 3.1. GÉNÉRALITÉS

Le comportement d'un dallage dépend :

- de son épaisseur,
- de l'épaisseur de chaque couche de support, et de la valeur correspondante du module de déformation  $E_s$  à long terme fournie par l'étude géotechnique,
- du module de déformation du béton selon la durée d'application des charges.

La justification porte uniquement sur le respect d'états-limites de service. Elle consiste à montrer que :

- a) les déformations verticales (voir 3.1,3) du dallage sont au plus égales aux déformations limites définies ci-après. Celles-ci doivent être ajoutées aux tolérances d'exécution (voir 2.4).

- Déformation verticale absolue limite :  $(L_1 / 2000) + 20$  mm, avec  $L_1$  (mm) petit côté du rectangle enveloppe du dallage.

- Déformation verticale différentielle limite :  $(L_2 / 2000) + 10$  mm, avec  $L_2$  (mm) distance entre les deux points considérés.

- b) pour un dallage non armé, la contrainte de traction du béton  $\sigma_{ser}$  sous la plus défavorable des combinaisons d'actions définies au titre 3.1,1 est au plus égale à  $\bar{\sigma}_{ser} = 0,21 f_{c28}^{2/3}$

Nota : Pour fixer cette valeur limite, la norme a adopté la loi de variation de la résistance à la traction du béton en fonction de sa résistance à la compression définie par l'Eurocode 2, et non celle des Règles BAEL.

- c) pour un dallage armé, la contrainte de traction des armatures et, éventuellement, la contrainte de compression du béton sont au plus égales aux contraintes limites fixées par les Règles BAEL.

### 3.1,1. Actions

Les sollicitations de calcul à l'état limite de service résultent des combinaisons d'actions simultanées (pieds de rayonnage plus chariots, etc.) établies selon les principes énoncés par les Règles BAEL. Les charges de stockage sont considérées comme des charges d'exploitation, avec prise en compte d'un module de déformation longitudinale différée du béton  $E_{bv}$ .

Selon le système d'exploitation, les charges d'exploitation  $Q$  peuvent se composer :

- d'une ou de plusieurs charges concentrées
- d'une ou de plusieurs charges réparties par bandes ou sur une zone de surface connue.

Dans les cas courants, les effets de la température ne sont pas pris en compte.

**Les conséquences des effets du retrait « linéaire » (selon les dimensions en plan du dallage) et du retrait « différentiel » (entre les faces supérieure et inférieure) mais surtout de ceux des variations de température et du gradient thermique peuvent être sources de désordres très importants. Il est primordial de prendre en compte ces phénomènes lors de la conception du dallage.**

### 1 – Valeurs à prendre en compte

Les Documents Particuliers du Marché du dallage doivent préciser pour chaque zone spécifique du dallage l'implantation et l'intensité des charges réparties, concentrées fixes, concentrées mobiles, et les surfaces utiles de leur impact, ainsi que le trafic. Par défaut, on peut retenir les hypothèses suivantes :

#### - a) *dallage relevant de la partie 1 :*

- charge uniformément répartie : 20 kN/m<sup>2</sup>
- charge isolée statique en n'importe quel point de la surface : minimum de 20 kN, surface d'impact correspondant à une pression de contact de 5 MPa,
- chariot élévateur à fourche : charge maximale à la roue : 20 kN, surface d'impact correspondant à une pression de contact de 5 MPa ; trafic courant  $c_t = 1,20$  (voir 2 ci-après).

Les Documents Particuliers du Marché doivent fournir toutes les précisions utiles concernant les rayonnages fixes (plan d'implantation, entre-axes des montants, dimensions des platines et charges en pied) et les rayonnages mobiles, ainsi que les limites spécifiques de déformations (ou de tolérances d'exécution).

#### - b) *dallage relevant des parties 2 ou 3 :*

Les valeurs à prendre en compte sont celles définies au chapitre 1, titre 3.3.

Les Documents Particuliers du Marché doivent donner l'implantation et l'intensité d'éventuelles charges concentrées fixes ou mobiles. En l'absence de ces données, on admet que le dallage doit pouvoir supporter en n'importe quel point de sa surface une charge concentrée isolée d'intensité égale à la valeur imposée de la charge uniformément répartie par mètre carré. La surface d'impact de cette charge est celle qui correspond à une pression de 5 MPa.

### 2 – Coefficient de majoration $c_t$ des charges roulantes

Les actions des charges roulantes sont majorées par le coefficient  $c_t$  lié au trafic, défini par le tableau 6.4 :

**Tableau 6.4.**

Trafic	Circulations occasionnelles ou locaux commerciaux	Stockages courants	Trafic intense*
$c_t$	1,00	1,20	1,40

\* exemple : locaux logistiques

En l'absence de spécification, le coefficient pris en compte est celui des stockages courants :  $c_t = 1,20$ .

### 3 – Coefficient $\delta$ de majoration dynamique

Les actions des charges roulantes sont affectées d'un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1,15$ .

Finalement, pour une charge roulante concentrée quelconque de valeur nominale  $Q_r$ , la valeur à introduire dans le calcul est : à l'état-limite de service ( $\gamma_Q=1$ ),  $Q_{r,ser} = c_t \cdot \delta \cdot Q_r$  et à l'état-limite ultime ( $\gamma_Q=1,5$ ),  $Q_{r,u} = 1,5c_t \cdot \delta \cdot Q_r = 1,5Q_{r,ser}$

### 3.1,2. Sollicitations

Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont celles, définies dans les Règles BAEL, susceptibles d'agir de façon simultanée, durables ou transitoires.

Concernant la détermination des sollicitations, la norme ne reconnaît pas comme valable la méthode, dite de Winkler, consistant à modéliser le support comme une suite de ressorts indépendants tous identiques et de module de réaction  $K$ , et à traiter le dallage comme une poutre sur appuis continus élastiques. Le comportement du support n'est en effet pas assimilable à celui de ressorts juxtaposés, une charge sur une aire élémentaire du support engendrant des tassements qui sont propagés sur des aires non chargées. Le mode de calcul proposé par la norme est donné en 3.4 ci-après.

Il est admis que les états-limites sous divers systèmes de charges verticales sont satisfaits s'ils le sont indépendamment :

- en partie courante, en supposant le dallage continu (sans joint),
- à proximité des joints.

### 3.1,3. Déformations

Les déformations d'un dallage résultent principalement de la combinaison des effets :

- de l'ensemble des charges d'exploitation,
- du retrait linéaire du béton et des variations de température,
- des retraits différentiels entraînant des soulèvements en bordure des joints,
- des gradients thermiques.

Elles peuvent être calculées en faisant la somme, d'une part, des tassements dus aux charges d'exploitation (voir 3.2), déterminés dans le cas d'un dallage supposé continu, et d'autre part, des déformations complémentaires et localisées (voir 3.3), dues à la présence des joints. Le principe du calcul repose sur l'égalité entre les tassements du support dus aux pressions exercées par le dallage et les déformations du dallage sous l'effet des charges et des réactions du support.

Sauf dans le cas de sols instables (sols évolutifs soumis au retrait et/ou au gonflement), les déformations du support sont évaluées à partir du modèle élastique linéaire de Boussinesq, avec adaptation particulière aux couches présentant des modules de déformation  $E_s$  différents.

## 3.2. TASSEMENTS

Les tassements sont évalués en supposant que le dallage ne comporte pas de joints.

### 3.2,1. Définitions et notations

• *Diamètre d'impact équivalent*  $D_{eq}$  : étant donné une charge concentrée  $Q_c$  provoquant un tassement  $w$  en son point d'application, on définit un diamètre d'impact équivalent, noté  $D_{eq}$ , égal au diamètre de la zone circulaire qui, soumise à une charge uniformément répartie d'intensité résultante égale à  $Q_c$ , subirait le même tassement  $w$ .

• *Module de réaction conventionnel*  $K_{Deq}$  : rapport entre la pression uniformément répartie sur la zone de diamètre  $D_{eq}$  et le tassement en son centre (en général,  $K_{Deq}$  est très inférieur au module déterminé par un essai à la plaque).

- $E_{bi}$  module de déformation longitudinale instantanée du béton ;  $E_{bv}$  module de déformation longitudinale différée.
- $E_s$  module de déformation d'un sol.
- $E_{si}$  module de déformation de la couche de sol d'indice  $i$ .
- $h$  épaisseur du dallage.

### 3.2.2. Tassement dû à une charge uniforme

Pour un dallage relevant de la partie 2, un majorant du tassement est donné par :

$$w = 0,8775 \rho D/E_s \quad (\text{MN, m, MPa}) \quad \text{formule [6.1]}$$

avec D grande dimension du rectangle enveloppe du dallage,  $\rho$  charge uniforme par unité d'aire.

### 3.2.3. Tassement dû à une charge concentrée en partie courante

Une charge est considérée comme concentrée si la plus grande dimension de son impact est au plus égale à  $D_{eq}/8$ .

Les définitions données en 3.2,1 conduisent sans difficultés aux formules suivantes (unités : m, MN, MPa) :

1 – dans le cas d'un support homogène :

$$D_{eq} = 1,97 h (E_b / E_s)^{1/3} \quad \text{formule [6.2]}$$

$$K_{Deq} = 0,58 (E_s / h) (E_s / E_b)^{1/3} \quad \text{formule [6.3]}$$

ou encore  $K_{Deq} = 1,14 E_s / D_{eq} \quad \text{formule [6.3 bis]}$

$$w = 0,57 Q / [h (E_b \cdot E_s^2)^{1/3}] \quad \text{formule [6.4]}$$

Sous charge concentrée en angle et sous charge concentrée en bordure, les majorants du tassement valent respectivement  $7 w$  et  $3,5 w$ ,  $w$  étant déterminé par la formule 6.4.

2 – dans le cas d'un support multicouches :

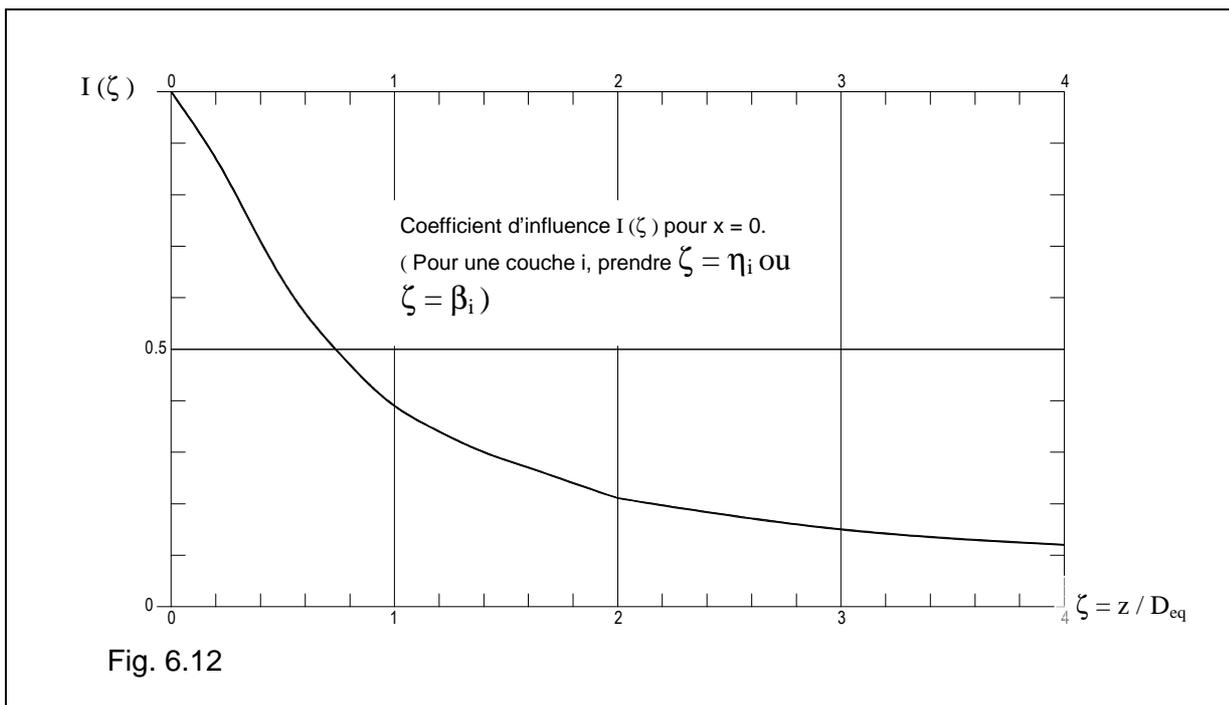
$$(D_{eq} / h)^3 = 7,68 E_b \cdot \sum_1^n [(I(0, \eta_i) - I(0, \beta_i)) / E_{si}] \quad \text{formule [6.5]}$$

avec  $E_{si}$ , module de déformation de chaque couche de sol d'indice  $i$  considérée.

$$K_{Deq} = 8,75 E_b / [D_{eq} \cdot (D_{eq} / h)^3] \quad \text{formule [6.6]}$$

$$w = 1,273 Q / D_{eq}^2 \cdot K_{Deq} \quad \text{formule [6.7]}$$

où  $I(0, \eta_i)$  et  $I(0, \beta_i)$  désignent les coefficients d'influence à l'aplomb ( $\xi = x/D_{eq} = 0$ ) du centre de l'aire de diamètre  $D_{eq}$  aux profondeurs relatives  $\eta_i = h_i / D_{eq}$  et  $\beta_i = b_i / D_{eq}$  du haut et du bas de la couche de sol d'indice  $i$ , donnés par la figure 6.12 ou tirés du tableau A4 page 424 par interpolation entre les valeurs de la colonne  $\xi = 0,00$ .



L'équation 6.5 ne peut être résolue que par approximations successives, en cherchant pour commencer à encadrer la valeur  $D_{eq}/h$  par des valeurs rondes de ce rapport (10, 15, 20 par exemple) et en calculant à chaque fois indépendamment les deux membres de cette équation.

Exemple : Dallage de 0,20 m d'épaisseur. Béton tel que  $f_{c28} = 27$  MPa, d'où  $E_b = f_{c28}^{1/3} = 33000$  MPa  
 Couche 1 entre les cotes  $h_1 = 0$  et  $b_1 = 1,50$  m, avec  $E_{s1} = 28$  MPa.  
 Couche 2 entre les cotes  $h_2 = (b_1) = 1,50$  m et  $b_2 = 3,50$  m avec  $E_{s2} = 24$  MPa.

On pose :  $A = \sum [(I(0, \eta_i) - I(0, \beta_i)) / E_{si}] = \sum \Delta I_i / E_{si} = \Delta I_1 / E_{s1} + \Delta I_2 / E_{s2}$   
 et  $B = (D_{eq} / h)^3 / 7,68 E_b$  soit  $B = 0,00395 \cdot 10^{-3} \cdot (D_{eq} / h)^3$  avec la valeur  $E_b$  de cet exemple.

Les calculs peuvent être disposés sous forme d'un tableau. Un premier essai avec  $D_{eq} / h = 20$  conduit à  $A < B$  ce qui signifie que cette valeur est trop grande.

$\frac{D_{eq}}{h}$	$D_{eq}$ (m)	i	$\eta_i = \frac{h_i}{D_{eq}}$	$I(0, \eta_i)$	$\beta_i = \frac{b_i}{D_{eq}}$	$I(0, \beta_i)$	$\Delta I_i$	$\frac{\Delta I_i}{E_{si}}$	$A = \sum \frac{\Delta I_i}{E_{si}}$	B	$A/B$
15	3	1	0	1	0,5	0,64	0,36	0,36/28	0,0249	0,0133	> 1
		2	0,5	0,64	1,17	0,35	0,29	0,29/24			
18	3,6	1	0	1	0,42	0,71	0,29	0,29/28	0,0229	0,0230	≈ 1
		2	0,42	0,71	0,97	0,41	0,30	0,30/24			

On peut donc retenir  $D_{eq} / h = 18$  d'où  $D_{eq} = 3,60$  m et  $K = 33000 / 3,6 (18)^3 = 13,8 \approx 14$  MPa / m.

### 3.2.4. Propagation du tassement dû à une charge concentrée

1 – dans le cas d'un support homogène

$w$  étant le tassement au centre de l'aire  $D_{eq}$  où agit la charge concentrée, le tassement en un point P à la distance  $x$  de ce centre vaut, en posant  $\xi = x / D_{eq}$  :

$$w_x = w \cdot I(\xi)$$

où  $I(\xi)$  est le coefficient d'influence, qui varie selon la loi représentée fig. 6.13.

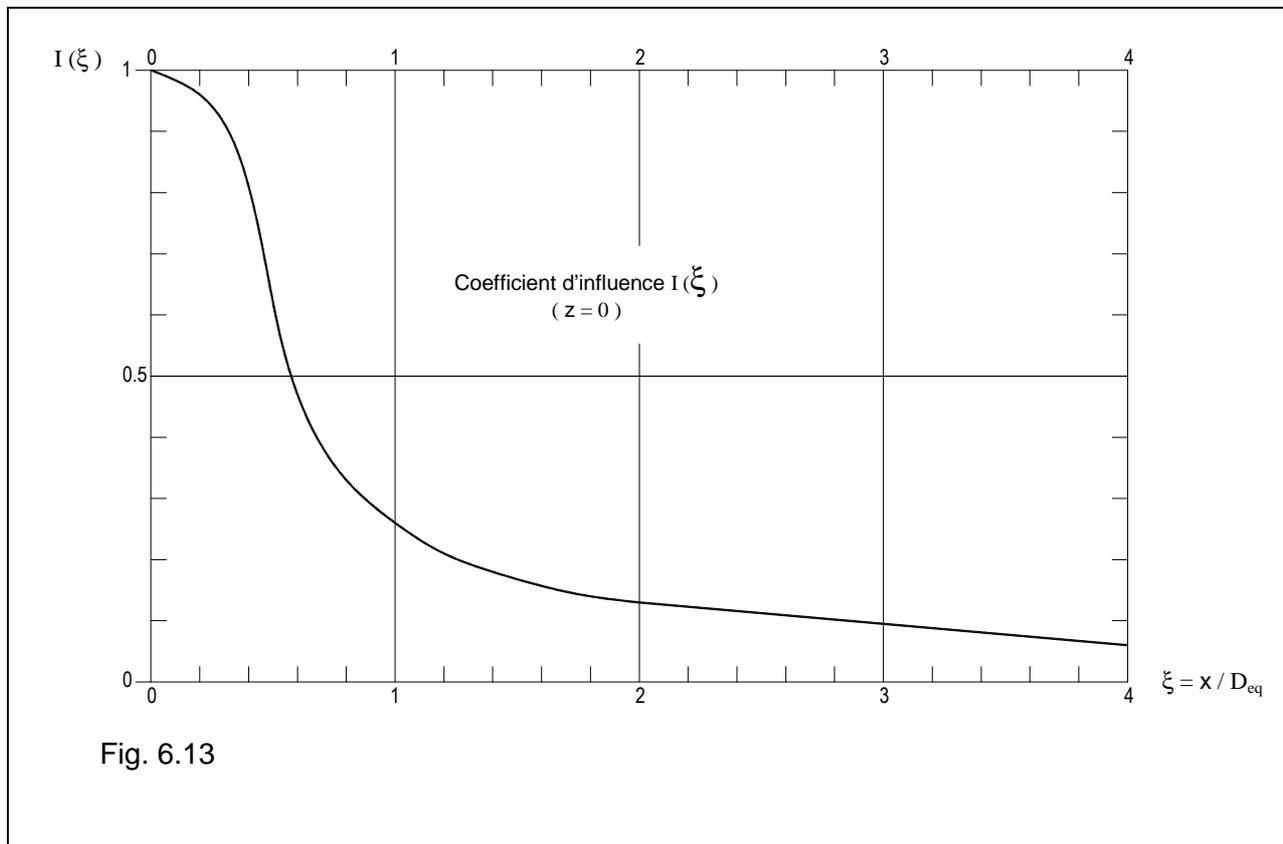


Fig. 6.13

2 – dans le cas d'un support multicouches

Le coefficient de propagation  $C_{p(x,o)}$  du tassement induit au droit d'une charge concentrée en un point P à la distance x du point d'application de celle-ci est :

$$C_{p(x,o)} = \sum_1^n [ (I(\xi, \eta_i) - I(\xi, \beta_i)) / E_{si} ] / [(I(0, \eta_i) - I(0, \beta_i)) / E_{si}] \quad \text{formule.[6.8]}$$

avec :

$$\xi = x/D_{eq}$$

$$\eta_i = h_i/D_{eq} \quad \text{profondeur relative du toit de la couche d'indice } i$$

$$\beta_i = b_i/D_{eq} \quad \text{profondeur relative de la base de cette couche}$$

$I(\xi, \eta)$ ,  $I(\xi, \beta)$  coefficients d'influence relatifs à un support homogène (se reporter au tableau A.4 des valeurs  $I(\xi, \zeta)$ , avec  $\zeta = z / D_{eq}$ , cote relative de profondeur, reproduit en annexe)

### 3.2.5. Autres cas de charge

1 – Charges multiples en parties courantes

Chaque charge  $i$  à la distance  $x_i$  d'un point quelconque P induit en ce point un tassement  $[w_i \cdot C_{p(x_i,o)}]$  où  $w_i$  est le tassement à l'aplomb de la charge  $i$  considérée. Le tassement dû à l'ensemble des charges s'obtient par sommation.

2 – Charge uniformément répartie sur une aire quelconque

Le tassement s'obtient en assimilant la zone chargée à un ensemble de charges ponctuelles élémentaires espacées au plus de  $D_{eq}/8$  dans chaque sens.

3 – Charge linéaire en partie courante

La charge linéaire peut être assimilée à une succession de charges ponctuelles.

## 3.3. DÉFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES

### 3.3.1. Retrait linéaire et variations de température

Le retrait linéaire (voir 3.1,1) a pour effet d'ouvrir les joints [ traversants et non traversants ( joint scié sur  $h/3$  )]. La valeur couramment prise en compte est de l'ordre de  $4 \cdot 10^{-4}$  soit 0,4 mm/m. L'ouverture maximale possible d'un joint est égale au produit du retrait final par la distance entre joints traversants.

Les écarts de température à considérer pour les calculs sont :

- pour les dallages sous abri : la moitié des écarts relatifs à l'air ambiant,
- pour les dallages extérieurs : l'écart sous abri augmenté de + 30°C.

Le coefficient de dilatation thermique du béton est pris égal à  $10^{-5}/\text{°C}$ .

Pour les dallages sous abri, les incidences des variations de température sur les contraintes peuvent être négligées. En revanche, les dallages chauffants, ceux des fonderies, des chambres froides, etc. doivent faire l'objet d'une étude particulière.

### 3.3,2. Retrait différentiel

Les différences d'hygrométrie entre les faces supérieure et inférieure du dallage provoquent un retrait différentiel tendant à générer une courbure de rayon  $h / (0,9 \varepsilon_r)$ ,  $\varepsilon_r$  désignant le retrait final du béton. Il en résulte des soulèvements aux angles et le long des bordures, qui affectent tous les types de joints, qu'ils soient conjugués ou non.

Le retrait différentiel  $\varepsilon'_r$  d'une dalle comportant une chape d'épaisseur  $e$  est sensiblement égal à :

$$\varepsilon'_r = \varepsilon_r [ 1 + e / ( e + 0,15 h ) ] \quad \text{formule [6.9]}$$

### 3.3,3. Gradient thermique

Un gradient thermique agit comme un retrait différentiel  $\varepsilon'_r = 10^{-5} \cdot \delta_t$  avec  $\delta_t$  différence de température entre les faces inférieure et supérieure du dallage :

$$\delta_t = C \cdot h \quad (\text{°C/m ; m})$$

Le gradient thermique  $C = \delta_t / h$  dans l'épaisseur est pris égal à :

- pour un dallage abrité du soleil :  $C = 20\text{°C} / \text{m}$ ,
- pour un dallage non abrité :  $C = 70\text{°C} / \text{m}$ .

### 3.3,4. Effets conjugués du retrait différentiel et d'un gradient thermique

Les effets conjugués du retrait différentiel et d'un gradient thermique provoquent des soulèvements le long des bordures et aux angles des panneaux. Ils sont équivalents à ceux provoqués par un retrait :

$$\varepsilon''_r = \varepsilon_r \pm 1,1 \cdot \delta_t \cdot 10^{-5} \quad \text{formule [6.10]}$$

en prenant le signe plus si la source chaude est en sous-face du dallage et le signe moins si elle est au dessus ;  $\varepsilon'_r$  et  $\delta_t$  ont été définis ci-avant.

## 3.4. CONTRAINTES EN PARTIE COURANTE

### 3.4,1. Contrainte due au retrait linéaire

Le retrait d'un panneau entre deux joints successifs ne peut, même en présence d'une couche de glissement, s'effectuer librement par suite du frottement du panneau sur son support.

Ces déformations gênées donnent naissance à une contrainte de traction du béton qui est maximale au centre d'un panneau et s'annule sur ses bords.

- Dallage non armé

Si les dispositions constructives qui ont été adoptées permettent au dallage de glisser sur son support, cette contrainte, supposée uniforme dans toute l'épaisseur du dallage, est égale à :

$$\sigma = \frac{0,5 \mu L p_c}{h} \quad (\text{MPa , m, MN/m}^2) \quad \text{formule [6.11]}$$

avec :

$\mu$  coefficient de frottement du béton sur le support du dallage :

- $\mu = 0,5$  avec couche de glissement
- $\mu = 1,5$  dans le cas d'un support lisse et fermé, non adhérent au béton ( par exemple, film de polyéthylène, voir 1.1)

L distance entre deux joints perpendiculaires à la direction de la contrainte calculée ( en m ). Si l'une des bordures est fixe, cette distance doit être doublée.

$p_c = g_o + q/2$  charge permanente totale du dallage en  $MN/m^2$ ,

$g_o$ , poids propre du dallage,

$q/2$  valeur quasi permanente de la charge d'exploitation (1/2, coefficient par défaut).

$h$  épaisseur du dallage ( en m ).

Cette contrainte peut être négligée en présence d'une couche de glissement (couche de sable) à condition que les distances entre les joints sciés soient au plus égales aux valeurs limites (voir tableau 6.2, en 2.3,6)

#### - Dallage armé

La section du treillis soudé doit être augmentée de la section nécessaire pour équilibrer l'effort de retrait  $h\sigma$  ( et/ou de variation uniforme de température ) soit, d'après la formule [6.11] :

$$A_r = h \frac{\sigma}{\sigma_s} = \frac{0,5 \mu L p_c}{\sigma_s} \quad \text{formule [6.12]}$$

avec  $h$  en m,  $\sigma_s$  désignant la contrainte limite en traction du treillis soudé en MPa ( chapitre 1, titre 2.2,2 ).

Cet effort peut être négligé si la distance entre arrêts de coulage est inférieure aux exigences de l'article B5.1 des règles BAEL.

Dans tous les cas, les joint sciés ne sont pas nécessaires.

Nota : Le retrait différentiel provoque des tractions en partie supérieure du dallage, et des compressions en partie inférieure. Il constitue une précontrainte favorable à ne pas prendre en compte dans les calculs.

### 3.4.2. Contrainte due à un gradient de température

En l'absence de déformation du plan moyen, cette contrainte vaut :

$$\sigma_t = 0,5 \cdot E_{bv} \cdot \delta_t \cdot 10^{-5} \quad \text{formule [6.13]}$$

avec  $\delta_t$  différence de température entre les faces inférieure et supérieure du dallage en régime permanent.

### 3.4.3. Contraintes dues à une charge concentrée isolée

Une charge concentrée quelconque  $Q_c$  génère, en un point P situé à une distance  $x$  de son point d'application, un moment de flexion radial et un moment de flexion tangentiel respectivement égaux à :

$$M_{r(x)} = \lambda_r \cdot Q_c / 8 \quad M_{t(x)} = \lambda_t \cdot Q_c / 8 \quad \text{formule [6.14]}$$

Les coefficients  $\lambda_r$  et  $\lambda_t$  sont donnés par la fig. 6.14 en fonction de la distance relative  $\xi = \frac{x}{D_{eq}}$ .

Les vecteurs « contraintes » sont perpendiculaires aux vecteurs « moments ».

Les contraintes principales de flexion valent ainsi :

$$\sigma_{rx} = 6 M_{t(x)} / h^2 \quad \text{et} \quad \sigma_{tx} = 6 M_{r(x)} / h^2 \quad \text{formule [6.15]}$$

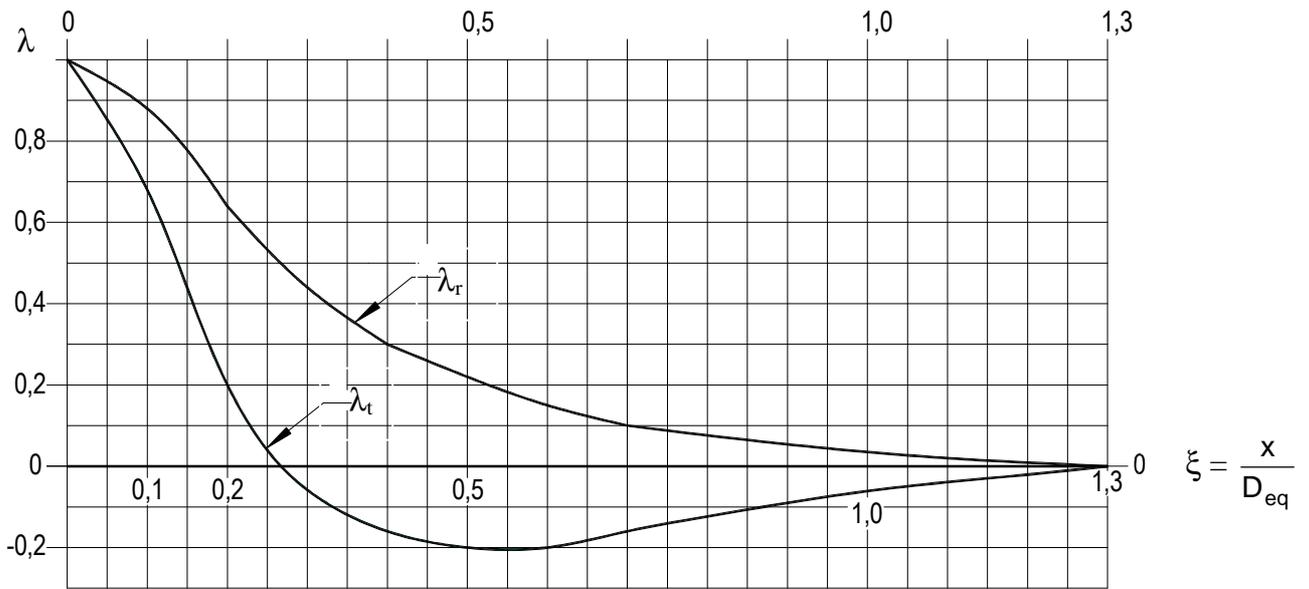


Fig.6.14

### 3.4.4. Contraintes dues à des charges concentrées multiples

Les contraintes en un point P du dallage peuvent être obtenues comme suit : en choisissant une droite de référence PΔ passant par P, en affectant de l'indice i (i = 1, 2, 3, ...,n) une charge concentrée Q<sub>c</sub> quelconque, ainsi que les contraintes radiales et tangentielles qu'elle génère et en désignant par ψ<sub>i</sub> l'angle que font les directions PΔ et PQ<sub>ci</sub>, on a :

$$\sigma_{rp} = \sum_1^n (\sigma_{ri} \cos^2 \psi_i + \sigma_{ti} \sin^2 \psi_i) \quad \text{formule [6.16]}$$

( vecteur contrainte porté par PΔ, fissure éventuelle orthogonale à PΔ )

$$\sigma_{tp} = \sum_1^n (\sigma_{ri} \sin^2 \psi_i + \sigma_{ti} \cos^2 \psi_i) \quad \text{formule [6.17]}$$

( vecteur contrainte orthogonal à PΔ, fissure éventuelle selon PΔ )

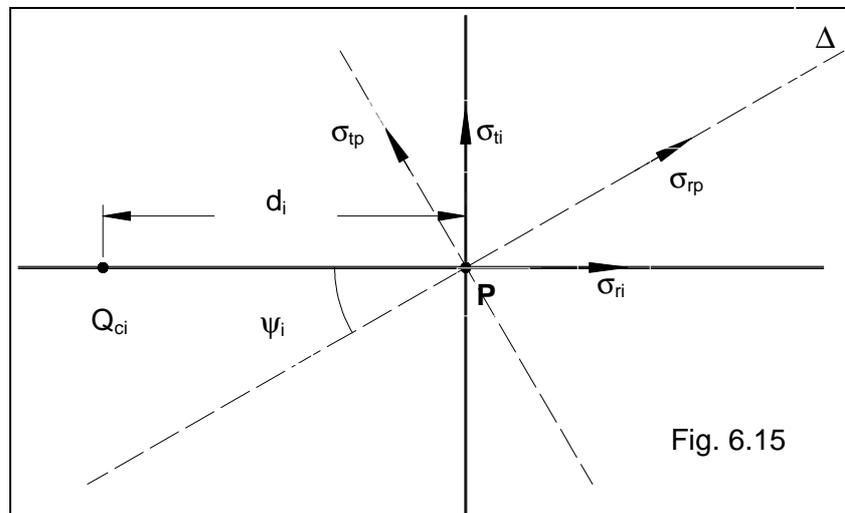


Fig. 6.15

Les contraintes maximales au point P s'obtiennent en faisant varier la direction de PΔ.

### 3.4,5. Contrainte due à une charge uniformément répartie

Le moment enveloppe sous une charge uniforme  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) appliquée sur une bande de dallage de largeur aléatoire  $a$  pour valeur  $0,035 q D_{eq}^2$ .

Ce moment de flexion et la contrainte de flexion qui en résulte doivent être considérés aussi bien pour la face inférieure que pour la face supérieure du dallage.

Dans le cas d'un support homogène :

$$M = 0,134 q h^2 (E_b / E_s)^{2/3} \quad \text{formule [6.18]}$$

Pour un dallage non armé, la contrainte de flexion vaut  $\sigma = 6 M / h^2 = 0,804 q (E_b / E_s)^{2/3}$  formule [6.19]

### 3.4,6. Contrainte due à une charge linéaire

Le moment enveloppe sous une charge linéaire  $q_{lin}$  (kN/m) vaut  $0,122 q_{lin} D_{eq}$ .

Ce moment de flexion et la contrainte de flexion qui en résulte doivent être considérés uniquement pour la face inférieure du dallage.

Dans le cas d'un sol homogène :

$$M = 0,24 q_{lin} h (E_b / E_s)^{1/3} \quad \text{formule [6.20]}$$

Pour un dallage non armé, la contrainte de flexion vaut  $\sigma = 1,43 q_{lin} (E_b / E_s)^{1/3} / h$  formule [6.21]

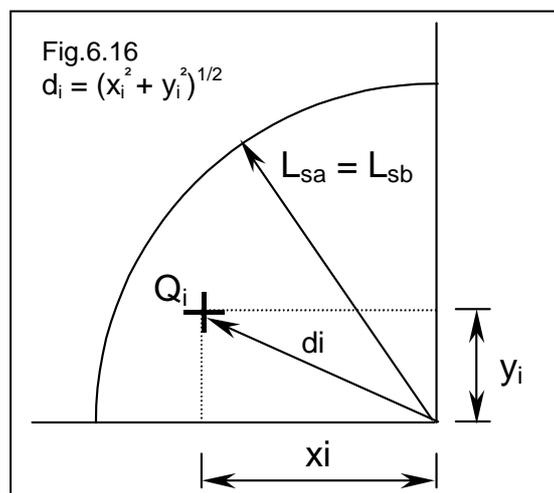
## 3.5. CHARGES CONCENTRÉES DANS UN ANGLE

### 3.5,1. Déformations à un angle de dalle

1 – Longueur soulevée  $L_{sa}$

Cet article concerne les déformations liées aux charges situées en angle de dalle à l'intérieur du secteur de cercle de rayon  $L_{sa}$  ayant même longueur que la longueur soulevée de bord  $L_{sb}$  :

$$L_{sa}(= L_{sb}) = (0,0375 \varepsilon_r'' E_{bv} h / \gamma)^{1/2} \quad \text{formule [6.22]}$$



où  $\gamma$  désigne le poids volumique du béton ;  $\varepsilon_r''$  est défini en 3.3,4.

Le soulèvement à l'angle vaut, en l'absence de charge :  $w_{sa} = 2w_{sb}$  où  $w_{sb}$  est défini en 3.6,1.

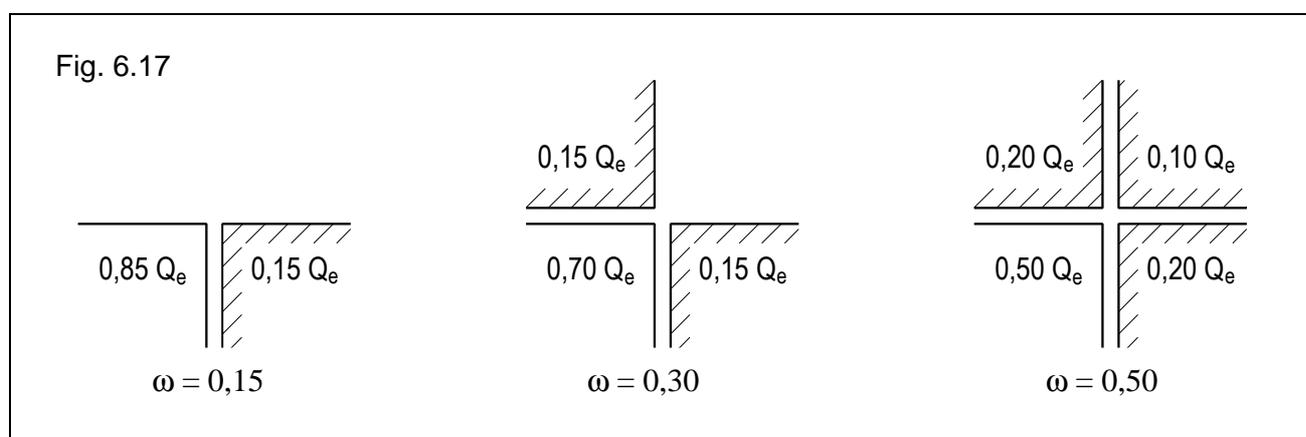
## 2 – Charge équivalente au sommet d'un angle

S'il s'agit d'un angle *isolé* ou appartenant à un panneau *non conjugué*, on peut admettre que l'effet complémentaire sur les déformations des charges disposées sur l'aire définie ci-dessus est le même que celui produit par une charge équivalente  $Q_e$  agissant au sommet ( $L_{sa}$  défini ci-avant):

$$Q_e = \sum Q_i [ 1 - (d_i / L_{sa}) ] \quad \text{formule [6.23]}$$

Sil s'agit d'un angle *non isolé et conjugué*, la charge équivalente est inférieure à  $Q_e$ , car une fraction  $\omega$  est transmise aux angles adjacents. La charge équivalente n'est plus que de (fig.6.17):

- 0,85  $Q_e$  s'il y a un seul angle adjacent (  $\omega = 0,15$  ),
- 0,70  $Q_e$  pour deux angles adjacents (  $\omega = 0,30$  ),
- 0,50  $Q_e$  pour trois angles adjacents (  $\omega = 0,50$  ).



## 3 – Charge annulant le soulèvement d'un angle

Cette charge vaut  $Q_s = Q_{r/s} \cdot 2 \cdot L_{sa}$  formule [6.24]

$Q_{r/s}$  est défini en 3.6,1.(formules [6.33] ou [6.33 bis])

## 4 – Déformation complémentaire en angle de dalle

Suivant que  $Q_e$  est inférieure ou supérieure à  $Q_s$ , l'angle subit un soulèvement ou un tassement et la déformation qui en résulte s'ajoute, en signe, aux déformations générales déterminées dans le cas d'un dallage continu soumis à l'ensemble des charges.

Si  $Q_e \leq Q_s$ , la flèche ascendante résiduelle au sommet de l'angle vaut  $w_{ar} = w_{sa} [ 1 - Q_e / Q_s ]^2$

Si  $Q_e > Q_s$ , il se produit un tassement complémentaire égal à  $w_c = 6w_0$  où  $w_0$  représente le tassement sous la charge  $Q_e - Q_s$ , calculé en supposant cette charge appliquée sur le dallage continu ( sans joints ).

Le soulèvement dû au retrait différentiel peut être atténué dans le temps. Pour couvrir ce cas, il faut calculer les déformations complémentaires dans l'hypothèse  $Q_s = 0$ , et les ajouter ensuite aux déformations générales.

## 3.5.2. Contrainte due à une charge appliquée dans un angle

1 – Dallages relevant de la partie 1 :

- si  $Q_e \leq Q_s$  ( cas général ) : l'angle reste soulevé.

Le moment de flexion unitaire vaut  $M = Q_e/2$  et la contrainte vaut  $\sigma = 6 M/h^2$  en face supérieure du dallage.

- si  $Q_e > Q_s$ , le sommet de l'angle vient en contact avec le support.

Chaque charge  $Q_i$  intervient pour sa valeur résiduelle

$$Q_{ci} = Q_i ( 1 - \omega ) [ 1 - ( Q_s / Q_e ) ] \quad \text{formule [6.25]}$$

Elle introduit un moment complémentaire

$$M_c = \sum [ ( Q_{ci}/2 ) \cdot \delta_i ] \text{ avec } \delta_i = 1 - 1,64 ( d_i / D_{eq} )^{1/2} \quad \text{formule [6.26]}$$

Pour la définition de  $d_i$ , voir fig. 6.16 ; si  $1,64 ( d_i / D_{eq} )^{1/2} > 1$ , prendre  $\delta_i = 1$

Il en résulte une contrainte totale  $\sigma_c = 6 ( Q_e/2 + M_c ) / h^2$  en face supérieure du dallage.

2 – Dallages relevant de la partie 2 :

Un majorant du moment de flexion unitaire est obtenu par la formule  $M = Q/2$ ,  $Q$  étant la charge verticale isolée supportée dans l'angle par le dallage. Il en résulte que l'épaisseur minimale d'un dallage non armé est donnée par :

$$h_{\min} = ( 3Q / \bar{\sigma}_{\text{ser}} )^{1/2} = 3,78 Q^{1/2} / f_{c28}^{1/3} \quad (\text{MN, m, MPa}) \quad \text{formule [6.27]}$$

Pour  $\bar{\sigma}_{\text{ser}}$ , voir 3.1-b.

## 3.6. CHARGES CONCENTRÉES EN BORDURE DE DALLE

### 3.6.1. Déformations en bordure de dalle

1 – Longueur soulevée  $L_{sb}$

Les déformations considérées ici sont celles qui sont liées aux charges situées sur une bande de dalle parallèle au joint correspondant à la largeur  $L_{sb}$  soulevée sous l'effet du retrait différentiel et du gradient thermique :

$$L_{sb} = ( 0,0375 \varepsilon_r'' \cdot E_{bv} \cdot h / \gamma )^{1/2} \quad \text{formule [6.22]}$$

Le soulèvement en bordure vaut, en l'absence de charge :

$$w_{sb} = ( 0,0675 \cdot \varepsilon_r'' \cdot E_{bv} / \gamma ) - ( 1,975 \cdot \gamma \cdot h \cdot L_{sb} / E_{sq} ) \cdot ( 2 + 3U + 2U^2 ) \quad \text{formule [6.28]}$$

$$\text{avec } U = 2,26 \cdot L_{sb} / D_{eqv} \text{ et } E_{sq} = 7,645 \cdot E_{bv} \cdot ( h / D_{eqv} )^3 \quad \text{formule [6.29]}$$

2 – Charge équivalente en bordure de dalle

a) S'il s'agit d'une dalle non conjuguée, l'effet complémentaire sur les déformations des charges  $Q_i$  disposées dans la zone de bordure est considéré comme équivalent à celui provoqué par une charge  $Q_e$  disposée en bordure, avec :

$$Q_e = \frac{6h}{L + 6h} \cdot \sum Q_i \left( 1 - \frac{d_i}{L_{sb}} \right) \quad \text{formule [6.30]}$$

où  $L$  est la distance entre charges extrêmes prises en compte. (fig 6.18)

Le maximum de  $Q_e$  est obtenu par essais successifs correspondant à diverses valeurs de  $L$ , notamment  $L = 0$ . Dans ce cas, si une seule charge est prise en compte :

$$Q_e = Q \left( 1 - \frac{d}{L_{sb}} \right) \quad \text{formule [6.31]}$$

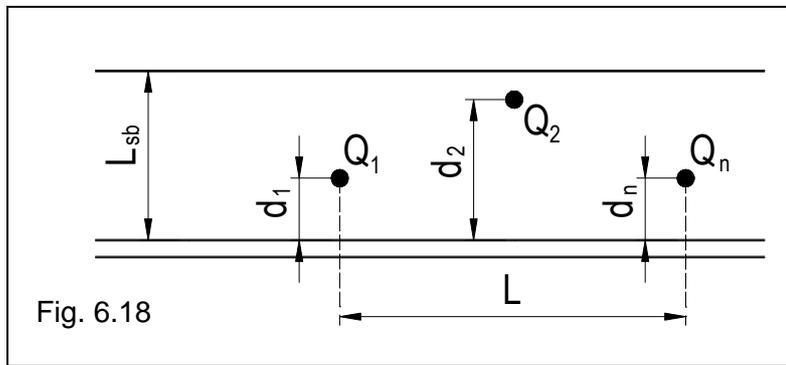


Fig. 6.18

b) S'il s'agit d'une bordure conjuguée, la charge équivalente est réduite de moitié ( $\omega = 0,5$ ). La transmission des charges agissant en vis-à-vis sur la même longueur de bordure adjacente doit être prise en compte.

### 3 – Charge annulant le soulèvement en bordure

Cette charge vaut :  $Q_{\ell s} = Q_{\ell s} (2 \cdot L_{sb} + 6 \cdot h)$  formule [6.32]

avec  $Q_{\ell s} = 0,017 \cdot \epsilon_r''^2 \cdot E_{bv} \cdot E_{sq} / \gamma$  formule [6.33]

et  $E_{sq} = 7,645 \cdot E_{bv} \cdot (h/D_{eqv})^3$  formule [6.34]

Il est facile de voir que l'expression  $Q_{\ell s}$  donnée par la norme (formule [6.33]) peut se mettre sous la forme plus simple, évitant le calcul de  $E_{sq}$  :

$$Q_{\ell s} = 0,13 (E_{bv} \cdot \epsilon_r''^2) \cdot (h/D_{eqv})^3 / \gamma \quad \text{formule [6.33bis]}$$

### 4 – Déformation complémentaire en bordure de dalle

• Si  $Q_e \leq Q_s$ , le soulèvement résiduel  $w_{rb}$  sur le bord vaut :  $w_{rb} = w_{sb} (1 - Q_e / Q_s)^2$  ( $w_{sb}$ , voir 3.6,1-1)

• Si  $Q_e > Q_s$ , le tassement complémentaire vaut  $w_c = 2,5 w_o$

$w_o$  est le tassement calculé pour la charge ( $Q_e - Q_s$ ) supposée appliquée sur le dallage continu (sans joints).

Le soulèvement du au retrait différentiel peut être atténué dans le temps. Pour couvrir ce cas, il faut calculer les déformations complémentaires dans l'hypothèse  $Q_s = 0$ , et les ajouter ensuite aux déformations générales.

## 3.6.2. Contrainte due aux charges concentrées en bordure de dalle

• Si  $Q_e \leq Q_s$ , (cas général), le moment de flexion unitaire vaut :

$$M = (Q_e / 2) \cdot L_{sb} / (3h + L_{sb}) \quad \text{.formule [6.35]}$$

Ce moment tend à provoquer des fissures parallèles au joint.

La contrainte en face supérieure du dallage. est égale à  $\sigma = 6 M / h^2$

• Si  $Q_e > Q_s$  :

Le moment de flexion parallèle au joint annulant le soulèvement est :

$$M_s = (Q_s / 2) \cdot L_{sb} / (3h + L_{sb}) \quad \text{formule [6.36]}$$

Le moment complémentaire après annulation du soulèvement vaut :

$$M' = 0,20 (Q_e - Q_s) \quad \text{formule [6.37]}$$

Le moment global  $M_s + M'$  tend à provoquer des fissures parallèles au joint.

La contrainte correspondante en face supérieure du dallage. est égale à  $\sigma = 6 (M_s + M') / h^2$

Dans les deux cas, le moment de flexion d'axe orthogonal au joint (fissuration orthogonale au joint) a pour enveloppe  $0,32 Q_e$  et la contrainte correspondante en face inférieure du dallage est égale à  $1,92 Q_e / h^2$ .

## 3.7. EXEMPLE DE CALCUL

### 1) Données essentielles

#### a) Destination des locaux

Local à usage industriel relevant de la partie 1 du DTU 13.3

Dallage intérieur sous abri de 18 cm d'épaisseur avec une interface type film polyane.

Superficie du dallage : 1152 m<sup>2</sup> (48 m x 24 m).

Fissuration peu préjudiciable.

#### b) Caractérisation du support

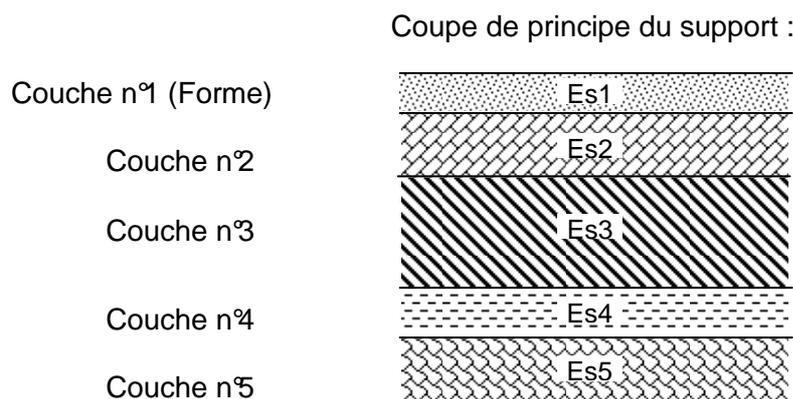


Fig. 6.19

Dans cet exemple, par simplification, le sol sera supposé infini homogène avec un module de déformation  $E_s = 20$  MPa.

#### c) Définition des actions

Chariot élévateur : charge de 60 KN sur l'essieu avant, 2 roues à bandages en polyuréthane (pression de contact 6 MPa) espacées de 1,20m avec un trafic intense (nombre de passages par jour > 100), donc  $c_t = 1,40$  (selon tableau 6.4). On admet que la surface de contact de chaque bandage avec le dallage (surface « d'impact ») affecte la forme d'un carré dont l'aire vaut  $(\frac{60 \cdot 10^{-3}}{2}) \times \frac{1}{6} = 5 \cdot 10^{-3} / m^2 = 50 \text{ cm}^2$ , ce qui correspond à une longueur de côté égale à  $\sqrt{50} = 7,07 \text{ cm}$ .

Autres actions :

- Gradient thermique : néant
- Variation de température (hormis celle engendrée par l'air ambiant) : néant
- Actions physiques ou chimiques particulières : néant
- Actions sismiques: pas de tirants dans le dallage
- Canalisations ou câbles dans le dallage : néant

#### d) Etat de surface et /ou revêtement

Finition lissée avec une couche d'usure obtenue par saupoudrage d'un durcisseur minéral. Il n'y a pas de revêtement collé ou scellé sur le dallage.

#### e) Autres exigences

Pas d'exigences particulières : Tolérances d'exécution et limites de déformations sous charges conformes au DTU 13.3.

## 2) Caractéristiques des matériaux

### a) Béton

Béton C25/30 :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Poids volumique  $\gamma = 0,024 \text{ MN/m}^3$  pour un dallage non armé

Poids volumique  $\gamma = 0,025 \text{ MN/m}^3$  pour un dallage armé

Module de déformation longitudinale instantané :  $E_{bi} = 32200 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_{bv} = 10800 \text{ MPa} = 0,335 E_{bi}$

Retrait final :  $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$

Joint de retrait sciés formant 32 panneaux de 6m x 6m.

Enrobage : 3 cm (béton armé)

### b) Support

Sol infini homogène  $E_s = 20 \text{ MPa}$

Formule [6.2]  $D_{eqi} = 1,97h (E_{bi} / E_s)^{1/3} = 1,97 \times 0,18 (32200 / 20)^{1/3} = 4,16 \text{ m}$

$D_{eqv} = D_{eqi} (E_{bv} / E_{bi})^{1/3} = 4,16 (0,335)^{1/3} = 2,89 \text{ m}$

Formule [6.3 bis]  $K_{Deqi} = 1,14 E_s / D_{qei} = 1,14 \cdot 20 / 4,16 = 5,48 \text{ MPa/m}$

$K_{Deqv} = 1,14 E_s / D_{qev} = 1,14 \cdot 20 / 2,89 = 7,89 \text{ MPa/m}$

## 3) Calcul des sollicitations

Un dallage non armé est envisageable au vu des données essentielles (pas de revêtements adhérents, pas de tirants, pas de canalisations, fissuration peu préjudiciable...).

Il faut faire trois calculs : en angle, au bord et en partie courante.

### a) *Dallage non armé – Calcul en angle ( voir 3.5,1 )*

La surface d'impact d'un bandage de roue est placée dans un angle (fig.6.20)

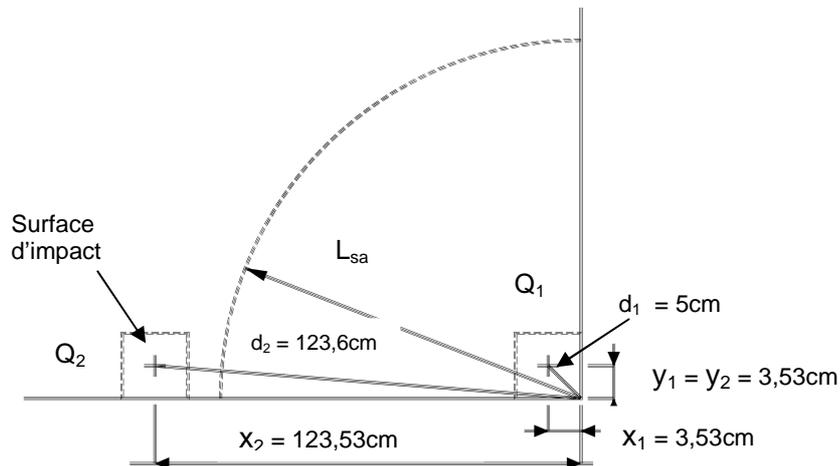


Fig.6.20

On a :  $x_1 = y_1 = y_2 = 7,07/2 \approx 3,53 \text{ cm}$  et  $d_1 = (3,53^2 + 3,53^2)^{1/2} = 5 \text{ cm}$   
 $x_2 = 120 + 3,53 = 123,53 \text{ cm}$  et  $d_2 = (123,53^2 + 3,53^2)^{1/2} = 123,6 \text{ cm}$

Selon la formule [6.22], la longueur d'angle soulevée est :

$$L_{sa} = (0,0375 \cdot \varepsilon_r'' \cdot E_{bv} h / \gamma)^{1/2}$$

avec (formule [6.10]) :

$$\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' \pm 1,1 \cdot \delta_t \cdot 10^{-5}$$

et (formule [6.9])

$$\varepsilon_r' = \varepsilon_r [1 + e / (e + 0,15 h)]$$

Les données sont telles qu'il n'y a ni gradient thermique ( $\delta_t = 0$ ), ni chape ( $e = 0$ ), donc

$$\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' = \varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{et } L_{sa} = (0,0375 \times 4 \cdot 10^{-4} \times 10800 \times 0,18 / 0,024)^{1/2} = 1,10 \text{ m}$$

Comme  $L_{sa} < d_2$ , la charge  $Q_2$  est située hors de la zone d'angle.

A l'état-limite de service, la valeur pondérée de la charge d'angle est (voir 3.1,1 – 2 et 3) :

$$Q_{r1,ser} = c_t \cdot \delta \cdot Q_1 = 1,40 \times 1,15 \times 30 = 48,3 \text{ kN} = 0,0483 \text{ MN}$$

Pour quatre angles conjugués, le coefficient de transfert est  $\omega = 0,50$  (fig.6.17) et la charge équivalente sur l'angle du panneau est (formule [6.23]) :

$$Q_e = Q_{r1,ser} (1 - d_1 / L_{sa}) \omega = 0,0483(1 - 0,05 / 1,10) \cdot 0,50 = 0,0231 \text{ MN}$$

La charge  $Q_s$  annulant le soulèvement vaut (formules [6.24] et [6.33bis]) :

$$Q_s = Q_{\ell s} \cdot 2L_{sa}, \text{ avec } Q_{\ell s} = 0,13 (E_{bv} \cdot \varepsilon_r'')^2 (h / D_{eqv})^3 / \gamma$$

$$\text{soit } Q_{\ell s} = 0,13(10800 \times 4 \cdot 10^{-4})^2 (0,18 / 2,89)^3 / 0,024 = 0,0244 \text{ MN/m}$$

$$\text{et } Q_s = 0,0244 \times 2 \times 1,10 = 0,0537 \text{ MN}$$

On a  $Q_e < Q_s$ , donc l'angle reste soulevé.

Le moment de flexion unitaire à l'état - limite de service vaut  $M_{ser} = Q_e / 2 = 0,0115 \text{ MN}^m/m$  et la contrainte correspondante dans l'angle du panneau vaut :

$$\sigma_{ser} = 6M_{ser} / h^2 = 6 \times 0,0115 / 0,18^2 = 2,13 \text{ MPa}$$

Or la contrainte limite de service à respecter (voir 3.1b) est :  $\bar{\sigma}_{ser} = 0,21 f_{c28}^{2/3} = 1,8 \text{ MPa}$

La condition  $\sigma_{ser} \leq \bar{\sigma}_{ser}$  n'étant pas vérifiée, l'épaisseur de 18 cm prévue pour le dallage ne peut être conservée en l'absence d'armatures.

Si cette épaisseur est imposée, et qu'il n'est donc pas possible de l'augmenter, le dallage doit être armé. Le dallage de 24 x 48m sera décomposé en deux panneaux de 24 x 24m, sans joints sciés. Il sera réalisé en deux coulages successifs.

#### b) *Dallage armé – Calcul en angle ( voir 3.5,1 )*

La position des charges est la même que celle de la figure 6.20. La formule [6.22] montre que la longueur d'angle soulevée,  $L_{sa}$ , diminue quand le poids volumique  $\gamma$  du béton augmente. Dans le cas du dallage armé, la longueur d'angle soulevée est donc inférieure à celle trouvée dans le cas du dallage non armé :  $L_{sa} = 1,10(0,024/0,025)^{1/2} = 1,07 \text{ m}$ .

La charge  $Q_2$  reste donc située hors de la zone d'angle.

A l'état-limite ultime, la valeur pondérée de la charge d'angle est (voir 3.1,1 – 2 et 3) :

$$Q_{r1,u} = 1,5 Q_{r1,ser} = 1,5 \cdot 0,0483 = 0,0725 \text{ MN}$$

La charge équivalente sur l'angle du panneau est, avec  $\omega = 0,50$  comme dans le cas du dallage non armé :

$$Q_e = Q_{r1,u} (1 - d_1 / L_{sa}) \omega = 0,0725(1 - 0,05/1,07) \cdot 0,50 = 0,0346 \text{ MN}$$

alors que la charge  $Q_s$  annulant le soulèvement est, compte tenu des résultats obtenus dans le cas du dallage non armé :

$$Q_s = Q_{\ell/s} \cdot 2L_{sa}$$

avec  $Q_{\ell/s} = 0,0245(0,024/0,025) = 0,0235 \text{ MN/m}$ , et  $L_{sa} = 1,07\text{m}$   
 soit  $Q_s = 0,0235 \times 2 \times 1,07 = 0,0503 \text{ MN}$

On a  $Q_e < Q_s$ , donc l'angle reste soulevé.

Le moment de flexion unitaire à l'état-limite ultime vaut  $M_u = Q_e / 2 = 0,0173 \text{ MN/M}$

Pour trouver la section de treillis soudé nécessaire, on utilise la méthode exposée au chapitre 2, titre 5.1,1 (page 89).

En admettant que le diamètre  $\varnothing$  des fils du treillis sera de 8mm et avec un enrobage  $c = 3\text{cm}$ , la hauteur utile prend la valeur :  $d = h - c - \varnothing/2 = (18 - 3 - 0,4)\text{cm} = 14,6\text{cm} = 0,146\text{m}$ .

$$\text{On calcule } f_{bu} = 0,85f_{c28} / 1,5 = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ MPa et}$$

$$\mu_{bu} = M_u / d^2 \cdot f_{bu} = 0,0173 / 0,146^2 \times 14,2 = 0,057$$

Pour cette valeur l'abaque de la figure 2.44 donne  $k=23,7$ , d'où  $A=kM_u/d=23,7 \times 0,0173/0,146$  soit  $A = 2,81 \text{ cm}^2/\text{m}$ , à placer en nappe supérieure, dans chaque sens.

Les treillis soudés nécessaires ne seront choisis qu'une fois l'ensemble des calculs terminés.

c) *Dallage armé – Calcul au bord*

La longueur soulevée est  $L_{sb} (=L_{sa}) = 1,07\text{m}$ .

Il faut rechercher la charge équivalente  $Q_e$  maximale en modifiant la position du chariot par rapport au joint et en jouant sur le nombre de charges prises en compte (longueur  $L$ ). D'où trois cas à envisager, selon que l'essieu du chariot élévateur est :

- parallèle au joint, et les deux charges prises en compte :  $L = 1,20\text{m}$  (fig.6.21a)
- parallèle au joint, avec une seule charge prise en compte :  $L = 0$
- perpendiculaire au joint (fig.6.21b)

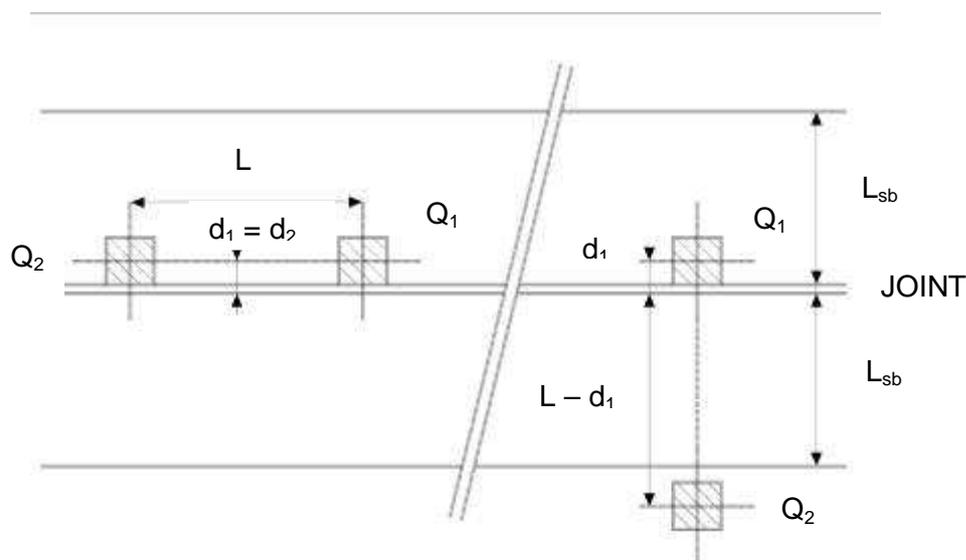


Fig.6.21a

Fig.6.21b

Les charges à prendre en compte sont  $Q_{r1,u} = Q_{r2,u} = 0,0725$  MN (voir ci-avant)

1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> Cas : Essieu du chariot élévateur parallèle au joint (fig.6.21a)

- Pour  $L = 1,20$ m, on a  $d_1 = d_2 = 3,53$ cm. En calculant séparément chacun des termes de la formule [6.30]

$$\sum Q_i \left[ 1 - \frac{d_i}{L_{sb}} \right] = Q_{r1,u} \left[ 1 - \frac{d_1}{L_{sb}} \right] + Q_{r2,u} \left[ 1 - \frac{d_2}{L_{sb}} \right] = 2 \times 0,0725 \left( 1 - \frac{0,0353}{1,07} \right) = 0,140 \text{ MN}$$

$$\text{et } 6h / (L+6h) = 6 \times 0,18 / (1,20+6 \times 0,18) = 0,474$$

Compte tenu d'un coefficient de transfert  $\omega = 0,50$  (voir 3.6,1 – 2b) on trouve :

$$Q_e = 0,474 \times 0,140 \times 0,5 = 0,0332 \text{ MN}$$

- Pour  $L = 0$  (formule [6.31]) :

$$Q_e = Q_{ri,u} (1 - d_1 / L_{sb}) \omega = 0,0725 (1 - 0,0353 / 1,07) \times 0,5 = 0,0351 \text{ MN}$$

3<sup>ème</sup> Cas: Essieu du chariot élévateur perpendiculaire au joint (fig.6.21b):

La charge  $Q_2$  est à la distance  $L - d_1 = 1,20 - 0,0353 \approx 1,165$ m du joint.

Cette distance est supérieure à  $L_{sb} = 1,07$ m donc seule la charge  $Q_1$  est prise en compte.

On a  $L = 0$  et l'on retrouve le résultat ci-avant :

$$Q_e = 0,0351 \text{ MN}$$

Cette valeur ( $> 0,0332$  MN) constitue la valeur maximale cherchée.

La charge  $Q_s$  annulant le soulèvement (formule [6.32] ;  $Q_{i/s}$  calculé précédemment) est :

$$Q_s = Q_{i/s} (2L_{sb} + 6h) = 0,0235 (2 \times 1,07 + 6 \times 0,18) = 0,0757 \text{ MN}$$

On a  $Q_e < Q_s$ , donc le bord reste soulevé.

Le moment de flexion unitaire ultime, d'axe parallèle au joint, vaut (formule [6.35]) :

$$M_u = (Q_e/2) \cdot L_{sb} / (3h+L_{sb}) = (0,0351/2) \times 1,07 / (3 \times 0,18+1,07) = 0,0117 \text{ MNm/m}$$

L'abaque de la figure 2.44 (chapitre 2, titre 5.1,1-1) où l'on entre avec

$$\mu_{bu} = M_u / d^2 \cdot f_{bu} = 0,0117 / 0,146^2 \times 14,2 = 0,039$$

conduit à  $k = 23,5$  d'où  $A_s = kM_u / d = 23,5 \times 0,0117 / 0,146 = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cette section est à disposer en nappe supérieure, perpendiculairement au joint.

Selon 3.6,2, le moment de flexion unitaire ultime, d'axe perpendiculaire au joint, a pour valeur

$$M_s = 0,32Q_e = 0,32 \times 0,0351 = 0,0112 \text{ MNm/m.}$$

On trouve  $\mu_{bu} = 0,037$  et, par l'abaque de la figure 2.44,

$$k = 23,1 \text{ d'où } A = kM_u / d = 23,1 \times 0,0112 / 0,146 = 1,77 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Cette section est à disposer en nappe inférieure, parallèlement au joint.

d) *Dallage armé – Calcul en partie courante (voir 3.4,3)*

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{bi} = 32200$  MPa, et le diamètre équivalent correspondant  $D_{eqi} = 4,16$ m sont à prendre en compte.

Le retrait linéaire peut être négligé, les distances entre les arrêts de coulage (24m maximum) étant conformes à celles fixées par l'article B 5.1 des Règles BAEL.

• *Armatures inférieures.*

Le moment de flexion radial maximal se produit au point situé à mi-distance des charges  $Q_1$  et  $Q_2$ .

La distance respective de chaque charge au point de calcul est  $x_1 = x_2 = 1,20/2 = 0,60$ m.

Le paramètre de calcul est  $\xi = x_1/D_{eqi} = 0,60/4,16 = 0,144$ .

Pour cette valeur, la figure 6.14 donne  $\lambda_r = 0,79$ , d'où la valeur ultime du moment radial unitaire :

$$M_{r,u} = 2\lambda_r Q_{r1,u}/8 = 2 \times 0,79 \times 0,0725/8 = 0,0143 \text{ MNm/m}$$

( $\mu_{bu} = 0,0473 \rightarrow k = 23,6$ ) d'où la section des armatures inférieures:

$$A = 23,6 \times 0,0143/0,146 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• *Armatures supérieures.*

Le moment de flexion tangentiel ultime vaut  $M_{t,u} = (\lambda_{t1} Q_{r1,u} + \lambda_{t2} Q_{r2,u})/8$ .

Comme  $Q_{r1,u} = Q_{r2,u}$ , il faut chercher la position du chariot qui conduit à la plus grande valeur négative de  $(\lambda_{t1} + \lambda_{t2})$ .

On opère sur les distances relatives des charges au point où cette plus grande valeur négative est atteinte :  $\xi_1 = x_1/D_{eqi}$ ,  $\xi_2 = x_2/D_{eqi}$ , les charges  $Q_{r1,u}$  et  $Q_{r2,u}$  étant elles-mêmes distantes, en valeur relative, de  $L/D_{eqi} = 1,20/4,16 = 0,29$ , donc  $\xi_1 = \xi_2 + 0,29$ .

A l'aide de la figure 6.14, on peut dresser le tableau suivant :

$\xi_2$	$\lambda_{t2}$	$\xi_1$	$\lambda_{t1}$	$\lambda_{t2} + \lambda_{t1}$
0,35	- 0,12	0,64	- 0,19	- 0,31
0,40	- 0,16	0,69	- 0,17	- 0,33
0,45	- 0,18	0,74	- 0,14	- 0,32

Une grande précision n'étant pas nécessaire, on peut retenir - 0,33 comme valeur maximale de  $(\lambda_{t1} + \lambda_{t2})$ , d'où  $|M_{t,u}| = 0,33 \times 0,0725/8 = 0,0030 \text{ MNm/m}$ .

( $\mu_{bu} = 0,0099 \rightarrow k = 23,6$ ) d'où la section des armatures supérieures:

$$A = 23,1 \times 0,003/0,146 = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• *Choix et disposition des treillis soudés.*

Il faut respecter le pourcentage minimal d'armatures égal à  $0,4h = 0,4 \times 0,18 = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  dans chaque sens (voir 1.3,3). Cette section est largement supérieure à toutes celles précédemment calculées.

Le dallage sera donc armé sur toute sa superficie par :

- une nappe inférieure, constituée par un treillis soudé ST 40 C, 7x7/100x100 posé sur cales de 3cm.
- une nappe supérieure, maintenue en position par des distanciers, constituée également par un treillis soudé ST 40 C.

Ces deux nappes représentent une section totale de  $2 \times 3,85 = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$  et jouent à la fois le rôle d'armature en partie courante et celui d'armature de bord ou d'angle.

Les conditions relatives au diamètre des fils ( $\varnothing \leq h/15 = 180/15 = 12 \text{ mm}$ ) et à leurs espacements ( $e$  ou  $E \leq 2h = 360 \text{ mm}$ ) sont bien vérifiées.

#### 4 – Calcul des déformations.

Le tassement au droit d'une charge est (formule [6.4]) :

$$w = 0,57Q/h(E_b \cdot E_s^2)^{1/3}$$

soit, avec  $Q = Q_{r1,ser} = 0,0483$  MN (calculé en 3a),  $E_b = E_{bi} = 32200$  MPa et  $E_s = 20$  MPa :

$$w = 0,57 \times 0,0483 / 0,18(32200 \times 20^2)^{1/3} = 0,00065\text{m} = 0,65\text{mm}.$$

Si l'on se place à mi-distance entre les deux charges, la distance respective de chaque charge au point de calcul est  $x_1 = x_2 = 0,60\text{m}$  et le paramètre de calcul est  $\xi = x_1/D_{eqi} = 0,60/4,16 = 0,144$ .

Le tableau A4 de l'annexe donne, pour  $\zeta = 0$ , ligne 1, les valeurs suivantes du coefficient d'influence  $I(\xi)$  :

- pour  $\xi = 0,1$  :  $I(0,1) = 0,9899$

- pour  $\xi = 0,2$  :  $I(0,2) = 0,9587$

d'où, par interpolation linéaire :  $I(0,144) = 0,9762$ .

Le tassement total théorique est donc égal à :

$$w_{tot} = 2(0,65 \times 0,9762) = 1,27\text{mm}.$$

On peut ainsi s'attendre à un tassement de l'ordre du millimètre.

## 4. DALLAGES DES CHAMBRES FROIDES

Le complexe d'une chambre froide ou un entrepôt frigorifique à température négative est le plus souvent constitué par un dallage de service reposant sur une couche d'isolant thermique, elle-même reposant soit sur un dallage primaire en béton armé intégrant un circuit de réchauffage, soit sur une dalle en béton armé sur vide sanitaire ventilé.

Toute liaison avec un point dur est évitée à l'aide de joints d'isolement et de construction, ainsi que de relevés de l'isolation thermique (par exemple le long d'un poteau, d'une longrine, d'un mur...).

Un dallage de chambre froide doit, par ailleurs, répondre à des exigences d'hygiène spécifique (norme NF P 75-401-11, DTU 45.1)

#### 1 – Isolation thermique

Elle doit être conforme à la norme NF P 75-401-1, qui précise certaines caractéristiques des isolants. La déformabilité de ceux-ci doit être prise en compte dans le calcul.

Le module d'élasticité  $E_s$  en compression d'un isolant est pris égal à :

$$E_s = 0,6 R_{cs} / d_s \quad (\text{MPa})$$

avec, ces quantités étant définies dans l'annexe A du DTU 45.1 :

$R_{cs}$  résistance de service en compression de l'isolant (MPa)

$d_s$  (%) déformation de service de l'isolant (moyenne de  $d_{smax}$  et de  $d_{smin}$ )

Il faut avoir :  $E_s \geq 2,1$  MPa et  $d_s \leq 2\%$

L'épaisseur  $e$  d'un isolant doit être telle que  $e \text{ (m)} \leq E_s / 50 \text{ (MPa)}$ .

La solution d'une isolation horizontale périphérique sous dallage est à rejeter car elle est susceptible de donner naissance à des désordres par tassement différentiel. Le choix doit se porter sur une des dispositions suivantes :

- isolation thermique verticale en bêche périphérique,
- isolation thermique horizontale sous l'ensemble du dallage, posée sur un sol compacté,
- toute autre solution ne générant pas de désordres par tassements différentiels.

## 2 – Retraits

Les retraits hydraulique et thermique doivent être facilités par un film en polyéthylène de  $150 \mu\text{m}$  d'épaisseur minimale, disposé entre l'isolant thermique et la dalle. Dans ce cas, le coefficient de frottement à introduire dans la formule 6.12 est pris égal à 0,5.

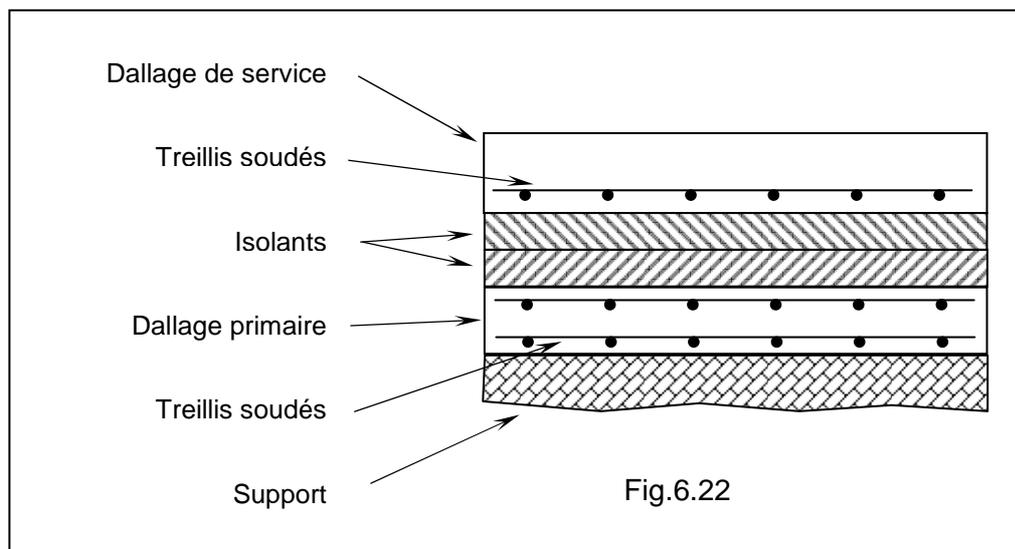
Malgré toutes les précautions prises, le retrait peut ne pas se répartir régulièrement, ce qui entraîne une ouverture excessive de certains joints où se cumulent les raccourcissements de plusieurs panneaux.

## 3 – Joints

Les joints de retrait sont disposés de manière à éviter les angles rentrants, en particulier aux seuils des portes ( pour ceux-ci, voir la norme NF P 75-401-11 ). Le cas échéant, il convient de prévoir des dispositifs convenables dans le béton pour limiter l'ouverture des fissures.

Un joint périphérique d'isolement, fermé en partie supérieure par un matériau souple, est obligatoire.

La figure 6.22 donne la disposition de principe d'un dallage de chambre froide.



# 5. RECOMMANDATIONS

Un dallage est une construction « fragile » et très sensible aux déformations d'ensemble ou locales.

Le moindre désordre sur un dallage se répercute sur tous les autres ouvrages et peut avoir des conséquences financières importantes.

## 5.1. Causes des désordres

Les désordres peuvent avoir plusieurs causes ; celles qui sont le plus souvent rencontrées sont les suivantes :

### 1 - Tassements différentiels

Ils sont dus à :

- la méconnaissance des caractéristiques du sol
- l'exécution peu soignée des formes ou remblais sous dallage.

### 2 - Action de l'eau du sol

Elle est due à :

- la méconnaissance des caractéristiques hydrauliques du sol,
- l'exécution peu soignée de l'assainissement du terrain sous le dallage et au voisinage immédiat.

### 3 - Mauvaise conception du dallage

Elle est due à la non-prise en considération de :

- la solidarisation de la dalle avec les fondations,
- l'incidence de cloisons lourdes,
- un affaiblissement local de la résistance par le passage de canalisations :
- une canalisation noyée dans l'épaisseur et réduisant l'inertie,
- une canalisation posée dans la forme et réduisant ses qualités portantes,
- une fuite dans une canalisation inaccessible (joints défectueux, corrosion, rupture mécanique due à un tassement).
- du gradient thermique

### 4 - Défauts de surface

Ils sont dus à :

- l'usure trop rapide des revêtements sous un trafic mal défini,
- l'attaque par des produits agressifs,
- le gel, affectant les dallages extérieurs en l'absence de bêche périphérique, de forme de pente ou de drainage du sol,

## 5.2. Conséquences des désordres

Ces désordres affectent :

- l'état de surface du dallage dont la dégradation peut aller jusqu'à le rendre impropre à sa destination,
- les cloisons (fissures, remontées d'humidité, décollement des revêtements),
- les canalisations (rupture mécanique par tassement différentiel, corrosion),

# GLOSSAIRE

**Dallage** : Le dallage peut être non armé, ou armé. Dans ce dernier cas, le ferrailage est déterminé en fonction des sollicitations appliquées.

**Essai œdométrique** (voir annexe): Essai de sol en laboratoire à l'aide de l'œdomètre (nom que TERZAGHI a donné à son appareil).  
Cet essai permet de tracer des courbes de compressibilité, qui donnent le tassement « s » d'un échantillon de sol en fonction des contraintes «  $\sigma$  » qui lui sont appliquées (voir Annexe).

**Essai pressiométrique** (voir Annexe) : Essai de sol réalisé in-situ à l'aide du pressiomètre MÉNARD permettant de mesurer les caractéristiques mécaniques : module pressiométrique E, pression limite  $p_l$ . La connaissance de ces deux quantités permet le calcul de la force portante des fondations (résistance à la rupture et tassement) (voir Annexe).

**Essai pénétrométrique** : Essai de sol in-situ à l'aide du pénétromètre statique ou dynamique (enfoncement dans le sol d'une pointe métallique par vérinage ou battage). Cet essai permet de mesurer la résistance de pointe liée directement à la contrainte de rupture du sol (voir Annexe).

**Essai de WESTERGAARD** : Essai de sol réalisé in-situ à l'aide d'une plaque d'acier chargée. Cet essai permet de déterminer le module de réaction du sol (voir paragraphe 1.6,2-2a).

**Forme** : Elle peut être en sable, tout-venant, béton maigre, grave-ciment et composée éventuellement de deux couches (tout-venant plus béton maigre, tout-venant plus grave-ciment, etc) pour les dallages fortement sollicités.

**Indice C.B.R.** : L'indice portant Californien ou C.B.R. (Californian Bearing Ratio) est un nombre sans dimensions exprimant, en pourcentage, le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans un matériau type d'autre part. Son but est de préciser la force portante d'un sol compacté destiné à des pistes d'aérodrome ou à des routes.

**Limites d'ATTERBERG** : constantes physiques conventionnelles qui marquent le seuil entre :

- le passage d'un sol de l'état solide à l'état plastique (limite de plasticité)  $W_p$ .
- le passage d'un sol de l'état plastique à l'état liquide (limite de liquidité)  $W_L$ .

**Porosité** (voir Annexe) : Par définition la porosité d'un sol est le rapport entre le volume des vides et le volume total correspondant d'un échantillon donné. Lorsqu'un sol tasse ou se consolide, sa porosité diminue.

# CHAPITRE 7

## LES OUVRAGES PARTICULIERS

### TABLE DES MATIÈRES

	Pages
<b>1. OBJET DE CE CHAPITRE</b>	<b>352</b>
<b>2. ÉLÉMENTS CONSTRUCTIFS</b>	<b>353</b>
2.1 POTEAUX	353
2.2 POUTRES ET CHAÎNAGES	362
2.3 ESCALIERS	368
2.4 VOILES FORMANT POUTRES	372
2.5 PIEUX ET PAROIS MOULÉES	380
<b>3. OUVRAGES DIVERS</b>	<b>383</b>
3.1 OUVRAGES DESTINÉS À CONTENIR OU À RETENIR DES LIQUIDES	383
3.2 SILOS...	394
3.3 TUNNELS – GALERIES ET VOUSOIRS	397
<b>4. UTILISATION DU BÉTON PROJETÉ ET DU TREILLIS SOUDÉ POUR LA RÉALISATION, LE RENFORCEMENT OU LA RÉPARATION DES STRUCTURES</b>	<b>400</b>
4.1 PRÉAMBULE...	400
4.2 DESCRIPTION DES MÉTHODES	401
4.3 UTILISATION DU BÉTON PROJETÉ	404

# 1. OBJET DE CE CHAPITRE

A l'inverse des chapitres précédents, le présent chapitre ne se rapporte pas spécifiquement à un type d'ouvrage particulier. Son rôle est de montrer d'autres applications possibles du treillis soudé et de fournir des précisions complémentaires sur des applications déjà évoquées dans les précédents chapitres.

# 2. ÉLÉMENTS CONSTRUCTIFS

## 2.1. POTEAUX

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs en béton, qui peuvent avoir un rôle semblable, font l'objet du chapitre 4.

Seuls sont considérés ici les poteaux rectangulaires soumis à une compression «centrée», ce qui correspond aux poteaux courants de bâtiments lorsqu'ils ne forment pas montants d'un portique de contreventement.

### 2.1,1. justification des poteaux

#### 2.1,1,1. DÉFINITION

L'article B.8.2,10 des Règles BAEL spécifie qu'un «*poteau est réputé soumis à une compression «centrée» s'il n'est sollicité en plus de l'effort normal de compression que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance des éléments qui lui sont liés, et qui ne conduisent, par ailleurs, qu'à de petites excentricités de la force extérieure*».

Par exemple si  $e_o$  est l'excentricité de la force extérieure mesurée parallèlement à un côté de longueur  $c$  d'un poteau rectangulaire, on doit avoir :

$$e_o \leq \frac{c}{12} \text{ environ}$$

En outre, selon l'article B.8.4,1. des Règles BAEL, les conditions de mise en œuvre et, en particulier, la qualité des coffrages, doivent être telles que l'excentricité  $e_c$  due à un défaut de rectitude satisfasse à la condition :

$$e_c \leq \text{Min} \left( 1 \text{ cm} ; \frac{\ell}{500} \right)$$

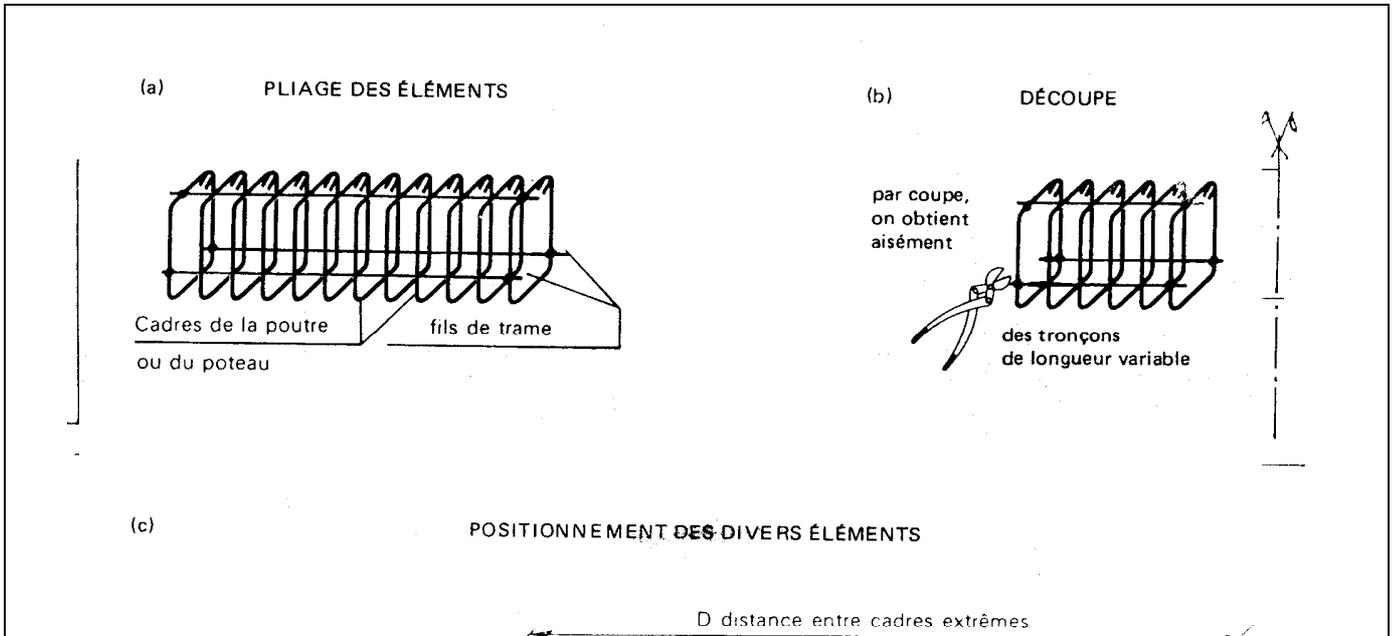
$\ell$  étant la longueur « libre » du poteau, évaluée comme indiqué sur la figure 7.2 et exprimée en cm.

#### 2.1,1,2. ÉVALUATION DES CHARGES APPLIQUÉES

Les charges verticales peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application des lois de dégression des charges variables (voir chapitre 1, paragraphe 3.3).

Pour évaluer ces charges, on peut admettre la discontinuité des divers éléments de plancher ; toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

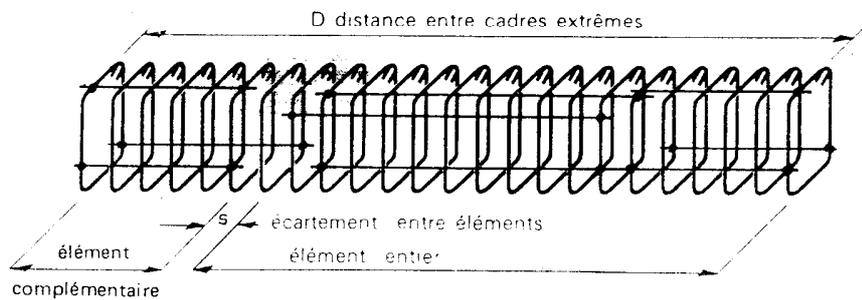
- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées,
- de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments comportant au moins trois travées.



2.1.1

Pour dans

$0 \leq s \leq \text{maille}$   
exemple :



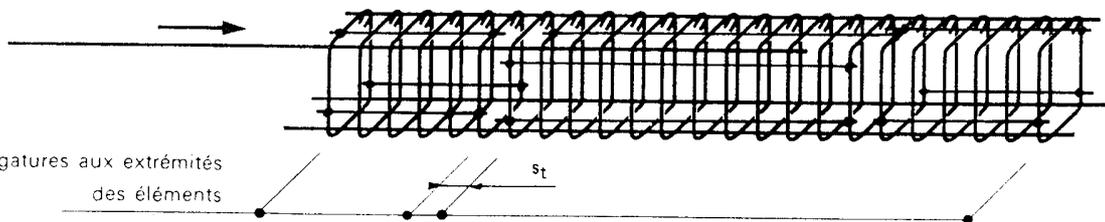
considérer

is [7.1]

avec

(d) INTRODUCTION ET LIGATURAGE DES BARRES LONGITUDINALES

Rem coml



à dans la

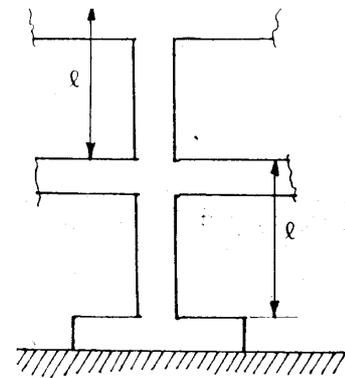
2.1.1

Dans  
rent  
de fl:  
longi  
indiqué sur la figure 7.2.

Fig. 7.7

On peut prendre :

- $l_f = 0,7 \ell$  si le poteau est à ses extrémités :
  - soit encastré dans un massif de fondation ;
  - soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur (1) que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- $l_f = \ell$  dans tous les autres cas.



(1) On rappelle que la raideur est le rapport du moment d'inertie de la section droite à la portée d'une poutre ou à la longueur d'un poteau.

## 2.1,1,5. DÉTERMINATION DES ARMATURES

Seuls sont considérés ici les poteaux pour lesquels on a :

$$\ell_f \leq 20 a$$

où  $a$  représente le petit côté du poteau.

On désigne par  $B_r$  la section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie :

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \quad \text{formule [7.2]}$$

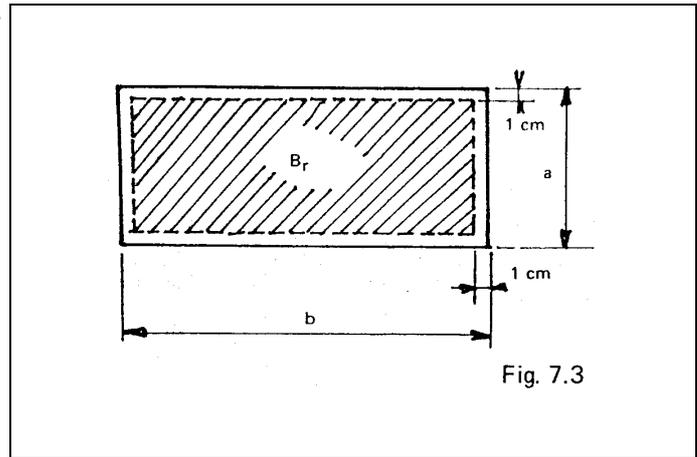


Fig. 7.3

### a) Armatures longitudinales

En pratique, la section des armatures longitudinales d'un poteau peut être réalisée pour une part  $A_{ts}$  par du treillis soudé et pour le complément  $A_b$  par des aciers en barres B500.

$A_{ts}$  et  $A_b$  étant exprimés en  $\text{cm}^2$  il faut que :

$$A_{ts} + A_b \geq 27 \beta N_u - 17 B_r f_{c28} \quad (\text{MN}, \text{m}^2, \text{MPa}) \quad \text{formule [7.3]}$$

$$\text{où : } \beta = 1 + 0,002 \left( \frac{\ell_f}{a} \right)^2 \quad \text{pour } \ell_f \leq 14,4 a$$

$$\beta = 0,0068 \left( \frac{\ell_f}{a} \right)^2 \quad \text{pour } 14,4 a < \ell_f \leq 20 a \quad \text{formules [7.4]}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée après 28 jours et avant 90 jours la valeur de  $\beta$  doit être multipliée par 1,10. Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge  $j$  inférieur à 28 jours, la valeur de  $\beta$  doit être multipliée par 1,20 et il faut substituer  $f_{ci}$  à  $f_{c28}$  dans la formule 7.3 (pour  $f_{ci}$ , voir chapitre 1 .fig. 1.2).

L'article A.8.1,2 des Règles BAEL impose aussi la double condition :

$$\text{Max} \left[ 4 u ; 0,2 \frac{B}{100} \right] \leq A \leq \frac{5 B}{100} \quad \text{formule [7.5]}$$

avec «  $u$  » longueur (en m) du périmètre de la section droite  $B$  (en  $\text{cm}^2$ ) du poteau et  $A$  section des aciers longitudinaux en  $\text{cm}^2$ , c'est-à-dire, pour un poteau armé de barres HA et de treillis soudés :

$$A = A_b + A_{ts}$$

*Abaque pour la détermination de la section des armatures longitudinales*

La formule 7.3 peut se mettre sous la forme :

$$\frac{A_{ts} + A_b}{(\text{cm}^2)(\text{cm}^2)} = \rho \cdot \frac{B_r}{(\text{m}^2)} \cdot f_{c28} \quad (\text{MPa})$$

L'abaque de la figure 7.4 donne la valeur de  $\rho$  (c'est-à-dire de  $\frac{A_{ts} + A_b}{B_r f_{c28}}$ , dimension :  $\text{MPa}^{-1}$ ) en fonction

de :

$$v_u = \frac{N_u}{B_r f_{c28}} \quad \text{et de } \frac{\ell_f}{a} \quad (\rho = 27 \beta v_u - 17)$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, majorer la valeur de  $v_u$  de 10%.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge  $j < 28$  jours, il faut remplacer  $f_{c28}$  par  $f_{ci}$  et majorer la valeur de  $v_u$  de 20 %.

### Exemple :

Soit un poteau de 0,25 x 0,65 m assemblé à ses extrémités à des poutres de plancher ayant une raideur importante et positionnées de telle façon que l'on puisse admettre :

$$\ell_f = 0,7 \ell$$

$$\text{soit pour } \ell = 3,50 \text{ m} : \ell_f = 2,45 \text{ m}$$

$$\text{On a } \frac{\ell_f}{a} = \frac{2,45}{0,25} = 9,8$$

Les charges appliquées sont supposées égales à  $G = 1200 \text{ kN}$   
et  $Q = 730 \text{ kN}$

$$\text{On a } N_u = 1200 \times 1,35 + 730 \times 1,5 = 2720 \text{ kN et } B_r = 0,23 \times 0,63 \text{ m}^2 \quad (\text{voir formule 7.2})$$

$$\text{d'où, si } f_{c28} = 30 \text{ MPa} : v_u = \frac{2,72}{0,23 \times 0,63 \times 30} \approx 0,625$$

$$\text{L'abaque donne } k = 3,1 \text{ d'où } A_{ts} + A_b = 3,1 \times 0,23 \times 0,63 \times 30 = 13,48 \text{ cm}^2$$

Si la section  $A_{ts}$  correspond à quatre fils de  $\varnothing 6 \text{ mm}$   $A_{ts} = 1,13 \text{ cm}^2$ , la section d'acier complémentaire  $A_b$  en barres HA B500 doit être de :  $13,48 - 1,13 = 12,35 \text{ cm}^2$  (4  $\varnothing 20$ )

On vérifie bien que les valeurs réelles de  $A_b$  et  $A_{ts}$  sont telles que :

$$A = A_b + A_{ts} = 12,57 + 1,13 = 13,70 \text{ cm}^2 > \begin{cases} 4 u = 4 \times 1,8 = 7,2 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 B}{100} = 3,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### b) Armatures transversales

Soit  $\varnothing_t$  le diamètre des fils (en mm) du treillis soudé qui constituent les armatures transversales du poteau.  $\varnothing_t$  doit être au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre  $\varnothing_\ell$  (mm) des fils ou des barres longitudinales. On choisit normalement :

$$5 \leq \varnothing_t \leq 12 \text{ mm}$$

En outre si «  $s_t$  » désigne l'espacement des fils de diamètre  $\varnothing_t$  il faut avoir :

$$s_t < \text{Min} [15 \varnothing_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}] \quad \text{formule [7.6]}$$

Pour  $\varnothing_t \leq 16 \text{ mm}$ , dès que  $a \geq 14 \text{ cm}$ , la condition  $s_t < 15 \varnothing_\ell$  l'emporte sur les deux autres (voir tableau 7.1). Si le poteau est armé au pourcentage minimal  $A_{\min} = \text{Max} \left[ 4u ; \frac{0,2B}{100} \right]$ , voir formule 7.5, la condition sur  $s_t$  se réduit à  $s_t \leq \text{Min} [a+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}]$

**Remarque :** On doit s'assurer que dans une zone de recouvrement de barres longitudinales, le nombre d'armatures transversales est au moins égal à 3.

ABAUQUE POUR LA DÉTERMINATION DES ARMATURES  
DES POTEAUX ARMÉS DE TREILLIS SOUDÉS

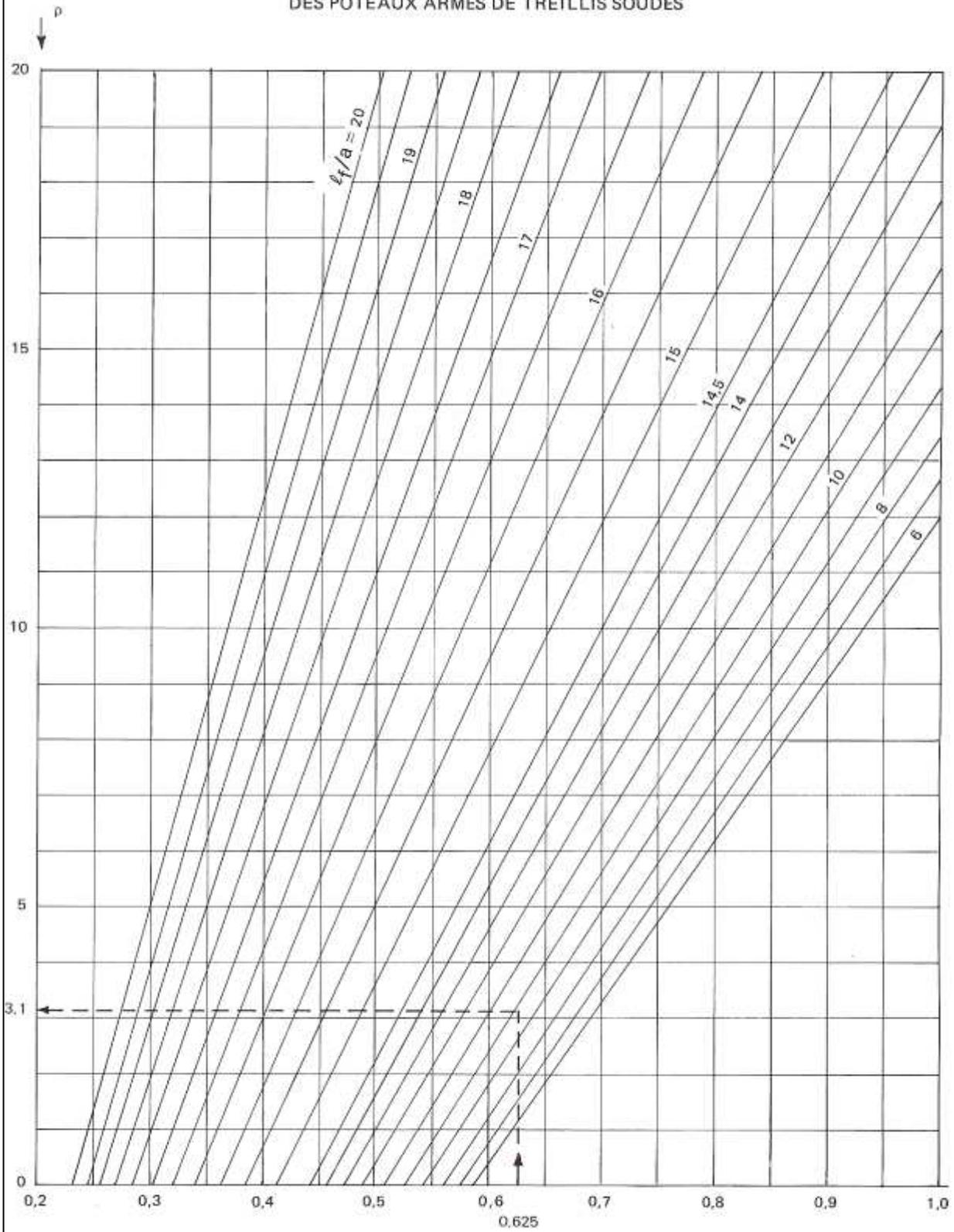


Fig. 7.4

$$\rho_v = \frac{N_u}{B_r f_{c28}}$$

**Tableau 7.1** (valable pour  $14 \text{ cm} < a < 40 \text{ cm}$ )

Ecartement maximal entre deux nappes d'armatures transversales pour différentes valeurs du diamètre des armatures longitudinales

$\varnothing l$ (mm)	$s_{t \text{ max}}$ (cm)
5,5	8
6	9
7	10,5
8	12
9	13,5
10	15
12	18
14	21
16	24

## 2.1.2. choix des panneaux de treillis soudés

Comme pour la plupart des différents «éléments constructifs» étudiés dans ce chapitre, seuls les produits «sur devis» conviennent en général (chapitre 1, titre 1.4,2).

Deux dispositions peuvent être adoptées :

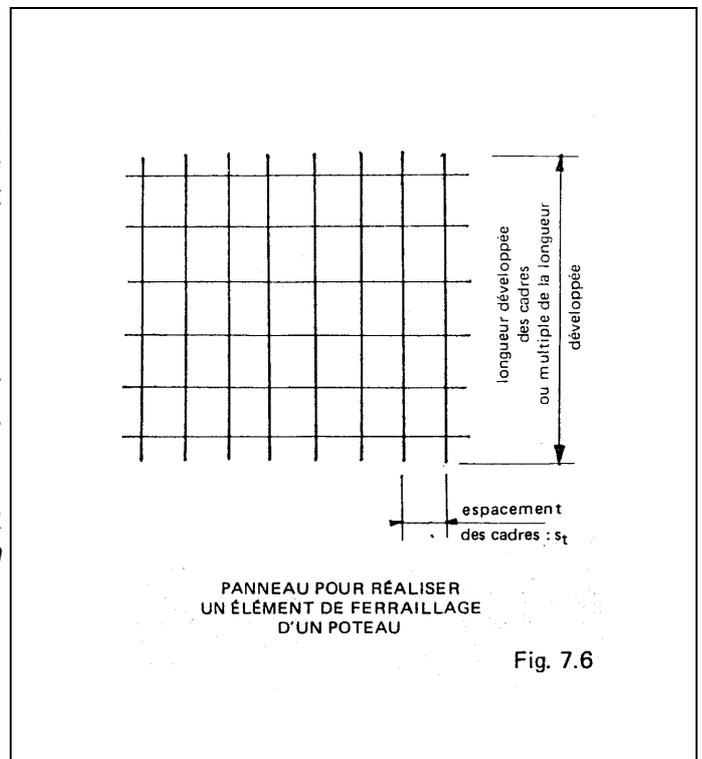
### Première disposition

Un même panneau est plié pour obtenir, en section droite, un cadre tout à fait semblable à celui d'une armature traditionnelle. Pour réaliser cette première disposition, deux solutions sont possibles.

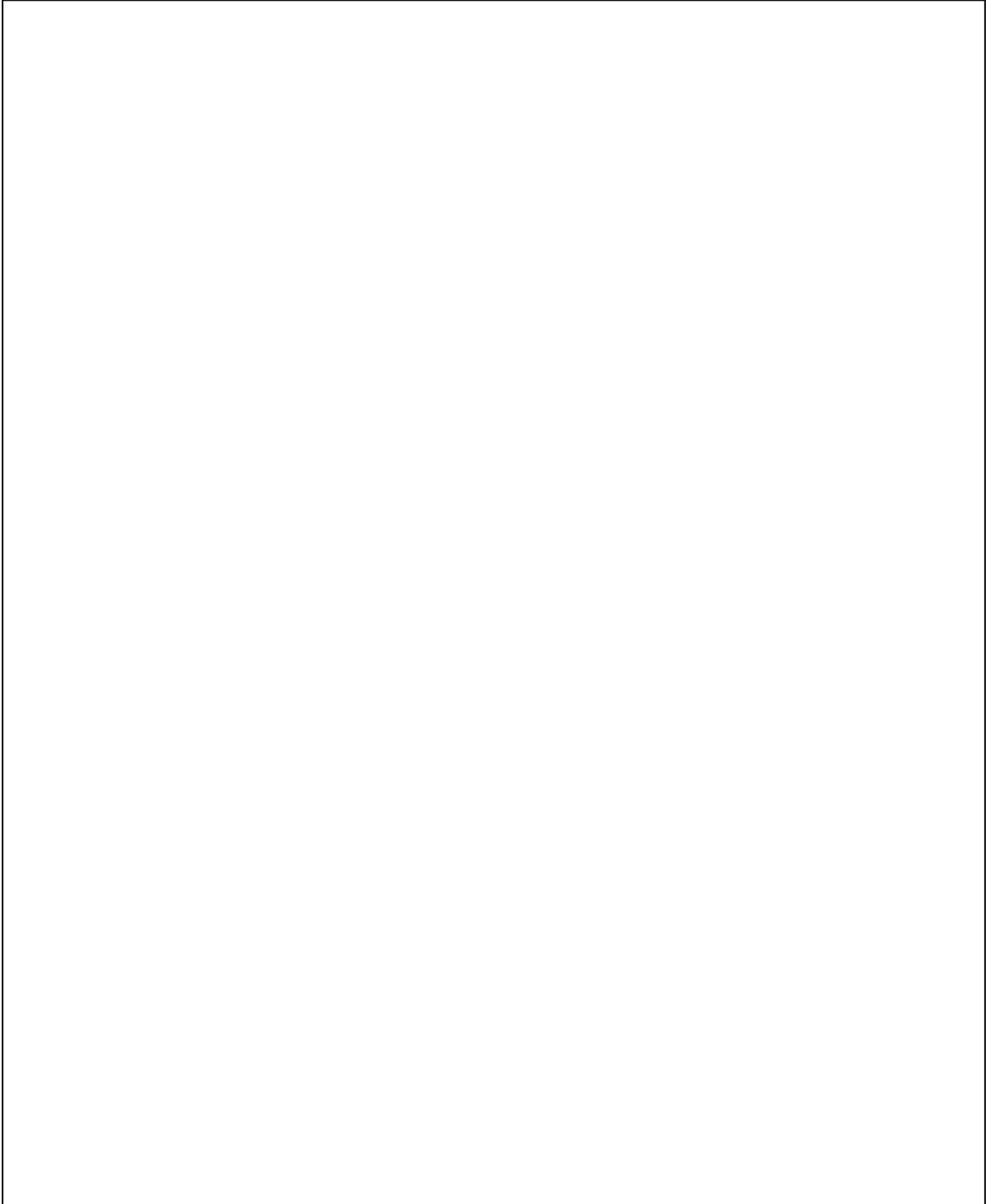
#### Solution a)

On utilise un panneau dont les fils porteurs (voir figures 7.6 et 7.8a) ont la longueur développée des cadres du poteau.

Les fils de répartition sont alors très peu nombreux et de petit diamètre. *Ils ne peuvent pas être pris en compte dans les calculs* c'est-à-dire que, dans la formule 7.3, il convient, dans ce cas, de prendre  $A_{ts} = 0$ .



Pour obtenir la longueur de ferrailage souhaitée, on peut ajouter des éléments complémentaires obtenus par découpe d'un élément entier. L'ensemble est finalement maintenu par introduction et ligaturage des barres longitudinales (figure 7.7).



Cette solution (a) permet éventuellement l'utilisation de panneaux sur stock s'il ne doit pas en résulter des chutes trop importantes.

A titre d'exemple, si  $\varnothing_\ell$  est le diamètre des armatures longitudinales, on peut utiliser :

- un panneau ST 10 si  $\varnothing_\ell \leq 16$  mm,
- un panneau ST 25 ou un ST 35 si  $\varnothing_\ell = 20$  mm,

Les désignations «D» et «E» du paragraphe 1.3 du chapitre 1 correspondent alors respectivement aux symboles  $\varnothing_\ell$  et  $s_t$  du paragraphe 2.1,1,5-b du présent chapitre.

# UTILISATION DU TS POUR LA FABRICATION DE CAGES (POTEAUX OU POUTRES)

Fig. 7.8 a

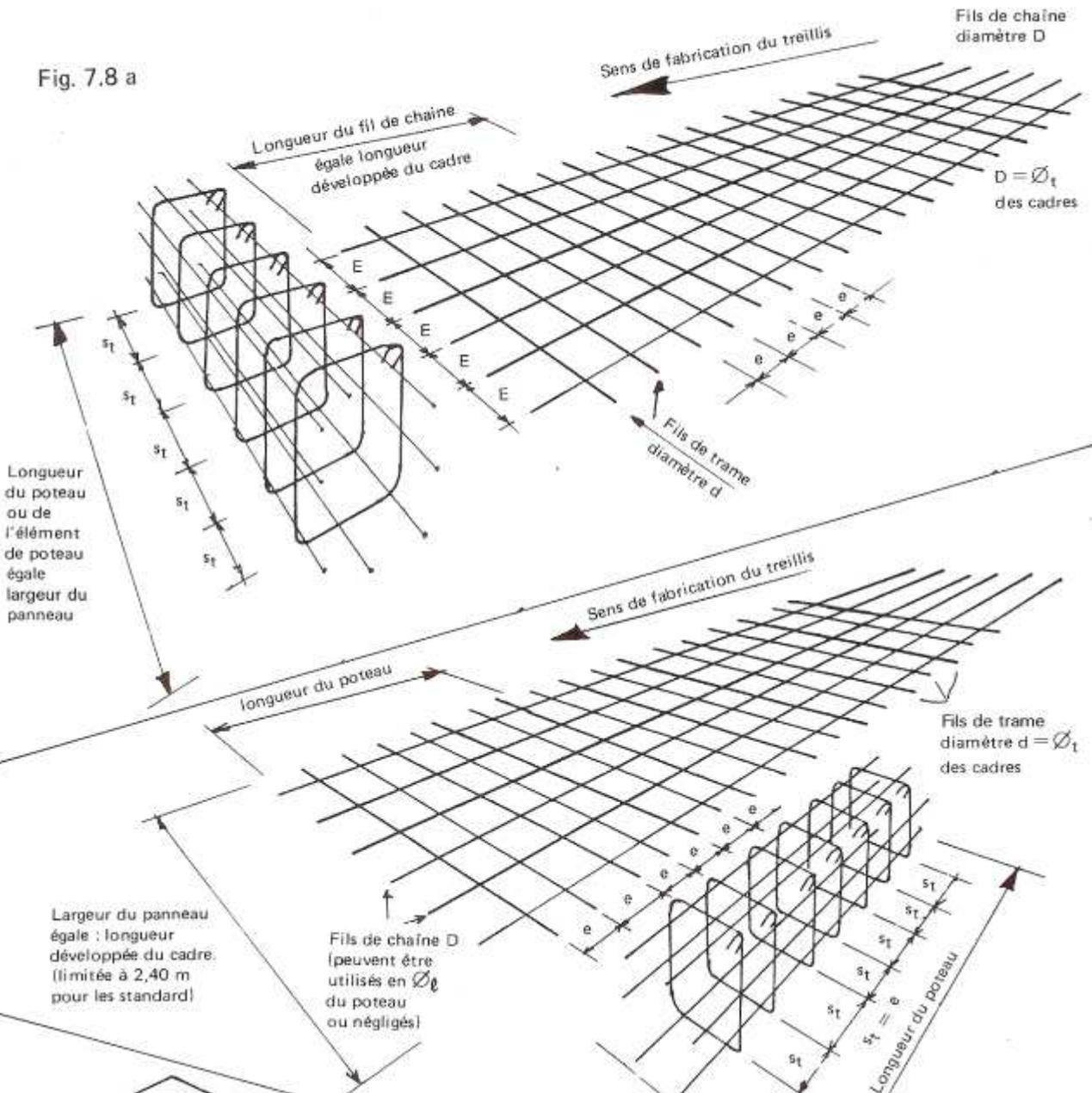


Fig. 7.8 b

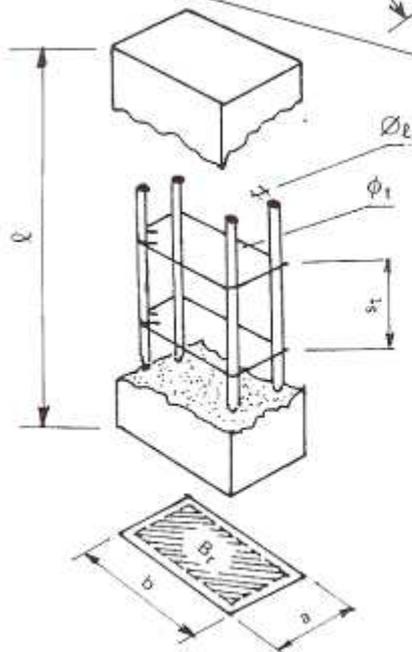


Fig. 7.8 c

		Solution A fig. 7.8 a	Solution B fig. 7.8 b
Armatures longitudinales $A = A_{l1} + A_{l2}$	$A_{l1}$	$n \times \frac{\pi \varnothing_l^2}{4}$	$n \times \frac{\pi \varnothing_l^2}{4}$
	$A_{l2}$	$\frac{\pi \times (a + b - 10) d^2}{2 e}$	$\frac{\pi \times (a + b - 10) D^2}{2 E}$
Armatures transversales	$\varnothing_t$	D	d
	$s_t$	E	e

$n$  = nombre de barres HA.

Solution b)

La figure 7.8-b montre une solution inverse de la solution (a) : cette fois les cadres sont fabriqués avec des fils de trame. Les désignations ADETS «d» et «e» du paragraphe 1.3 du chapitre 1 correspondent alors respectivement aux symboles  $\varnothing_t$  et  $s_t$ .

Cette solution (b) exige en général l'utilisation de produits sur devis.

La section  $A_{ts}$  des fils de chaîne peut être prise en compte dans les calculs et, si nécessaire, des barres longitudinales à haute adhérence peuvent être ajoutées pour obtenir la section « A » requise.

**Deuxième disposition**

Deux éléments de même largeur emboîtés l'un dans l'autre et ligaturés en quelques points constituent une armature de poteau.

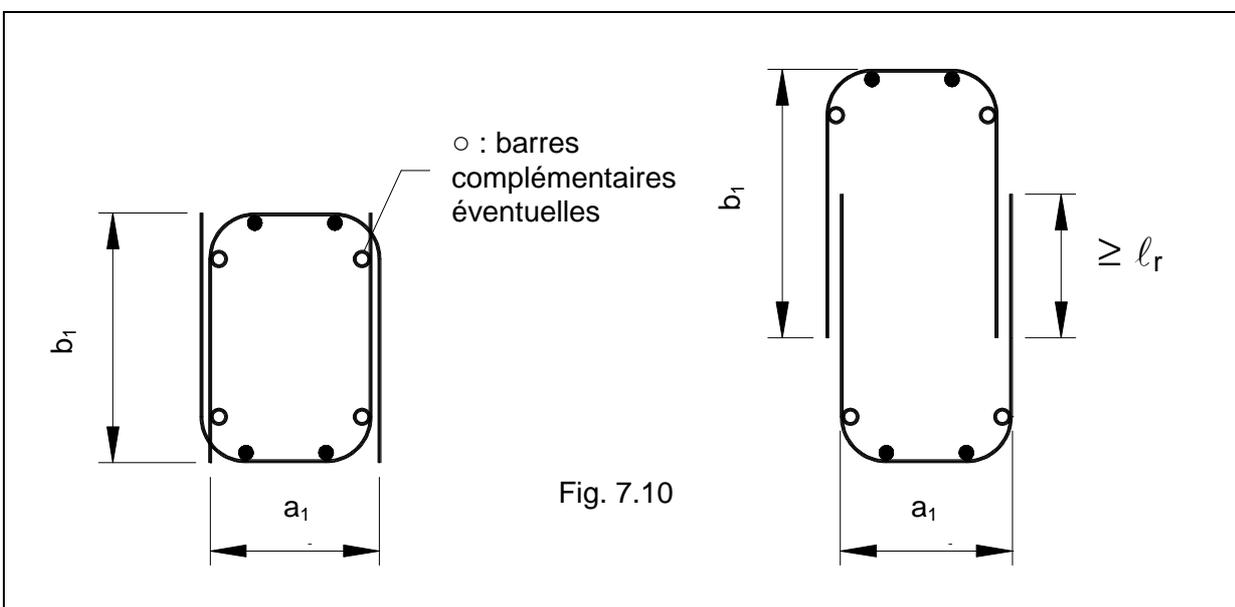
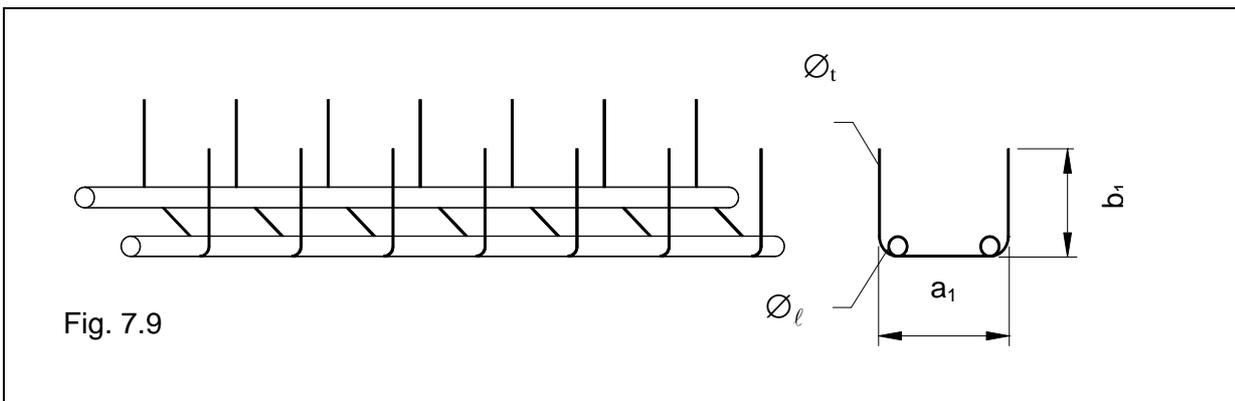
Avec deux éléments de dimensions transversales  $a_1, b_1$ , (figure 7.9) on obtient le ferrailage d'un poteau de section  $a \times b$ . Pour respecter l'enrobage minimal «c» (chapitre 1, page 31) il suffit de prendre :

$$a_1 = a - 2c$$

$$\text{et } b_1 = b - 2c$$

Cependant, cette disposition possède une certaine souplesse, car elle permet de constituer le ferrailage de poteaux dont la grande dimension excède  $b_1 + 2c$ , sous réserve que la longueur de recouvrement de l'emboîtement soit au moins égale à la longueur de recouvrement théorique « $\ell_r$ » (chapitre 1, page 39) soit :

$$b \leq 2(b_1 + c) - \ell_r \quad (\text{fig. 7.9 et 7.10})$$



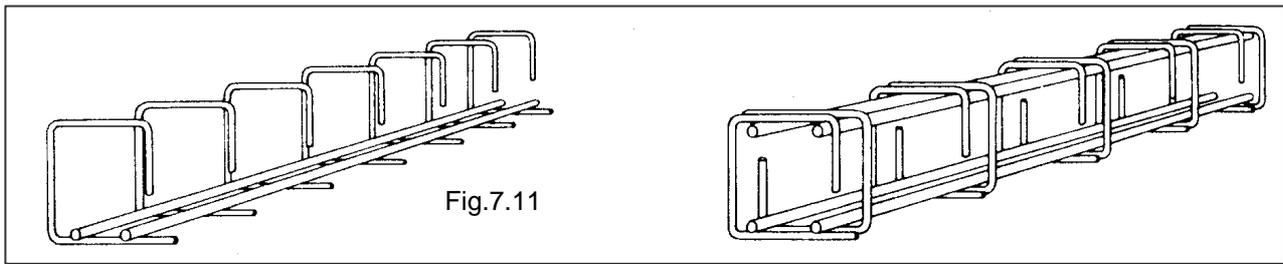


Fig.7.11

Des formes variantes peuvent également être adoptées. A titre d'exemple la figure 7.11 représente une forme qui a déjà été mentionnée dans le chapitre 1.

## 2.2. POUTRES ET CHÂINAGES

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et à des sollicitations d'effort tranchant. Les paragraphes qui suivent sont surtout consacrés à l'étude des armatures transversales (armatures «d'âme») assurant la résistance à ces dernières.

Une poutre possède en plus d'importantes armatures longitudinales et il est rare que les fils des treillis soudés soient suffisants pour constituer à eux-seuls la section «A» d'armatures longitudinales requise. En revanche, dans un «chaînage» où la section des armatures longitudinales est relativement faible, un treillis soudé peut suffire pour constituer à la fois les armatures transversales et les armatures longitudinales.

Pour les poutres «de grande hauteur» (disons  $h > 1$  m) l'article A 8.3 des Règles BAEL exige de prévoir des «armatures de peau» représentant au moins sur chaque face, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction :

- $3 \text{ cm}^2$  en cas de fissuration peu préjudiciable ou préjudiciable (ce qui est sensiblement réalisé avec un panneau ST 30).
- $5 \text{ cm}^2$  en cas de fissuration très préjudiciable (soit un panneau ST 50).

Ces règles sont fortement assouplies pour les poutres des bâtiments courants (cf. BAEL, art. B.6.6,2).

### 2.2.1. justification des poutres

#### a) Evaluation des charges appliquées

Les charges peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression horizontale (chapitre 1, page 49). Pour l'évaluation des charges transmises par les hourdis aux poutres, on peut négliger l'effet de continuité des hourdis. Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments, si les charges d'exploitation sont modérées (c'est-à-dire si  $q \leq \text{Min} [2g ; 5 \text{ kN/m}^2]$  avec  $g$  : poids propre du hourdis).

Une exception doit toutefois être faite en ce qui concerne :

- les travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées (règle analogue à celles des poteaux, voir fig. 7.1) ;
- les travées de rive prolongées par une console où l'on tient compte de l'effet de console.

## b) Combinaisons d'actions

En général les combinaisons à considérer vis-à-vis des états-limites ultimes sont celles données par la formule 7.1. Dans le cas d'une travée de rive prolongée par une console, il convient de considérer en outre les combinaisons obtenues en remplaçant  $1,35 G$  par  $G$  dans les formules 7.1.

## c) Méthodes de calcul

Des méthodes simplifiées de calcul peuvent être adoptées. Elles ont déjà fait l'objet d'un développement dans le chapitre 2 aux paragraphes 5.3 et 5.4.

## d) Vérification de la résistance d'une section courante sous l'effet des sollicitations tangentes

Pour une poutre on appelle :

$V_u$  l'effort tranchant à l'état-limite ultime dans la section considérée.

$A_t$  la section d'une nappe d'armatures d'âme perpendiculaire à l'axe de la poutre.

$s_t$  l'espacement de ces nappes mesuré parallèlement à l'axe de la poutre.

$\tau_u$  la contrainte tangente conventionnelle du béton qui, pour une section rectangulaire ou en T, est prise égale à :

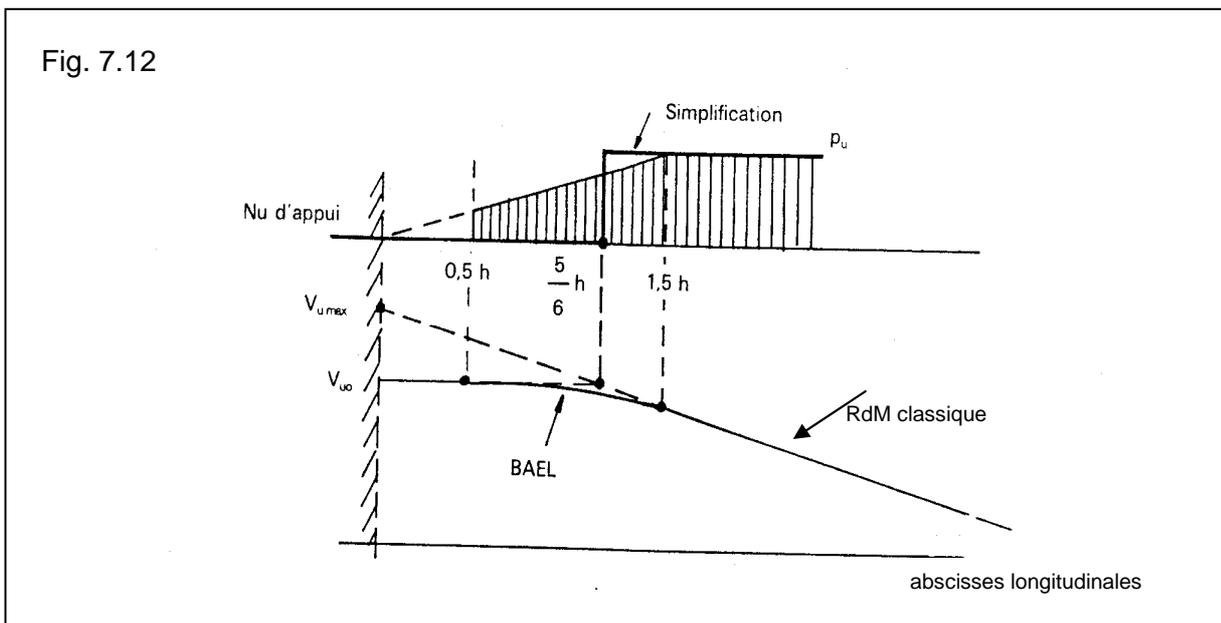
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (\text{MN, m, MPa}) \quad \text{formule [7.7]}$$

Pour la vérification du béton et pour la détermination des armatures d'âme au voisinage d'un appui, on peut tenir compte des phénomènes de transmission directe et :

- pour les charges réparties, opérer comme si la mise en charge se faisait sur une longueur  $1,5 h$  d'une part, et négliger toutes les charges appliquées à moins de  $0,5 h$  du nu d'appui d'autre part ( $h$  = hauteur totale de la poutre).

Pour simplifier l'application pratique, on peut se contenter de négliger les charges situées à moins de  $\frac{5}{6} h$  du nu d'appui (fig. 7.12) ce qui revient donc à supposer que sur la distance  $\frac{5}{6} h$  comptée depuis le nu d'appui, l'effort tranchant est constant et égal à :

$$V_{uo} = V_{u \max} - \frac{5}{6} p_u h$$



Pour les charges concentrées la même règle conduit à négliger toute charge agissant à moins de 0,5 h du nu d'appui et à ne compter toute charge  $P_{ui}$  située à une distance  $a_i$  du nu d'appui comprise entre 0,5 h et 1,5 h que pour la fraction  $\frac{2a_i}{3h}$  de sa valeur.

Dans le cas le plus général, où l'on a à la fois des charges réparties et des charges concentrées :

$$V_{uo} = p_u \left( \frac{\ell}{2} - \frac{5}{6} p_u h \right) + \sum_{h/2}^{3h/2} P_{ui} \frac{2a_i}{3h} \left( 1 - \frac{a_i}{\ell} \right) + \sum_{3h/2}^{\ell} P_{ui} \left( 1 - \frac{a_i}{\ell} \right)$$

Cet effort tranchant est constant sur la longueur  $x = \frac{h}{2}$  comptée depuis le nu d'appui.

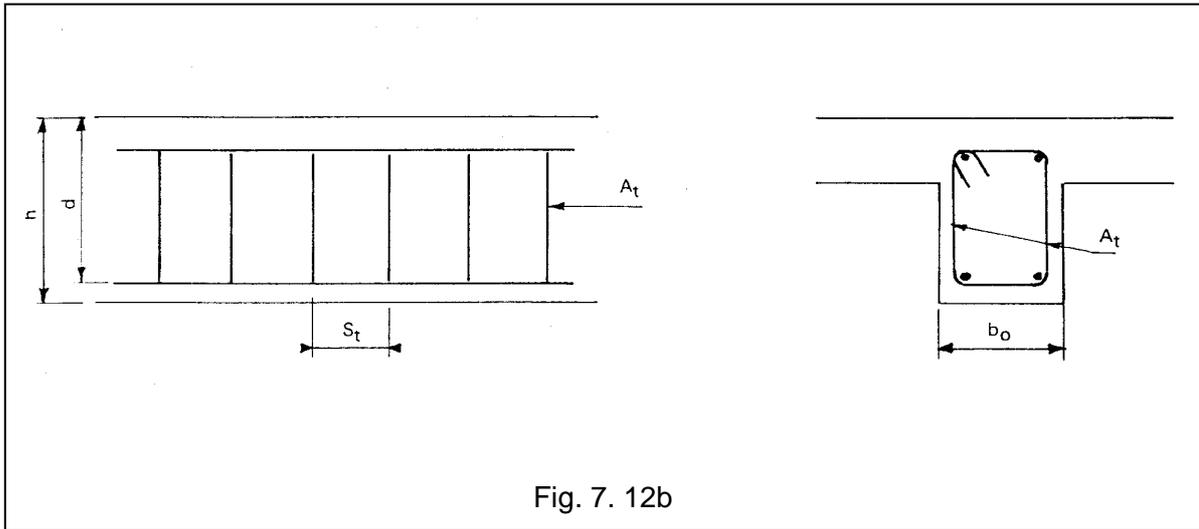


Fig. 7. 12b

### 1) Vérification du béton

La contrainte tangente conventionnelle « réduite »  $\tau_{uo} = \frac{V_{uo}}{b_0 d}$  doit vérifier (BAEL A.5.1,21):

- si la fissuration est considérée comme préjudiciable (avec  $\gamma_b = 1,5$  en général):

$$\tau_{uo} \leq \tau_{lim} = \text{Min} \left[ \frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] \quad \text{formule [7.8]}$$

- si la fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{uo} \leq \tau_{lim} = \text{Min} \left[ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right] \quad \text{formule [7.9]}$$

### 2) Détermination des armatures d'âme en treillis soudé

En toute section on doit avoir :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0,3k f_{t28})}{450} \quad (\text{m}^2, \text{m}, \text{MPa}) \quad \text{formule [7.10]}$$

avec  $f_{t28}$  résistance à la traction du béton (chapitre 1, page 26) plafonnée à 3,3 MPa.  
 $\gamma_s = 1,15$  en général.

Le coefficient k est pris égal à :

k = 0 en cas de reprise de bétonnage sans indentations ou si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

k = 1 en flexion simple (BAEL A.5.1,23) sans reprise de bétonnage ou avec une reprise dont la surface est munie d'indentations en saillie d'au moins 5 mm.

Il faut en outre que l'on ait :

$$s_t \leq \text{Min} [ 0,9 d ; 40 \text{ cm} ] \quad \text{formule [7.11]}$$

$$\frac{A_t}{b_o s_t} \geq \frac{0,8}{1000} \quad \text{formule [7.12]}$$

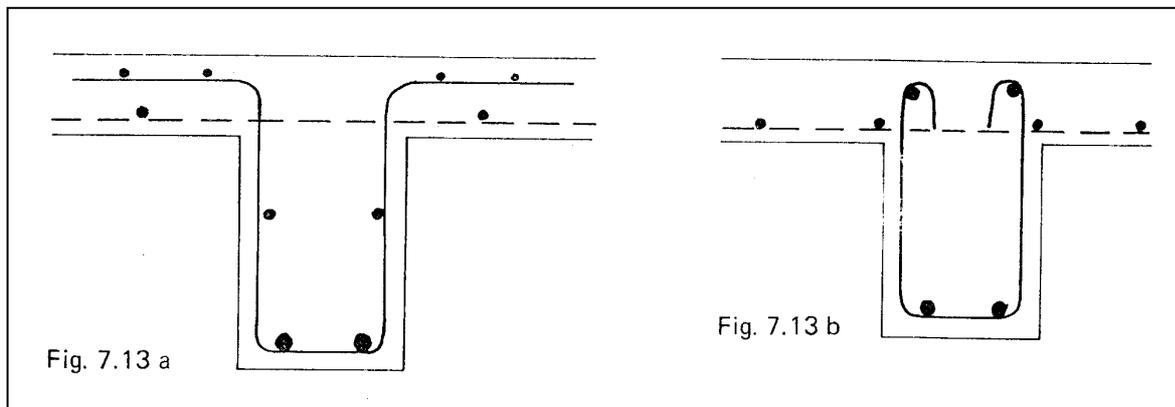
## 2.2,2. choix des panneaux de treillis soudés

### a) Dispositions des panneaux

Les dispositions à adopter pour les poutres sont identiques à celles indiquées au titre 2.1,2 1 (fig. 7.6 à 7.8).

Dans le cas de sections en T, dans les zones où la table est comprimée, la disposition indiquée sur la figure 7.13 (a) peut également être adoptée.

Pour des poutres faiblement sollicitées (par exemple linteaux au-dessus des portes ou fenêtres), la disposition de la figure 7.13 (b) est préférable.



Il est possible d'adopter les dispositions indiquées au paragraphe 2.1,2,2 (fig. 7.9. à 7.11) mais elles doivent alors être réservées aux poutres faiblement sollicitées ou aux chaînages.

### b) Définition des panneaux

Pour une poutre les divers éléments, entiers ou complémentaires, qui constituent les armatures d'âme suivant le principe de la figure 7.7 (c) sont réalisés à partir de panneaux ayant des définitions différentes.

On détermine d'abord pour les sections situées au voisinage des appuis la valeur de  $\frac{A_t}{s_t}$  à l'aide des formules 7.10 et 7.12

La section nominale en  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire du panneau correspondant est  $\frac{10^4 \cdot A_t}{2s_t} = \frac{5000A_t}{s_t}$  (puisque  $A_t$  représente deux fois l'aire d'un fil) et en utilisant le tableau 1 page 19 du chapitre 1 on peut choisir le couple (diamètre  $\varnothing_t$  - espacement  $s_t$ )

L'abaque de la figure 7.14 donne directement pour des poutres de largeur  $b_0$  comprise entre 0,10 m et 1,00 m les couples diamètre/espacement à prévoir.

**Exemple :** Poutre à section rectangulaire de section  $b_0 \times h = 0,20 \times 0,44$  m ( $d = 0,40$  m) sur appuis simples, de 4,00 m de portée, soumise à des charges réparties l'une permanente de 22 kN/m et l'autre d'exploitation de 37 kN/m ( $f_{c28} = 25$  MPa, fissuration peu préjudiciable).

Cette poutre est bétonnée sans reprise.

Poids propre :  $g_0 = 0,2 \times 0,44 \times 25 = 2,2$  kN/m

Effort tranchant dans la section située à  $\frac{5h}{6}$  du nu d'appui :  $V_{u0} = p_u \left( \frac{\ell}{2} - \frac{5h}{6} \right)$

c'est-à-dire avec  $p_u = g_u + q_u = 1,35 (0,022 + 0,0022) + 1,5 \times 0,037 = 0,0327 + 0,0555 = 0,088$  MN/m

$$V_{u0} = 0,088 \left( \frac{4}{2} - \frac{5 \times 0,44}{6} \right) = 0,144 \text{ MN}$$

On a bien

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d} = \frac{0,144}{0,2 \times 0,4} = 1,8 \text{ MPa} < \frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ MPa}$$

Comme il n'y a pas de reprise de bétonnage,  $k = 1$  et l'abaque 7.14 donne pour  $\tau_{u0} - 0,63 \approx 1,2$  MPa une section de  $3 \text{ cm}^2/\text{m}$  qui peut être réalisée en panneaux sur devis avec les couples , 7/125, 8/150 ou 9/200 ou avec un panneau standard ST 35.

Cet élément entier ou partiel est mis en place sur le quart environ de la portée de la poutre compté à partir du nu d'appui (le premier fil transversal à la distance  $s_t / 2$  de celui-ci). On détermine ensuite la nouvelle valeur  $\frac{A_t}{s_t}$  correspondant à la section située au quart de la portée  $s$  ce qui fournit les caractéristiques du ou des éléments de la partie centrale.

Ainsi, dans cet exemple, en admettant que la charge variable soit également d'étendue variable et en assimilant la ligne enveloppe de l'effort tranchant à une droite joignant les points d'ordonnée  $V_{u\max}$  sur appui et  $\frac{q_u \ell}{8}$  à mi-travée, donc d'équation :

$$V_u(x) = V_{u\max} \left( 1 - \frac{2x}{\ell} \right) + \frac{q_u x}{4}$$

au quart de la portée c'est à dire, pour  $x = \ell/4$ , on a

$$V_u\left(\frac{\ell}{4}\right) = \frac{V_{u\max}}{2} + \frac{q_u \ell}{16} = \frac{\ell}{4} \left( p_u + \frac{q_u}{4} \right) = \frac{4}{4} \left( 0,088 + \frac{0,0555}{4} \right)$$

soit

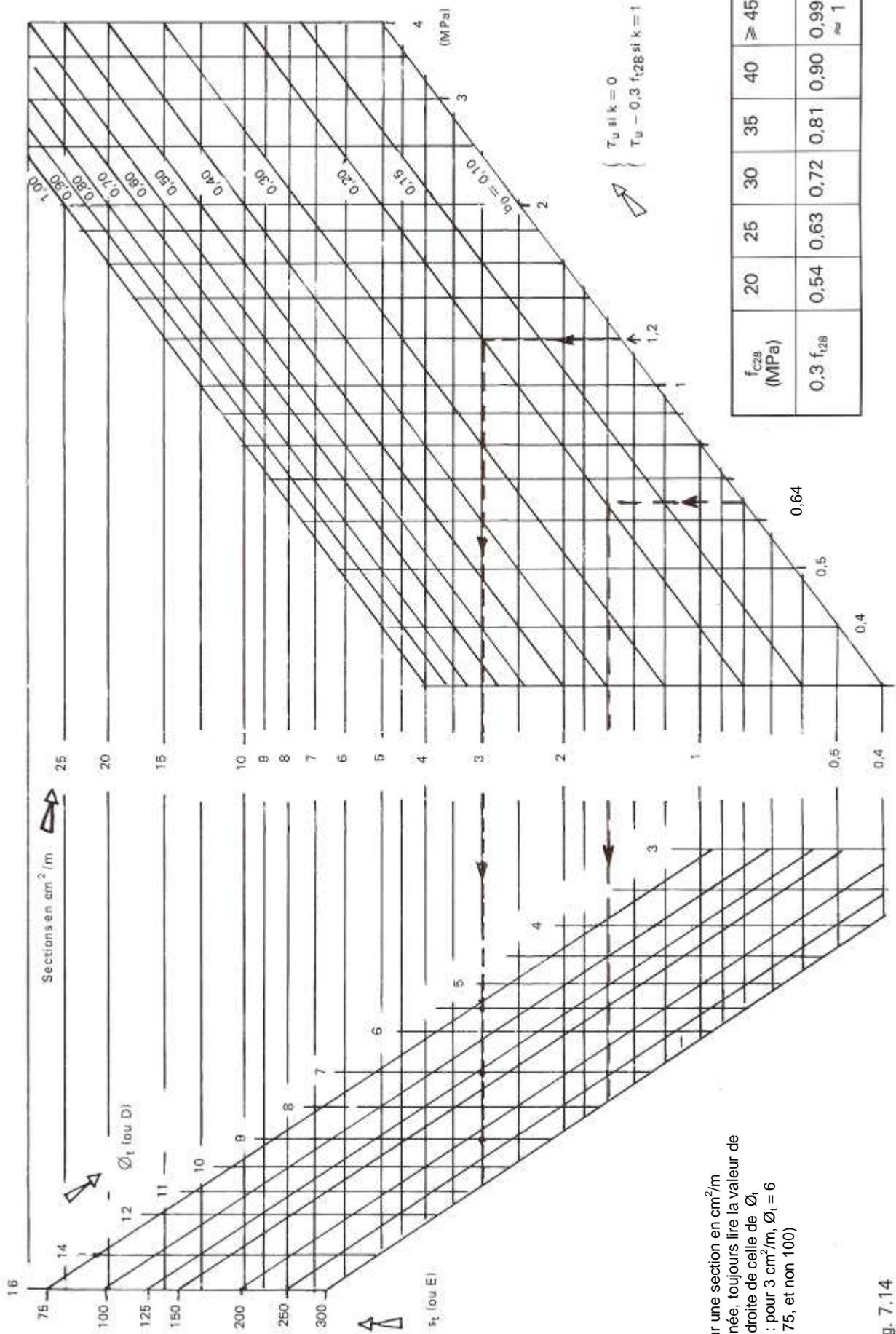
$$V_u\left(\frac{\ell}{4}\right) = 0,102 \text{ MN}$$

et

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{0,102}{0,2 \times 0,4} = 1,27 \text{ MPa}$$

et pour  $\tau_u - 0,63 \approx 0,64$  MPa, l'abaque 7.14 donne  $1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$  ce qui correspond sur devis aux couples 4,5/100 ou 5/125 ou à un panneau standard ST 20 découpé dans le sens de sa longueur, et plié selon la solution (a) du titre 2.1,2 du présent chapitre ( $D = \varnothing_\tau$  ;  $E = s_t$ ).

ABAQUE POUR LA DÉTERMINATION DES TREILLIS SOUDÉS ARMANT TRANSVERSALEMENT  
LES POUTRES

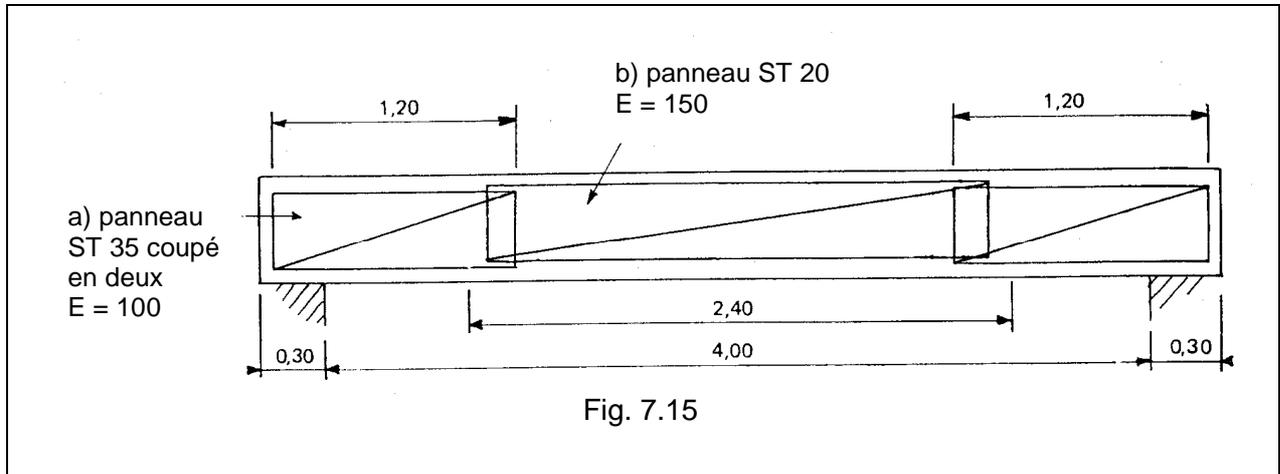


Pour une section en cm<sup>2</sup>/m donnée, toujours lire la valeur de s<sub>1</sub> à droite de celle de Ø<sub>1</sub>.  
(Ex : pour 3 cm<sup>2</sup>/m, Ø<sub>1</sub> = 6 s<sub>1</sub> = 75, et non 100)

Fig. 7.14

Si  $c$  désigne l'enrobage, la longueur développée d'un cadre est sensiblement égale à  $2(b_0+h-4c)+19\varnothing$ . Dans le cas présent, avec  $c = 3$  cm, cette longueur vaut pour des fils de 7 mm de diamètre :  $2(20+44-12)+19 \times 0,7 = 117$  cm arrondis à 120 cm. Pour des fils de 6 mm de diamètre, on trouve 115 cm, également arrondis à 120 cm.

Finalement, le ferrailage de la poutre (vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant uniquement) est le suivant:



- a) panneau ST 35 coupé à 1,20 m de longueur et recoupé en deux dans le sens de sa longueur pour avoir  $2 \times 1,20$  m de largeur puis plié en sorte que les fils  $\varnothing 7$  forment des cadres fermés (espacement  $E = 100$  mm)
- b) panneau ST 20 coupé à 1,20 m de longueur et plié en sorte que les fils  $\varnothing 6$  forment des cadres fermés (espacement  $E = 150$  mm)

## 2.3. ESCALIERS

Les escaliers en béton armé sont de types et de formes très nombreux. Seuls sont considérés dans ce chapitre les escaliers droits, qu'ils soient coulés en place ou préfabriqués, et plus particulièrement les volées, car pour les paliers qui fonctionnent en général comme des planchers il convient de se reporter au chapitre 2.

### 2.3,1. constitution

Une volée droite d'escalier qui prend appui à ses extrémités sur les paliers peut être constituée par deux limons et une dalle en béton formant paillasse. La paillasse, portant de limon à limon, les aciers principaux sont dans le sens transversal de la paillasse c'est-à-dire perpendiculaires aux limons.

Très souvent il n'y a pas de limon et la volée est constituée uniquement par une paillasse portant les marches. La paillasse fonctionne alors comme une poutre-dalle inclinée (voir chapitre 2, titre 2.1,3.).

### 2.3,2. justification des volées à simple paillasse (sans limons)

Les charges sont verticales et l'on suppose que l'un au moins des appuis est agencé en vue d'exercer une réaction uniquement verticale. Cette hypothèse est en général assez bien réalisée si la volée est préfabriquée.

Les sollicitations sont calculées en considérant la projection horizontale de la poutre-dalle inclinée.

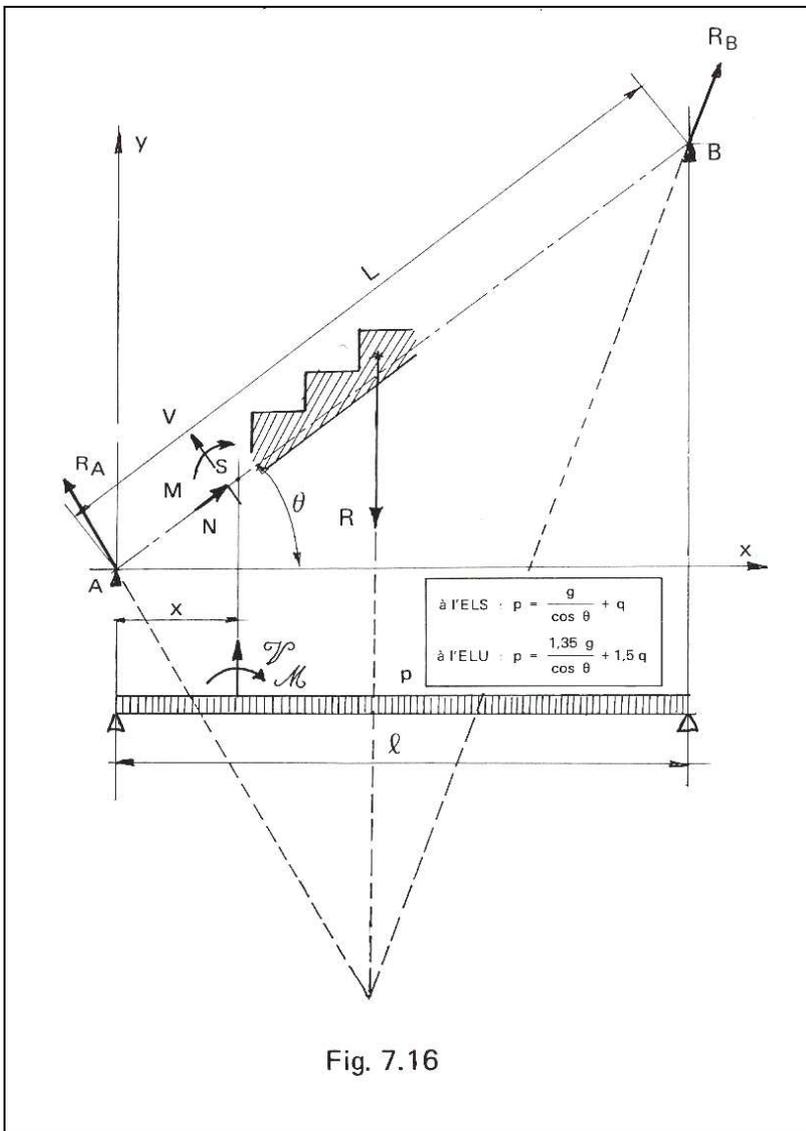


Fig. 7.16

Soit:

$L$  la longueur de la paillasse

$l$  la projection horizontale de «  $L$  »

$\theta$  l'angle de la paillasse sur l'horizontale

$g$  le poids propre en kN par mètre carré suivant la pente

$q$  la charge d'exploitation en kN par mètre carré de projection horizontale

On considère la travée isostatique de portée «  $l$  » soumise à la charge :

$$p = \frac{g}{\cos \theta} + q \text{ à l'état-limite de service}$$

$$\text{ou } p = \frac{1,35g}{\cos \theta} + 1,5 q \text{ à l'état-limite ultime}$$

Le moment de flexion et l'effort tranchant agissant dans la section d'abscisse  $x$  de cette poutre de référence, comptée depuis le pied de la volée, sont désignés respectivement par  $\mathcal{M}(x)$  et  $\mathcal{V}(x)$ .

Au centre de gravité de la section  $S$  de la paillasse (normale au plan de trace  $AB$ ) s'exercent alors les sollicitations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} - \text{un moment de flexion : } M(x) &= \mathcal{M}(x) = \frac{px(l-x)}{2} \\ - \text{un effort tranchant : } V(x) &= \mathcal{V}(x) \cdot \cos \theta = p \left( \frac{l}{2} - x \right) \cos \theta \\ - \text{un effort normal : } N(x) &= \mathcal{V}(x) \cdot \sin \theta \end{aligned} \right\} \text{formules [7.13]}$$

A mi-portée, lorsque les charges sont uniformes,  $M(\frac{l}{2})$  est maximal,  $V(\frac{l}{2})$  et  $N(\frac{l}{2})$  sont nuls. Pour des raisons de mise en œuvre ou de fonctionnement, l'effort normal peut ne pas exister ou être notablement diminué. Il convient donc d'effectuer également une vérification en flexion simple; c'est même en général pour cette sollicitation de flexion simple que sont déterminées les armatures ; les sections ainsi armées sont ensuite vérifiées en flexion composée.

Pour certains escaliers préfabriqués l'appui supérieur de la volée ne peut fournir qu'une réaction horizontale. Le schéma de fonctionnement est alors celui indiqué sur la figure 7.17.

En se référant comme précédemment à la poutre isostatique horizontale pour laquelle  $\mathcal{M}(x)$  et  $\mathcal{V}(x)$  représentent le moment de flexion et l'effort tranchant à l'abscisse  $x$ , on a :

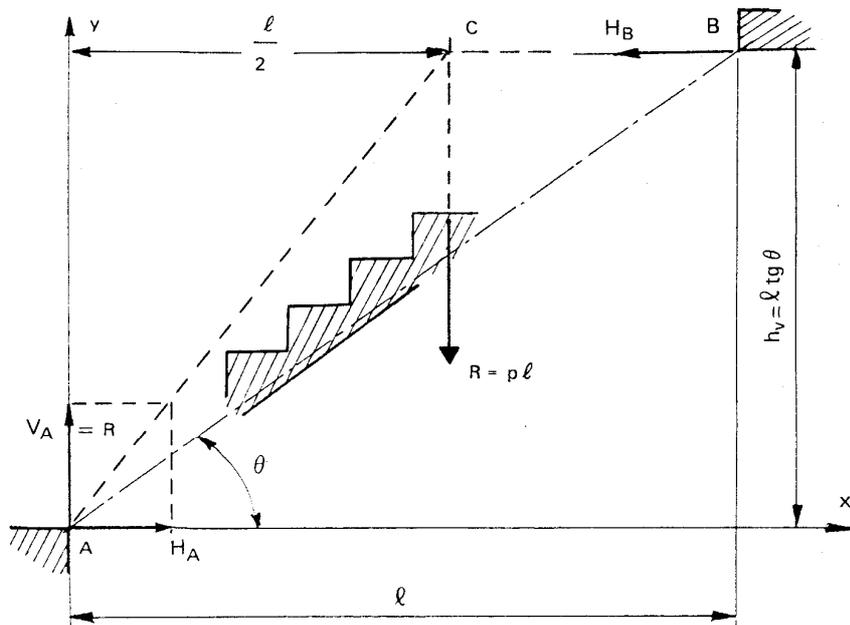


Fig. 7.17

$$\left. \begin{aligned}
 V_A &= R = p\ell \\
 H_A &= \frac{R\ell}{2h_v} = \frac{p\ell}{2\operatorname{tg}\theta} \text{ (moments en C)} \\
 M(x) &= \mathcal{M}(x) \\
 V(x) &= \mathcal{V}(x) \cos \theta \text{ avec } \mathcal{V}(x) = p\left(\frac{\ell}{2} - x\right) \\
 N(x) &= \mathcal{V}(x) \sin \theta + H_B \cos \theta = \mathcal{V}(x) \sin \theta + \frac{p\ell}{2\sin\theta}
 \end{aligned} \right\} \text{ formule [7.14]}$$

Comme précédemment la section d'armatures est déterminée en flexion simple pour le moment  $M(x)$  et une vérification en flexion composée est faite ensuite avec  $M(x)$  et  $N(x)$ , ( $N(x)$  étant cette fois toujours positif)

### 2.3.3. disposition des treillis soudés

La mise en œuvre des armatures traditionnelles en barres indépendantes est toujours malaisée. En effet les aciers sont en général de petit diamètre et il faut les mettre en place sur un plan incliné. Un panneau de treillis soudé se positionne facilement et sa rigidité d'ensemble est une garantie importante d'une bonne mise en œuvre, surtout pendant la phase de bétonnage.

La largeur des panneaux sur stock étant de 2,40 m, un panneau fournit, une fois coupé en deux parallèlement au fil «D» (fil le plus long), les armatures pour deux paillasse si la largeur de celles-ci ne dépasse pas 1,30 m. Dans un escalier, la longueur de la partie inclinée est généralement inférieure à 5,00 m pour un escalier à une seule volée, ou à 2,50 m pour un escalier à deux volées avec palier intermédiaire. Un panneau sur stock (longueur 6 m) convient alors parfaitement pour armer les paillasse. Pour réduire les chutes, on peut recourir à un panneau sur devis.

Exemple : Calcul d'un escalier à deux volées

On connaît :

- la distance verticale entre le palier de départ ou d'arrivée :  
 $h_v = 1,62\text{m}$
- la distance  $\ell_m$  entre la première et la dernière contremarches :  
 $\ell_m = 1,84\text{m}$

Soit (fig. 7.18):

$g_m$  la largeur d'une marche (giron ;  $g_m \geq 0,23\text{ m}$ )

$h_m$  sa hauteur (hauteur de la contremarche)

$r_m$  la base d'une marche suivant le rampant de la paillasse.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser à peu près la condition :

$$g_m + 2 h_m = 0,64\text{ m}$$

Le nombre  $n$  de marches à prévoir est alors racine de l'équation :

$$n^2 - n \left[ 1 + \frac{2 h_v + \ell_m}{0,64} \right] + 3,125 h_v = 0$$

Dans le cas présent, on trouve  $n = 8,33$  ; on prendra  $n = 9$  marches

d'où  $h_m = \frac{h_v}{n} = \frac{1,62}{9} = 0,18\text{ m}$  et  $g_m = \frac{\ell_m}{n-1} = \frac{1,84}{8} = 0,23\text{ m}$

L'angle  $\theta$  d'inclinaison de la paillasse est tel que :

$$\text{tg } \theta = \frac{h_m}{g_m} = \frac{0,18}{0,23} = 0,783 \text{ d'où } \theta = 38^\circ$$

$$\text{et } r_m = \sqrt{0,18^2 + 0,23^2} = 0,292\text{ m}$$

La portée  $\ell$  à prendre en compte dans les calculs est :

$$\ell = \ell_m + g_m = 1,84 + 0,23 = 2,07\text{ m}$$

Adoptons pour la paillasse une épaisseur de  $0,08\text{ m}$  ( $d = 0,06\text{ m}$ ) on aura :

- charges permanentes (poids des marches plus poids de la paillasse) :

$$g = \frac{1}{\cos 38^\circ} \left[ \frac{0,23 \times 0,18}{2} \times 25 \times \frac{1}{0,292} + 0,08 \times 25 \right] = 4,78\text{ kN/m}^2$$

- charges d'exploitation :  $q = 5\text{ kN/m}^2$  (par exemple).

D'où le moment maximal, en tenant compte d'un certain encastrement sur les paliers :

$$M_u = \frac{p \ell^2}{10} = \frac{(1,35 \times 4,78 + 1,5 \times 5) 2,07^2}{10} = 5,98\text{ kNm/m}$$

La méthode exposée au paragraphe 5.11 du chapitre 2, page 89, conduit (pour  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ ) à  $\mu_u = 0,117$ ,  $k = 24,5$  et

$$A = k \frac{M_u}{d} = 24,5 \times \frac{5,98 \cdot 10^{-3}}{0,06} = 2,44\text{ cm}^2/\text{m}, \text{ soit un panneau ST 25}$$

En armatures supérieures, sur les deux paliers extrêmes, on prévoira une section environ moitié, c'est-à-dire un panneau ST 10.

Les nez des marches sont armés forfaitairement ( $\varnothing 6\text{ HA}$ , 5 par mètre par exemple).

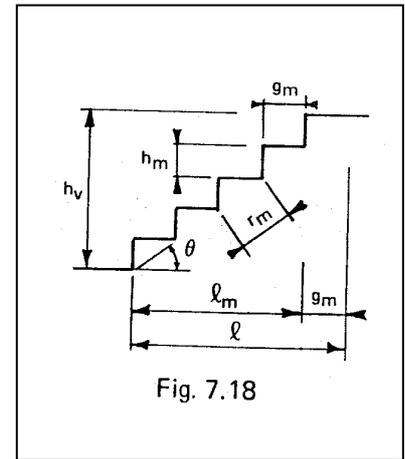


Fig. 7.18

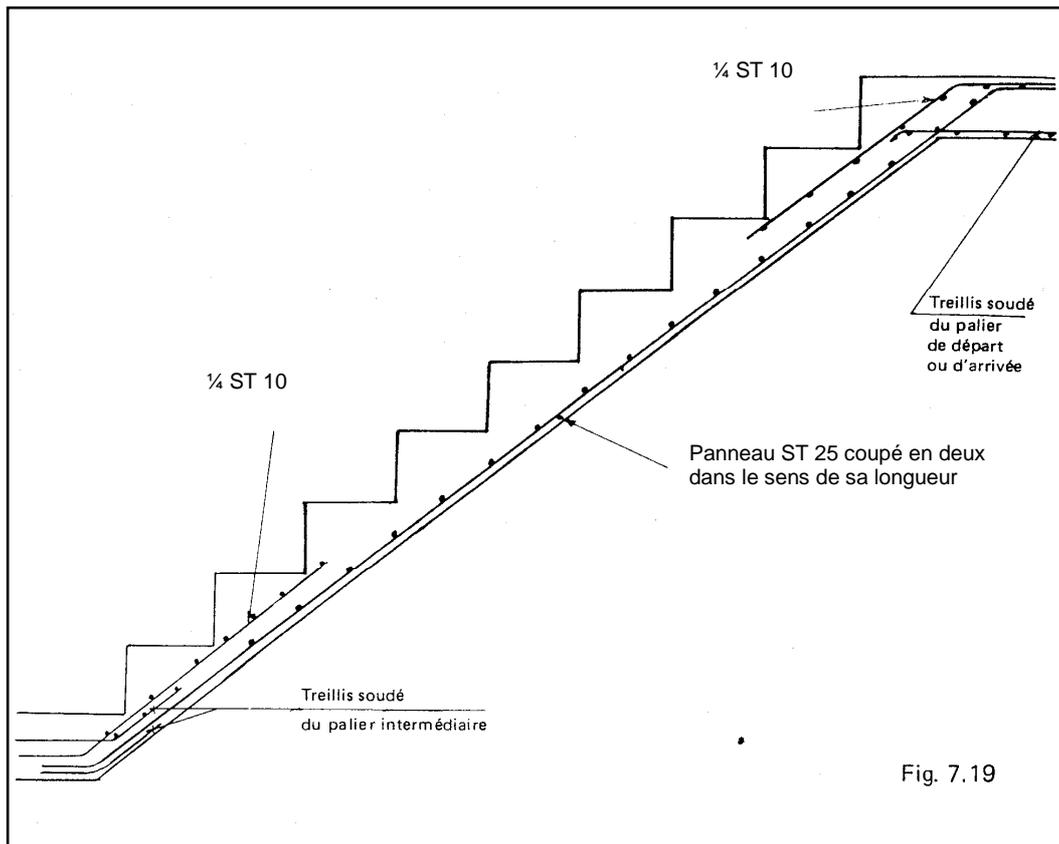


Fig. 7.19

## 2.4. VOILES FORMANT POUTRES

Le chapitre 4 traite des murs en béton simplement comprimés, transmettant des charges réparties à des appuis continus. Lorsque les voiles en béton armé transmettent leurs charges à des appuis ponctuels, ils fonctionnent comme des «parois fléchies», c'est-à-dire comme des poutres de grande hauteur dont l'étude doit être menée conformément à l'annexe E.5 des Règles BAEL.

Pour ces parois fléchies, le treillis soudé, du fait de sa grande rigidité dans son plan, constitue l'armature idéale qui doit éventuellement être utilisée avec un complément de section réalisé avec des aciers en barres.

### 2.4,1. domaine d'application

La méthode de calcul qui suit n'est applicable qu'aux parois fléchies pour lesquelles

- la hauteur est au moins égale à la demi-portée;
- les charges sont uniformément réparties et agissent à la supérieure de la paroi ;
- des raidisseurs sont prévus au droit des appuis.

## 2.4,2. notations

On désigne par :

$l_t$  la portée de la paroi entre axes des appuis

$l_o$  la portée entre nus des appuis

$l$  la portée de calcul  $l = \text{Min} [ l_t ; 1,15 l_o ]$

$h$  la hauteur de la paroi

$h_a$  la hauteur «active»  $h_a = \text{Min} [ h ; l ]$

$h_o$  son épaisseur

$z$  le bras de levier du couple des forces internes

$p_u$  la charge appliquée par unité de longueur de la paroi sous la combinaison d'actions prise en compte dans le calcul à l'état-limite ultime

$M_{o,u}$  le moment de flexion ultime de référence :  $M_{o,u} = \frac{p_u l^2}{8}$

$V_{o,u}$  l'effort tranchant ultime de référence :  $V_{o,u} = \frac{p_u l}{2}$

$\tau_{o,u}$  la contrainte tangente conventionnelle :  $\tau_{o,u} = \frac{V_{o,u}}{b_o \cdot h_a}$

## 2.4,3. épaisseur minimale

Dans tous les cas, il convient de s'assurer que l'épaisseur de la paroi est suffisante pour satisfaire aux conditions de résistance au feu et de mise en oeuvre normale des armatures et aux deux inégalités suivantes :

$$b_o \geq 3,75 \frac{p_u}{f_{c28}} \times \frac{l}{h_a}$$

et

$$b_o \geq l \sqrt[3]{\frac{p_u}{300 f_{c28} \cdot h}} \quad (\text{h réel ici})$$

formules [7.15]  
(m, MN/m, MPa)

## 2.4,4. armatures

### 1) Généralités

L'annexe E.5 aux Règles BAEL prévoit deux systèmes d'armatures :

- des armatures «principales»
- des armatures «réparties».

En général, les armatures réparties sont réalisées uniquement en treillis soudé; en revanche, les armatures principales sont constituées en combinant des treillis soudés et des aciers en barres.

Dans les cas usuels, les justifications ne sont faites qu'à l'état-limite ultime. Ainsi pour une paroi fléchie de bâtiment il faut prendre :

$$p_u = 1,35g + 1,5q$$

## 2) Armatures principales

### a) Parois fléchies à une travée

Dans l'évaluation de la section totale  $A$  des armatures principales horizontales qui doivent être réparties dans une bande inférieure de hauteur  $0,15 h_a$ , les fils horizontaux du treillis soudé peuvent être pris en compte.

En pratique, il convient de calculer la section  $A_b$  des barres HA B500 qu'il faut ajouter à la section  $A_{ts}$  des fils horizontaux du treillis soudé situés dans la bande inférieure de hauteur  $0,15 h_a$  de la paroi :

$$A_b = \left[ \frac{23 M_{ou}}{z} - A_{ts} \right] \quad (\text{cm}^2, \text{MNm}, \text{m}) \quad \text{formule [7.16]}$$

avec  $z = 0,2(\ell + 2 h_a)$ .

Bien que les Règles BAEL ne disent rien à ce sujet, pour éviter des ruptures fragiles, il est recommandé de s'arranger pour que :

$$\frac{A}{b_0 h_a} \geq 0,003$$

### b) Parois fléchies à plusieurs travées

Les moments des flexions à prendre en compte en travée ( $M_t$ ) et sur appuis ( $M_w, M_e$ ) peuvent être déterminés à partir de  $M_{ou}$  par application de la méthode donnée dans le chapitre 2 paragraphe 5.3.

Dans la formule 7.16 il convient alors de remplacer  $M_{ou}$  par  $M_w, M_e$  ou  $M_t$  selon le cas et de prendre :

$$z = 0,2(\ell + 1,5 h_a)$$

Toutes les armatures sont en principes filantes. Les «armatures sur appuis» (armatures supérieures de section  $A'$  correspondant à  $M_w$  ou  $M_e$ ) sont disposées entre les niveaux  $0,9 h_a$  et  $h_a$ .

Si  $h > \ell$ , on dispose en outre au-dessus de la partie réputée active, entre les niveaux  $\ell$  et  $1,5\ell$ , des armatures horizontales réparties de section au moins égale à  $A'/4$ .

## 3) Treillis soudés constituant les armatures réparties verticales et horizontales

### a) Fils verticaux

Ils doivent être disposés en forme de cadres entourant les armatures principales inférieures et supérieures.

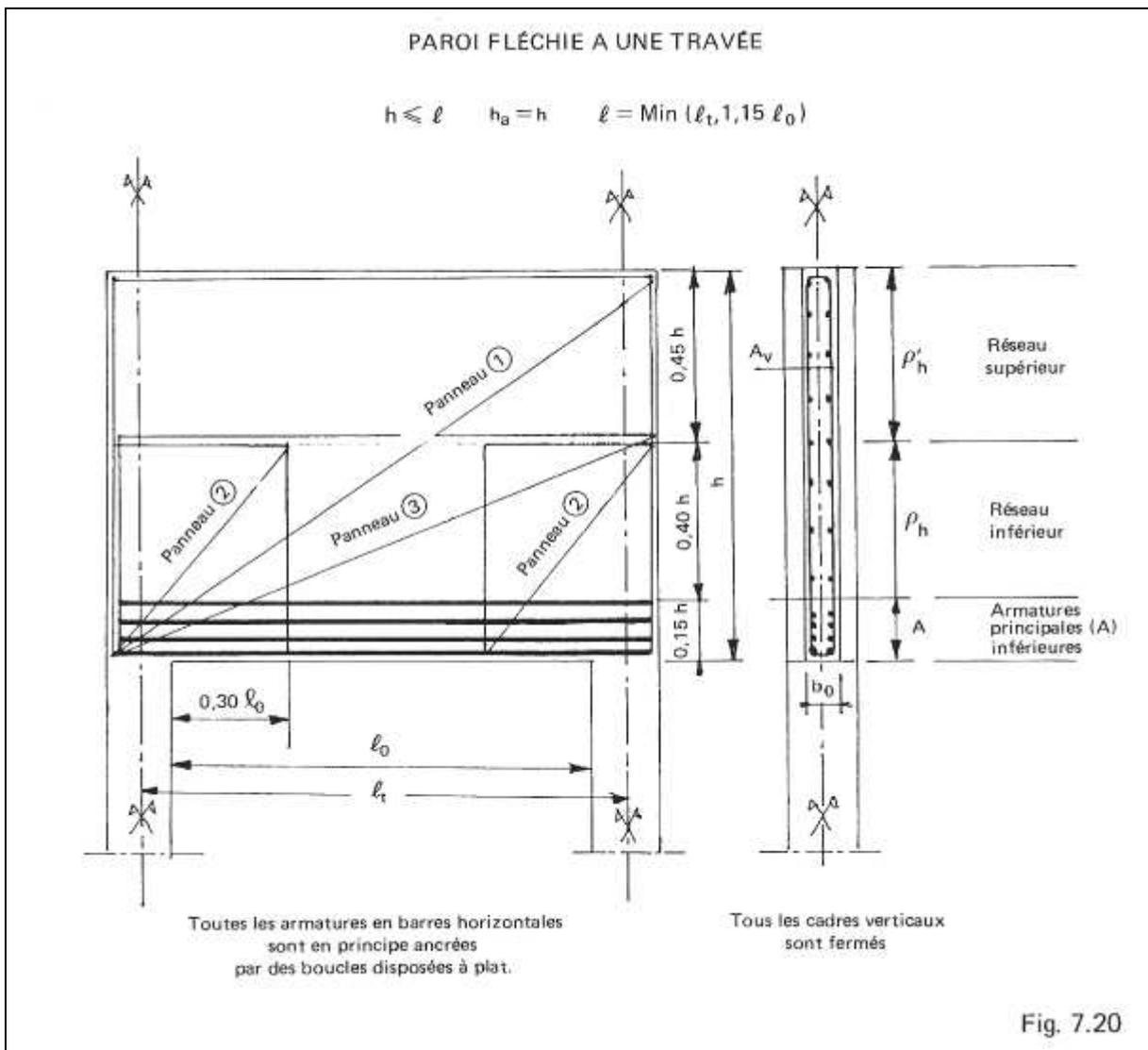
Si  $h > \ell$ , le treillis doit s'étendre sur toute la hauteur  $1,5\ell$  à partir de la face inférieure mais dans la zone comprise entre les niveaux  $\ell$  et  $1,5\ell$  on peut aussi disposer un treillis dont la section par mètre des fils dans le sens transversal (vertical dans la poutre) soit la moitié de celle du treillis inférieur.

En désignant par :

$A_v$  la section d'un cours d'armatures verticales composé de deux fils de même diamètre «D» (un sur chaque face) :

$$A_v = 2 \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) = 1,57 D^2$$

$s_v$  l'espacement de deux fils verticaux successifs sur un même face («E» de la désignation ADETS, chapitre 1, page 18).



La section  $S$  en  $\text{cm}^2$  par mètre des fils constituant les armatures verticales (tableau 1 du chapitre 1, page 19) est :

$$S_{\text{cm}^2/\text{m}} = \frac{10^4 A_v (\text{m}^2)}{2 s_v (\text{m})} \quad \text{formule [7.17]}$$

Si la paroi est chargée en partie supérieure (ou au-dessus de la hauteur  $h_a$ ) il faut avoir :

$$\frac{S}{b_0} \geq \text{Max} [ 8 ; 8, 6\tau_{ou} ] \quad \text{formule [7.18]}$$

$S$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ,  $b_0$  en m et  $\tau_{ou}$  ( voir 2.4,2) en MPa.

#### b) Fils horizontaux

Ces fils doivent former deux réseaux distincts :

$b_1$  - un réseau inférieur de fils répartis entre les niveaux  $0,15 h_a$  et  $0,55 h_a$ .

En désignant par :

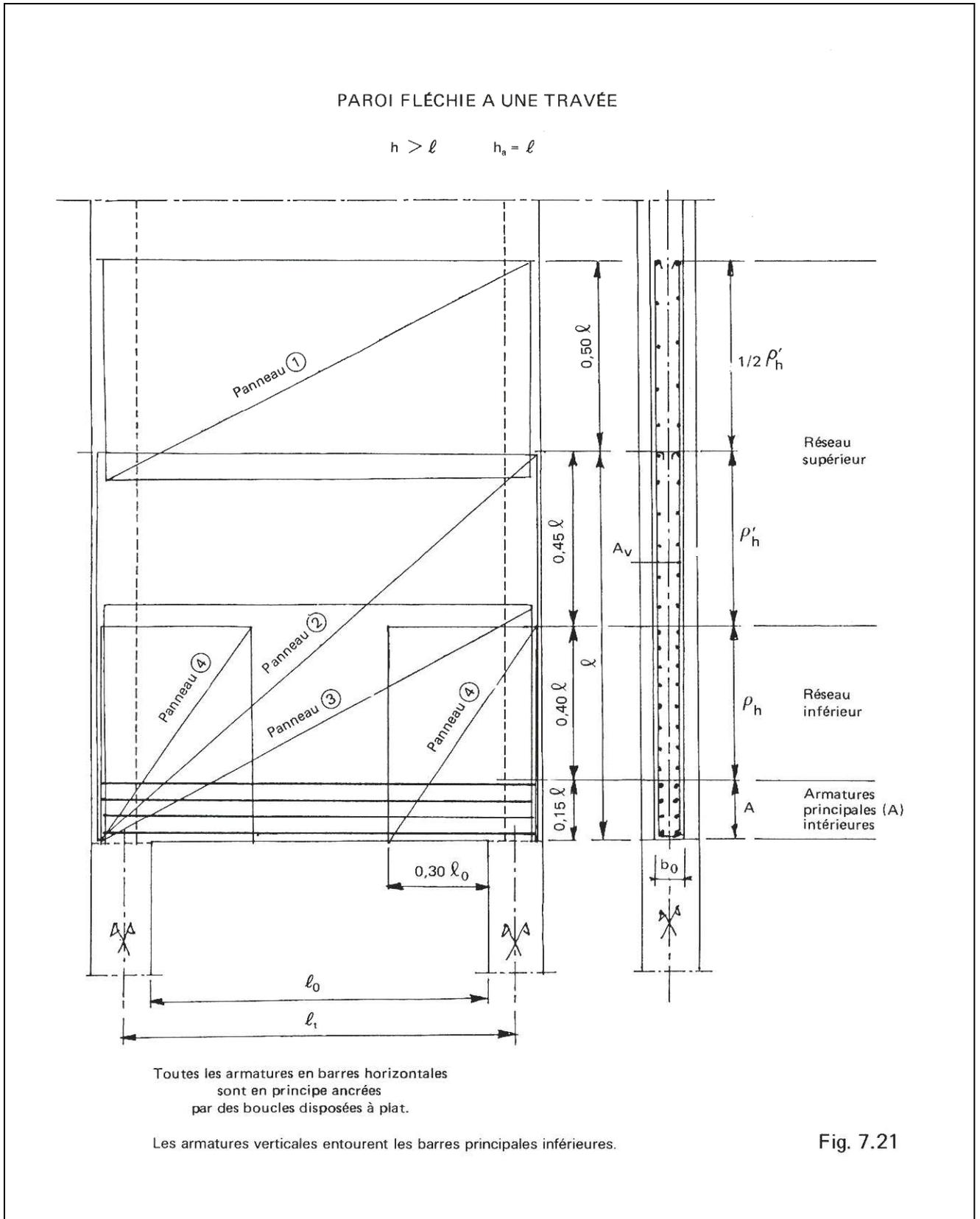
$A_h$  la section d'un lit d'armatures horizontales composé de deux fils de même diamètre «d» (un sur chaque face) :

$$A_h = 2 \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) = 1,57 d^2$$

$s_h$  l'espacement entre deux fils horizontaux successifs sur une même face («e» de la désignation ADETS),

la section  $s$  en  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire des fils constituant le réseau horizontal inférieur (tableau 1 du chapitre 1, page 19), est :

$$s_{\text{cm}^2/\text{m}} = \frac{10^4 A_h (\text{m}^2)}{2 s_h (\text{m})} \quad \text{formule [7.19]}$$



Il faut avoir :

$$\frac{s}{b_o} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 8 \\ 8,6\tau_{ou} \left( 0,4 + 10 \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \end{array} \right. \quad \text{formule [7.20]}$$

avec  $s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ,  $b_o$  en  $\text{m}$  et  $\tau_{ou}$  en  $\text{MPa}$ .

Si  $\frac{s}{b_o}$  (déterminé à l'aide de la formule 7.20) est supérieur à  $8,6 \tau_{ou}$ , les Règles BAEL laissent la latitude de réduire à  $8,6 \tau_{ou}$  la valeur de  $\frac{s}{b_o}$  dans la zone centrale de la travée considérée, sur une longueur maximale de  $0,4\ell_o$ .

$b_2$  - un réseau supérieur de fils répartis entre les niveaux  $0,55 h_a$  et  $0,90 h_a$  s'il s'agit de travées continues ou  $0,55 h_a$  et  $h_a$  s'il s'agit d'une travée unique.

Les notations  $A'_h$ ,  $s'_h$  et  $s'$  ayant les mêmes définitions que les notations  $A_h$ ,  $s_h$  et  $s$  du réseau inférieur ( $s' = \frac{10^4}{2} \frac{A_h}{s'_h}$ ), la formule 7.20 est remplacée (avec les mêmes unités) par :

$$\frac{s'}{b_o} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 8 \\ 5,2\tau_{ou} \left( 0,4 + 10 \frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \end{array} \right. \quad \text{formule [7.21]}$$

Si  $h > \ell$ , entre les niveaux  $\ell$  et  $1,5\ell$  la valeur de  $\frac{s'}{b_o}$  des fils de cette zone doit être au moins égale à la moitié de la valeur obtenue en appliquant la formule 7.21.

L'abaque de la figure 7.22 donne directement les valeurs de  $\frac{s}{b_o}$  en fonction de  $\tau_{ou}$  et celles de  $\frac{s}{b_o}$  et

$\frac{s'}{b_o}$  en fonction de  $\frac{\tau_{ou}}{f_{c28}}$ .

Exemple : Calcul des armatures de la paroi fléchie représentée ci-contre, recevant à sa partie supérieure une charge d'exploitation  $q = 300 \text{ kN/m}$  ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

Le poids propre de cette poutre est :

$$g = 0,15 \times 3,00 \times 25 = 11,25 \text{ kN/m},$$

d'où

$$p_u = (1,35 \times 11,25 + 1,5 \times 300) = 465,2 \text{ kN/m} \\ = 0,465 \text{ MN/m}$$

Portée de calcul :

$$\ell = \text{Min}[\ell_t ; 1,15 \ell_o] = \text{Min}[5 ; 5,58] = 5,00 \text{ m}$$

Hauteur active :

$$h_a = \text{Min}[h ; \ell] = 3,00 \text{ m}$$

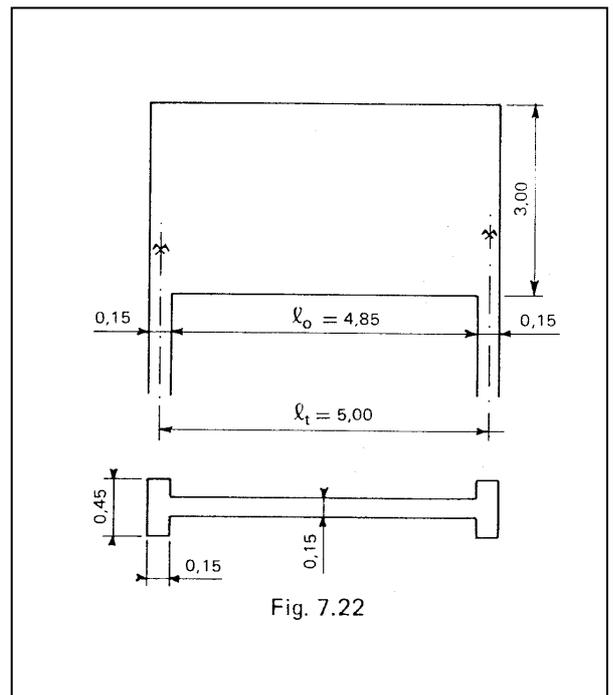
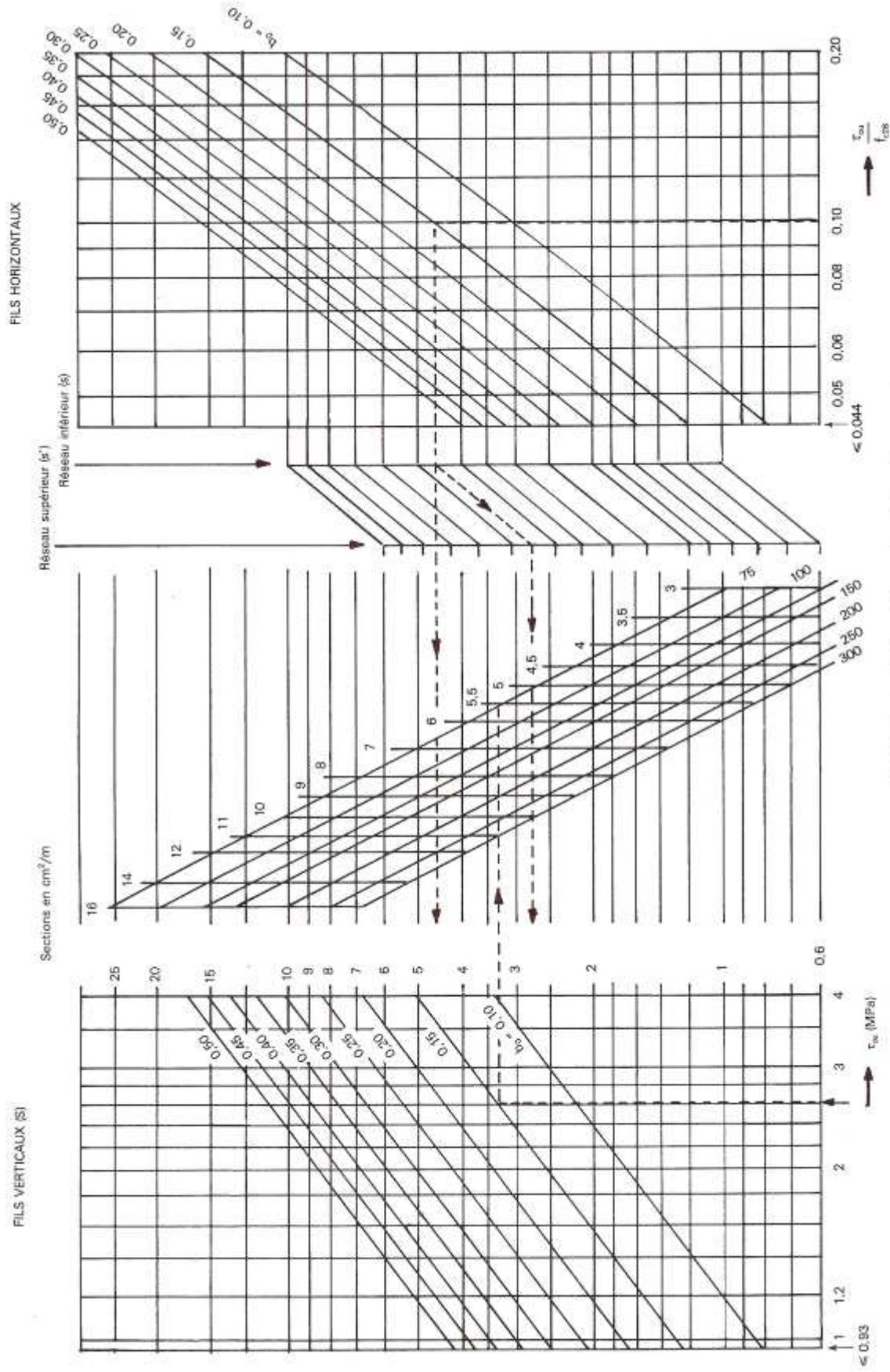


Fig. 7.23

ABAQUE POUR LA DÉTERMINATION DES TREILLIS SOUDÉS ARMANT LES PAROIS FLÉCHIES



L'abaque est établi pour  $f_{ck} = 25$  MPa. Si  $f_{ck} \neq 25$  MPa, multiplier par  $f_{yd}/25$  les sections en  $\text{cm}^2$  par m des fils horizontaux trouvées en entrant dans l'abaque avec  $f_{ck}$  réel.

Paramètres de référence :

$$M_{ou} = \frac{p_u \ell^2}{8} = 1,454 \text{ MNm}$$

$$V_{ou} = \frac{p_u \ell}{2} = 1,163 \text{ MN}$$

$$\tau_{ou} = \frac{V_{ou}}{b_o \cdot h_a} = \frac{1,163}{0,15 \times 3} = 2,6 \text{ MPa}$$

Les deux conditions indiquées en 2.4,3, qui conduisent respectivement à  $b_o \geq 0,116 \approx 0,12 \text{ m}$  et  $b_o \geq 0,137 \approx 0,14 \text{ m}$ , sont bien vérifiées.

On commence par déterminer les treillis soudés constituant les armatures réparties verticales et horizontales (voir 2.4,4-3) :

Pour  $\tau_{ou} = 2,6 \text{ MPa}$ ,  $\frac{\tau_{ou}}{f_{c28}} \approx 0,10$  et  $b_o = 0,15 \text{ m}$ , l'abaque 7.22 donne directement :

- Pour les fils verticaux :  $S = 3,3 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $7/100 = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
- Pour les fils horizontaux du réseau inférieur :  $s = 4,65 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $7/75 = 5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
- Pour les fils horizontaux du réseau supérieur :  $s = 2,85 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $7/125 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Les panneaux correspondants sont nécessairement sur devis.

Si le nombre de parois fléchies identiques à celle-ci est faible, l'utilisation d'un seul type de panneau est recommandée. Dans le cas présent, le même type de panneau  $7 \times 7 / 75 \times 100$  pourrait être utilisé pour constituer le réseau inférieur et le réseau supérieur (Voir remarque à la fin du présent paragraphe).

Il reste à déterminer les armatures inférieures en barres : comme  $0,15 h_a = 0,45 \text{ m}$ , le nombre de fils de treillis  $\varnothing 7$  dans la zone correspondante est de 12, soit

$$A_{ts} = 12 \times 0,385 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Compte-tenu de ce que :

$$z = 0,2 (\ell + 2h_a) = 0,2 [5 + 6] = 2,2 \text{ m}$$

il reste donc à placer dans la zone inférieure de hauteur  $0,15 h_a$  une section en barres FeE500 :

$$A_b = \frac{23M_{ou}}{z} - A_{ts} = \frac{23 \times 1,454}{2,2} - 4,52$$

soit  $A_b = 10,7 \text{ cm}^2$  (10  $\varnothing 12 \text{ HA}$ )

d'où le ferrailage.

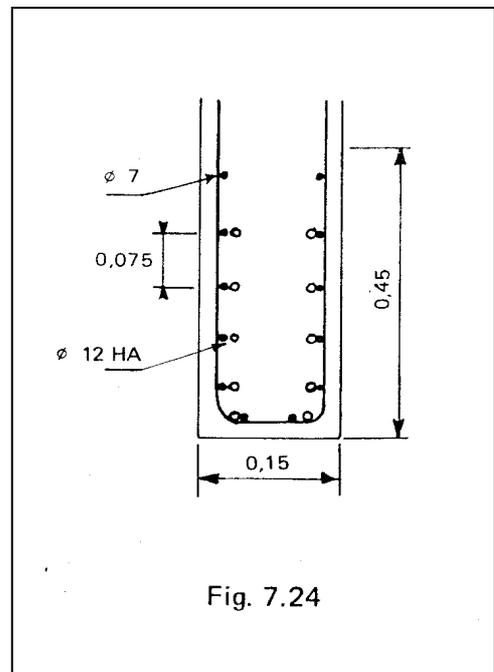
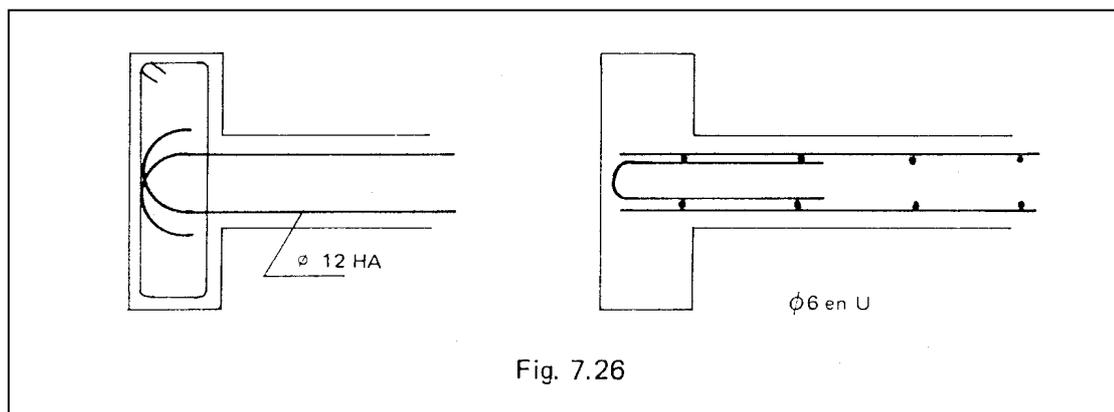
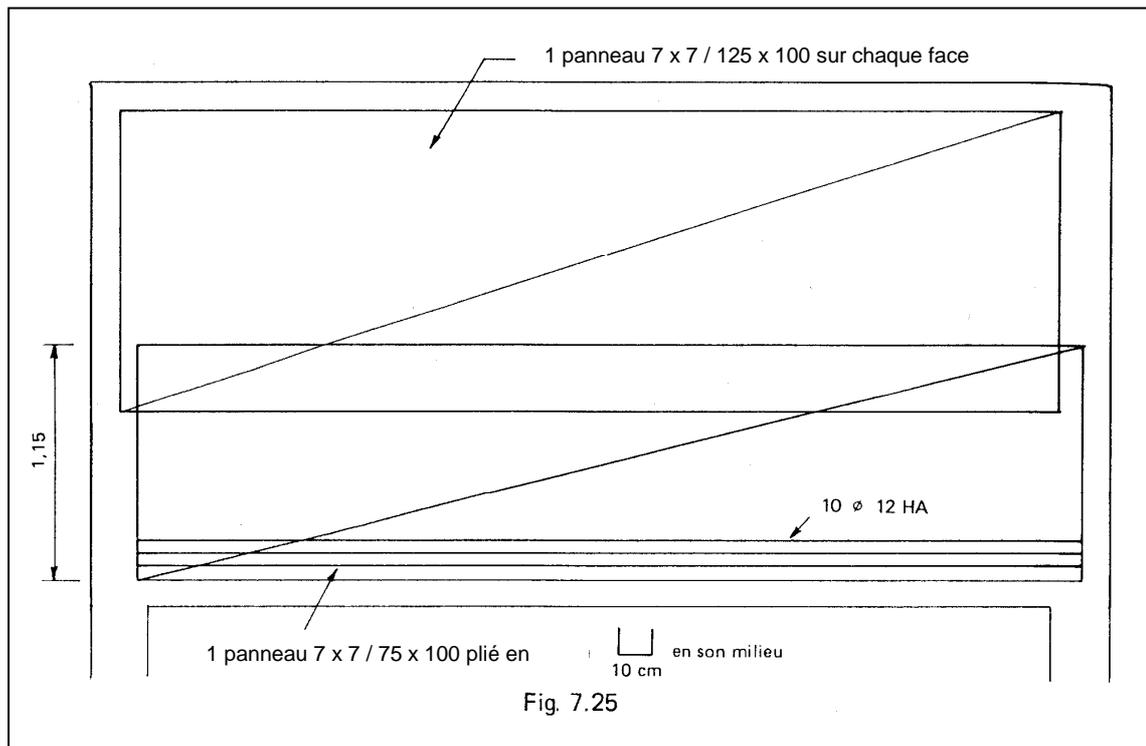


Fig. 7.24

Les  $\varnothing 12 \text{ HA}$  sont ancrés à plat dans les montants (cf. Règles BAEL). Des armatures  $\varnothing 6$  pliées en U assurent l'ancrage des panneaux de treillis soudés à leurs extrémités, au niveau de chaque fil horizontal.



Remarque : S'il y a un certain nombre de voiles semblables, il est très intéressant d'utiliser des panneaux « sur devis » et la quantité d'acier complémentaire en barres est la plus réduite possible.

Dans le cas où le nombre de voiles est réduit, l'utilisation du treillis soudé reste techniquement et économiquement intéressante même si, en se limitant aux produits sur stock, on est amené à compléter un peu plus par des aciers en barres.

## 2.5. PIEUX ET PAROIS MOULÉES

### 2.5,1. généralités

Les fondation profondes sont réglementées par le DTU 13.2 [3.2]. Il convient de se reporter à ce texte pour de plus amples détails, en particulier en ce qui concerne la composition des bétons et la mise en oeuvre des pieux.

Parmi les nombreuses solutions de fondations profondes, au moins deux catégories permettent une utilisation avantageuse du treillis soudé à savoir :

- les pieux battus moulés,
- les pieux forés.

## 2.5,2. pieux battus moulés

### 1 Caractéristiques

Un tube muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'un bouchon de béton est enfoncé par battage soit sur la tête du tube soit sur le bouchon de béton. Le tube est rempli de béton avant son extraction.

### 2 Armatures

- a) Lorsque les pieux ne subissent que des compressions centrées sur l'axe théorique du pieu, ils peuvent ne pas être armés

Il est cependant préférable de prévoir une armature de principe (0,2 à 0,5 % de la section du pieu). Ainsi pour des pieux de 0,60 m de diamètre, les panneaux ST 65 C constituent une bonne armature de principe.

La cage d'armature tubulaire est munie en partie basse d'un panier. Le treillis soudé apporte une garantie supplémentaire pour obtenir une bonne mise en œuvre du béton, notamment au moment de la remontée du tube.

- b) Lorsque les pieux sont susceptibles d'être soumis à des efforts de flexion, ils doivent être armés sur toute leur longueur. Il en est de même lorsque les pieux sont sollicités en traction.

Dans ce cas, il convient d'utiliser des produits «sur devis». En effet, les dispositions suivantes doivent être respectées simultanément :

- Pour les armatures longitudinales (fil le plus long du treillis soudé) le nombre minimal de fils est de cinq. Le diamètre D du fil doit respecter la condition :

$$D \geq 12\text{mm}$$

- La section totale des fils les plus longs doit être au moins égale à 0,5 % de la section nominale du pieu.
- L'écartement «e» des fils les plus courts (fils de répartition formant cerces), ne doit pas être supérieur à 200 mm.
- Le diamètre extérieur de la cage réalisée avec le treillis soudé doit être au plus égal au diamètre extérieur du tube diminué de 8 cm (ce qui correspond à un enrobage des armatures égal à 4 cm).
- L'écartement «E» des fils les plus longs doit être au moins égal à 100 mm.
- Les recouvrements des fils longitudinaux sont réalisés avec des ancrages rectilignes ; pour les cerces on utilise des ancrages par courbure (voir chapitre 1 paragraphe 2.3).

## 2.5,3. pieux forés

### 1 Caractéristiques

Suivant la nature des sols traversés et suivant qu'il y a ou non présence d'une nappe phréatique, différents procédés de forage sont utilisés :

### - Foré simple

Ce procédé, exécuté sans soutènement de parois, exige des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

### - Foré tubé

Le forage est exécuté sous protection d'un tubage descendu au fur et à mesure de son avancement.

### - Foré boue

Le forage est exécuté par des moyens mécaniques sous protection d'une boue de forage. La section du forage est circulaire (pieux) ou de forme quelconque (barrettes ou parois moulées). Ce forage est ensuite rempli de béton, sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

## 2 Armatures

Si les éléments de fondation ne subissent que des compressions réputées centrées, on applique les dispositions indiquées en 2.5,2-2a pour le même cas.

Si des armatures sont obligatoires, le treillis soudé doit permettre de satisfaire aux exigences suivantes

### a) Pour les fils les plus longs

-  $D \geq 12 \text{ mm}$

- au moins 5 fils par pieu

-  $B_p$  étant la section du pieu, la section totale des fils est au moins de :

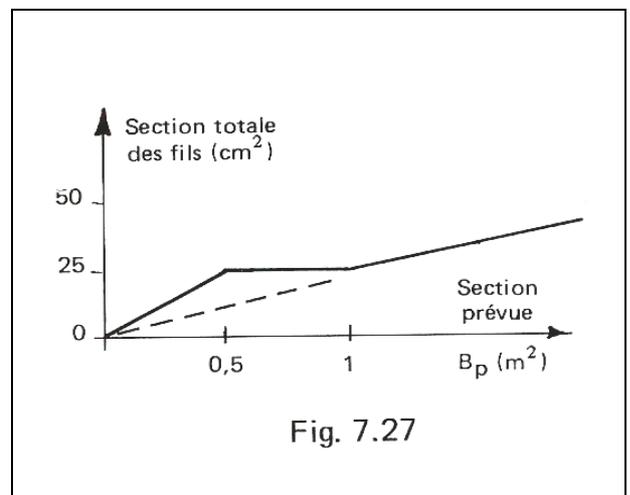
$$0,5 \frac{B_p}{100} \quad \text{si } B_p \leq 0,5 \text{ m}^2$$

$$25 \text{ cm}^2 \quad \text{si } 0,5 < B_p \leq 1 \text{ m}^2$$

$$0,25 \frac{B_p}{100} \quad \text{si } B_p > 1 \text{ m}^2$$

} voir fig. 7.27

- «E»  $\geq 100 \text{ mm}$ .



### b) Pour les fils les plus courts

- «e»  $\leq 350 \text{ mm}$  ;

- l'enrobage doit être au moins de 4 cm pour un pieu foré tubé, de 7 cm pour les autres types ;

- dans le cas où la constitution du pieu impose son bétonnage à la colonne (ex : foré boue), le diamètre extérieur ou l'épaisseur de la cage d'armature doit être supérieur à 1,25 fois le diamètre extérieur de la colonne de bétonnage.

Remarques :

- Dans le cas de barrettes ou de parois moulées, les panneaux de treillis soudés permettent de réaliser des cages rigides. On utilise suivant les cas, des distanciers (voir chapitre 1, page 16) ou mieux des chaînages réalisés comme indiqué aux titres 2.1 ou 2.2 ci-avant.
- Dans le cas où l'on utilise des aciers en barres, on peut toujours craindre que la présence de la boue de forage ne diminue leur adhérence au béton. L'utilisation du treillis soudé dissipe toutes les inquiétudes à ce sujet.
- Dans les zones sismiques, les dispositions doivent être conformes aux Règles parasismiques [4.8] (et [4.9]) en vigueur.

## 3. OUVRAGES DIVERS

### 3.1. OUVRAGES DESTINÉS À CONTENIR OU À RETENIR DES LIQUIDES

#### 3.1,0. remarques préliminaires

Ce paragraphe concerne des ouvrages exclus du domaine d'application des Règles BAEL. Il s'agit : d'une part des ouvrages destinés au stockage ou au transport soit de l'eau au sens large, soit de certains liquides à l'exclusion des hydrocarbures ou de produits chimiques ; d'autre part des cuvelages, ouvrages destinés à s'opposer à l'entrée d'eau dans les parties immergées des bâtiments.

Depuis 1998, les ouvrages du premier type, qui faisaient jusqu'alors l'objet de textes spécifiques et quelque peu disparates, sont désormais couverts par un seul texte, le CCTG fascicule 74 «Réservoirs en béton» [7.2]. Les cuvelages, quant à eux, sont couverts par une norme [1.6].

Le CCTG fascicule 74 concerne une grande variété d'ouvrages :

- les réservoirs d'eau : châteaux d'eau surélevés, réservoirs d'eau potable multi-cuves posés sur le sol ou partiellement enterrés, les ouvrages de réserve pour la lutte contre l'incendie,
- les ouvrages des stations d'épuration,
- les canaux,
- les aqueducs,
- les stations de pompage, bâches et bassins tampons, déversoirs d'orage, etc.
- les piscines,
- les cuves à vin,
- les fosses à lisier.

Dans le présent chapitre, on ne traite que des réservoirs et des piscines. Pour les autres types d'ouvrages visés par le CCTG (canaux, aqueducs, cuves à vin et fosses à lisier), le lecteur voudra bien se reporter au document d'origine, qui contient par ailleurs des données concernant les études géotechniques, le choix des matériaux, l'organisation des chantiers, le mode d'exécution des travaux, les essais et contrôles, etc.

Les parois constitutives des ouvrages concernés étant généralement calculées par la théorie élastique des plaques, coques ou membranes, en tenant compte des liaisons des parois (entre elles, avec les fonds ou avec les couvertures), ces méthodes de calcul ne sont pas touchées par la révision des textes et sont toujours valables.

Il convient de noter dès maintenant que, pour les ouvrages qui font l'objet du présent paragraphe, la nécessité d'avoir la meilleure étanchéité possible, c'est-à-dire une ouverture des fissures extrêmement faible (même si un revêtement d'étanchéité – revêtement armé, à base de résines de synthèse ou membrane à base de bitume ou de hauts polymères – capable de s'adapter à de légères déformations ou fissurations, a été prévu) conduit à limiter à des valeurs plutôt basses la contrainte de traction de l'acier en service.

Il en résulte que, pour ces parois, une vérification à l'état-limite ultime n'apporte rien. Une telle vérification ne se justifie généralement que pour les supports (pylônes, tours, etc...) des ouvrages surélevés ou pour certains ouvrages annexes non au contact de liquides.

L'étanchéité peut être réalisée à partir de systèmes utilisés seuls ou en combinaison :

- structure seule
- traitement d'imperméabilisation de masse ou de surface
- revêtement d'imperméabilisation adhérent
- revêtement d'étanchéité.

Le CCTG fascicule 74 distingue quatre classes d'ouvrages :

classe A : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule,

classe B : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation,

classe C : ouvrages dont la structure assure uniquement une fonction mécanique, et dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité adhérent ou indépendant du support,

classe D : ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués.

Il ne faut pas confondre les *revêtements d'imperméabilisation*, qui sont inaptes à résister à une fissuration appréciable du support (tels les enduits à base de mortiers hydrauliques hydrofugés, les enduits et peintures à base de liants mixtes et les revêtements non armés à base de résines de synthèse,...) et les *revêtements d'étanchéité*, qui sont capables de s'adapter à de faibles déformations ou fissurations de leur support (tels les revêtements armés à base de résines de synthèse ou les membranes à base de bitume ou de hauts polymères).

## 3.1,1. calcul des ouvrages

### a) Actions et combinaisons d'actions

Les actions à prendre en compte comprennent :

- *des actions permanentes (G)*

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- poids et pression de l'eau extérieure à l'ouvrage, si le niveau de la nappe aquifère est quasi fixe;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

- *des actions variables*

- poids et pression du liquide contenu Q (le cas de l'ouvrage vide,  $Q = 0$ , étant également à considérer)
- charges climatiques (vent W, neige  $S_n$ ) ;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations ;
- variations de pression de l'eau extérieure à l'ouvrage ;
- charges éventuelles sur le terre-plein ;
- actions de la température T : variations de températures tant intérieures qu'extérieures, gradient thermique dû à un ensoleillement différent sur deux faces opposées.

- *des actions accidentelles* (séismes, plus hautes eaux prévisibles, chocs, etc...) qui sont normalement définies dans les pièces du marché.

Certaines des actions ainsi énumérées (tel le vent) ne concernent que les ouvrages (ou parties d'ouvrage) situés au-dessus du sol. D'autres ne concernent que les ouvrages (ou parties d'ouvrage) enterrés : c'est le cas de la prise en compte des poussées des terres avec la présence éventuelle d'une nappe aquifère et de charges d'exploitation sur le sol entourant l'ouvrage. Pour le calcul des sollicitations correspondantes, il convient de se reporter au chapitre 5.

Les coefficients partiels de sécurité et les combinaisons d'actions à prendre en compte sont les suivants :

- *pour l'état-limite d'équilibre statique vis-à-vis du soulèvement :*

Dans le cas d'un ouvrage pouvant être immergé et vidé sans rabattement de nappe :  $\gamma_q = 1,05$  en considérant d'une part l'ouvrage à vide, d'autre part la hauteur maximale de l'eau extérieure à l'ouvrage.

- pour les états-limites ultimes de résistance ; en combinaisons fondamentales :

$$\begin{aligned}C1 &= 1,35 G + 1,5 (Q + 0,6 T) + W \text{ (et/ou } S_n) \\C2 &= 1,35 G + 1,5 W + 1,3 (Q + 0,6 T) \\C3 &= G + 1,5 W + 0,78 T\end{aligned}$$

Dans ces combinaisons, W représente 1,2 fois le vent «normal» des Règles NV 65.

- pour les états-limites ultimes de résistance, en combinaisons accidentelles :

$$C4 = G + Q + F_A + 0,6 T$$

où  $F_A$  désigne l'action accidentelle, séisme par exemple.

- pour les états-limites de service :

$$\begin{aligned}C5 &= G + Q + T \\C6 &= G + W \text{ (et/ou } S_n) + 0,6 T\end{aligned}$$

W désigne ici le vent «normal» des Règles NV 65.

## b) Efforts dans les éléments des cuves

- Cas des réservoirs parallélépipédiques

Le document «Réservoirs et cuves en béton armé» [7.3], bien qu'ancien, donne de précieux renseignements pour le calcul des efforts dans les réservoirs parallélépipédiques.

Les parois sont calculées comme des dalles supportant des charges uniformes ou linéairement variables.

Lorsque les dalles sont considérées comme parfaitement encastrées sur leur contour, les moments fléchissants en travée sont majorés de 25 %. Aucune majoration n'est nécessaire lorsque les calculs tiennent compte des rotations des appuis. On doit, en outre, prendre en compte les efforts de traction ou de compression développés par les réactions d'appui des parois orthogonales.

Dans le cas d'une paroi soumise à un moment de flexion M et à un effort normal de traction N, une valeur approchée de la section des armatures tendues à prévoir est donnée par :

$$A = \frac{M}{z\bar{\sigma}_s} + \frac{|N|}{2\bar{\sigma}_s}$$
$$\text{avec } z = \left( \frac{10\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \right) d$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_s$  étant les contraintes limites du béton et de l'acier (pour  $\bar{\sigma}_s$  voir dans le présent chapitre, 3.1,2-b et fig. 7.28). Avec les valeurs courantes de  $\bar{\sigma}_{bc}$  et en adoptant pour  $\bar{\sigma}_s$  la valeur prudente de 150 MPa,  $z = 0,80 d$

$$\text{d'où } A_{\text{cm}^2} \approx \frac{100}{3} \left( 2,5 \frac{M}{d} + N \right) \quad (\text{MNm, MN, m}) \quad (N \text{ en valeur absolue})$$

- Cas des réservoirs de révolution

Un calcul rigoureux considère la paroi comme constituée de poutres verticales de largeur unité prenant appui sur des anneaux horizontaux de hauteur unité (fonctionnement analogue à celui des douves et des cercles d'un tonneau). Il s'agit d'un calcul en poutres sur appuis continus élastiques (se reporter aux ouvrages spécialisés).

On peut souvent se contenter d'un calcul approché en décomposant le réservoir en anneaux horizontaux de hauteur unité.

$p$  étant la pression horizontale à la base d'un anneau quelconque, celui-ci est soumis à un effort de traction tangentiel :

$$N = p \cdot r \quad \text{formule «du tube»}$$

avec  $r$ , rayon du feuillet moyen de l'anneau.

La section des cerces horizontales (à compléter par des armatures verticales de répartition) de l'anneau considéré est :

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad (\bar{\sigma}_s, \text{ voir dans le présent chapitre 3.1.2b et fig. 7.28})$$

Pour des réservoirs de révolution, lorsqu'on peut admettre que le radier du fond est suffisamment indéformable, la paroi peut être considérée comme encastree dans le radier. Une valeur approchée du moment d'encastrement par unité de longueur, en kNm par mètre linéaire, est :

$$M = \frac{p \cdot z' \cdot h \cdot r}{\sqrt{12}} \left(1 - \frac{\sqrt{r \cdot h}}{1,32 z'}\right) \quad \text{formule [7.23]}$$

avec:

- $p$  poids volumique du liquide ( $\text{kN/m}^3$ )
- $z'$  hauteur de liquide dans la cuve (m)
- $h$  épaisseur moyenne de la paroi (m)
- $r$  rayon du feuillet moyen de la cuve (m)

## 3.1,2. principales règles concernant les réservoirs

Les conditions données ci-après concernent les parois des réservoirs des classes d'étanchéité A, B ou C, avec revêtement d'étanchéité adhérent.

### a) Contrainte de traction limite des treillis soudés

Pour les parois en contact avec un liquide, avec ou sans revêtement d'étanchéité ou d'imperméabilisation, la fissuration est considérée comme très préjudiciable, et l'état-limite d'ouverture des fissures représente toujours la condition la plus contraignante pour la détermination des treillis soudés.

Le paragraphe 2.2,2 du chapitre 1 qui énumère les données relatives aux états-limites de service, telles qu'elles figurent dans les Règles BAEL, n'est pas applicable aux parois en contact direct ou indirect avec le liquide contenu, mais demeure valable pour les parois en ambiance humide, telles les faces inférieures des couvertures. Pour les armatures côté humide de ces parois, les contraintes limites et conditions à respecter sont celles de la fissuration très préjudiciable (avec  $k = 0$  pour le calcul des armatures d'âme).

Pour les treillis soudés armant des sections entièrement tendues et pour les treillis soudés proches des faces mouillées des sections partiellement tendues, la contrainte de traction (avec  $\varnothing \geq 6$  mm, donc  $\geq$  ST 20) ne peut excéder la valeur

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\varnothing}} + \beta \eta \leq \text{Min} \begin{cases} 250 \\ 90 \sqrt{\eta f_{t28}}^* \end{cases} \quad (\text{MPa, mm}) \quad \text{formule [7.24]}$$

\* Le CCTG fascicule 74 est antérieur aux Règles BAEL 91 modifiées 99. Ces dernières, strictement appliquées, conduiraient à un coefficient égal à 88, au lieu de 90.

avec

$\eta = 1,6$  coefficient de fissuration.

$f_{t28}$  résistance à la traction du béton

$\emptyset$  diamètre du fil

$\alpha = 240$  dans le cas général où le béton doit jouer à la fois le rôle de structure mécanique et d'étanchéité.

$\beta$  coefficient égal à :

0 pour les ouvrages à la mer ou à moins de 5 km de celle-ci, et les parties enterrées des ouvrages, lorsque l'eau extérieure est saumâtre ou agressive, pour les cuves à vin et les lisiers.

30 dans le cas de treillis soudés situés dans une paroi en contact permanent avec l'eau ou avec une atmosphère saturée.

Dans le cas où l'étanchéité est assurée par un revêtement intérieur, il est possible d'adopter des valeurs de  $\alpha$  supérieures à 240 sous réserve qu'elles résultent d'essais probants, effectués selon une procédure définie, dans des laboratoires agréés. En l'absence de tels résultats, il convient de prendre  $\alpha = 240$ .

Pour les treillis soudés proches de la face non mouillée des sections partiellement tendues, le Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) doit préciser s'il convient de considérer la fissuration comme préjudiciable ou comme très préjudiciable, et donc, de limiter en conséquence la contrainte de traction aux valeurs fixées par les Règles BAEL pour le cas retenu.

La valeur numérique de l'expression  $\alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\emptyset}}$  peut être tirée de l'abaque de la figure 7.28, valable quelle que soit la valeur de  $\alpha$  prise en compte, dans l'intervalle (240 ;  $320\sqrt{3}$ )

## b) Contrainte de traction limite du béton

Les contraintes de traction du béton en service des sections entièrement tendues, ou celles développées sur la face mouillée des parois, calculées vis-à-vis de l'état-limite de service sur la section non fissurée rendue homogène avec  $n = 15$ , ne peuvent excéder la valeur :

$$\bar{\sigma}_{bt,h} = 1,10 \theta f_{t28}$$

avec  $\theta = 1$  dans le cas de la traction simple

$\theta = 1 + \frac{2e_o}{3h_o}$  dans le cas de la flexion plane composée, lorsque l'excentricité  $e_o = \frac{M}{N}$  de la force de

traction extérieure est inférieure à l'épaisseur  $h_o$  de la paroi

$\theta = \frac{5}{3}$  dans les autres cas.

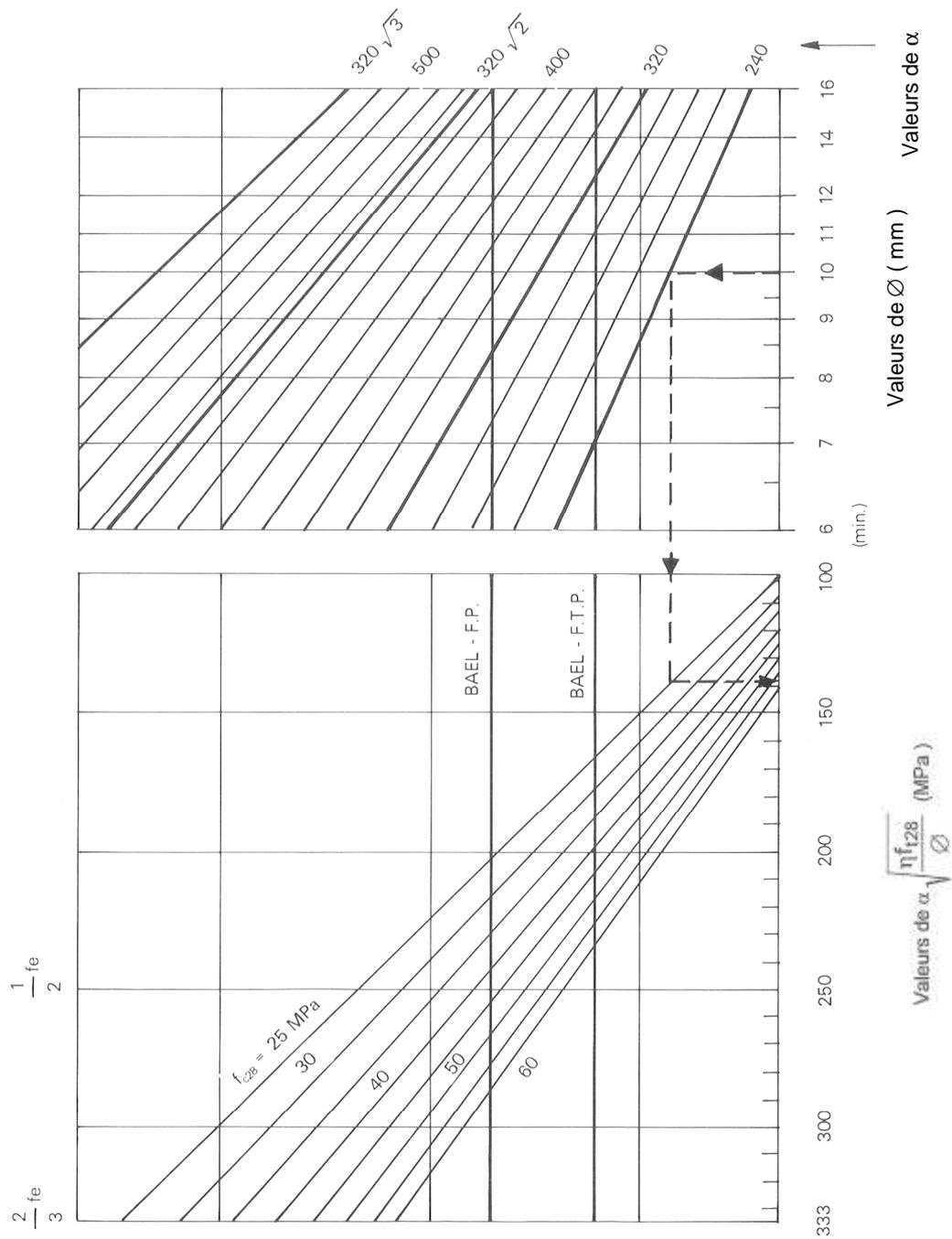


Fig. 7.28 – contrainte de traction limite des treillis soudés en fonction de la résistance caractéristique du béton et de la valeur  $\alpha$  prise en compte dans les formules 7.24 ou 7.25.  
(les droites en trait fin correspondent à un pas de 20 dans les valeurs de  $\alpha$ ).

### c) Dispositions constructives minimales

Les dispositions ci-après complètent celles des Règles BAEL, qui demeurent applicables.

- L'épaisseur minimale des parois est de :
  - 15 cm pour les ouvrages de la classe A
  - 12 cm pour les ouvrages des classes B ou C.
- Pour les parois de plus de 0,15 m d'épaisseur, il faut prévoir deux nappes de treillis soudés (une sur chaque face). Dans le cas d'ouvrages circulaires à axe vertical, la nappe intérieure ne doit pas comporter plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales. Les fils constituant l'armature de répartition doivent représenter une section au moins égale au quart de la section unitaire des fils constituant l'armature principale.
- Le diamètre  $\varnothing$  des fils constituant l'armature principale doit être tel que :

$$8 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{h_o}{10}$$

En revanche, en ce qui concerne les fils placés en deuxième lit et constituant l'armature de répartition, la seule condition est que leur diamètre ne soit pas inférieur à 6 mm.

- Pour les parois en contact avec un liquide, l'espacement des fils (E ou e) doit être tel que

$$E \text{ ou } e \leq \text{Min} \begin{cases} 1,5h_o & (h_o \text{ épaisseur de la paroi en cm}) \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- La distance libre entre toute génératrice extérieure d'une nappe de treillis soudé et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à :
  - 5 cm pour les ouvrages exposés aux embruns et aux brouillards salins
  - 3 cm pour le côté mouillé des parois ou pour les parois au contact d'un liquide (par exemple, eau intérieure et/ou eau extérieure, vin) ainsi que celles exposées directement aux intempéries et aux condensations.

- Dans la partie courante d'une paroi, le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi doit être au plus égal à 2 %.  
Par face et dans chaque direction, la section d'acier doit représenter 0,125% de la section totale de béton et être supérieure à la section minimale requise par les Règles BAEL.

- Les recouvrements des panneaux de treillis soudés doivent être décalés en sorte que la zone de recouvrement n'intéresse à chaque fois pas plus d'un panneau sur deux si  $\frac{e_o}{h_o} \geq \frac{1}{2}$  ou pas plus d'un panneau sur trois dans le cas contraire.

### d) Cas particulier des radiers reposants sur le sol

Dans ce cas, les prescriptions précédentes sont modifiées ou complétées comme suit :

- l'épaisseur minimale est de 10 cm,
- les recouvrements peuvent être assurées en totalité dans la même section, pour les treillis dimensionnés par la condition de pourcentage minimal,
- le pourcentage minimal d'armatures est fixé à 0,25% pour les radiers monolithes et solidaires des parois verticales. Si l'épaisseur du radier est supérieure à 15 cm, ce pourcentage est à répartir en deux nappes,
- pour les radiers désolidarisés des parois, la section de treillis soudé à prévoir par unité de largeur pour équilibrer les sollicitations dues au retrait est :

$$A = 15\mu gL \quad (\text{cm}^2/\text{m}, \text{MN}/\text{m}^2, \text{m})$$

avec :

g poids du radier par unité d'aire

L longueur entre joints

$\mu$  coefficient de frottement (1,5 dans le cas général ; 0,2 en cas d'un film de polyéthylène sur lit de sable)

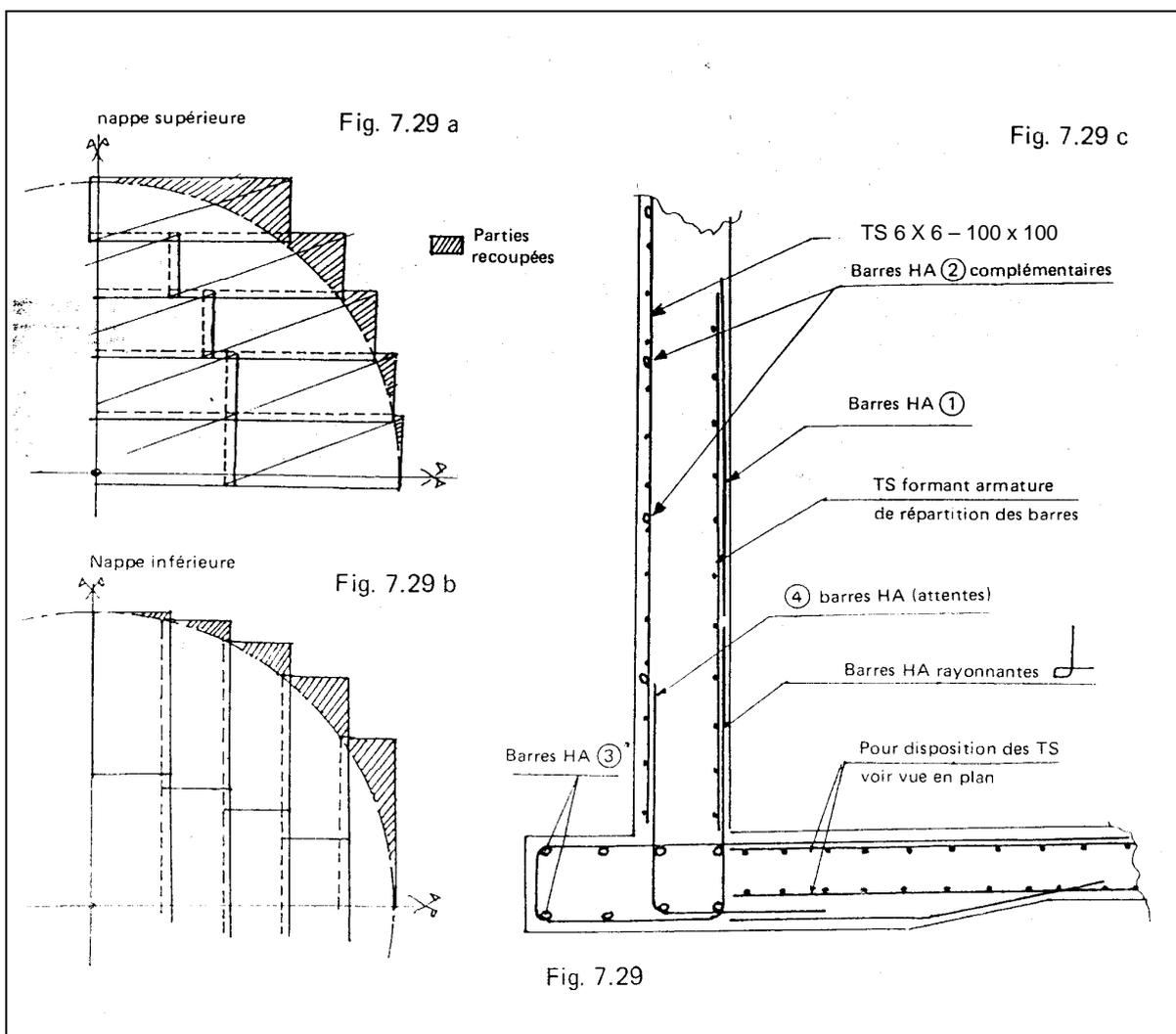
### e) Exemple de disposition de panneaux de treillis soudé.

La figure 7.29 donne les schémas de mise en place de panneaux 6 x 6 – 100 x 100 qui constituent les armatures principales d'un réservoir cylindrique de 5 000 m<sup>3</sup>. Le radier d'une épaisseur de 0,15 m est armé en partie supérieure et inférieure. Les directions choisies pour chaque nappe assurent une bonne continuité des armatures.

Les panneaux sont des panneaux sur devis (largeur 2,40 m, longueur 7,20 m). Les fils étant porteurs dans les deux directions, les recouvrements se font sur 35 cm. Après pose des panneaux inférieurs ceux-ci sont découpés sur place pour suivre le nu intérieur du voile circulaire (voir figures a et b). Après mise en place de distanciers, on procède à la pose de la nappe supérieure.

Dans le voile circulaire les panneaux servent de supports à des armatures en barres formant cerces.

Les sections de ces cerces complémentaires sont variables sur la hauteur du voile.



### 3.1,3. disposition particulières aux piscines

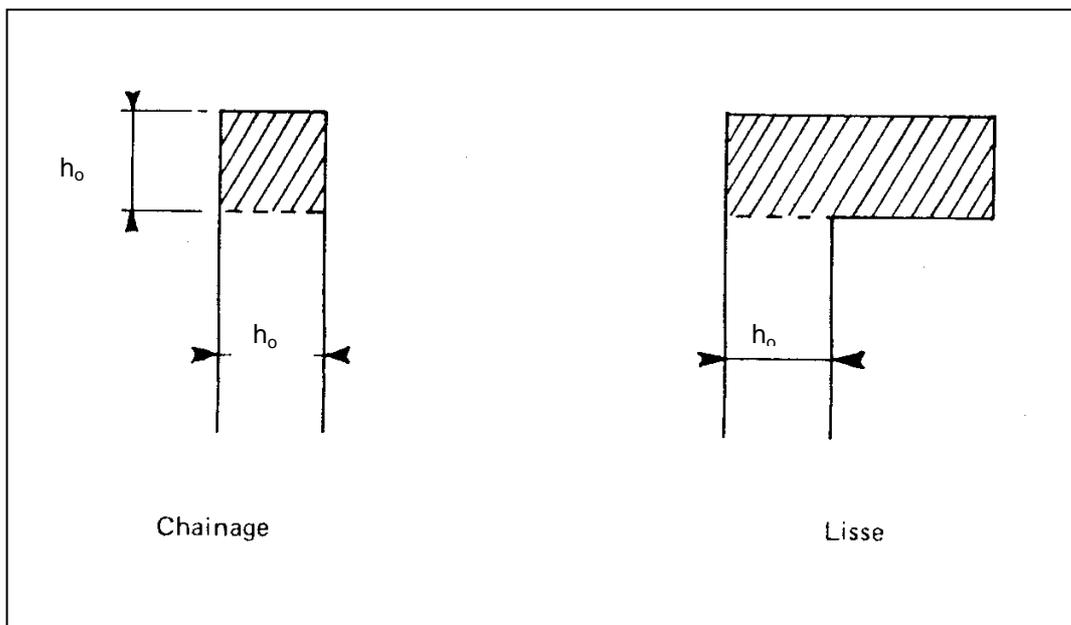
L'ensemble des règles détaillées dans le paragraphe 3.1,2 demeure applicable, mais avec les aménagements suivants :

Pour les bassins destinés à recevoir de l'eau de mer, le coefficient  $\beta$  de la formule 7.24 est pris égal à zéro, et l'enrobage des treillis soudés proches des parois intérieures est fixé à 5 cm.

L'épaisseur minimale des parois est fixée à 12 cm.

Le pourcentage minimal des armatures horizontales des parois est celui fixé par les Règles BAEL pour la traction simple ( $\rho \geq f_{t28} / 500$ ,  $f_{t28}$  en MPa)

Lorsque les murs périphériques sont solidaires du radier, il y a lieu de prévoir un chaînage ou une lisse en tête de ces murs (voir schéma ci-dessous).



La section hachurée représente le chaînage ou la lisse; elle doit être munie d'une section d'armatures filantes (en  $\text{cm}^2$ ) au moins égale à  $\frac{h_0^2}{100}$  avec  $h_0$ , largeur du mur en cm.

Les treillis soudés constituant les ferrailages doivent respecter les conditions minimales suivantes :

- Dans les parois, les treillis soudés sont disposés sur chacune des faces. Dans le cas où les parois sont coulées en différents tronçons avec des joints de clavetage tous les  $\ell_c$  mètres (avec  $\ell_c < 15$  m) le pourcentage minimal est pris égal à :

$$\text{Max} \left( \frac{\ell_c}{15} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,2\% \right)$$

- Les radiers reposant sur le sol doivent être monolithes et solidaires des parois verticales (les radiers désolidarisés ne sont pas admis). Dans ces radiers, la section minimale d'armatures à prévoir est celle résultant du pourcentage minimal prescrit au paragraphe 3.1,2-d ci-avant, sans pouvoir être inférieure à  $6 \text{ cm}^2$  par mètre dans le cas de bassins de plus de 50 m de longueur et non couverts de façon permanente.

### 3.1,4. cuvelages

Les cuvelages des parties immergées des bâtiments font l'objet de la norme NF P 11-221-1 [1.6].

Cette norme distingue :

- les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation,
- les cuvelages avec revêtement d'étanchéité
- les cuvelages à structure relativement étanche

Un revêtement d'imperméabilisation constitue un écran intérieur qui adhère à son support, peut assurer l'étanchéité en association avec celui-ci, mais est inapte à résister à une fissuration appréciable de ce support (enduits hydrofuges ou enduits pelliculaires à base de résine,...)

Un revêtement d'étanchéité est un revêtement plastique, élasto-plastique ou élastique appliqué à l'extérieur de la structure résistant aux poussées de l'eau. Il n'adhère pas nécessairement à la structure-support, et peut s'adapter aux légères déformations ou fissurations des ouvrages (revêtements à base de résines de synthèse armés, membranes à base de bitumes ou de hauts polymères,...).

Un cuvelage à structure relativement étanche ne comporte pas de revêtement. Un faible passage d'eau (de l'ordre de 1 à 2  $\ell / \text{m}^2 / \text{jour}$ ), éventuellement récupérée, est donc toléré.

#### a) Actions et combinaisons d'actions

En ce qui concerne l'action de l'eau, la norme définit :

- le niveau des plus basses eaux, EB,
- le niveau des plus hautes eaux, EH, qui correspond à la crue décennale,
- le niveau exceptionnel et conventionnel, EE, qui est celui des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles

Le niveau EB donne les actions permanentes.

La différence EH - EB définit l'action variable.

La différence EE - EB définit l'action accidentelle.

On retient le niveau EE dans le cas d'une nappe et le niveau EB dans le cas d'eaux d'infiltration ou de ruissellement. Le niveau retenu est conventionnellement désigné par E.

#### • Etat-limite d'équilibre statique :

Pour chaque point porteur, les charges verticales descendantes nominales limitées aux actions permanentes doivent être au moins égales à 1,05 fois les charges ascendantes résultant de l'action de l'eau supposée au niveau E.

#### • Etats-limites ultimes de résistance :

- en combinaison fondamentale, lorsque l'eau est l'action variable de base, les coefficients de pondération sont de :

- 1,5 pour sa partie variable,
- 1,35 pour sa partie permanente.

Lorsque l'eau est l'une des actions d'accompagnement, le coefficient  $\psi_0$  associé est pris égal à 0,77.

- en combinaison accidentelle, lorsque l'eau est l'action accidentelle, on se réfère au niveau E.

Lorsque l'eau n'est pas l'action accidentelle, on retient comme valeur fréquente et comme valeur quasi permanente la différence des niveaux EH - EB.

- Etat-limite d'ouverture des fissures.

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions suivantes :

- charges permanentes
  - action de l'eau
  - action latérale des terres
  - autres actions variables, affectées du coefficient  $\psi_0 = 0,77$ .
- } affectées du coefficient 1

Pour l'enveloppe située sous le niveau de l'eau envisagé, il convient de vérifier que les contraintes limites de traction de l'acier et du béton ne sont pas dépassées.

Pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation, cette double vérification n'est à effectuer que pour les sections droites tendues *du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation*, l'eau étant définie par son niveau E.

Pour les cuvelages à structure relativement étanche, la vérification de la contrainte de traction de l'acier est à faire *pour les deux faces de la paroi* ; la vérification de la contrainte de traction du béton doit être faite pour les sections droites tendues sur la face opposée à celle en contact avec l'eau, et uniquement dans le cas de traction simple ou de flexion composée avec traction, lorsque  $e_o \leq 0,5 h_o$ .

### b) Contrainte limite de l'acier tendu

Elle est définie par

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\emptyset}} + 30 \eta \leq \frac{2}{3} f_e \text{ (MPa, mm)} \quad \text{formule [7.25]}$$

La majoration de  $30 \eta$  (soit 48 MPa) ne doit pas être appliquée dans le cas d'eaux saumâtres ou agressives.

L'abaque de la figure 7.28 permet d'obtenir directement la valeur de  $(\bar{\sigma}_s - 30 \eta)$

Pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation, dans le cas des sections droites tendues *du côté en contact avec l'eau*, on prend :

- pour l'eau définie par son niveau EB :  $\alpha = 320$
  - pour l'eau définie par son niveau EH :  $\alpha = 320 \sqrt{2}$
  - pour l'eau définie par son niveau EE :  $\alpha = 320 \sqrt{3}$
- voir fig. 7.28

### c) Contrainte de traction limite du béton

Elle est définie par  $\sigma_{bt,h} = 1,1 \theta f_{t28}$

Avec  $\theta = 1$  dans le cas de la traction simple

$$\theta = 1 + \frac{4 e_o}{3 h_o} \text{ dans le cas de la flexion plane composée avec traction, lorsque } e_o \leq 0,5 h_o$$

$$(e_o = \frac{M}{N} \text{ excentricité de la force de traction, } h_o \text{ épaisseur de la paroi)}$$

$\theta = 5/3$  dans les autres cas.

### d) Dispositions constructives pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation

- Le diamètre des fils de treillis soudé doit être au moins égal à 6 mm.
- L'enrobage minimal des treillis soudés est celui défini par les Règles BAEL (voir titre 2.3 du chapitre 2), augmenté de 3 cm dans le cas des parois moulées. En outre, l'enrobage des treillis soudés placés du côté du revêtement d'imperméabilisation doit être compris entre 3 et 5 cm à partir du parement revêtu.

- Dans les zones où la paroi est armée et pour la face concernée, la distance libre entre les fils ne peut excéder pour chaque lit :
  - dans le sens principal porteur : min (0,33 m ; 1,5 h<sub>o</sub>)
  - dans le sens de la répartition : min (0,45 m ; 1,5 h<sub>o</sub>)
- La section minimale en cm<sup>2</sup>/m des treillis soudés à prévoir est de:
  - 10 h<sub>o</sub> ≤ 4 cm<sup>2</sup>/m (h<sub>o</sub> en m) pour les radiers ou parois coulés avec les précautions nécessaires en vue de limiter les phénomènes de variation dimensionnelle contraire (retrait, température,...), avec un minimum de 1 cm<sup>2</sup>/m pour la face de la paroi recevant le revêtement d'imperméabilisation (pour une dalle : 1cm<sup>2</sup>/m dans chacune des deux directions).
  - 25 h<sub>o</sub> (h<sub>o</sub> en m) pour les autres radiers ou parois.

Nota : Pour les cuvelages à structure relativement étanche, les dispositions énumérées en (d1) s'appliquent à la face intérieure de la paroi. Pour les cuvelages avec revêtement d'étanchéité, les dispositions à adopter sont celles des Règles BAEL. Pour les détails, se reporter à la norme [1.6].

## 3.2. SILOS

Les silos servent à stocker des matières pulvérulentes ou granulaires très diverses. On considère que les produits stockés sont sans cohésion, ils exercent une poussée sur les parois des silos qui les contiennent. Toutefois certaines matières ne satisfont pas toujours à l'hypothèse de non-cohésion et nécessitent des précautions spéciales.

Si les dimensions en plan d'un silo sont grandes vis-à-vis de sa hauteur (exemple : diamètre 20 m pour une hauteur de 4 à 5 m), pratiquement la poussée pourrait être déterminée comme pour un mur de soutènement où l'angle de frottement interne et le poids volumique de la matière ensilée seraient substitués à ceux du remblai (voir chapitre 5). Dans les autres cas, la poussée doit être évaluée d'une manière spécifique.

### 3.2,1. règles de calcul et textes utiles

Le Syndicat National du Béton Armé (S.N.B.A.T.I.) a rédigé des «Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton armé ou précontraint» [7.4].

D'autres documents, mêmes anciens, peuvent aider au calcul pratique des sollicitations (voir Bibliographie [7.5] à [7.7]).

### 3.2,2. efforts dans les éléments des silos

Les Règles de conception et de calcul des silos en béton donnent les indications nécessaires pour le calcul des efforts.

### 3.2,3. armatures d'un silo

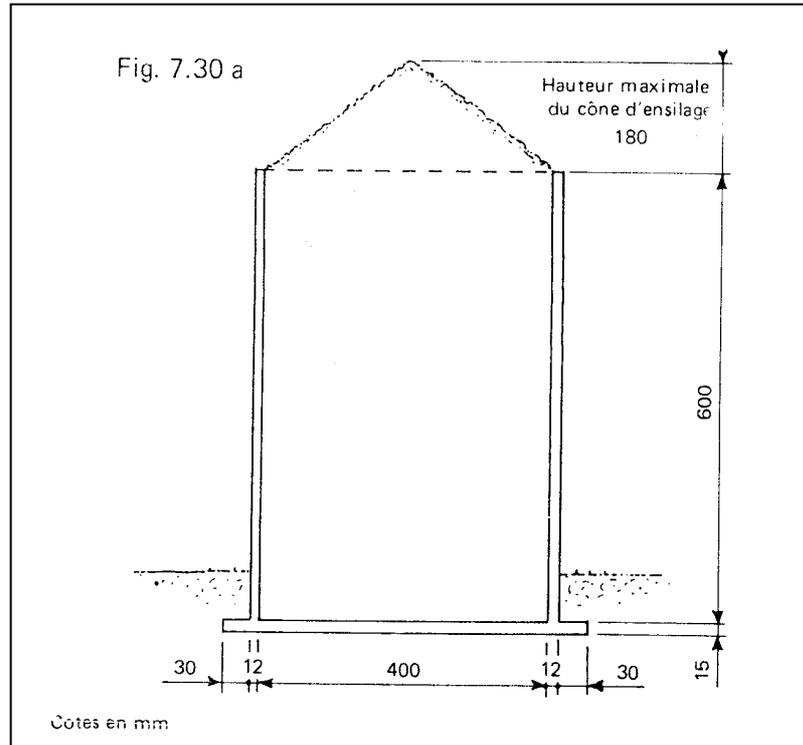
Le treillis soudé peut en général, être utilisé quelle que soit l'importance de l'ouvrage. Cependant, dans le cas des grands silos réalisés en coffrage glissant, les projeteurs hésitent à l'utiliser du fait de la présence des vérins de levage qui rendent plus difficile la conception et la mise en œuvre des panneaux. Malgré cette difficulté, le treillis soudé reste une solution économique, surtout comme armature passive dans le cas de silos précontraints.

Dans le cas de petits silos agricoles (de 5 à 6 m de hauteur), l'emploi de treillis soudé est particulièrement intéressant. A titre d'exemple, on indique ci-après quelques dispositions.

### a) Données (fig. 7.30a)

- Silo agricole de 6 m de hauteur de paroi ; épaisseur de la paroi : 0,12 m.
- Forme cylindrique ; fond horizontal.
- Diamètre intérieur 4 m (permettant le stockage d'au moins 500 quintaux (500 kN), en tenant compte du cône supérieur d'ensilage).
- Reprise en partie supérieure à l'aide d'une suceuse ou d'une vis.
- Poussée maximale calculée à la base du silo : 35 kN/m<sup>2</sup>.
- Effets thermiques négligeables.

### b) Coupe type



### c) Disposition du treillis soudé

L'ouvrage étant supposé situé sous abri, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Les sections des treillis soudés sont déterminées par un calcul à l'état-limite ultime.

L'effort de traction maximal ultime pour un anneau horizontal de 1 m de hauteur est :

$$N_{hu} = 1,5 p \cdot r \quad \text{formule « du tube »}$$

Avec : p pression en kN/m<sup>2</sup>  
r rayon du feuillet moyen en m  
1,5 coefficient partiel de sécurité

$$N_{hu} = 1,5 \times 35 \times 2,06 = 108 \text{ kN/m} = 0,108 \text{ MN/m}$$

La section des cerces horizontales tendues nécessaire est donnée par :

$$A = 23 N_{hu} \left( 23 = \frac{10^4 \gamma_s}{f_e} = \frac{10^4 \cdot 1,15}{500} \right)$$

soit  $A = 23 \times 0,108 = 2,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

La section minimale pour l'ensemble des deux faces est, d'après l'article 4.7,33 des Règles professionnelles (S.N.B.A.T.I, [7.4]),

$$A_{\min} = 0,12 \times 1 \times \frac{0,20}{100} = 2,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} < A$$

On prend donc :

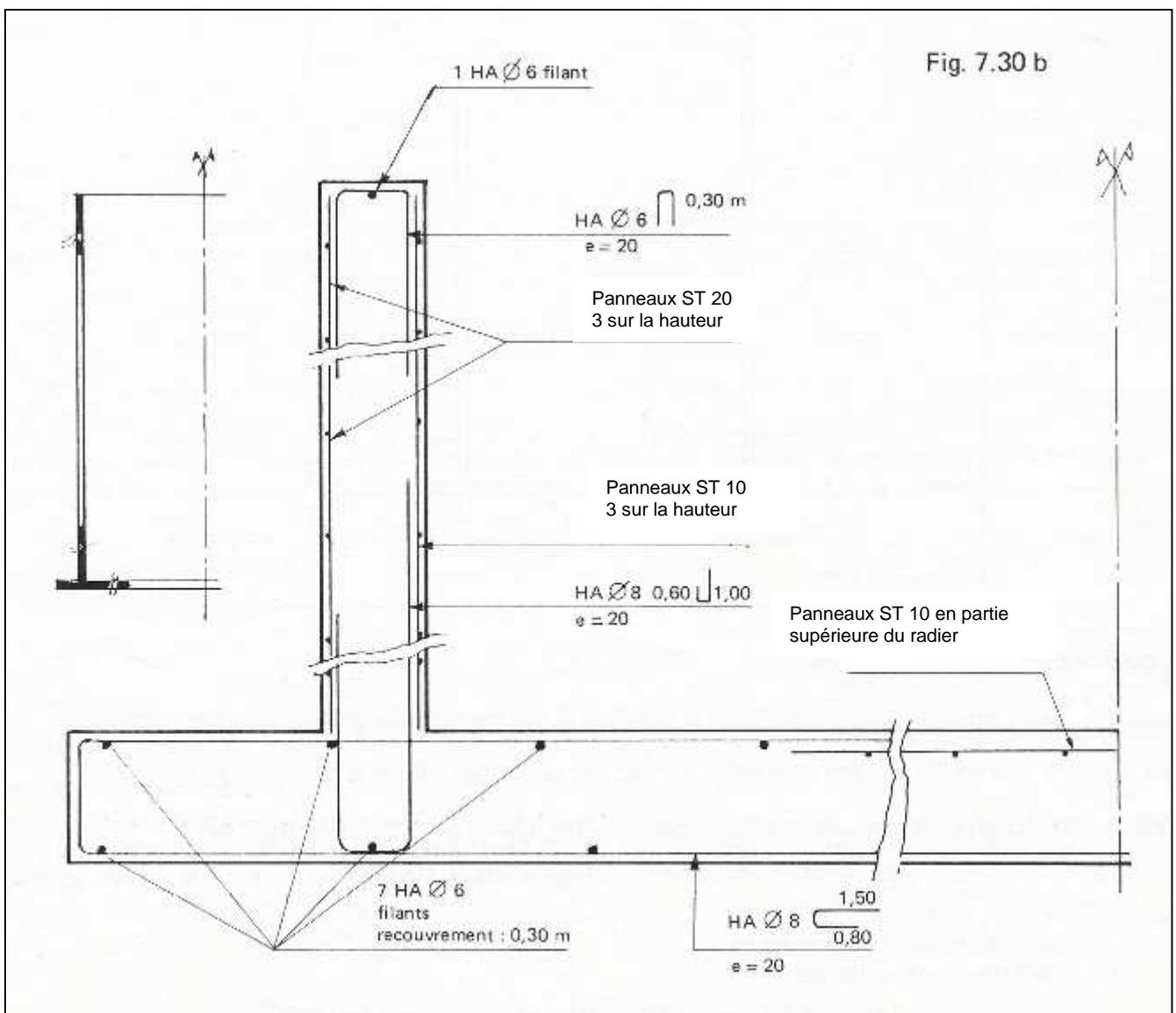
- pour la nappe extérieure :

$$\frac{2,48 \times 2}{3} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit un panneau ST 20} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- pour la nappe intérieure :

$$\frac{2,48 \times 1}{3} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit un panneau ST 10} = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section totale est ainsi de  $3,07 \text{ cm}^2$ , supérieure à  $2,48$ .



Dans le cas d'une solution avec nappe extérieure seulement, il conviendrait d'adopter un panneau ST 25 qui représente  $2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ , mais du fait des dispositions à respecter pour les recouvrements, le poids de treillis soudé utilisé serait sensiblement le même. En tout état de cause, il est préférable d'avoir une nappe sur chaque face (voir art. 4.7,31 du document [7.4]). La figure 7.30b donne la disposition des treillis soudés.

## 3.3. TUNNELS – GALERIES ET VOUSSOIRS

Les tunnels, galeries, certains ouvrages hydrauliques (émissaires), et les ponts en cadres fermés ou ouverts sont des exemples de grandes sections tubulaires.

Les voussoirs préfabriqués pour viaducs sont des sections tubulaires de plus faibles dimensions. Dans la même catégorie, on trouve les galeries techniques coulées en place ou préfabriquées.

### 3.3,1. ouvrages de grande section

a) Pour les tunnels et galeries réalisés en souterrain, le béton armé mis en œuvre peut ne constituer qu'un simple revêtement. Dans ce cas, l'épaisseur de ce revêtement est en général d'une quinzaine de centimètres.

La section des armatures est faible. Il est cependant souhaitable d'avoir un volume relatif minimal d'armature dans chaque direction, à savoir.

- Sens longitudinal de l'ouvrage : 0,05 à 0,1 %
- Sens transversal : 0,2 à 0,4 %.

Pour un revêtement de 15 cm d'épaisseur, un panneau ST 30 est normalement suffisant.

Un complément d'information sur ces ouvrages est donné dans le titre 4 (voir plus loin).

Lorsque l'on réalise une véritable voûte en béton armé, les sections des treillis soudés doivent être déterminées à partir de calculs justificatifs qui sont conduits suivant la théorie des états-limites. On devra s'assurer que les volumes relatifs minimaux indiqués précédemment sont respectés.

Ces ouvrages sont réalisés en utilisant des produits sur stock ou des panneaux sur devis.

b) Pour les autres ouvrages de section tubulaire, il convient en général d'utiliser des produits sur devis, ce qui permet de mettre en œuvre le tonnage minimal de treillis soudé. Dès que le nombre d'éléments semblables est assez élevé, les délais de fabrication des panneaux sur devis n'empêchent pas une diminution des temps globaux de mise en œuvre. Cette solution conserve donc tous ses avantages.

Par exemple, pour un viaduc à inertie constante, le profil et le nombre important de voussoirs (163) ont permis de proposer une solution industrielle. En effet, il suffit d'atteindre 5 t par échantillon pour que la solution du treillis soudé sur devis soit économique.

La coupe de principe d'un voussoir est représenté figure 7.31.

Sur chaque voussoir type, chaque panneau est repéré au moyen d'une lettre suivie éventuellement d'un nombre ; tous les panneaux d'une même famille (forme, section des fils) portent la même lettre. Pour fabriquer tous les voussoirs, 29 types de panneaux seulement, appartenant à 11 familles, ont été nécessaires.

Pour ces ouvrages, l'emploi de treillis soudés est recommandé. Même lorsque l'ouvrage est à inertie variable, le treillis soudé demeure intéressant. En effet, dans ce cas, revenir à des aciers en barres ne simplifie pas le problème : quelle que soit la solution adoptée, le nombre de panneaux à mettre en œuvre lors de la préfabrication demeure important.

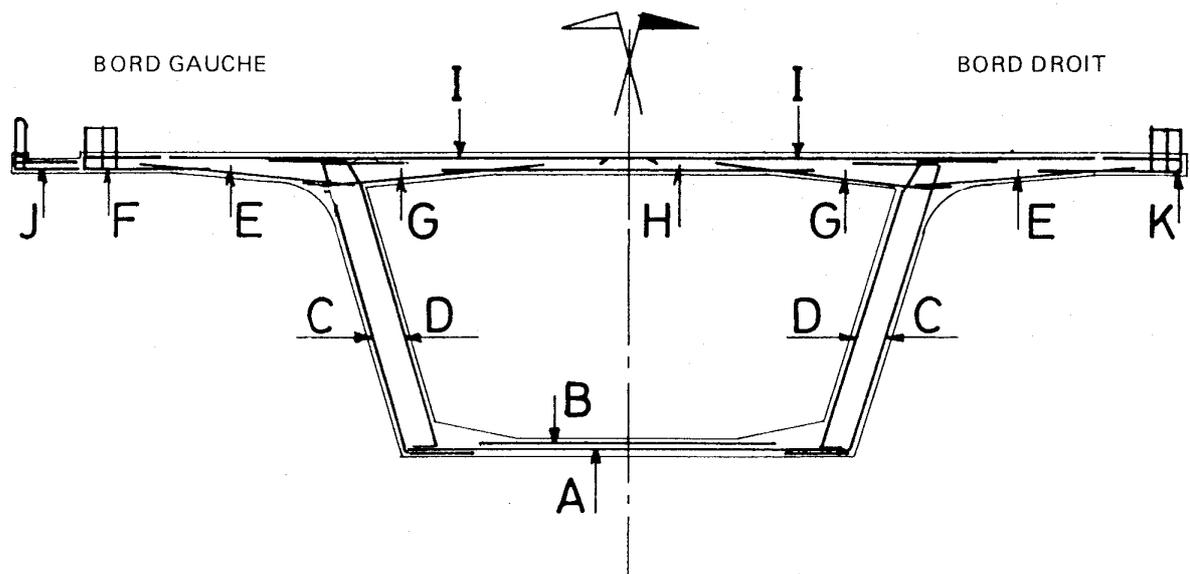


Fig. 7.31

PANNEAUX TYPE	NOMBRE DE PANNEAUX	POIDS T.S.	TOTAUX FeE235
A	163	11284	
B	163	7319	
C	166	18082	
C.1	74	11448	
C.2	52	5144	
C.3	34	3715	
D	38	2869	
D.1	26	1856	
D.2	4	338	
D.3	29	2106	
D.4	29	2106	
D.5	66	5414	
D.6	26	1707	
D.7	26	2027	
D.8	64	4465	

PANNEAUX TYPE	NOMBRE DE PANNEAUX	POIDS T.S.	TOTAUX FeE235
D.9	6	436	
D.10	2	163	
D.11	1	81	
D.12	1	81	
D.13	4	341	
D.14	4	341	
E	326	8891	
F	153	16400	3840
F.1	10	1213	251
G	326	8976	
H	163	20470	
I	326	35396	
J	163	3636	1131
K	163	18379	5120
Poids total (kg).....		194684	10342

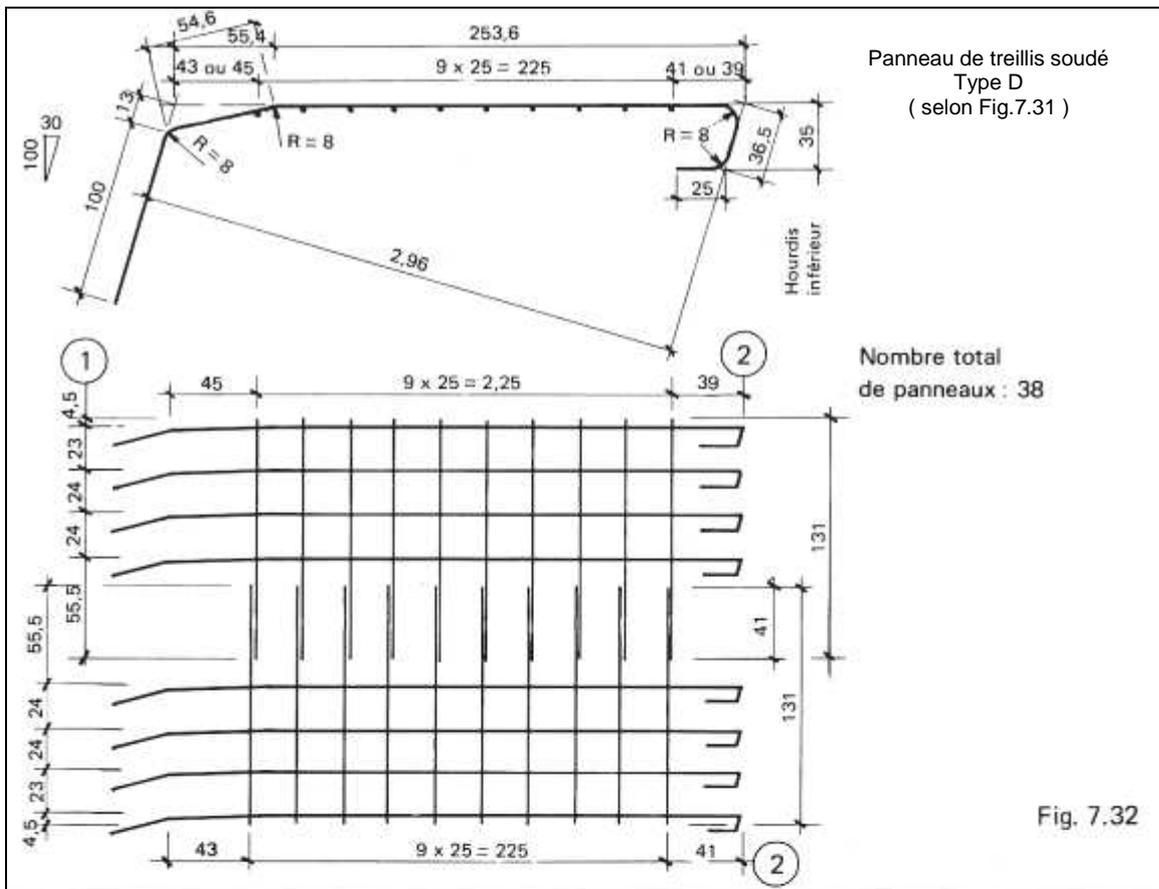


Fig. 7.32

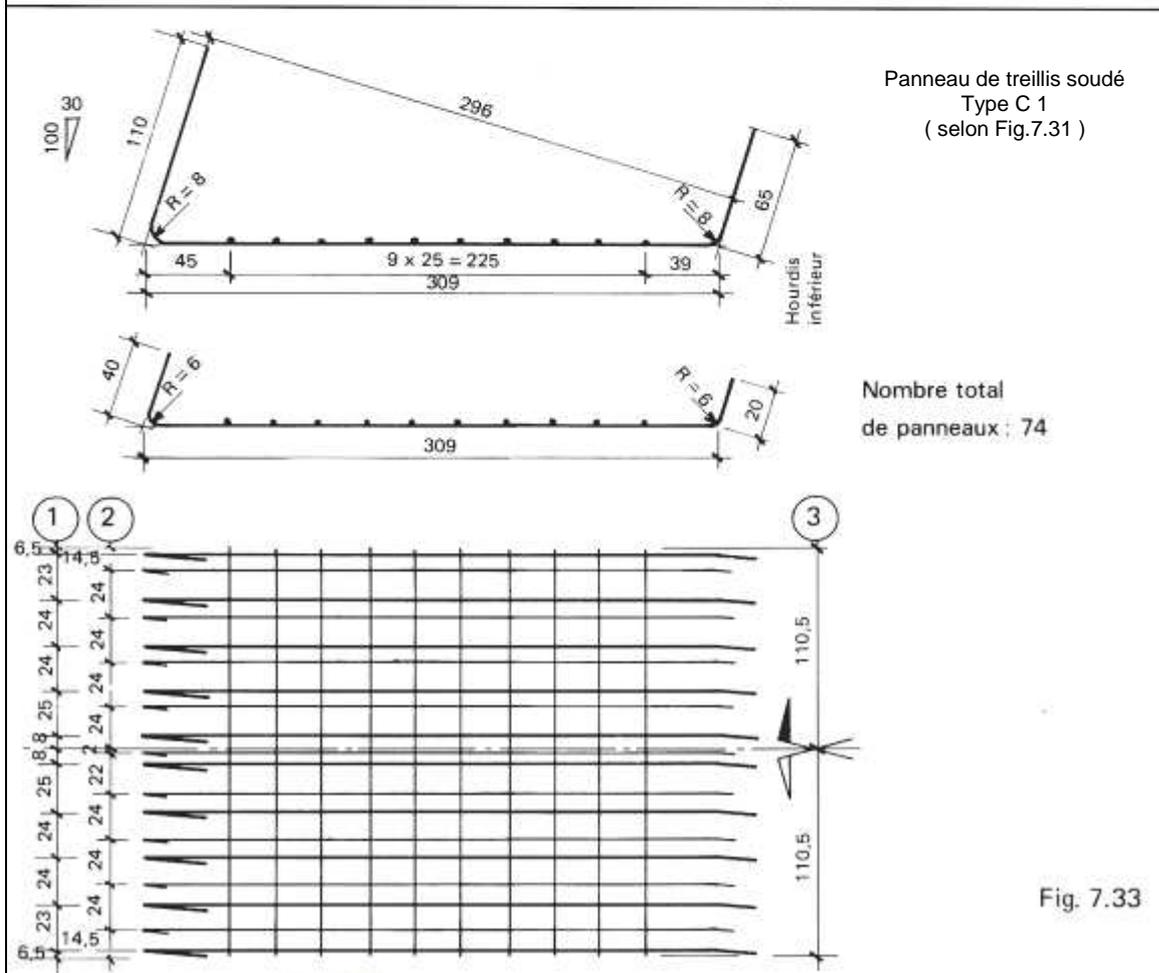


Fig. 7.33

# 4. UTILISATION DU BÉTON PROJETÉ ET DU TREILLIS SOUDÉ POUR LA RÉALISATION , LE RENFORCEMENT OU LA RÉPARATION DES STRUCTURES

## 4.1. PRÉAMBULE

La technique du béton projeté est assez ancienne. Les premières applications remontent en effet à 1907, aux Etats-Unis. En France, cette technique fut utilisée pour la première fois lors des travaux du tunnel ferroviaire de Puymorens (1921).

La réparation et le renforcement d'ouvrages en béton et en maçonnerie au moyen de béton projeté font l'objet de la norme homologuée NF P 95-102 [7.14]\*. La technique du béton projeté pouvant être à l'origine de risques spécifiques vis-à-vis de l'hygiène et de la sécurité, cette norme définit les dispositions à prendre pour se prémunir contre ces risques et renvoie aux «*Recommandations pour la prévention, l'hygiène et la sécurité lors des projections de mortiers et bétons*» éditées par l'ASQUAPRO (ASsociation pour la QUALité de la PROjection des mortiers et bétons) [7.15].

Actuellement, deux méthodes de projection sont appliquées concurremment :

- la projection *par voie sèche*, selon un principe qui n'a pas varié depuis les premières applications,
- la projection *par voie mouillée*, méthode apparue vers le milieu du XX<sup>ème</sup> siècle.

De façon générale, les normes NF 95-101 à NF 95-107 codifient les conditions de réalisation des travaux spéciaux de réparation et de renforcement des ouvrages en béton ou en maçonnerie.

## 4.2. DESCRIPTION DES MÉTHODES

### 4.2,1. projection par voie sèche

Dans la projection par voie sèche, la machine propulse, sur des distances parfois très importantes (jusqu'à 500 m horizontalement ou 100 m verticalement), le mélange de ciment, granulats et éventuellement adjuvants en poudre, par la conduite d'amenée, jusqu'à la lance de projection.

L'eau nécessaire, ainsi que des adjuvants liquides éventuels, sont introduits :

- soit, dans la méthode traditionnelle, directement à la lance au moment de la projection (voir schéma de principe, figure 7.34) ;
- soit, dans la variante du prémouillage, un peu avant la lance, à une distance pouvant varier de deux à quelques dizaines de centimètres de celle-ci.

Deux types de machines à projeter assurant le soufflage du mélange ciment-granulats dans le flexible de transport sont couramment utilisées dans ces deux méthodes :

- les machines à sas (figure 7.35) qui permettent un fonctionnement continu et une régularité du débit ;
- les machines à rotor, cylindre à axe vertical percé d'alvéoles sur sa périphérie, dont le débit est fonction de la vitesse de rotation du rotor et de la capacité des alvéoles recevant le mélange ciment-granulats.

### 4.2,2. projection par voie mouillée

Dans la projection par voie mouillée, la machine propulse le mélange ciment, granulats, eau sans accélérateur de prise préalablement gâché selon les procédés traditionnels.

Deux techniques peuvent être utilisées :

- la voie mouillée à *flux dilué* : l'air comprimé introduit dans la machine propulse par sa détente le mélange dans la conduite tout en l'aérant. Le mélange se trouve ainsi en suspension dans le flux d'air. Une addition complémentaire d'air comprimé à la lance est généralement nécessaire ;
- la voie mouillée à *flux dense* : la propulsion du mélange est assurée par une pompe à béton. La conduite ne reçoit pas d'air. L'air comprimé n'est introduit qu'à l'entrée de la lance, de même, éventuellement, grâce à des dispositifs spéciaux, que les adjuvants accélérateurs de prise.

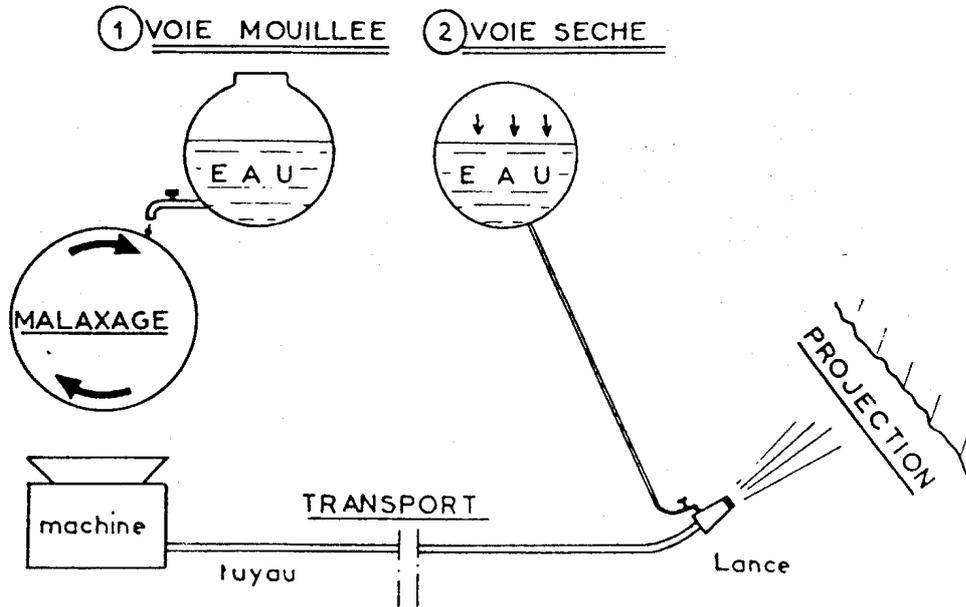


Fig. 7.34 – Schémas :  
 ① de la voie mouillée  
 ② de la voie sèche

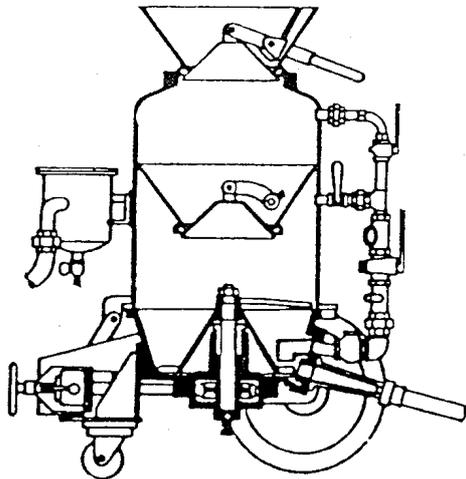


Fig. 7.35  
 Machine à sas.

## 4.2,3. processus de mise en œuvre du béton projeté

Dans la mesure du possible, la lance de projection doit être tenue perpendiculairement à la surface à traiter à une distance de celle-ci comprise entre 0,50 et 1,50 m. En faisant le nombre de passes le plus faible possible, il faut chercher à réaliser un enrobage régulier et obtenir une couche compacte ayant l'épaisseur requise. La projection verticale vers le bas n'est pas recommandée. Un talochage n'est pas souhaitable.

### 4.2,3,1. PROJECTION PAR VOIE SÈCHE

La vitesse des éléments du mélange à la sortie de la lance est de l'ordre de 100 m/s. Elle décroît plus rapidement pour les éléments de faible masse (eau, fines, ciment) que pour les gros granulats. Il se forme alors sur la surface d'application une fine couche de pâte formée par l'eau et le ciment, qui retient instantanément les granulats fins, mais sur laquelle les gros granulats commencent par rebondir.

Au fur et à mesure de son épaissement, cette couche est «martelée» par les gros granulats qu'elle finit par retenir. Les avantages sont :

- un serrage énergétique dû à la grande vitesse de projection ;
- une bonne adhérence due à la richesse en ciment dans la zone au contact de la surface d'application ;
- un risque de fissuration limité par la diminution de la teneur en ciment de la couche externe au voisinage du parement fini.

Du fait de l'enrichissement en ciment au voisinage de la surface d'application, le dosage initial en ciment peut être limité. Toutefois, la norme préconise de ne pas descendre au-dessous de 280 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe 32,5. Il faut viser une résistance caractéristique  $f_{c28} \geq 25$  MPa. Des fuseaux granulométriques du mélange granulats-ciment pour la projection par voie sèche, mais également pour la projection par voie mouillée, sont donnés, à titre indicatif, dans la norme [7.14].

### 4.2,3,2. PROJECTION PAR VOIE MOUILLÉE

Les vitesses de transport (inférieure à 1 m/s) et de projection sont nettement plus faibles que dans le cas précédent. Le mélange ayant sa composition définitive au passage de la lance et les pertes de béton par rebond ayant le dosage du béton définitif, il n'y a pas de surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application.

La fabrication du béton est identique à celle du béton traditionnel, Mais pour obtenir des performances mécaniques équivalentes à celles d'un béton projeté par voie sèche, il est nécessaire d'augmenter le dosage indiqué en 4.2,3.1. L'emploi d'adjuvants permet d'obtenir la maniabilité désirée, avec un dosage en eau aussi faible que possible. En flux dense, une consistance correspondant à un affaissement au cône de 12 cm est couramment admise.

### 4.2,3,3. CHOIX DU PROCÉDÉ

Les critères du choix résultent des avantages et inconvénients respectifs des deux procédés, qui, sont les suivants :

Voie sèche	Voie mouillée
<p><b>Avantages</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilité d'utiliser : <ul style="list-style-type: none"> <li>• des granulats de grande dimension (15 à 20 mm)</li> <li>• un dosage relativement faible en ciment,</li> <li>• un faible rapport E/C.</li> </ul> </li> <li>- Grande vitesse de projection assurant : <ul style="list-style-type: none"> <li>• un compactage énergique de la couche projetée (réduction du retrait),</li> <li>• une bonne adhérence,</li> <li>• la pénétration à grande profondeur à l'intérieur des fissures, joints ou anfractuosités.</li> </ul> </li> <li>- Possibilité de projeter même en plafond sans accélérateur de prise ni durcisseur</li> </ul> <p><b>Inconvénients</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pertes importantes par rebondissement.</li> <li>- Production de poussières</li> </ul>	<p><b>Avantages</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Composition uniforme de la couche projetée</li> <li>- Pertes limitées par la faible vitesse du jet.</li> <li>- Pas de rebondissement violent.</li> <li>- Pas de production de poussières</li> </ul> <p><b>Inconvénients</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Dosage en eau et en ciment plus élevés qu'en voie sèche pour assurer la plasticité nécessaire.</li> <li>- Compactage faible.</li> <li>- Nécessité d'utiliser en général des adjuvants (fluidifiant et accélérateur de prise)</li> </ul>

## 4.3. APPLICATIONS DU BÉTON PROJETÉ

Pour la réalisation de certains travaux, il convient de mettre en place, sur des surfaces plus ou moins grandes et pouvant être de forme quelconque, une couche de béton de quelques centimètres d'épaisseur. La mise en œuvre traditionnelle à l'aide d'un coffrage peut être pratiquement impossible ou trop onéreuse. Dans de nombreux cas, le béton projeté constitue la bonne solution.

### 4.3,1. ouvrages neufs

Le béton projeté est utilisé pour réaliser certains ouvrages neufs, notamment pour:

- la réalisation du soutènement d'une cavité souterraine;
- la protection de parois rocheuses;
- la protection de talus et de berges;
- la réalisation de constructions de formes complexes.

#### 4.3,1,1. RÉALISATION DU SOUTÈNEMENT D'UNE CAVITÉ SOUTERRAINE

Lors de l'exécution des tunnels, deux problèmes de soutènement peuvent se poser suivant la nature des roches creusées :

##### 1) Soutènement immédiat

Ce soutènement a pour but d'éviter une dégradation des surfaces incompatible avec l'équilibre ultérieur de la galerie.

Il peut être réalisé en béton projeté et, en général, il ne comporte pas d'armatures. La projection est réalisée en allant du bas vers le haut.

## 2) Soutènement définitif

Dans ce cas, le soutènement participe à l'équilibre ultérieur de la galerie (voir : [7.11]). Il est réalisé avec mise en œuvre d'un treillis soudé.

L'utilisation de béton projeté avec treillis soudé n'exclut pas l'utilisation simultanée d'autres techniques de soutènement comme les boulons d'ancrage ou les cintres métalliques.

La figure 7.36 montre un soutènement avec pose de treillis soudés et cintres en fer U. Le soutènement est ensuite complété par du béton projeté. On opère en allant du bas vers le haut. La projection est réalisée en une seule passe jusqu'au refus.

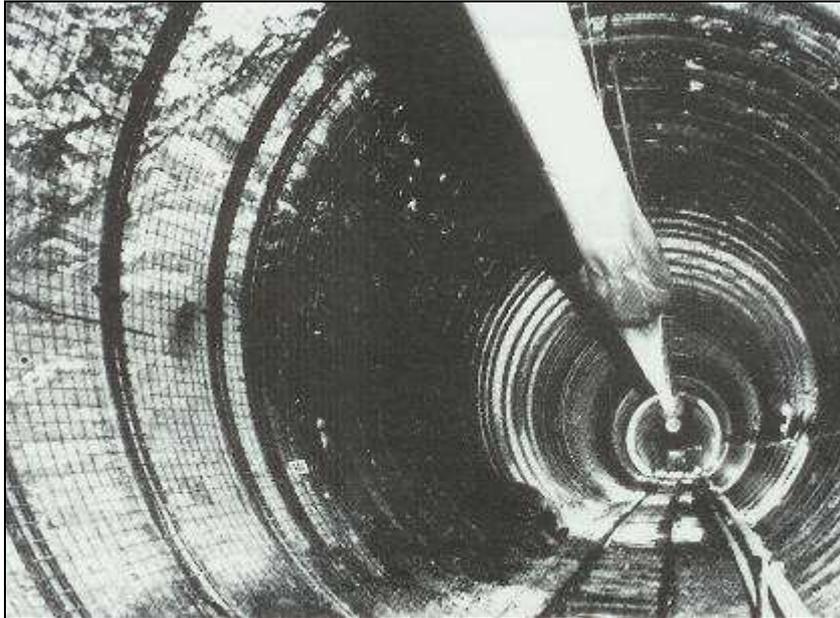


Fig 7.36  
Vue des treillis soudés cintrés, avant projection.

### 4.3,1,2. PROTECTION SUR PAROIS ROCHEUSES

Là encore le procédé est intéressant car il assure un bon remplissage des vides (anfractuosités ou fissures du rocher) et permet ainsi à la paroi rocheuse fracturée de fonctionner comme un mur de soutènement en maçonnerie.

La mise en place d'un treillis soudé permet :

- d'éviter la fissuration ;
- d'assurer une meilleure répartition des efforts dans le béton projeté ;
- d'apporter une sécurité aux ouvriers contre les risques de chute de blocs pendant la réalisation de la projection.

Des boulons d'ancrage peuvent être prévus pour compléter le soutènement. Il convient de remarquer que la technique du béton projeté peut être utilisée même dans le cas de parois d'accès difficile, en effectuant la projection à partir d'une nacelle (figure 7.37).



Fig 7.37



Fig 7.38 – Projection sur merlon de cuvette de rétention

#### 4.3.1.3. PROTECTION DE TALUS ET DE BERGES

Pour la réalisation des dalles en béton armé destinées à protéger des talus ou des berges (figure 7.38), le procédé peut encore se révéler économique surtout lorsque le profil est très variable et que les surfaces ne sont pas planes.

#### 4.3.1.4. RÉALISATION DE CONSTRUCTIONS DE FORMES TRÈS COMPLEXES

En général ces ouvrages sont des voiles réalisés sur un coffrage facilement façonnable pour lui donner la forme souhaitée. Ces voiles sont armés à l'aide de bandes de treillis soudé.

Le coffrage peut être constitué par un treillis céramique non récupéré et fixé par exemple à une structure métallique légère. Une première passe de projection est exécutée afin de constituer un coffrage et l'on réalise ensuite le bétonnage des voiles en béton armé projeté sur une épaisseur de 10 à 15 cm. Ce procédé est utilisé pour réaliser des maisons individuelles avec des formes et des volumes inhabituels.

### 4.3.2. renforcement et réparation des structures en béton

#### 4.3.2.1. GÉNÉRALITÉS

Le renforcement ou la réparation des structures peuvent être réalisés par adjonction de matière dans les zones où les sections sont trop sollicitées. Une section devient sollicitée si les efforts appliqués augmentent (problème du renforcement) ou bien si la résistance a diminué par suite de dégradations (problème de la réparation).

Avant tous travaux de réparation ou de renforcement, il faut faire une étude de l'état de la construction, un inventaire des désordres, une vérification de l'état mécanique de la construction et une estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux en place.

La solution retenue pour renforcer ou réparer doit satisfaire aux impératifs suivants:

- le monolithisme de l'élément doit être réalisé afin de permettre un fonctionnement mécanique satisfaisant,
- les qualités des matériaux d'adjonction doivent être au moins égales à celles des matériaux d'origine des ouvrages.

Le béton projeté convient parfaitement car il possède une très bonne adhérence si la mise en état de recette du support a été soigneusement faite. Cette mise en état est obtenue par repiquage et démolition si les dégradations sont profondes. S'il ne s'agit que de dégradations superficielles, un «sablage» donne d'excellents résultats.

Les résultats mécaniques obtenus correspondent couramment à  $f_{c28} \geq 30$  à 35 MPa.

Les armatures complémentaires, nécessaires dans tous les cas où l'épaisseur du béton projeté dépasse 50 mm doivent s'opposer à la fissuration et participer à la résistance des sections renforcées. Pour cela il faut porter une attention particulière à la disposition et à l'ancrage des armatures. Le treillis soudé constitue de toute évidence une bonne solution : la mise en place rapide et aisée des panneaux présentant une rigidité dans leur plan permet en effet de satisfaire sans difficultés aux différents impératifs précités.

Le diamètre minimal recommandé pour les fils est de 5 mm. Les panneaux de treillis soudé doivent être fixés sur une première couche de béton projeté d'épaisseur au moins égale à 20 mm. Plusieurs points de fixation par mètre carré sont à prévoir. La distance entre une nappe d'armatures et la paroi sur laquelle la projection s'applique doit être comprise entre 10 et 30 mm ; la valeur de 20 mm peut être considérée comme optimale.

#### **4.3,2,2. PRINCIPALES APPLICATIONS**

##### *1. Murs de soutènement*

Du fait de l'augmentation des charges sur le terre-plein, il peut très bien se faire que la résistance interne d'un mur de soutènement ne puisse plus être justifiée (voir chapitre 5, titre 4) alors que sa stabilité externe continue néanmoins d'être assurée (chapitre 5, titre 3).

Dans le cas fréquent où les seules sections de calcul qui soient insuffisantes intéressent le voile et non la semelle (chapitre 5, paragraphe 4,4 - sections de calcul  $S_1$ ,  $S_4$ ,  $S_5$  et  $S_6$ ), une augmentation de l'épaisseur du voile avec mise en oeuvre de treillis soudé permet de faire en sorte que l'état-limite ultime de résistance ne soit pas atteint.

Dans l'évaluation des sollicitations et des résistances du voile renforcé, il faut bien entendu tenir compte du fait qu'il a été exécuté en deux phases (Règles BAEL, article A.3.2,3 et son commentaire). Lors de l'exécution, il est nécessaire de détourner, par tout moyen approprié, toutes les venues d'eau, de manière à éviter, avant durcissement du béton projeté, le développement de sous-pressions d'eau sur la surface traitée. De même, outre le drainage, la réparation doit être complétée par l'exécution de barbacanes, pour éviter les effets de la surpression et les risques d'éclatement dus au gel de l'eau emprisonnée.

##### *2. Poutres et poteaux*

Ces éléments peuvent présenter des dégradations superficielles dues soit à la corrosion, par suite d'un manque d'enrobage ou d'une agressivité particulière du milieu ambiant, soit à un incendie, lorsque la résistance des armatures principales n'a pas été altérée par celui-ci.

Les bétons de mauvaise qualité ou endommagés doivent toujours être démolis afin d'atteindre le béton sain.

Pour obtenir une bonne adhérence, il faut procéder à la mise en état de recette (figure 7.39), généralement par repiquage et sablage. Cette opération de sablage est nécessaire même dans les zones démolies et repiquées car elle permet d'obtenir un bon état de surface.

La projection se fait en général en plusieurs étapes (figures 7.40 [a] et 7.40 [b]): forages et scellements d'armatures supports du ferrailage ; mise en place d'armatures de couture ; sablage, nettoyage et

humidification de la surface à traiter ; projection d'une première couche de 20 à 40 mm d'épaisseur ; fixation des nouvelles armatures ; bétonnage par couches successives jusqu'à l'épaisseur prévue ; finition éventuelle par talochage (si on ne peut l'éviter), effectuée en prenant le maximum de précautions.

La projection doit être réalisée en montant, du bas vers le haut. L'épaisseur est réglée par des repères mis en place avant projection. On opère par tranches d'environ 2 m de longueur. Chaque fois que cela est possible, un treillis soudé, fixé sur les côtés de la poutre, doit être prévu (figure. 7.41).

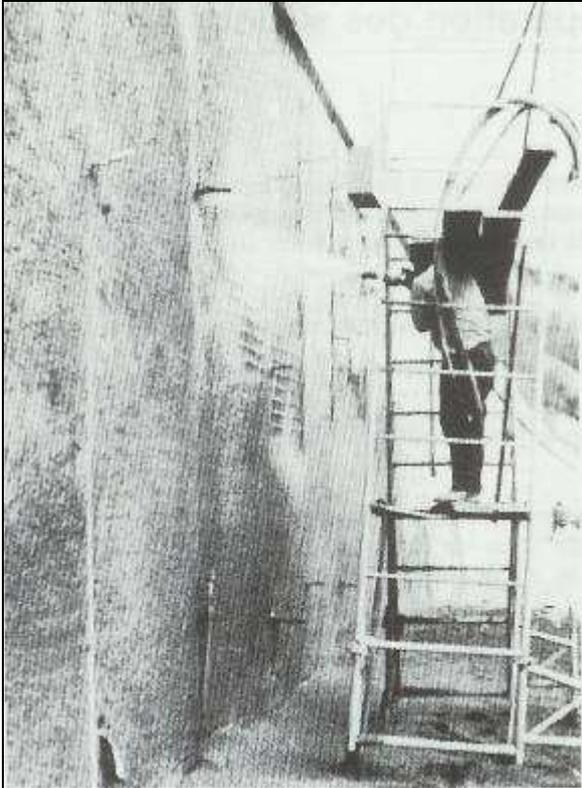


Fig. 7.39 – Renforcement de mur de soutènement.



Fig. 7.40a

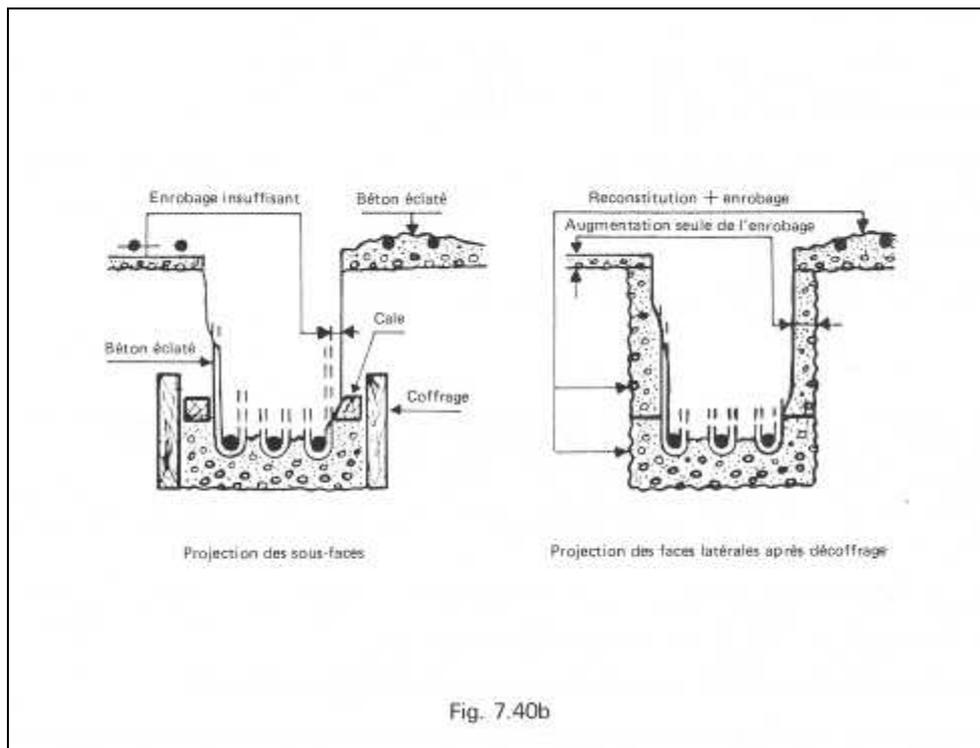
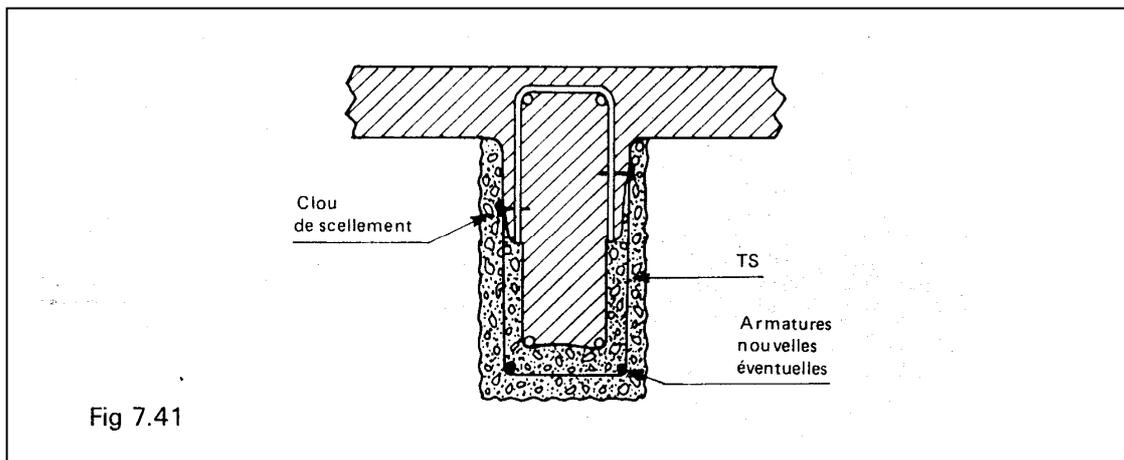
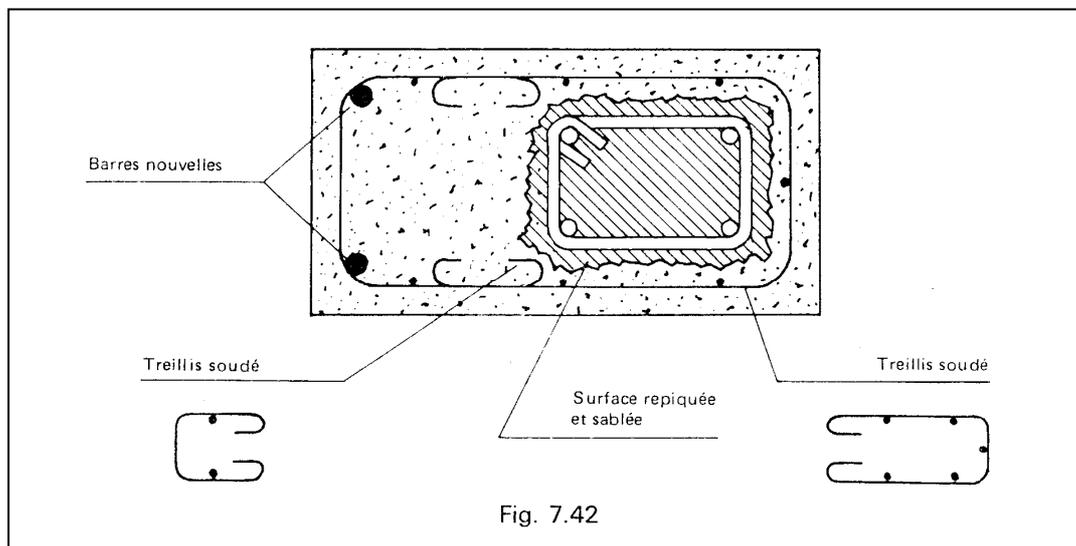


Fig. 7.40b



Lorsque les dégradations sont importantes ou dans le cas d'un renforcement, les travaux de préparation se font comme indiqué précédemment mais on doit particulièrement soigner le renforcement en armatures, notamment le bon ancrage du treillis soudé. La figure 7.42 montre le principe des dispositions que l'on peut adopter pour le renforcement d'un poteau.



#### Remarque:

Lorsque le parement fini doit être taloché, il faut prévoir une phase supplémentaire de projection. Le talochage doit être appliqué à une couche dite de finition de 1 à 2 cm d'épaisseur, celle-ci ne pouvant être mise en œuvre (avec beaucoup de précautions) qu'après que le béton projeté précédemment ait acquis suffisamment de résistance pour qu'il ne soit pas désorganisé par la confection de la couche de finition.

#### - Tunnels

Le renforcement d'ouvrages anciens (plus particulièrement de voûtes en maçonnerie) à l'aide de béton projeté avec armature en treillis soudé a fait l'objet de nombreuses applications.

Le lecteur pourra se reporter avec profit à un article de M. Jean Eraud [7.13] qui donne des exemples de confortement de tunnels par utilisation simultanée de béton projeté et de treillis soudés.

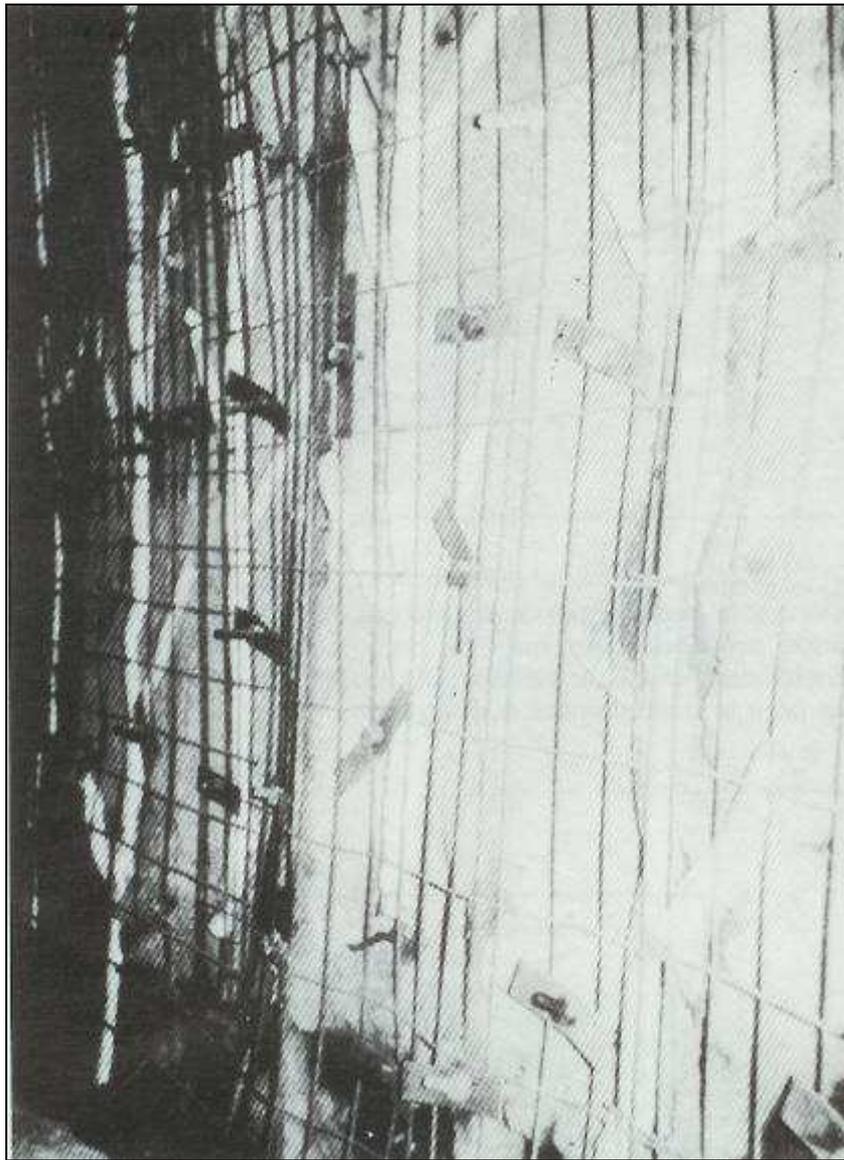


Fig. 7.62 – Gaines de drainage et treillis soudés fixés par épinglage (Confortement du tunnel de NERS, dans le Gard)

# ANNEXE

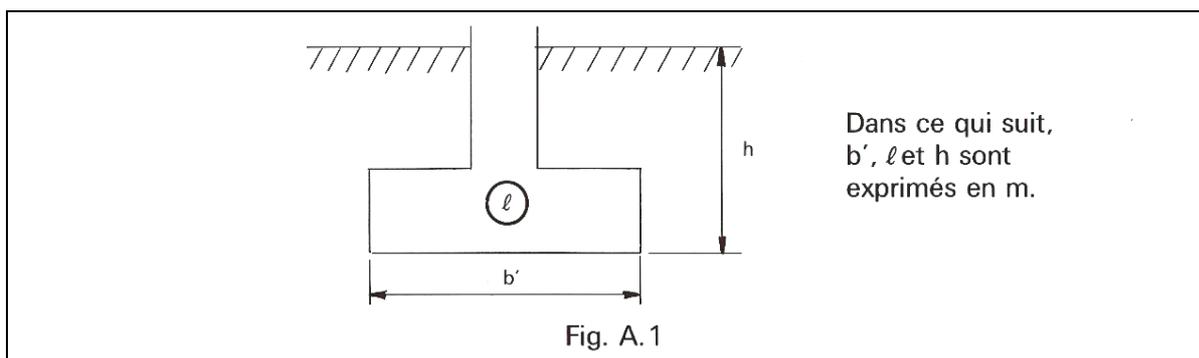
La présente annexe regroupe les données et rappelle certaines notions de géotechnique, utilisées dans les chapitres 3 et 5. Elle se fonde essentiellement sur le chapitre 3 du DTU 13-12 [3.1].

## A.1. NOTATIONS

Les géotechniciens utilisent les notations et symboles recommandés par la Société Internationale de Mécanique des Sols (9e Congrès, Tokyo, 1977). Ces notations et/ou symboles risquant d'entraîner des confusions avec ceux adoptés par les Règles BAEL, nous avons, dans ce qui suit, conservé ces derniers.

Un tableau succinct de correspondance est donné ci-après.

	Mécanique des sols	Règles BAEL et/ou présent texte
Coefficient de sécurité	F	$\gamma$ avec indices
Poids	W	G
Largeur de la fondation	B	$b'$
Longueur de la fondation	L	$\ell$
Profondeur de la fondation	D	h
Capacité portante	$q_d$	$q_u$
Contrainte admissible sous la fondation	$q_{ad}$	$q_{ser}$



Les autres notations utilisées ci-après sont:

C cohésion du sol (en  $\text{kN/m}^2$ )

$\varphi$  angle de frottement interne du sol (en degrés)

$\gamma$  poids volumique du sol de fondation (en  $\text{MN/m}^3$ ), déjaugé partiellement le cas échéant

$h_e$  hauteur d'encastrement de la fondation (en m)

Cette hauteur est un paramètre conventionnel de calcul. Elle ne doit pas être confondue avec la hauteur contenue dans le sol ( $h$ ). Elle est définie à partir de  $h$  et du type d'essai utilisé (1). Bien que l'on ait  $h_e \leq h$ , le DTU 13-12 admet  $h_e \approx h$  ce qui est plutôt dans le sens d'une légère insécurité, les paramètres du calcul étant des fonctions croissantes de  $h_e$ .

$\delta_R$  inclinaison d'une charge sur la verticale en radians.

(1) Essai pressiométrique (voir A.2.2.):

$$h_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^h p_\ell^*(z) dz$$

Essai au pénétromètre statique (voir A.2.3) :

$$h_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^h q_c(z) dz$$

avec  $q_c(z)$  résistance de pointe lissée.

## A.2. DÉTERMINATION DE LA VALEUR ULTIME $q_u$ DE LA RÉACTION DU SOL

Cette valeur peut être calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation, qui peuvent être:

- soit des essais de laboratoire;
- soit des essais in-situ, pressiométriques ou pénétrométriques.

### A.2.1. Essais de laboratoire

Ces essais permettent de déterminer les paramètres  $\gamma$ ,  $C$  et  $\phi$  ( $C_{uu}$ ,  $\phi_{uu}$  pour l'équilibre à court terme;  $C'$ ,  $\phi'$  pour l'équilibre à long terme; uu signifie non consolidé, non drainé).

#### A.2.1.1. Détermination de $q_u$

a) Cas d'une fondation soumise à une charge centrée (formule de Terzaghi et Peck):

$$q_u = s_c C N_c + \frac{1}{2} s_\gamma (\gamma b') N_\gamma + (\gamma d) N_q \quad \text{formule [A1]}$$

avec  $s_c = 1 + 0,2 \frac{b'}{\ell}$  et  $s_\gamma = 1 - 0,2 \frac{b'}{\ell}$  formule [A2]

$N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  paramètres sans dimensions (appelés «coefficients de portance») dépendant de  $\phi$  (tableau A.1.)

**Tableau A.1. Coefficients de portance**

$\phi$ (°)	$N_c$	$N_\gamma^{(1)}$		$N_q$
		*	**	
0	5,14	0	0	1,0
5	6,5	0,1	0,2	1,6
10	8,4	0,5	1,0	2,5
15	11,0	1,4	2,3	4,0
20	14,8	3,5	5,0	6,4
25	20,7	8,1	10,4	10,7
30	30,0	18,1	21,8	18,4
35	46,0	41,1	47,9	33,3
40	75,3	100	113	64,2
45	134	254	299	135
50	267	720	910	319

\* selon Biarez et Nhiem (valeurs retenues par le DTU 13-12)

\*\* selon Caquot et Kérisel

(1) Les valeurs données par différents auteurs pour ce coefficient sont très différentes, car il est possible d'adopter divers schémas de rupture sous une fondation. La plupart des géotechniciens adoptent les valeurs proposées par Caquot-Kérisel. Le DTU 13-12 a adopté l'évaluation de Biarez et Nhiem (valeurs arrondies).

b) Cas d'une fondation soumise à une charge inclinée de l'angle  $\delta_R$  sur la verticale :

Chacun des termes de la formule A1 doit être multiplié par un coefficient minorateur :

- pour les deux premiers termes:  $i_c = i_q = \left(1 - 2 \frac{\delta_R}{\pi}\right)^2$  ( $\delta_R$  en rad.)

- pour le troisième :  $i_\gamma = \left(1 - 2 \frac{\delta_R}{\varphi}\right)^2$

c) Cas d'une charge excentrée :

Si la résultante des charges verticales est excentrée de  $e$ , il faut remplacer, dans les formules A1 et A2, la largeur  $b'$  par  $b'-2e$ .

### A.2,1,2. Détermination de $\bar{q}_{ser}$

Dans certains cas (chapitre 5, titre 3,2 par ex.), une contrainte de référence du sol  $\sigma_{ref}$  doit être comparée à une valeur limite en service  $\bar{q}_{ser}$

En règle générale, on pourrait prendre  $\bar{q}_{ser} = q_u / \gamma_m$ ,  $\gamma_m$  étant le coefficient de sécurité requis vis-à-vis de l'état-limite de service considéré.

Toutefois, comme lors du terrassement on diminue la pression sur le plan horizontal situé à la profondeur  $h$ , niveau d'assise de la fondation, de la quantité  $q_o = \gamma h$  correspondant au poids des terres enlevé sur cette hauteur, il est plus correct d'introduire la **capacité portante nette**:  $q_u - \gamma h = q_u - q_o$ , qui correspond à l'augmentation de la charge appliquée au massif dans le plan de la fondation. Le coefficient de sécurité ne doit s'appliquer qu'à cette capacité portante nette.

Compte tenu de l'inclinaison possible sur la verticale de la résultante des charges appliquées, on a donc :

$$\bar{q}_{ser} = \frac{1}{\gamma_m} (q_u - q_o) i_q + q_o \quad \text{formule [A3]}$$

avec  $\gamma_m$  coefficient de sécurité (voir chapitre, titre 3,2 par ex.)

$i_q$  (voir A.2,1,1-b).

La méthode prise en compte dans le chapitre 5 « Murs de soutènement » consiste à faire, dans la formule A3,  $i_q = 1$  et à définir une contrainte de service corrigée:

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} [e^{-(1-0,156C)\delta_R}] \quad \text{formule [A4]}$$

soit

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} e^{-\delta_R} \quad \text{si } C = 0 \quad \text{formule [A5]}$$

Dans ces deux formules,  $\delta_R$  est exprimé en radians.

## A.2,2. Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique normal est réalisé conformément à la méthode d'essai du LCPC [A.1].

### A.2,2,1. Description

L'essai pressiométrique est un essai in situ. Il consiste à descendre dans un trou de forage calibré une sonde gonflable, jusqu'à une profondeur donnée.

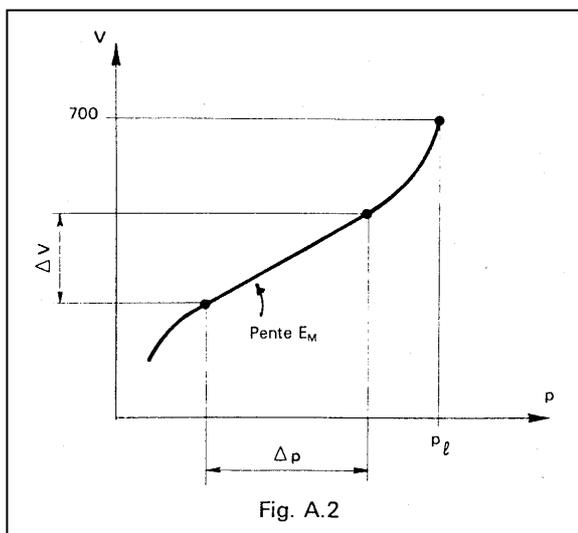
En appliquant à cette sonde des pressions successives, on mesure les variations de volume  $\Delta V$  du sol en contact avec la sonde, pour chaque accroissement de pression  $\Delta p$ .

Le tracé de la courbe correspondante (fig. A.2) permet de déterminer les valeurs, à la profondeur considérée, des paramètres:

$p_\ell$  pression limite correspondant à un volume de  $700 \text{ cm}^3$ .

$E_M$  module pressiométrique dans le domaine pseudo élastique:

$$E_M = K \frac{\Delta p}{\Delta V}$$



avec  $K$ , grandeur qui dépend du type de sonde utilisé ( $K \approx 2000 \text{ cm}^3$ )

La *pression limite nette* correspondante est :

$$p_\ell^* = p_\ell - p_o$$

avec

$p_o$  pression totale horizontale des terres au repos au niveau concerné, au moment où l'on fait l'essai ( $p_o \approx 0,5 q_o$  en l'absence d'eau;  $q_o$  défini en A.2.1,2).

### A.2,2,2. Détermination de $q_u$

Pour les notations et leur significations, voir A.1. Notations

a) Cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée :

$$q_u = K_p \cdot p_{\ell e}^* + q_o$$

formule [A6]

avec  $p_{\ell e}^*$  expression limite nette équivalente (moyenne des pressions limites nettes sur une profondeur  $1,5b'$  ( notation voir figure A.1 ) sous la semelle, elle-même plafonnées à  $1,5 p_{\ell_{\min}}$  sur la profondeur envisagée)

$K_p$  coefficient sans dimensions, appelé «facteur de portance», fonction de la nature du sol, des dimensions de la fondation et de l'encastrement relatif ( $\frac{h_e}{b'}$ ) de celle-ci :

$$K_p = K_{p1} \frac{b'}{\ell} + K_{p0} \left(1 - \frac{b'}{\ell}\right)$$

avec  $K_{p1}$  et  $K_{p0}$ , valeurs correspondant respectivement à une semelle carrée ( $\frac{b'}{\ell} = 1$ ),

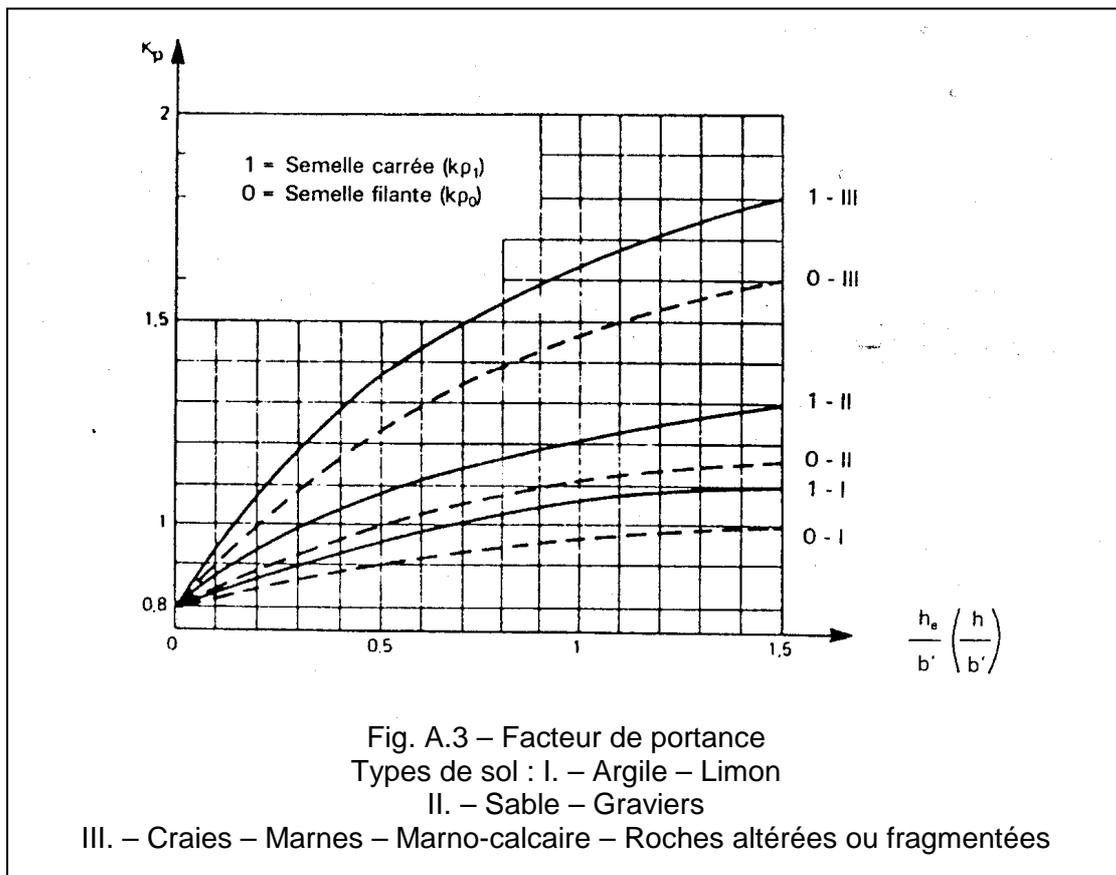
et à une semelle filante ( $\frac{b'}{\ell} = 0$ , en particulier, semelle d'un mur de soutènement), ces deux coefficients étant eux-mêmes donnés par l'abaque de la fig. A.3, en fonction de la nature du sol et de l'encastrement relatif  $\frac{h_e}{b'}$  (que le DTU 13-2 assimile à  $\frac{h}{b'}$ ).

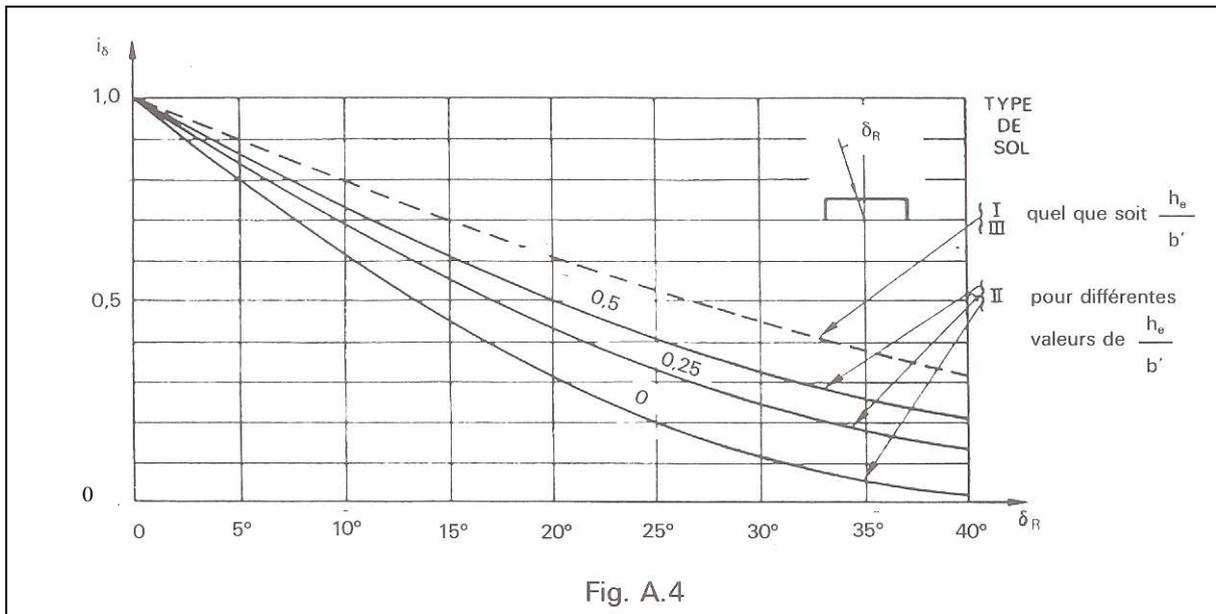
b) Cas d'une charge inclinée de l'angle  $\delta_R$  sur la verticale

La valeur de  $K_p p_{\ell e}^*$  de la formule A6 doit être multipliée par le coefficient  $i_\delta$  donné par l'abaque de la fig. A.4 en fonction de la nature du sol et de l'encastrement relatif  $\frac{h_e}{b'}$  ( $\frac{h}{b'}$  dans le DTU 13-12).

c) Cas d'une charge excentrée

Si la résultante des charges verticales est excentrée de  $e$ , il faut remplacer, dans les formules et dans les abaques,  $b'$  par  $b'' = b' - 2e$ .





### A.2,2,3. Détermination de $\bar{q}_{ser}$

La valeur de  $\bar{q}_{ser}$  est prise égale à

$$\bar{q}_{ser} = \frac{K_p}{\gamma_m} p_{\ell}^* + q_o \quad (q_o = \gamma h_e)$$

ou encore:

$$\bar{q}_{ser} = \frac{K_p}{\gamma_m} (p_{\ell} - p_o) + q_o \quad \text{formule [A7]}$$

Cette valeur doit éventuellement être corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison de la résultante R (voir A.2.2,2 b et formules A4 et A5;  $q_o$  a été défini en A.2.1,2).

## A.2,3. Essais pénétrométriques

### A.2,3,1. Pénétrömètre statique

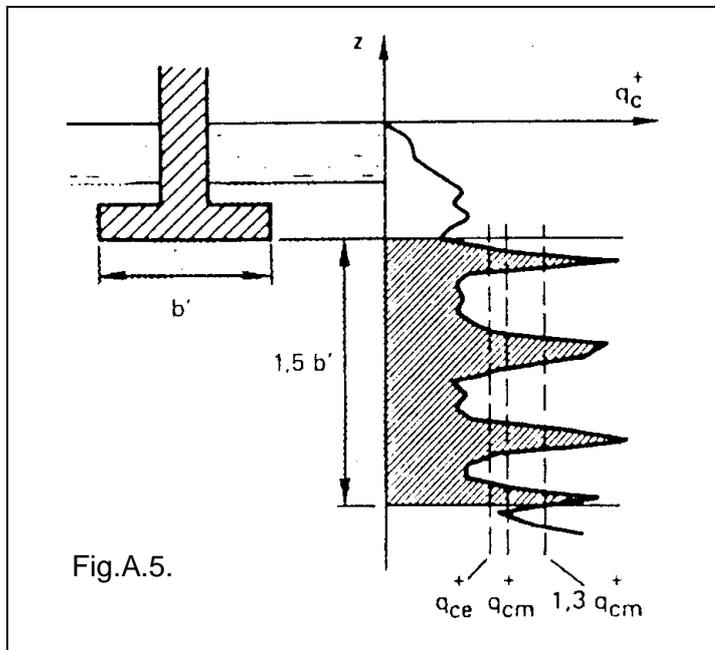
Cet essai permet de déterminer la résistance de pointe  $q_c$  en fonction de la profondeur. Pour cet essai:

$$q_u = k_c q_{ce} i_{\delta} + q_o$$

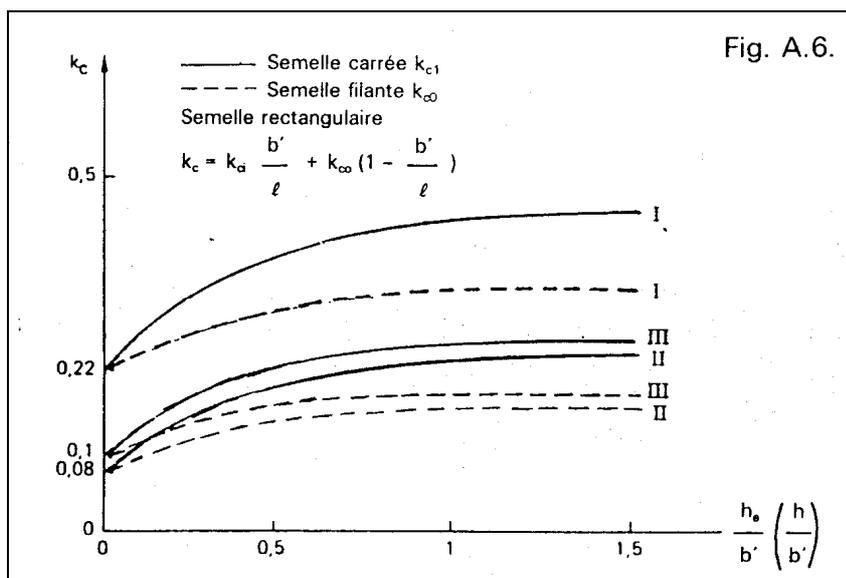
avec :

$q_{ce}$  résistance de pointe équivalente, égale à la moyenne des résistances de pointe nettes sur une profondeur  $1,5 b'$  au-dessous du niveau de base de la fondation.

Les résistances de pointe nettes sont déduites des résistances de pointe mesurées en écrétant les valeurs supérieures à 1,3 fois la moyenne calculée sur  $1,5 b'$  des résistances de pointe mesurées (fig. A.5).



Si  $q_{ce} > 0,5 \text{ MPa}$ , la valeur de  $q_u$  ne peut être fixée sans une étude complémentaire.  
 $k_c$  coefficient de portance qui dépend de  $b'$ , de  $h_e$  et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque ci-contre.



Dans le cas de charges excentrées ou inclinées, la valeur de  $q_u$  et/ou celle de  $b'$  sont corrigées comme indiqué en A.2,2,2-b et/ou -c.

### A.2.3.2. Pénétromètre dynamique

Cet essai permet de déterminer la résistance dynamique  $q_d$  en fonction de la profondeur. L'interprétation des essais est délicate et exige beaucoup de prudence. On prend généralement :

$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

### A.2.3.3. «Standard Penetration Test» (S.P.T.)

Cet essai est réservé aux sols pulvérulents : on détermine le nombre  $N$  de coups nécessaires pour enfoncer un carottier standard en fonction de la profondeur. Connaissant ce nombre  $N$ , on en déduit  $\phi$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$  au moyen de l'abaque ci-après. On opère ensuite comme indiqué en A.2.1.

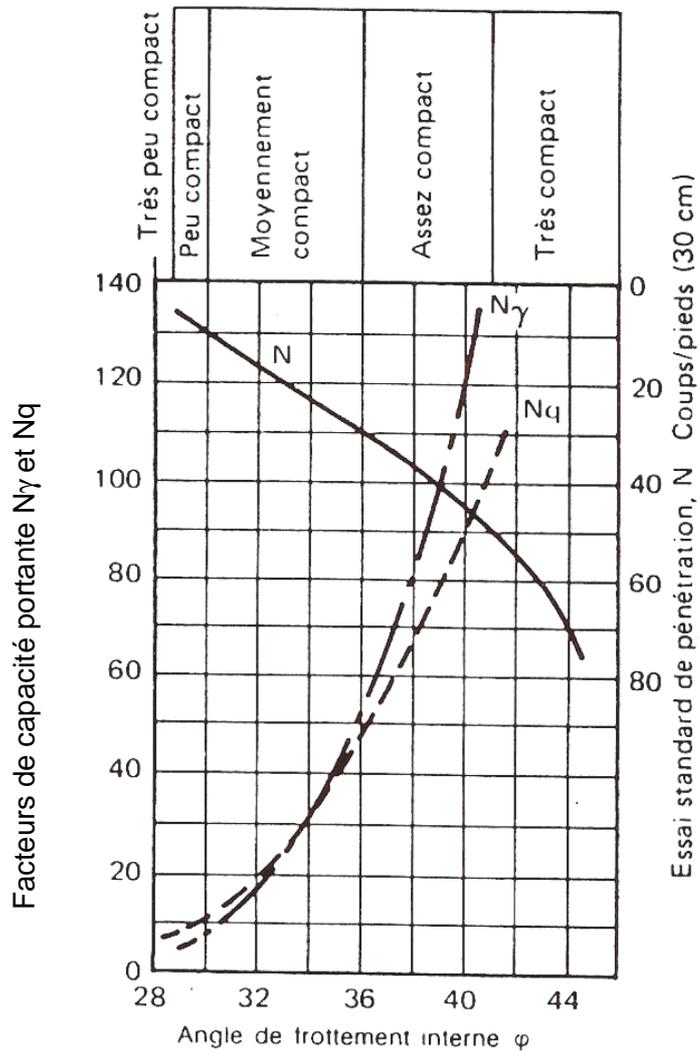


Fig. A.7.

## A.3. TASSEMENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

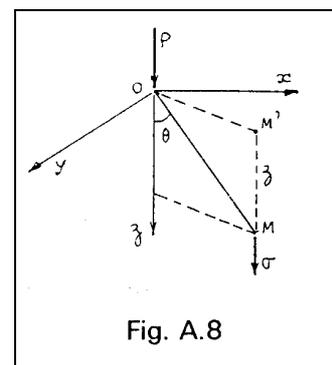
La méthode classique du calcul des tassements comporte trois étapes :

1 - Détermination des caractéristiques (modules œdométriques  $E'_1, E'_2 \dots E'_n$ ) des différentes couches de terrain de hauteurs  $h_1, h_2, \dots, h_n$  mises en évidence par les sondages de reconnaissance, et des contraintes régnant aux différentes profondeurs en l'absence de toute charge appliquée.

2 - Détermination des contraintes effectives  $\sigma_1, \sigma_2 \dots \sigma_n$  au sein du massif, par ex, par les formules de Boussinesq :

- pour une charge concentrée  $P$ , appliquée en un point  $O$  à la surface du massif, en un point  $M$  quelconque de ce massif, situé à la profondeur  $z$  et tel que  $OM$  fasse l'angle  $\theta$  avec la verticale de  $P$  :

$$\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \theta$$



- pour une charge  $q$ , répartie sur une aire  $A$  à la surface du massif :

$$\sigma = \frac{3}{2\pi z^2} \int_{\text{aire chargée}} q \cdot \cos^5 \theta \cdot dA$$

3 - Evaluation des déformations résultant des pressions verticales exercées, compte-tenu de la compressibilité des couches sous-jacentes intéressées.

Le massif de terrain est assimilé à un empilement de galettes de hauteur  $dz$ . La pression  $\sigma$  sur chaque galette est connue (cf. étape 2). On admet que le tassement de celle-ci est égal à celui qu'on aurait mesuré à l'œdomètre en laboratoire, sous l'action de cette même pression.

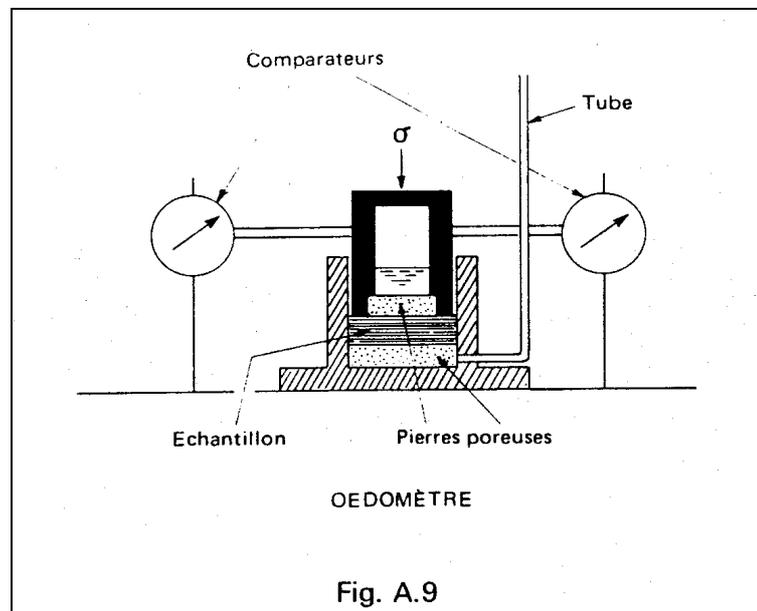
Pour avoir le tassement en un point quelconque  $M (x_0, y_0, z_0)$  du massif on fait la somme des tassements de chaque galette :

$$s(z_0) = \int_{z_0}^{\infty} ds = \int_0^{\infty} \frac{\sigma dz}{E'}$$

( $\sigma$  et  $E'$  dépendent de  $z$ )

### A.3.1. Évaluation à partir d'essais œdométriques effectués en laboratoire

L'essai consiste à charger par paliers successifs un échantillon de sol de hauteur  $h$ , contenu dans un cylindre rigide, ne permettant pas de déformation latérale, et à mesurer le déplacement du piston (c'est-à-dire le tassement) après stabilisation quasi totale, à chaque palier. Pour toute augmentation de pression  $\Delta \sigma$ , l'échantillon subit une diminution de hauteur  $\Delta h$ . Après avoir atteint le tassement maximal, on décharge l'échantillon par paliers successifs, en notant le gonflement.



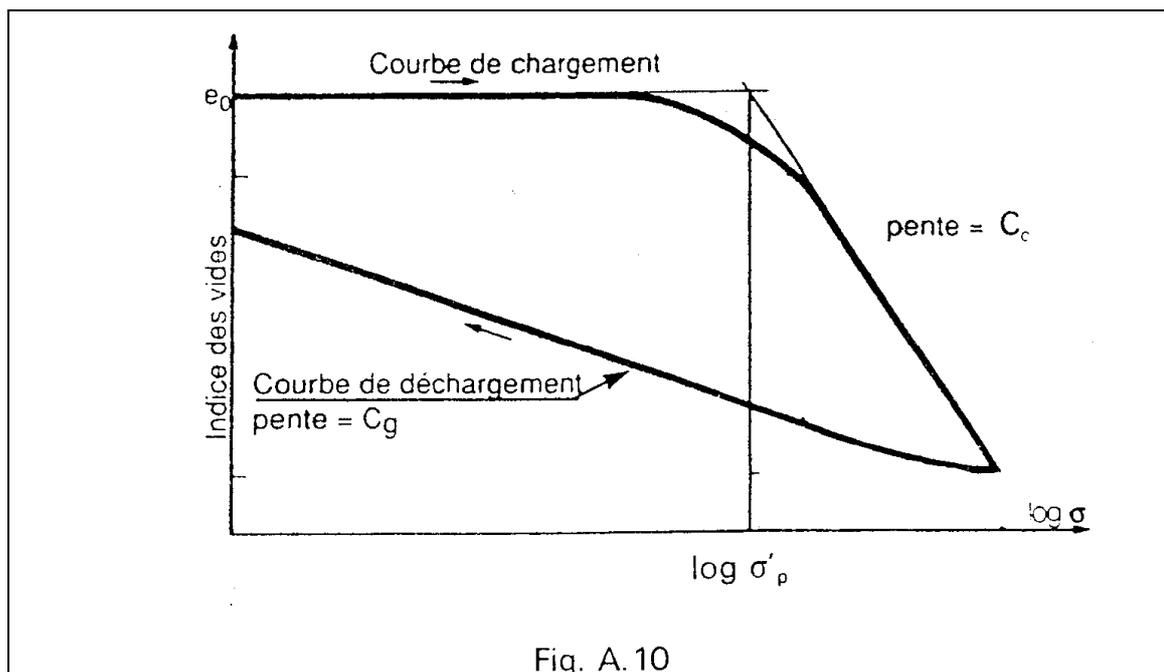
L'appareil utilisé, ou œdomètre, permet donc d'obtenir des courbes de compressibilité qui donnent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée.

Dans un diagramme œdométrique, la courbe de chargement, tracée en échelle semi-logarithmique, est fréquemment composée de deux segments de droite, raccordés par une partie courbe.

La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  peut, schématiquement, être définie comme l'abscisse du point d'intersection de ces deux segments. Cette pression correspond théoriquement à la charge maximale qu'a supporté l'échantillon au cours de l'essai. Si elle est supérieure à la pression  $\sigma'_z$  correspondant au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon, le sol est dit surconsolidé.

La pente du deuxième segment de droite, au-delà de  $\sigma'_p$  représente l'indice de compression  $C_c$  (appelé encore, coefficient de compressibilité).

Ce coefficient caractérise la sensibilité du sol à se tasser sous l'effet des charges.



Un essai œdométrique permet donc de déterminer, pour chaque couche de terrain situé sous la fondation, les paramètres suivants :

$e_o$  indice des vides initial  
 $C_c$  indice de compression  
 $\sigma'_p$  pression de consolidation

ainsi que le module œdométrique

$$E' = \frac{\Delta\sigma}{\Delta h/h} \approx 2,3 \sigma \frac{1+e_o}{C_c} \text{ si } \Delta\sigma \text{ est faible.}$$

Le sol sous la fondation est décomposé en tranches d'épaisseur  $\Delta z \leq \frac{b'}{2}$ . On calcule la contrainte

verticale  $\sigma_z$  égale à la somme :

- de la contrainte apportée par la fondation en son axe, à mi-épaisseur de la tranche considérée,
- de la contrainte due au poids des terres (éventuellement déjàugées) situées au-dessus de la tranche considérée.

Pour la tranche  $i$  considérée, le tassement a pour valeur

$$s_i = \Delta z \frac{C_c}{1+e_o} \log_{10} \frac{\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Le tassement total est

$$s_{\text{tot}} = \sum_1^n s_i$$

### A.3.2. Évaluation à partir d'essais pressiométriques

Un ouvrage de dimensions limitées charge le sol en deux domaines où ce dernier se comporte différemment :

- un domaine «sphérique» où le sol tasse par consolidation (tassement  $s_c$ )
- un domaine «déviatorique», situé à la périphérie, où le sol se déforme sous l'effet de contraintes normales et de cisaillement (tassement  $s_d$ ).

Le tassement total s'obtient par addition des deux tassements correspondants.

Dans le cas d'un terrain homogène :

$$s_c = \frac{2\alpha}{9E_m} p \lambda_c R$$

$$s_d = \frac{1,2}{9E_m} p (\lambda_d \cdot \frac{2R}{0,6}) \alpha$$

avec :

$p = \sigma - q_0$  pression moyenne uniforme ajoutée par l'ouvrage sur le sol,

$\sigma$  composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'état-limite de service  
 $q = \gamma h_e$ .

$E_M$  module pressiométrique du sol (fig. A.2.).

R pour une semelle isolée :  $R = \frac{b'}{2}$

$\alpha$  coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et du rapport  $E_M/p_\ell$  donné dans le tableau ci-après.

**Tableau A.2**

Type de matériaux	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$
Surconsolidé très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé normalement Serré	-	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Surconsolidé altéré remanié ou lâche	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

$\lambda_c, \lambda_d$  coefficients de forme de la semelle, fonction du rapport  $\ell/b'$ , sont donnés par le tableau ci-après:

**Tableau A.3.**

$\ell/b'$	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
$\lambda_c$	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Pour tenir compte du caractère imparfait de l'encastrement de la fondation, M. Ménard multiplie par 1,2 la somme des tassements  $s_c$  et  $s_d$  ce qui revient finalement à prendre :

$$s_{\text{tot}} = \frac{0,8p}{3E_M} - [ 0,6 \left( \frac{\lambda_d R}{0,3} \right)^\alpha + \alpha \lambda_c R ]$$

## A.4. TASSEMENTS DES DALLAGES

Le calcul des tassements d'un dallage est traité au chapitre 6, titre 3.2. Ce calcul fait appel à des coefficients d'influence du tassement pour évaluer le tassement qu'engendre en un point P (x,z) une charge concentrée quelconque, l'origine des cotes de distance x et des cotes de profondeur z étant le centre de l'aire d'application de la charge concentrée.

Le tableau A.4 ci-après, tiré de la norme NF P 11-213 [6.1] donne les coefficients d'influence I (  $\xi$  ,  $\zeta$  ) en fonction des paramètres sans dimensions :

$\xi$  , distance relative :

$$\xi = x / D_{eq} \text{ et}$$

$\zeta$  , profondeur relative :

$$\zeta = z / D_{eq} .$$

$D_{eq}$  est défini au chapitre 6, titre 3.2,1.

Tableau A.4.

## COEFFICIENTS D'INFLUENCE DU TASSEMENT ( voir chapitre 6, titre 3.2)

(Base : Boussinesq massif homogène semi infini – Coefficient de Poisson du sol = 0,35 )

$\xi$ \ $\zeta$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	4	6	8	10	25	50	100	200	400	800	1600	
0,0	1	.9899	.9587	.9028	.8125	.6366	.4685	.3860	.3306	.2900	.2587	.2132	.1816	.1582	.1403	.1260	.0626	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,1	.9435	.9331	.9010	.8432	.7500	.6088	.4743	.3894	.3326	.2913	.2595	.2136	.1818	.1584	.1404	.1261	.0626	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,2	.8705	.8598	.8271	.7695	.6842	.5765	.4728	.3935	.3364	.2942	.2617	.2149	.1826	.1589	.1408	.1264	.0627	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,3	.7903	.7801	.7492	.6974	.6260	.5427	.4611	.3923	.3384	.2967	.2640	.2165	.1837	.1597	.1413	.1268	.0627	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,4	.7116	.7025	.6756	.6319	.5743	.5089	.4438	.3855	.3369	.2974	.2655	.2181	.1849	.1606	.1420	.1273	.0628	.0418	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,5	.6395	.6319	.6096	.5740	.5281	.4763	.4237	.3749	.3320	.2957	.2655	.2191	.1860	.1615	.1427	.1278	.0629	.0418	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,6	.5760	.5698	.5518	.5233	.4867	.4453	.4027	.3618	.3246	.2919	.2638	.2193	.1867	.1623	.1434	.1284	.0630	.0418	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,7	.5211	.5161	.5017	.4790	.4498	.4165	.3816	.3473	.3153	.2863	.2606	.2187	.1870	.1628	.1440	.1290	.0631	.0419	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,8	.4739	.4699	.4584	.4403	.4169	.3899	.3612	.3324	.3049	.2793	.2561	.2171	.1867	.1631	.1444	.1294	.0632	.0419	.0313	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
0,9	.4334	.4302	.4210	.4064	.3875	.3655	.3418	.3175	.2938	.2714	.2506	.2147	.1859	.1630	.1446	.1298	.0634	.0419	.0314	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
1,0	.3985	.3960	.3885	.3767	.3613	.3432	.3235	.3030	.2826	.2630	.2445	.2116	.1845	.1625	.1446	.1299	.0635	.0420	.0314	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
1,2	.3420	.3403	.3354	.3275	.3170	.3045	.2905	.2757	.2606	.2456	.2309	.2039	.1804	.1605	.1438	.1298	.0638	.0421	.0314	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
1,4	.2987	.2975	.2941	.2886	.2813	.2724	.2623	.2514	.2400	.2284	.2169	.1948	.1748	.1572	.1419	.1289	.0641	.0422	.0315	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
1,6	.2647	.2638	.2614	.2575	.2522	.2457	.2382	.2300	.2213	.2123	.2032	.1853	.1684	.1530	.1393	.1273	.0643	.0424	.0316	.0252	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
1,8	.2373	.2367	.2350	.2320	.2281	.2233	.2176	.2114	.2046	.1976	.1903	.1757	.1614	.1481	.1360	.1251	.0645	.0425	.0316	.0252	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
2	.2150	.2145	.2132	.2110	.2080	.2043	.1999	.1951	.1898	.1842	.1783	.1663	.1544	.1429	.1322	.1224	.0646	.0426	.0317	.0252	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
4	.1098	.1097	.1095	.1092	.1088	.1082	.1076	.1068	.1059	.1050	.1039	.1016	.0989	.0961	.0931	.0900	.0612	.0429	.0323	.0257	.0101	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
6	.0735	.0735	.0734	.0733	.0732	.0730	.0728	.0726	.0723	.0720	.0716	.0709	.0700	.0690	.0679	.0667	.0531	.0408	.0319	.0258	.0101	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
8	.0552	.0552	.0552	.0551	.0551	.0550	.0549	.0548	.0547	.0545	.0544	.0541	.0537	.0532	.0527	.0522	.0451	.0373	.0306	.0254	.0102	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
10	.0442	.0442	.0442	.0441	.0441	.0441	.0440	.0440	.0439	.0438	.0438	.0436	.0434	.0432	.0429	.0426	.0386	.0336	.0287	.0245	.0103	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
25	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0176	.0176	.0176	.0176	.0173	.0168	.0162	.0154	.0098	.0052	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002	
50	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0087	.0086	.0085	.0072	.0049	.0026	.0013	.0006	.0003	.0002	
100	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0042	.0036	.0024	.0013	.0006	.0003	.0002	
200	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0021	.0018	.0012	.0006	.0003	.0002	
400	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0010	.0009	.0006	.0003	.0002
800	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0003	.0002
1600	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0002	.0002

$\xi = x / D_{eq}$ ,  $\zeta = z / D_{eq}$  ( pour une couche i entre les cotes de profondeur  $h_i$  et  $b_i$  ( $> h_i$  ),  $\zeta$  prend les valeurs particulières  $\eta_i = h_i / D_{eq}$  et  $\beta_i = b_i / D_{eq}$  )

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

( les numéros manquants correspondent à des documents révisés ou supprimés )

## CHAPITRE 1 :

- [1.2] Cahier des Clauses Techniques Générales,  
- fascicule 65A et additif : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou en béton précontraint par post-tension - J.O.\*, décret 2000-524 du 15 juin 2000.  
- fascicule 65B : Exécution des ouvrages de génie civil de faible importance en béton armé - J.O.\* , décret 96-420 du 10 mai 1996.
- [1.3] Norme NF A 35-016-2 Aciers pour béton armé - Aciers soudables à verrous - Treillis soudés - AFNOR, 2007.  
Norme NF A 35-019-2 Aciers pour béton armé – Aciers soudables à empreintes – Treillis soudés – AFNOR, 2007.  
Norme NF A 35-024 Aciers pour béton armé – Treillis soudés de surface constitués de fils de diamètre inférieur à 5 mm – AFNOR, 2007.
- [1.4] CCTG fascicule 74 - Construction des réservoirs en béton - J.O\*., décret 98-28 du 8 janvier 1998.
- [1.8] Norme P 92-701 (DTU - Règles de calcul FB ) Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton - AFNOR, décembre 1993.
- [1.9] Norme NF P 06-004 Bases de calcul des constructions - Charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur - AFNOR, mai 1977.
- [1.10] Norme NF P 06-001 Bases de calcul des constructions - Charges d'exploitation des bâtiments - AFNOR, juin 1986.
- [1.11] Norme NF P 06-014 Règles de construction parasismique - Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés, Règles PS-MI 89 révisées 92 - AFNOR, mars 1995 et février 2001.

## CHAPITRE 2 :

- [2.1] CTP « PLANCHERS » (C.S.T.B.) Titre I : Planchers à poutrelles  
Titre II : Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en oeuvre  
Titre III : Planchers confectionnés à partir de dalles alvéolées en béton précontraint (mars 1992).
- [2.2] LHEUREUX P. Calcul des plaques rectangulaires minces au moyen des abaques de M. l'Inspecteur Général Pigeaud (1957), Gauthier-Villars.
- [2.3] MOUGIN J.P. Abaques pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour. Annales de l'ITBTP juillet-août 1985.

\* Imprimerie des Journaux Officiels

### CHAPITRE 3:

- [3.1] Norme NF P 11-711 (DTU 13-12) - Règles pour le calcul des fondations superficielles, mars 1988 (et erratum, novembre 1988) - AFNOR ( et CSTB ).
- [3.2] Norme NF P 11- 212 (DTU 13-2) - Fondations profondes pour le bâtiment, septembre 1992 - AFNOR ( et CSTB ).
- [3.3] P. LEBELLE - Semelles de béton armé. Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, 1936.
- [3.4] J. BLEVOT et R. FREMY - Semelles sur pieux - Méthodes de calcul - Compte rendu d'essais - Dispositions constructives - Annales ITBTP, février 1967.
- [3.5] Recommandations internationales CEB - FIP pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton Fascicules Annexes [Fascicule 4 : Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation], 1970 (édité par la Cement and Concrete Association).

### CHAPITRE 4:

- [4.1] Normes P 10-202-1, P 10-202-2 et P 10-202-3 (DTU 20-1) Ouvrages en maçonnerie petits éléments : Parois et murs - AFNOR (et CSTB) avril 1994 (Amendements : déc. 1995 et déc. 1999)
- [4.2] Norme NF P 18-201 ( DTU 21) Exécution des ouvrages en béton, AFNOR, mars 2004
- [4.3] Norme NF P 18-210 ( DTU 23-1) Murs en béton banché – AFNOR, mai 1993..
- [4.4] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états-limites (Règles BAEL 91, révisées 1999), J.O. et Eyrolles.
- [4.5] Norme P 92-701 ( DTU-Feu FB ), voir référence [1.8].
- [4.7] DTU P 06-002 - Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, Règles NV 65 modifiées 1999 et N84 modifiées 2000 – CSTB, ( et Eyrolles ).
- [4.8] Norme NF P 06-013 Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments dites Règles PS 92 - AFNOR décembre 1995 et février 2001 ( et Eyrolles).
- [4.9] Recommandations AFPS 90. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées,1992 (2 tomes).
- [4.10] Norme NF P 18-451. Bétons. Essais d'affaissement, AFNOR, décembre 1981.
- [4.11] Manuel de technologie «Coffrage», Publication 85, CIB (Conseil International du Bâtiment),1985.
- [4.12] DTU 22-1 - Murs extérieurs en panneaux préfabriqués de grandes dimensions, CSTB, avril1981.
- [4.13] G. LACOMBE et M. POMMERET - Les joints structuraux dans les constructions en grands panneaux préfabriqués - Annales de l'ITBTP, février 1974.
- [4.14] Recommandations pour la conception des coffrages glissants. Annales de l'ITBTP, juillet-août 1976.

- [4.15] W. JALIL, J.P. BOUTIN et S. MICHOT - Application des Règles BAEL 91 au cas des bâtiments courants - Annales de l'ITBTP, janvier 1992.

## CHAPITRE 5 :

- [5.1] A. CAQUOT et J. KERISEL - Traité de Mécanique des Sols, Gauthier-Villars, 1966.
- [5.2] Ouvrages de soutènement MUR 73 - Dossier pilote - SETRA, Bagneux, 1988.
- [5.3] Conception et calcul des fondations FOND 72 - Dossier pilote - SETRA, Bagneux, 1976.
- [5.4] Guide de l'étude et de la réalisation des soutènements, SEDIMA , 1981.
- [5.6] L. LOGEAIS - Pathologie des murs de soutènement. Editions du Moniteur, 1982.

## CHAPITRE 6 :

- [6.1] Norme NF P 11-213 (-1-2-3) ( DTU 13.3 ) Dallages. Conception, calcul et exécution AFNOR, mars 2005. (Amendement A1 : 2007°
- [6.2] M. BACHELIER - Note sur l'intégration des formules de Boussinesq relatives aux fondations rectangulaires souples. Annales de l'ITBTP, octobre 1976.
- [6.3] GIROUD - Fondation rectangulaire linéairement chargée : tassements et contraintes – Annales de l'ITBTP, janvier 1969.
- [6.4] BESCOND, BOTTERO, TOUZOT - Fondations sur sol bi-couches - Tables de calcul des tassements - Les Presses de l'Université du Québec, Eyrolles, éd.
- [6.5] Cahier du CSTB n°3232 – Revêtements de sols industriels – Classement performanciel – Référentiel technique.

## CHAPITRE 7 : voir aussi [1.4] à [1.7]

- [7.1] DTU 13-2 - Fondations profondes (déjà mentionné en [3.2]).
- [7.2] CCTG, fascicule 74 ( déjà mentionné en [ 1.4 ] ).
- [7.3] Réservoirs et cuves en béton armé - Annales ITBTP, février 1960.
- [ 7.3 bis ] Norme NF P 11-221-1 ( DTU 14.1 ) Travaux de cuvelage – AFNOR, mai 2000.
- [7.4] Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton armé ou précontraint – Annales de l'ITBTP, juillet-août 1986.
- [7.5] M. AUBRY - Efforts s'exerçant dans les silos, suivant les prescriptions de la norme allemande DIN 1055 feuille 6 (novembre 1964) - Annales de l'ITBTP, septembre 1968.

- [7.6] A. LUMBROSO - Détermination numérique des sollicitations exercées par la matière ensilée dans les silos - Annales ITBTP, mars-avril 1970.
- [7.7] D. RIGOUT - Comparaison de différentes méthodes de calcul des silos en béton –Annales ITBTP, juin 1977.
- [7.8] R. BERTANDY - Les caractères du béton projeté mouillé. Annales ITBTP, octobre 1976.
- [7.9] Norme NF P 95-102 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Béton projeté – AFNOR, avril 2002.
- [7.10] Recommandations pour la mise en œuvre du béton projeté dans les travaux souterrains Publication de l'AFTES.
- [7.11] P. DUFFAUT et G. MARIN - Technique nouvelle dans l'exécution des galeries au rocher, Annales ITBTP, avril 1973.
- [7.12] Renforcement, réparation des structures, Annales ITBTP janvier/février 1983.
- [7.13] J. ERTAUD, dans [7.12].

#### **ANNEXE :**

- [A.1] Normes :
  - NF P 94-110 : Essai pressiométrique Ménard – AFNOR, juillet 1991.
  - NF P 94-110-1 : Essai sans cycle – AFNOR, janvier 2000.
  - XP P 94-110-2 : Essai avec cycle – AFNOR, décembre 1999.
- [A.2] Conception et calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil – J.O., décret 93-446 du 23 mars 1993 .