

THÈMES ÉTUDIÉS

PRÉFACE.....	3
Proposition sur le mode d'utilisation de l'ouvrage en classe	5
Unités utilisées pour exprimer les caractéristiques des matériaux	7
1. L'implantation	9
2. Les aciers pour béton armé	17
3. Le béton	25
4. Le béton armé	39
5. L'association béton-acier	49
6. Fondations. Notions de base	57
7. Les fondations superficielles	63
7.1. Fondations superficielles par rigoles	63
7.2. Semelles continues armées	67
7.3. Semelles isolées en béton armé	71
7.4. Semelles continues sous poteaux	81
8. Les fondations par puits	87
9. Les fondations profondes	93
10. Les radiers	111
11. Les poteaux en béton armé	115
12. Les linteaux en béton armé	133
13. Les chaînages en béton armé	139
14. Les poutres en béton armé	145
15. Les planchers en béton armé	175
15.1. Généralités	175
15.2. Dalle simple	177
15.3. Planchers avec nervures et dalles	195
15.4. Planchers avec poutrelles préfabriquées précontraintes	201
15.5. Planchers avec poutrelles à treillis	211
15.6. Planchers avec prédalles	215
15.7. Planchers préfabriqués	226
15.8. Dalles alvéolées	227
16. Les encorbellements	229
17. Les escaliers	237
18. Les toitures-terrasses	259

ISBN 2-216-09282-7



« Le photocopillage, c'est l'usage abusif et collectif de la photocopie sans autorisation des auteurs et des éditeurs. Largement répandu dans les établissements d'enseignement, le photocopillage menace l'avenir du livre, car il met en danger son équilibre économique. Il prive les auteurs d'une juste rémunération. En dehors de l'usage privé du copiste, toute reproduction totale ou partielle de cet ouvrage est interdite. »

Préface

Dans les domaines scientifique et technologique, l'évolution est si rapide qu'elle ne saurait se traduire que par une fonction exponentielle. Elle est l'œuvre de l'homme qui, ne pouvant en contrôler l'épanouissement, éprouve de la peine à se situer dans le monde en perpétuel changement qu'il a lui-même créé.

Cette difficulté d'adaptation à la nouvelle forme d'existence est d'autant plus grande que l'homme est âgé, donc éloigné de la période de formation scolaire, surtout si celle-ci ne s'était pas souciee de le préparer à la remise en cause perpétuelle de ce qui semble le mieux établi.

La société actuelle est en crise :

Trop d'hommes restent désespérément attachés aux structures qui leur sont familières et leur apportent apaisement, sécurité, prudence dans toutes leurs entreprises et souvent maintien d'une situation privilégiée.

Les jeunes au contraire souhaitent le changement, comprennent mal le conformisme de leurs aînés et leur désir de conserver une organisation sociale qui n'a plus aucun espoir de survie. Ils ont une optique très différente des problèmes d'avenir dont la résolution devra être orientée vers la recherche du bonheur de l'homme et non vers le respect aveugle des règles du profit et de la libre concurrence : leur joie de vivre est fondée sur le désintéressement et la générosité.

Le professeur, dont la mission est de préparer les élèves à entrer dans une société où le progrès est la règle non seulement dans le domaine de la création mais aussi dans celui des relations humaines, doit se demander si le seul transfert de connaissance et de la logique propre à chaque discipline enseignée suffit à sa formation. Ne serait-il pas souhaitable de songer d'une façon plus directe à faire naître des qualités intellectuelles et morales qui permettraient aux jeunes de s'adapter rapidement aux activités professionnelles et de comprendre la société dans laquelle ils devront vivre avec enthousiasme ?

A l'intérieur de leur vie familiale, de leurs loisirs, de leurs occupations professionnelles, les hommes devront faire preuve de nombreuses qualités :

- Avoir beaucoup d'imagination, de courage en toutes circonstances, de dynamisme.
- Aimer prendre des responsabilités.
- Être prêts à l'action après avoir, par le raisonnement, défini les conséquences de leurs actes, toute décision résultant de l'improvisation risquant de conduire à l'échec.
- Souhaiter disposer de beaucoup d'autonomie et être en mesure de l'exprimer. Cette attitude, favorable à l'indépendance, conduit à la recherche de la généralisation qui est indispensable à la création car elle permet l'activité de l'esprit.
- Se défendre contre l'emprise de leur entourage sur leur propre pensée et vouloir affirmer leur propre personnalité.

- Être capable de comprendre les phénomènes environnants en les soumettant à une analyse technique et au raisonnement logique.
- Avoir la curiosité toujours en éveil sur tout ce qui est nouveau et savoir se détacher allégrement du passé pour se situer dans l'évolution et dans l'action à venir.
- Ne pas être attaché à la situation stable et être toujours disposé au déplacement indispensable au métier, aux loisirs.
- Aimer vivre en société, pratiquer le travail d'équipe, favoriser les contacts familiaux qui donnent un sens à l'activité humaine.
- Souhaiter donner aux autres du bonheur, être généreux dans leurs relations avec leurs compagnons de détente ou de travail et être en mesure de comprendre quel impact sentimental on a pu provoquer chez ceux avec lesquels on vit.

Cette étude, probablement incomplète, suggère au professeur toutes ses responsabilités d'éducateur, car il ne peut plus compter sur la maturation interne résultant de l'acquisition des connaissances pour préparer les jeunes à une existence devenue de plus en plus exigeante.

Les enseignements sont souvent trop directifs. Dans les ateliers, chantiers et laboratoires, les élèves exécutent leur travail en se référant à des conseils trop précis, ne laissant pas suffisamment de place à l'initiative, au raisonnement, à la prise de responsabilités.

Il apparaît indispensable que tous les travaux scolaires théoriques et pratiques comportent, conjointement associés, le souci de transfert de connaissances et le développement des qualités intellectuelles.

Il s'agit d'appliquer les règles de la pédagogie par objectifs qui a été précisée dans la circulaire parue dans le courrier de l'Éducation nationale.

Il est intéressant de rappeler ce que doivent être les soucis des maîtres :

1. – Apprendre à observer les objets et les ensembles immobiles et en mouvement dans le but de synthèse pour mettre en évidence le rôle et le pourquoi des liaisons. Cette aptitude à l'observation doit porter également sur le comportement des hommes en action pour permettre l'étude des conditions de travail.
2. – Apprendre à conduire une analyse technique.
3. – Rendre familier le raisonnement logique pour permettre le jugement et le choix.
4. – Développer la curiosité toujours en éveil pour tout ce qui enrichit l'esprit.
5. – Susciter la prise de responsabilités.
6. – Favoriser le développement de l'esprit d'initiative, de l'imagination créatrice.
7. – Provoquer et organiser le travail en équipe et le faire aimer.
8. – Développer en toutes circonstances la sensibilité.

Pour favoriser le développement de cet enseignement, qui donnera aux jeunes la possibilité d'atteindre dans tous les domaines l'indépendance intellectuelle, MM. Letertre et Renaud ont écrit un ouvrage de technologie professionnelle pour les élèves des sections bâtiment gros-œuvre, afin de rendre possible cette forme de pédagogie qu'ils ont expérimentée avec succès.

Ce livre, rédigé en deux tomes, laisse aux maîtres toute liberté pour l'organisation de leur enseignement.

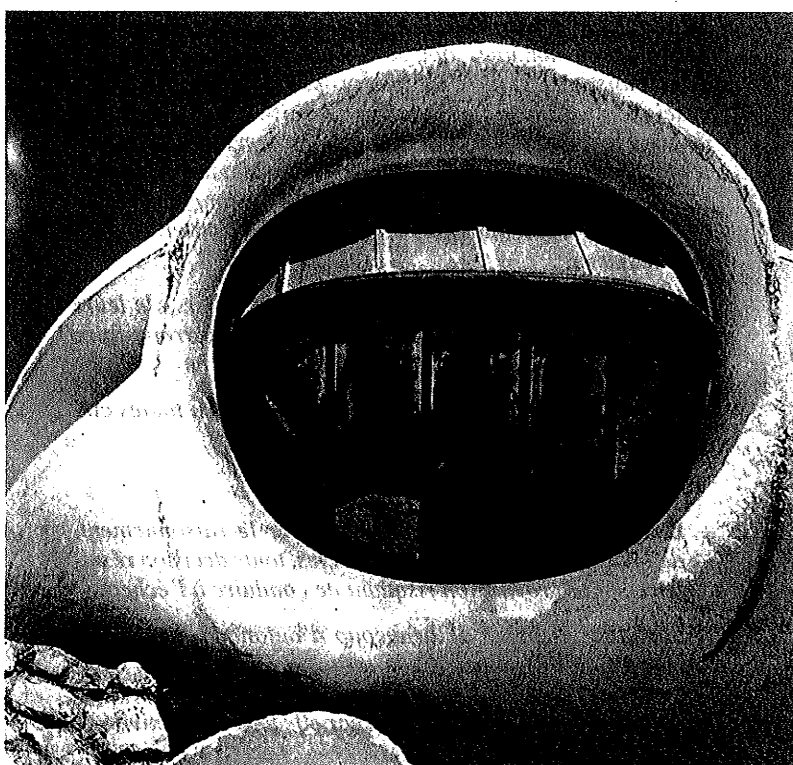
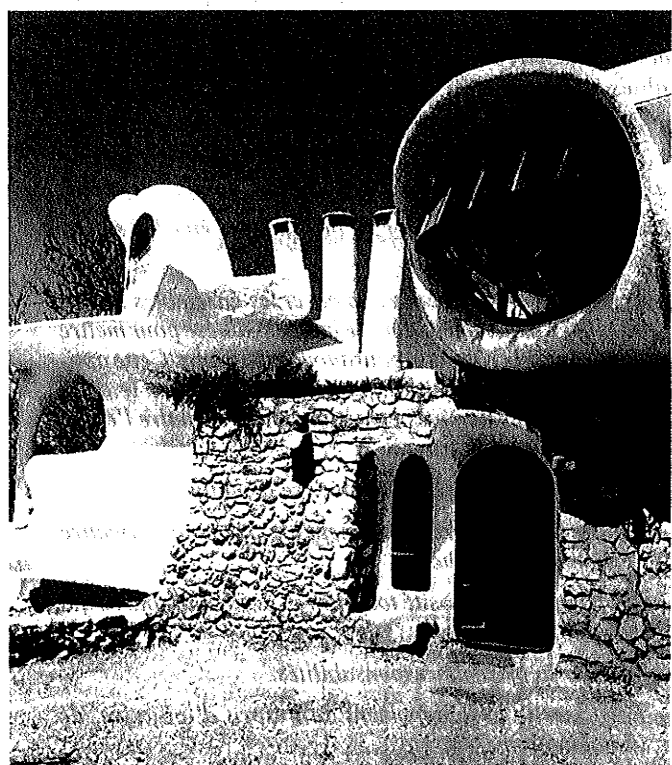
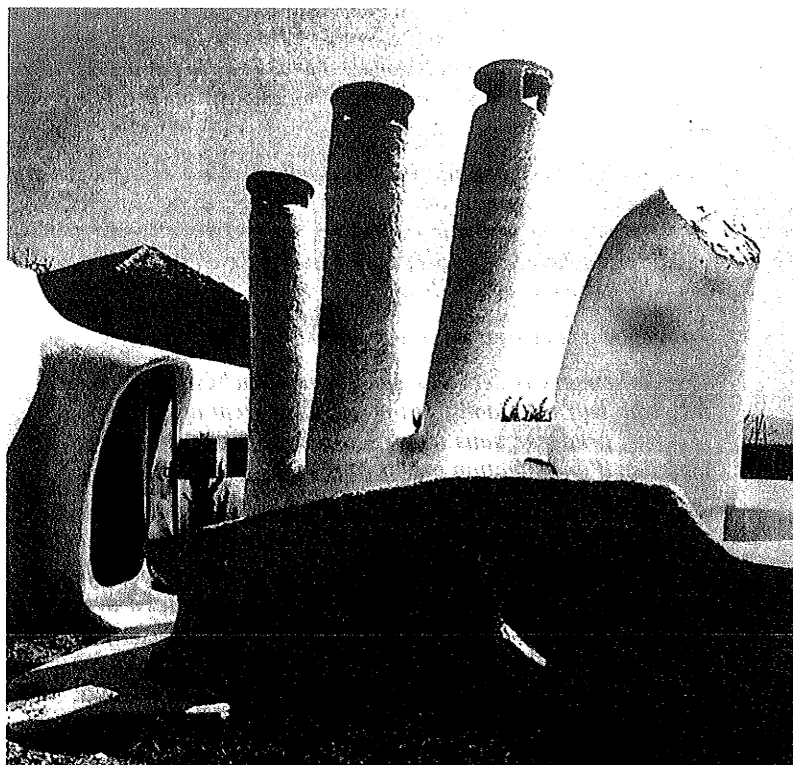
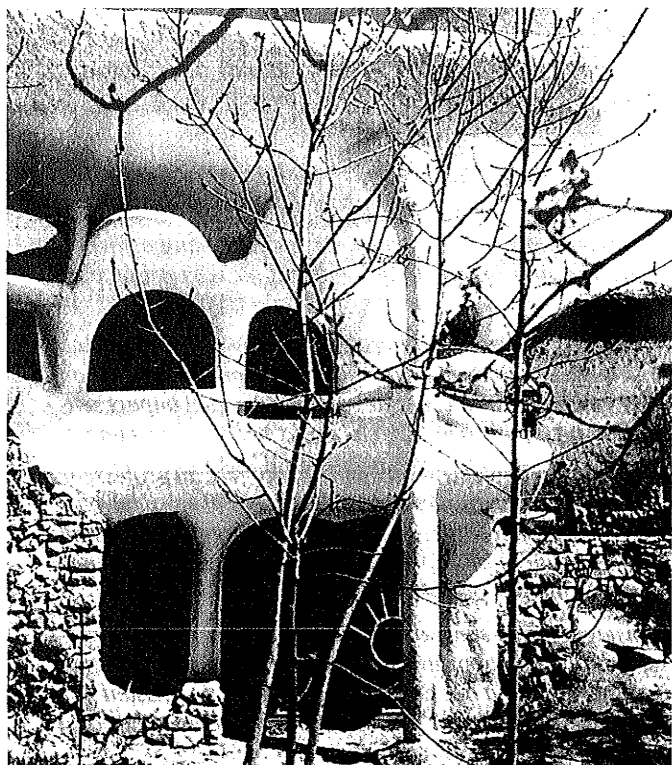
Il contient une documentation très riche et moderne, et donne des conseils et informations favorisant la réalisation, par les

élèves, de travaux de chantier réels qui doivent se substituer aux exercices scolaires sclérosants parce que sans intérêts évidents pour les élèves.

Les auteurs ont bien voulu écrire comment ils souhaitent que leur ouvrage soit utilisé par les maîtres et par les élèves.

Il m'est agréable de les complimenter et d'exprimer le souhait que leur travail reçoive l'accueil qu'il mérite.

A. Campa.



Le béton : plasticité des formes.
(Document C.L.F. Ciments Lafarge-France.)

PROPOSITION SUR LE MODE D'UTILISATION DE L'OUVRAGE EN CLASSE

Le présent ouvrage est destiné à servir de document de travail à l'étudiant avec l'aide de l'enseignant, dont le rôle consiste à bien poser le problème de construction au départ pour mieux l'analyser ensuite.

Il s'agit davantage de créer chez l'étudiant une tournure d'esprit plutôt qu'une accumulation de données et de connaissances. La pédagogie active utilise les motivations intrinsèques : **le professeur devient animateur**. Il fait comprendre et utiliser les connaissances acquises.

Sans imposer une doctrine, et encore moins une recette, voici quelques **suggestions proposées** pour tirer le meilleur parti du livre.

1^{er} TEMPS :

**Approche
du sujet
par l'étudiant**

A. – Le thème d'étude de la prochaine séance est défini par l'enseignant qui encourage l'étudiant à :

- se documenter sur les points essentiels qui apparaissent dans les têtes de chapitre du livre ;
- réunir des informations de sources diverses ;
- préparer des questions à poser à l'enseignant.

B. – La curiosité et le besoin de savoir sont éveillés.

Le professeur peut aider l'étudiant à l'aide d'un « **guide d'observation** » ou un « **guide de recherche** » sur les points clés.

2^e TEMPS :

**Séance avec
interactions
maître élèves**

A. – Comment créer chez l'étudiant l'habitude d'être à l'affût et d'utiliser les informations en évitant la passivité et la dispersion ?

B. – L'enseignant cherche avant tout à « visualiser » les problèmes. Il élabore et construit le matériel didactique. Il tire parti des dispositions naturelles de tout être :

- curiosité, besoin de connaissances, besoin d'autonomie ;
- désir de réalisation de soi, d'épanouissement personnel par la mise en action de ses capacités intellectuelles.

C. – Pour cela le professeur cherche à sensibiliser l'étudiant par la découverte personnelle et la clarification progressive du sujet étudié :

- poser et définir nettement le problème ;
- mettre en évidence les variables ;
- isoler un facteur ;
- effectuer des observations, des constatations, des mesures ;
- déduire des règles, des principes, des conséquences ;
- amener l'étudiant à des conclusions évidentes, logiques, utiles dans sa profession ;
- étudier des cas concrets en utilisant les connaissances.

L'enseignant est là pour que tout ceci apparaisse à l'étudiant avec la clarté et la rigueur qui conduit à la conviction sans toutefois perdre de vue la **réalité des chantiers**.

L'effort de l'enseignant se situe davantage dans la manière de transmettre le message que dans la préparation matérielle de croquis, de schémas destinés à l'étudiant, qui absorbent inutilement une grande part de son temps et qu'il aura à sa disposition dans l'ouvrage.

3^e TEMPS :

L'exploitation directe de la leçon s'effectue par l'étudiant et c'est l'enseignant qui propose :

- soit un résumé (structure de la leçon) des points clés sous forme d'une fiche exploitable par les étudiants ;
- soit l'établissement du plan de la leçon par les étudiants dont le but devient :
 - mémorisation et classification,
 - logique et synthèse ;
- soit l'étude d'une partie seulement du thème traité ;
- soit des compléments donnés sous forme ;
 - de diapositives,
 - de films,
 - d'études de chantiers,
 - de condensés remis aux étudiants,
 - de travaux de groupe.

Nota : Certains thèmes n'ont pas été traités et les problèmes relatifs aux matériaux et à leur fabrication n'ont pas fait l'objet d'une étude systématique.

La totalité des objectifs envisagés peut ne pas avoir été étudiée en classe.

En résumé, l'étudiant devient le principal acteur, l'artisan de son savoir et de son éducation.

L'enseignant est là en qualité de pilote pour agir sur tous les leviers, ceux de l'attention, de l'observation, de la motivation et du raisonnement.

C'est dans cette voie que réside la noblesse de sa tâche et qu'il puise les joies d'enseigner et de former des hommes.

Les Auteurs.

UNITÉS UTILISÉES POUR EXPRIMER LES CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

1 Unités légales du système international

- **Force**, le Newton : 1 N.
- **Masse**, le kilogramme : 1 kg.
- **Longueur**, le mètre : 1 m.
- **Temps**, la seconde : 1 s.
- **Accélération**, le mètre à la seconde, par seconde : 1 m/s².
- **Pression**, le Pascal : $1 \text{ Pa} = \frac{1 \text{ N}}{1 \text{ m}^2}$.

Le Pascal (symbole Pa) est une unité très petite et c'est souvent, en bâtiment, le Mégapascal (symbole MPa) qui est utilisé :

$$1 \text{ MPa} = 1\,000\,000 \text{ Pa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

- **Contrainte**, la norme prévoit pour les aciers, comme unité de contrainte, le newton par mm² : 1 N/mm².

2 Relations entre les unités

La force et la masse sont liées par la relation $F = m \gamma$, γ étant l'accélération communiquée à la masse m par la force F .

F est en N, m en kg et γ en m/s².

Si la force est le poids, attraction de la terre sur les corps, $P = mg$, P en N, m en kg et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$.

Le nombre qui exprime le poids est égal à 9,8 fois le nombre qui exprime la masse. Si un corps a une masse de 1 kg, son poids est de 9,8 N, soit environ 10 N (ou 1 daN). Jadis on avait choisi une unité de force qui s'exprimait par le même nombre que la masse lorsqu'elle était mesurée en kg : le kilogramme-force : 1 kgf. Cette unité est déclarée illégale.

Les unités qui ont encore cours, notamment dans les bureaux d'étude du bâtiment, sont le **bar** (unité de pression ou de contrainte) et le daN/mm², unité de contrainte.

L'unité légale de pression est le Pascal symbole Pa qui correspond à 1 Newton/m².

3 Correspondance entre les unités

$$1 \text{ bar} = 1 \text{ daN/cm}^2 = 10 \text{ N/cm}^2 = \frac{1 \times 1 \text{ N}}{10} \text{ mm}^2$$

$$1 \text{ daN/mm}^2 = 100 \text{ bars} = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ N/mm}^2 = \frac{1 \times 1 \text{ daN}}{10} \text{ mm}^2 = 10 \text{ bars}$$

$$1 \text{ MPa} = 1\,000\,000 \text{ Pa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 10 \text{ bars}$$

4 Expression du nombre définissant la contrainte caractéristique d'un matériau

a – Le N/mm² est une unité 10 fois plus petite que le daN/mm².

Le nombre qui mesure la contrainte de rupture d'un acier en N/mm² est 10 fois plus grand que celui qui l'exprime en daN/mm².

$$R \text{ d'un acier} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ ou } 45 \text{ daN/mm}^2$$

b – Le N/mm² est une unité 10 fois plus grande que le bar.

Le nombre qui mesure la contrainte de rupture d'un acier en N/mm² est 10 fois plus petit que celui qui la mesure en bars.

$$R \text{ d'un acier} = 450 \text{ N/mm}^2, \text{ soit } 4\,500 \text{ bars.}$$

$$R \text{ d'un béton à la compression} = 250 \text{ bars, soit } 25 \text{ N/mm}^2.$$

c – Le N/cm² est une unité 10 fois plus petite que le bar ou le daN/cm².

Le nombre qui mesure une contrainte en N/cm² sera 10 fois plus grand que le nombre qui la mesure en bar ou daN/cm².

Exemple :

La résistance d'un béton à la compression, à 28 jours (symbole f_{c28}) atteint 20 MPa avec un dosage en ciment CPJ 45 de 350 kg/m³ ou $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

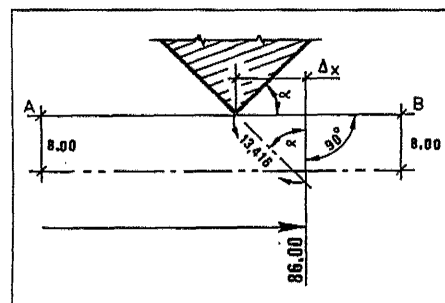
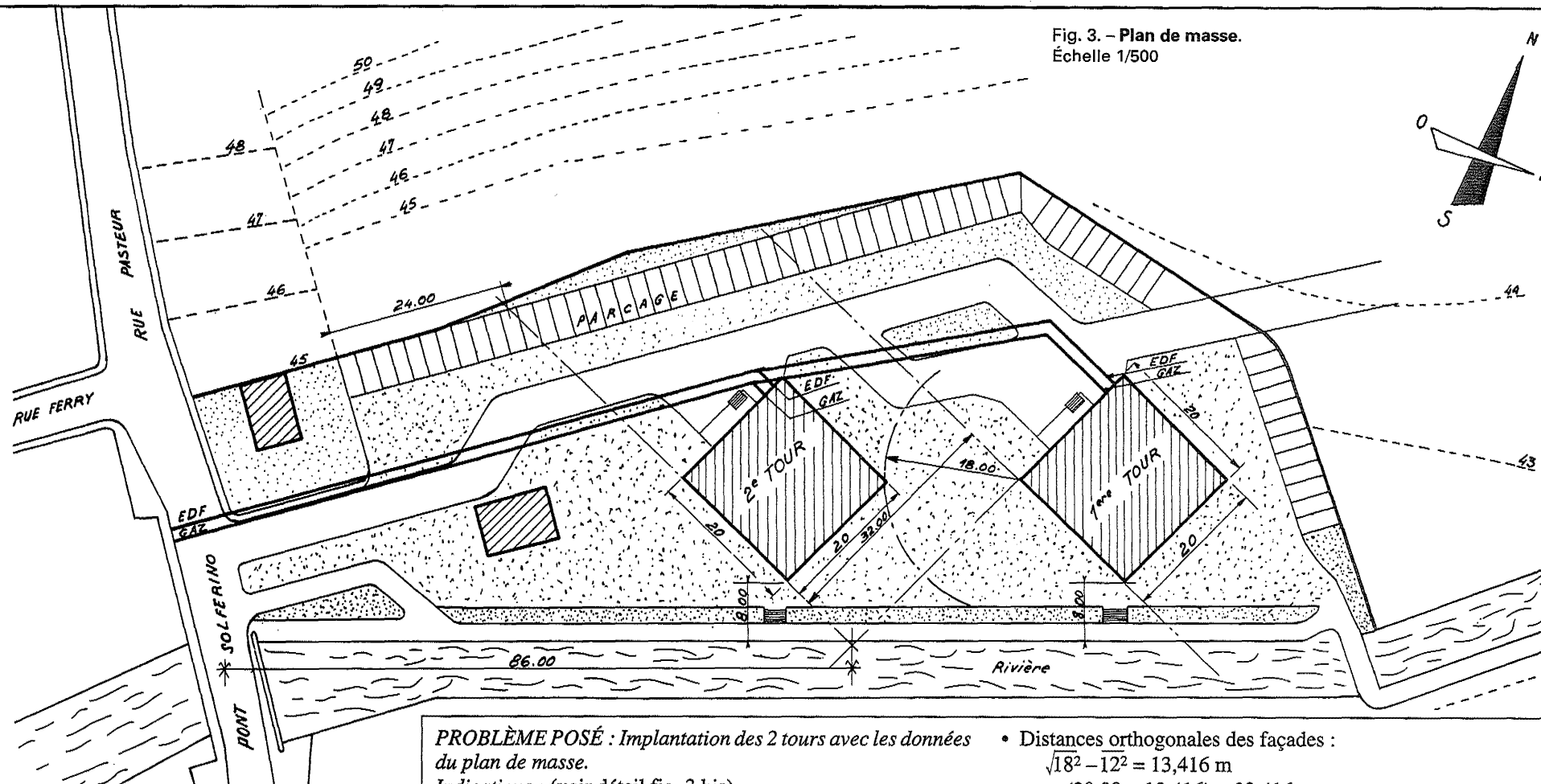


Fig. 3 bis. - (Détails)

PROBLÈME POSÉ : Implantation des 2 tours avec les données du plan de masse.

Indications : (voir détail fig. 3 bis)

1. Implanter d'abord la 2^e tour puis la 1^{re}.

2. Tracer les lignes directrices :

a) parallèle à 8.00 m de l'alignement en bordure de rivière
→ alignement AB

b) oblique passant par deux points :

- l'un connu à 24.00 m de la limite séparative sur l'alignement arrière du parcage ;
- l'autre point est à déterminer par les valeurs trigonométriques sur la ligne AB.

Par lecture des cotes ou calcul, on a :

• Distances orthogonales des façades :

$$\sqrt{18^2 - 12^2} = 13,416 \text{ m}$$

$$\text{et } (20,00 + 13,416) = 33,416 \text{ m}$$

• Distances entre angles des tours :

$$18,00 \text{ m et } \sqrt{32,000^2 + 33,416^2} = 46,26 \text{ m}$$

• Angle α formé par l'alignement AB et la façade de la 1^{re} tour :

$$\sin \alpha = \frac{33,416}{46,26} = 0,722$$

$$\text{Valeur de } \Delta_x = 0,722 \times 13,416 = 9,69 \text{ m}$$

3. Tracer les perpendiculaires et parallèles aux lignes directrices.

4. Contrôler les résultats (angles et distances)

Exemple : mesurer les diagonales des tours.

1. IMPLANTATION

1 Quels ouvrages et quels tracés ?

L'implantation consiste à matérialiser sur le terrain tous les tracés géométriques prévus par le « dossier des travaux » indispensables à la réalisation d'un ouvrage.

Ceux qui sont indispensables pour la construction d'un immeuble :

- terrassements à exécuter (excavation pour déblai en grande masse);
- délimitation des rigoles ou des tranchées;
- position des puits, des pieux, des semelles isolées ou continues pour les fondations;
- passages des réseaux de canalisations et emplacement des regards, fosses, galeries techniques;
- tracé des murs :
 - de façade,
 - de pignons,
 - de refends,
 - de poteaux et parties de mur (trumeaux).

De quels travaux s'agit-il ?

2 Documents nécessaires

Ils font partie du dossier des travaux et sont fournis par le bureau d'étude :

2.1 Documents graphiques

2.1.1 - Plan de situation permettant de « situer » le terrain par rapport à une artère connue (rue, boulevard, route, etc.) (fig. 1).

2.1.2 - Plan de masse qui sert à localiser le bâtiment à construire et les abords immédiats (fig. 2) :

- propriétés non bâties;
- constructions voisines, murs mitoyens;
- zone de recul par rapport à la limite de la propriété publique ou privée.

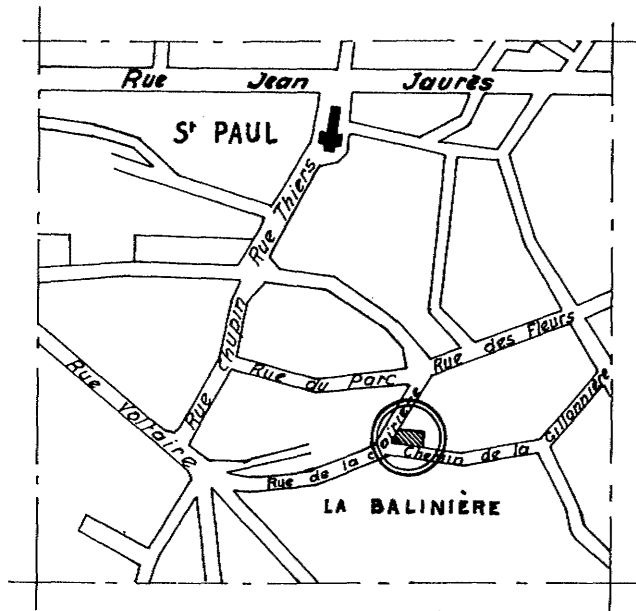


FIG. 1. - Plan de situation.

Propriété de Monsieur FOURNIER

PLAN DE MASSE
Echelle 1/500^e

Propriétaire: Tessier
Terrain n°85 p - (Section D)

Quelles sont les données ?

Rue de la Clairière

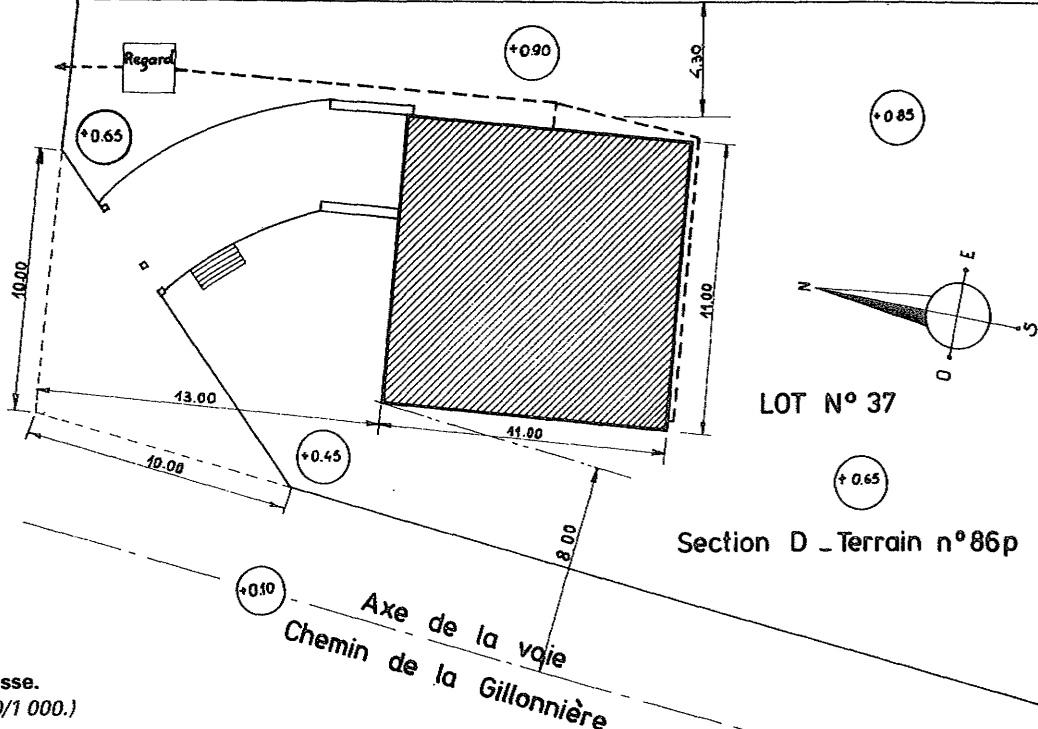


FIG. 2. - Plan de masse.
(Document réduit à 700/1 000.)

- l'implantation des plates-formes de terrassement (*fig. 3 et 4*);
- le plan de situation des profils (*fig. 5*);
- les plans détaillés de profils en long et en travers (cotes de niveaux).

2.2 Pièces écrites

2.2.1 - Le devis descriptif précise les travaux, les modes opératoires, les matériaux à utiliser.

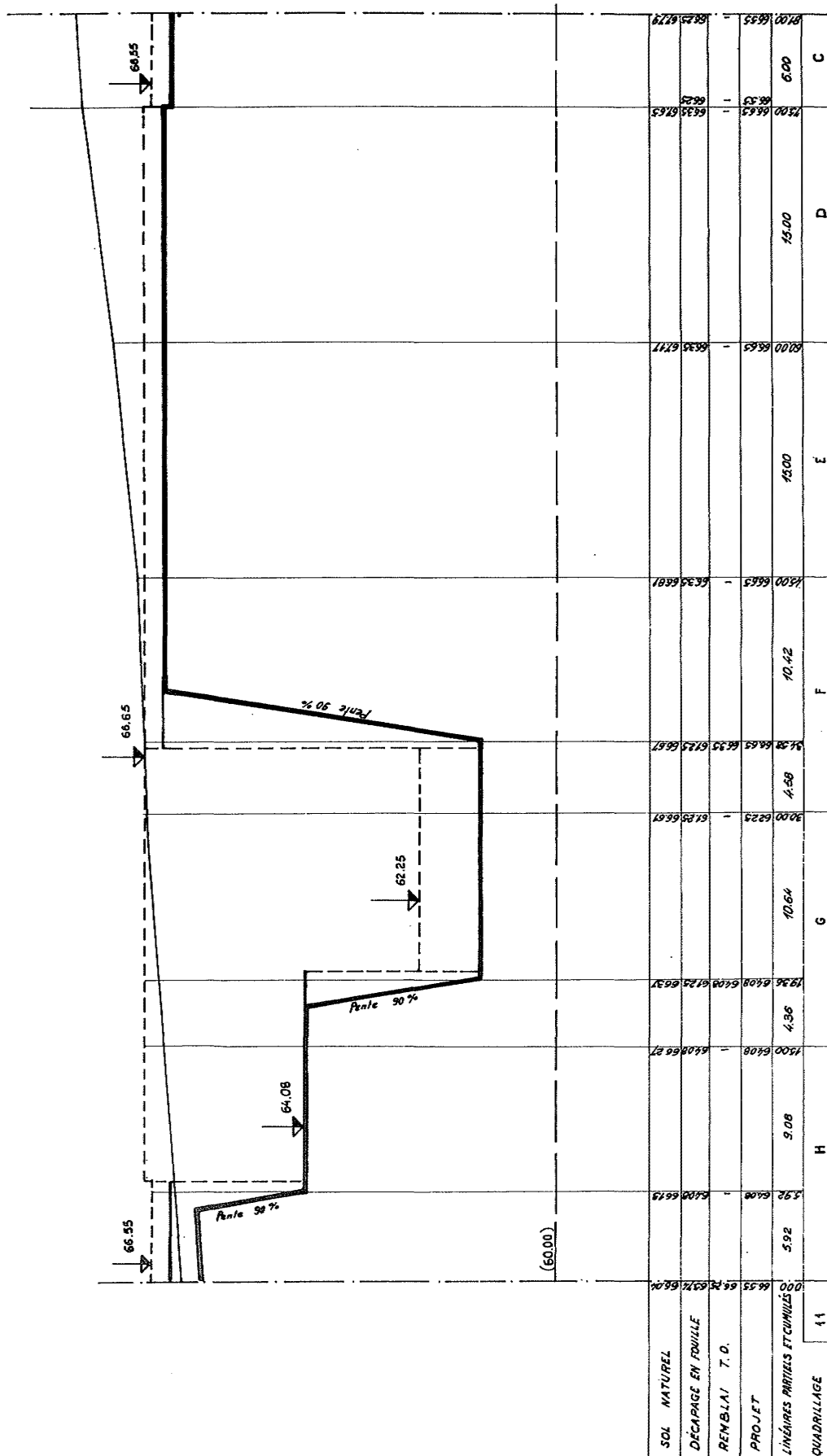
2.2.2 - Le quantitatif qui prévoit les surfaces, les cubes, etc., de chaque partie d'ouvrage.

2.2.3 - Les documents techniques unifiés (D.T.U.).

2.2.4 - Les cahiers des prescriptions communes et spéciales.



FIG. 4.



Légende.



PROFIL EN LONG

FIG. 5.

3 Éléments de référence

Sur quels éléments se base-t-on ?

3.1 Alignement de référence

Il est choisi dans chaque cas particulier en fonction des voies construites ou non et suivant des repères ou points fixés par le service de voirie (fig. 2, 6 et 7).

Exemples :

- axe de la voie publique ;
- arête supérieure de la bordure du trottoir ;
- alignement des édifices existants ;
- repères fixés à la demande du constructeur (cas fréquent dans les lotissements).

3.2 Repères de nivellement (fig. 8)

Comme précédemment, les éléments favorables servent, par exemple :

- un point déterminé d'un niveau supérieur de la bordure de trottoir ;
- le tampon d'une bouche d'égout ou, mieux, le radier en vue de l'évacuation possible des eaux vannes, usées ou pluviales ;
- un repère tracé sur un pilier ou sur un seuil.

Les repères de nivellement peuvent être rattachés au N.G.F. (niveau général de la France) ou affectés d'une cote de niveau conventionnelle (fig. 9 et 10).

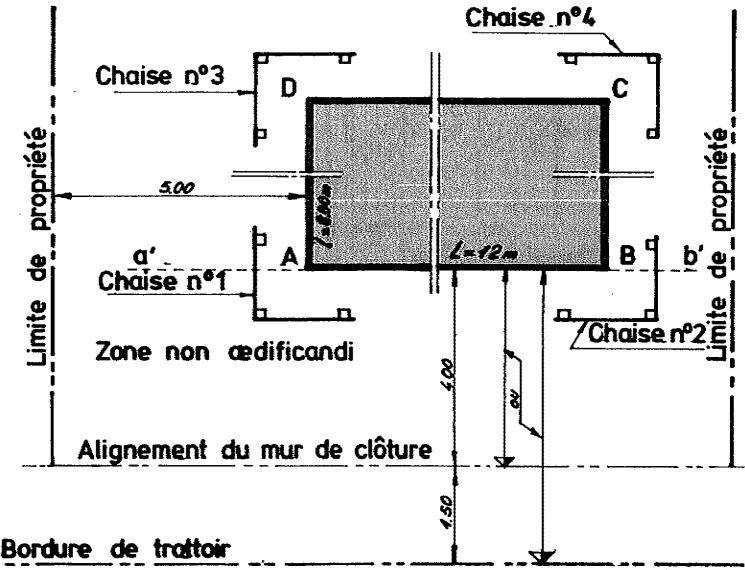
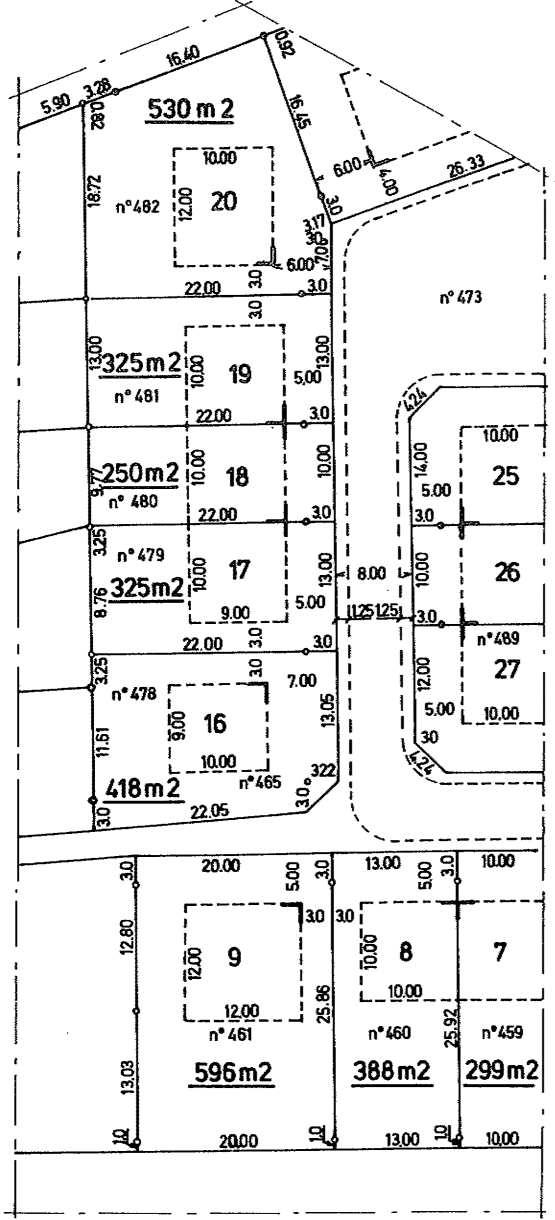


FIG. 7. - Schéma de principe.



Légende L implantation obligatoire
--- zone d'implantation

FIG. 6. - Extrait de plan de lotissement.

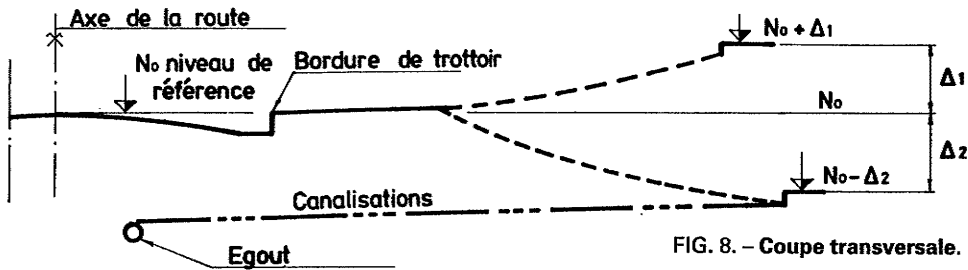


FIG. 8. - Coupe transversale.

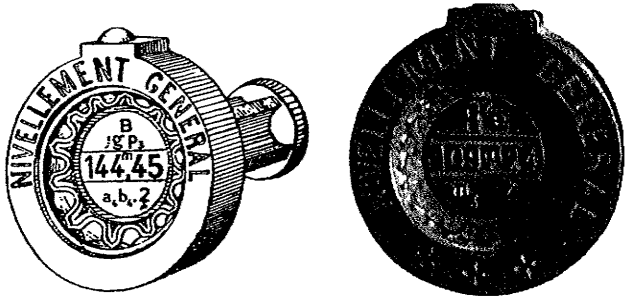


FIG. 9. - Repère cylindrique, type M.

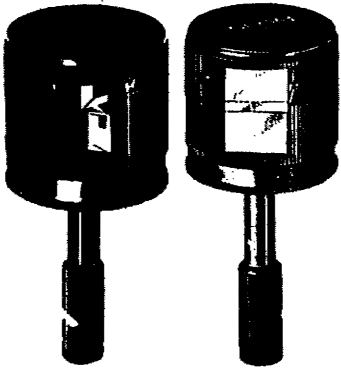


FIG. 10. - Équerre optique.
précision ± 3 mm à 10 m pour les retours d'angle.
Elle sert pour :
- l'alignement,
- le tracé d'angle à 90°
(travaux de terrassement).

4 Comment réaliser l'implantation ?

Quelle méthode est à suivre ?

4.1 Le piquetage

But recherché : matérialiser au moins deux axes généralement orthogonaux, à l'aide des instruments d'optique (cercle-niveau de chantier) (fig. 4 et 11).

Moyen : établir une base hors de l'emprise de la construction, parallèlement à l'axe longitudinal du bâtiment.

La base d'implantation sert à obtenir les **lignes directrices** (fig. 12).

Sur les grands chantiers, le piquetage est souvent confié au géomètre.

4.2 Le nivellement du terrain

But recherché : situer des repères pour effectuer les déblais ou les remblais à la cote prévue.

Moyen : réaliser un quadrillage à grande maille carrée de côté 10, 15 ou 20 m suivant l'état de surface (voir fig. 4).

Les piquets placés à chaque sommet servent à déterminer la cote d'altitude et la profondeur à atteindre.

4.3 Les pratiques du chantier

(phases de l'exécution)

4.3.1 - Débroussaillage et nivellement grossier.

4.3.2 - Repérage du bâtiment (piquets aux angles).

4.3.3 - Mise en place des chaises d'implantation (fig. 7 et 13) :

- les chaises d'angles rentrants ;
- les chaises d'angles sortants ;
- les chaises pour les murs de refend ;
- les chaises doubles dans le cas de pentes accentuées.

Quels sont les moyens pratiques ?

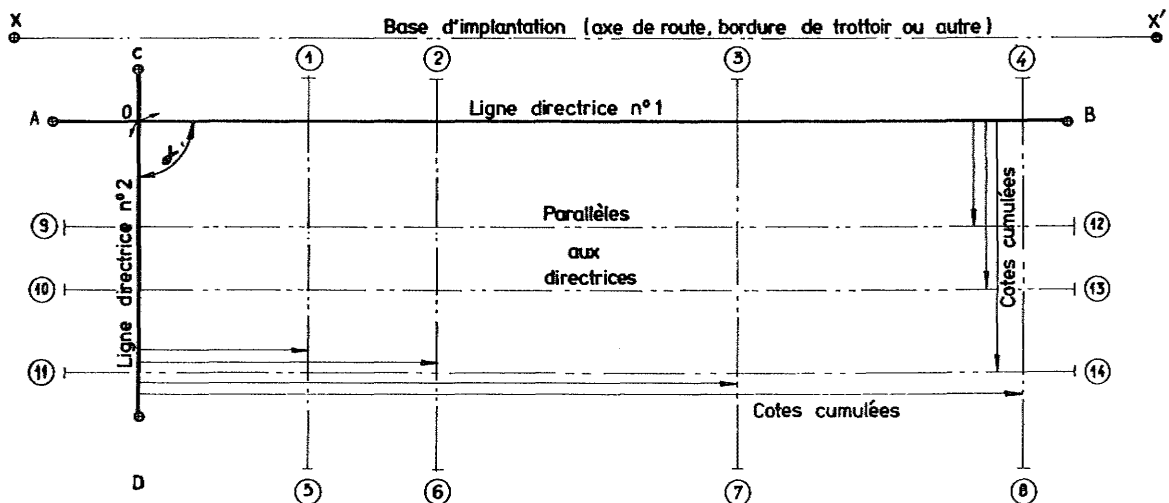


FIG. 12. - Bâtiment implanté à l'aide de deux lignes directrices à partir d'une base XX'. A, B et C, D constituent des repères principaux. L'intersection des lignes directrices en O donne l'origine des mesures à prendre sur elles. Les chaises sont établies ensuite en 9-12, 10-13, etc.

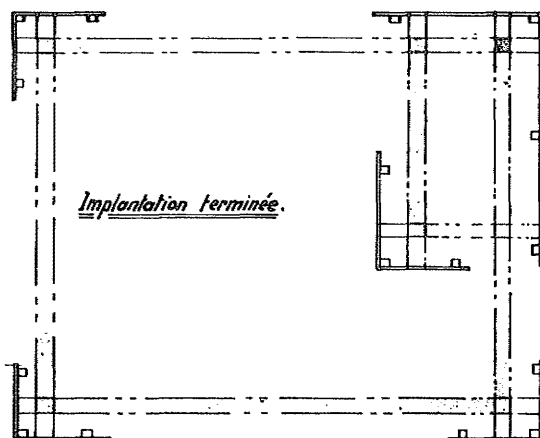
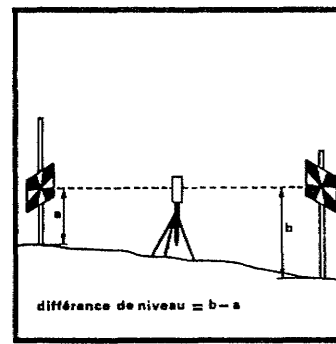
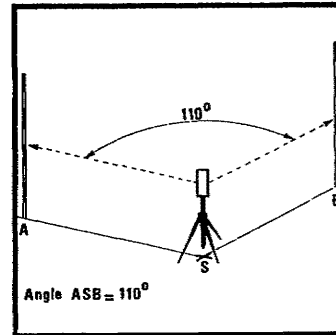


FIG. 13.



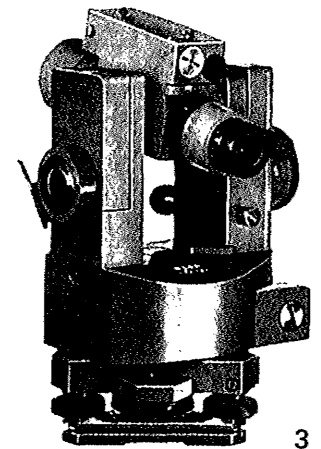
1 Mesure de dénivellation



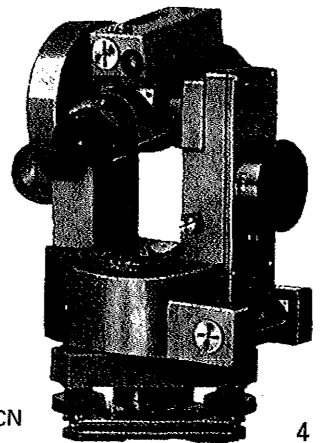
2 Mesure d'un angle

FIG. 11.

- 1 { Exemples d'utilisation
 - 2 { (Schémas de principe)
 - 3 - Cercle d'alignement niveau SCN
 - 4 - Théodolite niveau STN
- (Document SLOM.)



3



4

4.3.4 - Détermination des **lignes principales** du bâtiment en les matérialisant par des cordeaux ou du fil recuit placés sur les chaises (fig. 12).

Le **report des cotes** s'effectue :

- en mesurant sur une horizontale (fig. 14) ;

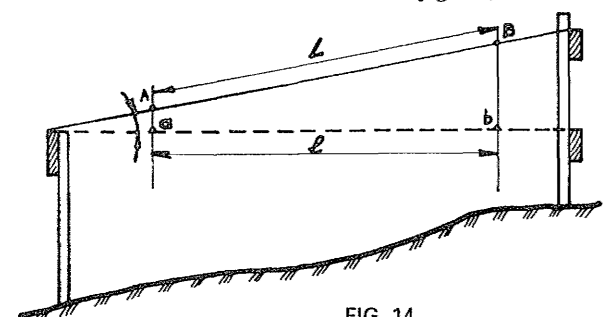


FIG. 14.

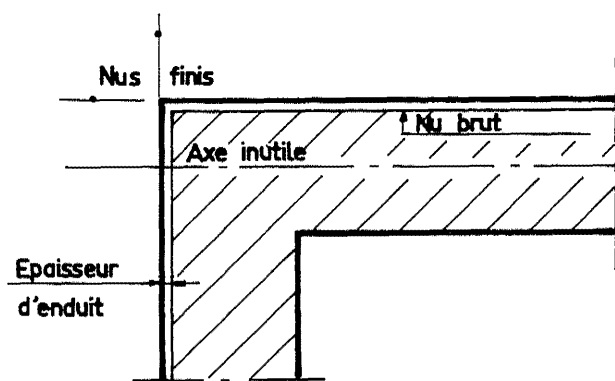
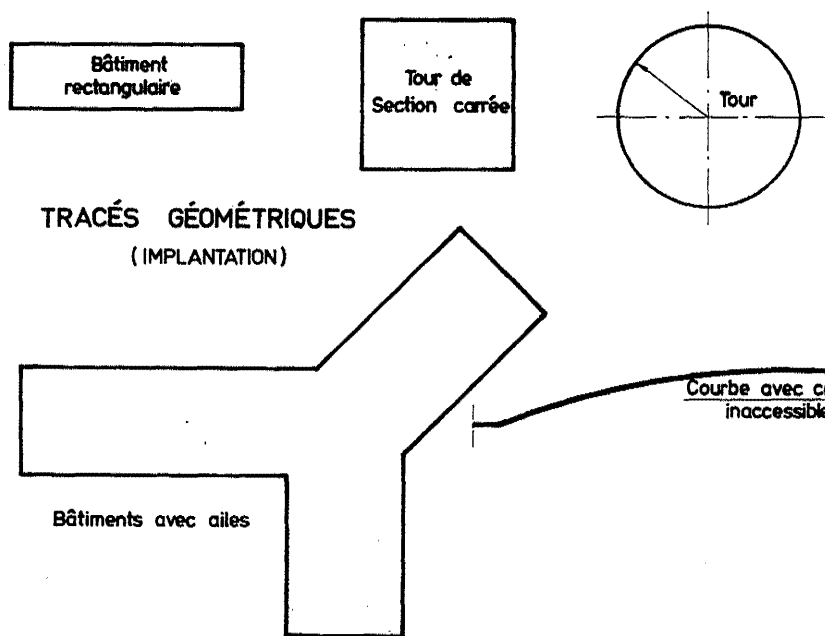


FIG. 17.

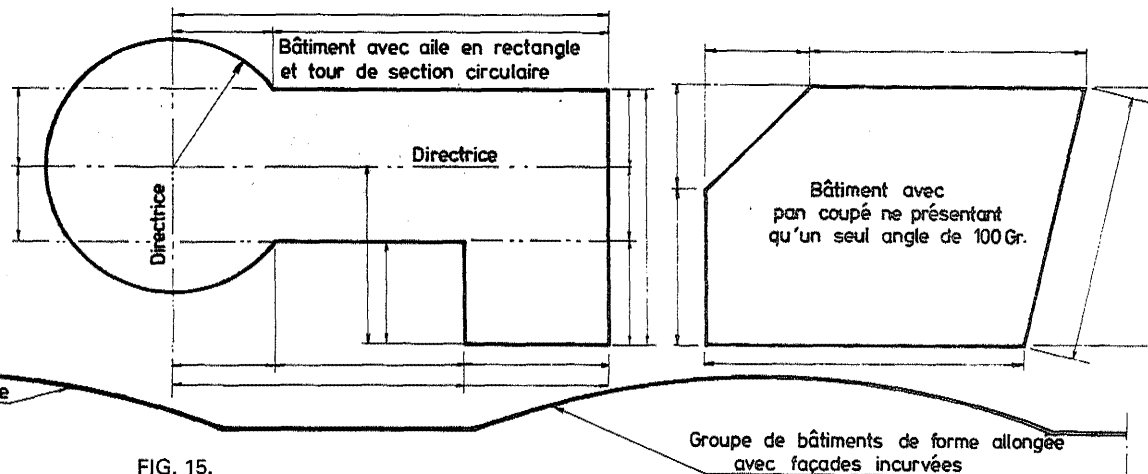
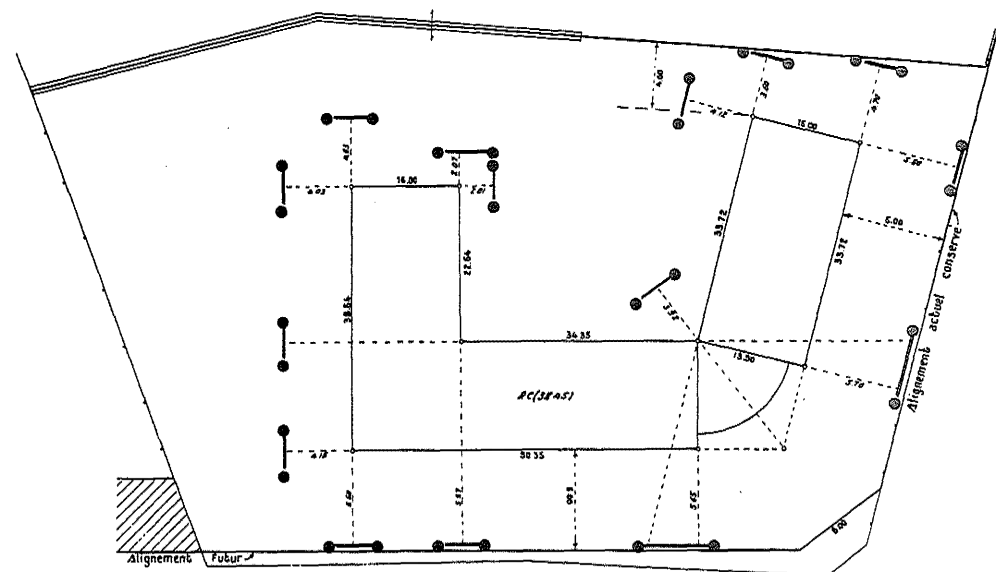


FIG. 15.

FIG. 16. **schéma d'implantation**

légende { ● — ● chaise
○ piquet d'angle

TRACÉS GÉOMÉTRIQUES (IMPLANTATIONS DIVERSES)

- en procédant par cotes cumulées à partir d'une même origine (fig. 12 et 16).

Pour tracer une **parallèle**, il faut évidemment mesurer sur une perpendiculaire à l'alignement initial (fig. 16 et 17) :

- les poteaux et les semelles sont implantés suivant leurs axes (fig. 18) ;
- les angles sont obtenus avec les instruments d'optique, ou à la rigueur en appliquant le théorème de Pythagore pour les angles à 90° (fig. 19).

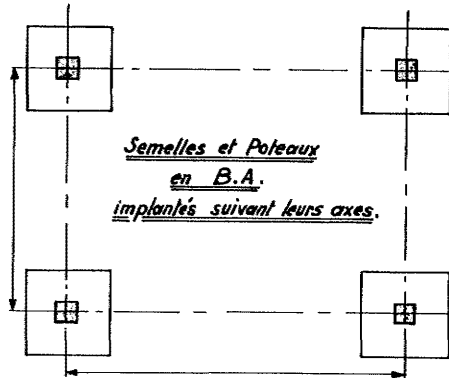


FIG. 18.

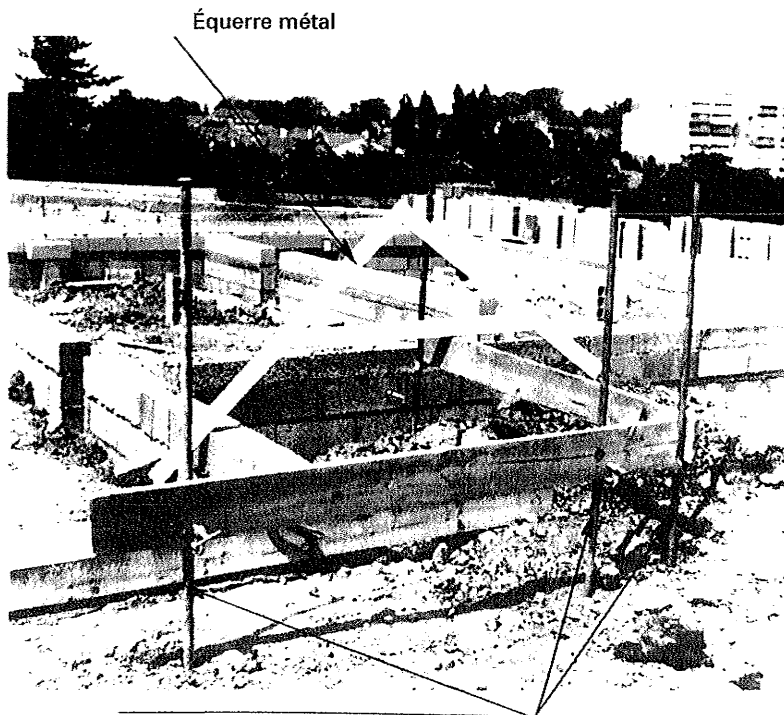


FIG. 19a. - Piquets de chaise d'implantation

5 Responsabilité de l'entreprise

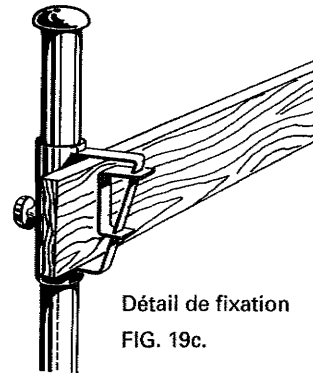
Aspect juridique ?

L'implantation est à la charge de l'entreprise qui engage sa responsabilité.

L'entrepreneur doit vérifier que les dimensions portées sur les plans concordent avec les constatations effectuées sur le terrain.

Le piquetage ayant servi à l'implantation est laissé sur le terrain afin d'en permettre la vérification contradictoire.

Pour les gros chantiers, c'est l'entrepreneur qui demande à l'architecte, la vérification contradictoire de son piquetage. L'architecte désigne alors un expert qui sera payé par l'entrepreneur, suivant le cahier des prescriptions spéciales du chantier.



Détail de fixation
FIG. 19c.

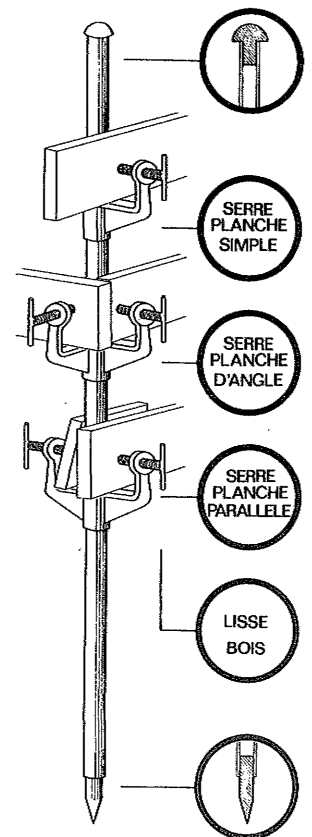


FIG. 19b. - Piquet de chaise d'implantation.

QUESTIONNAIRE SUR L'IMPLANTATION ET RÉPONSES

Quel est le problème à résoudre ?

Matérialiser un tracé géométrique.
Analyser l'étude de cas proposée page 3.

Quels sont les éléments de référence ?

pour l'alignement ?
pour le nivellement ? } Réponse au § 3.

Comment implanter ?

qu'est-ce qu'une base ?
qu'est-ce qu'une ligne directrice ?
où placer les chaises ?
comment reporter les cotes ? } Voir les figures 7 et 12.

FIG. 1.

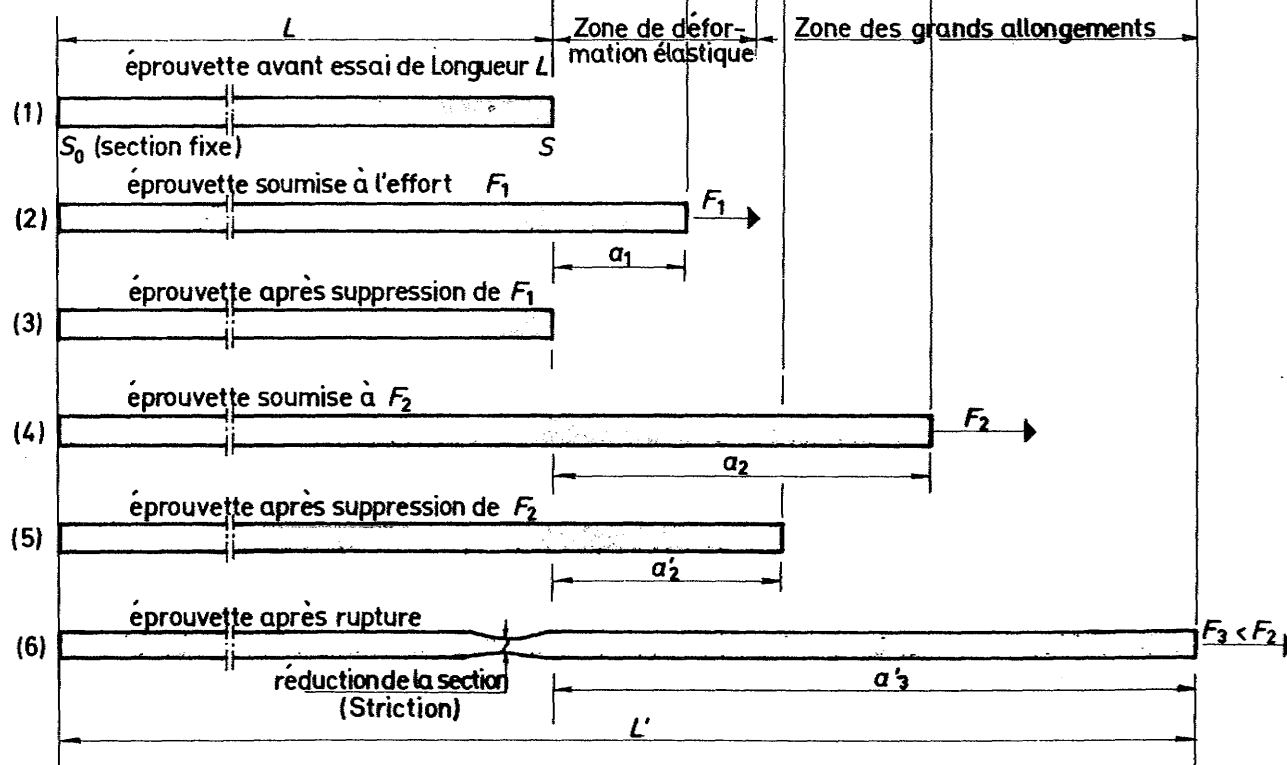
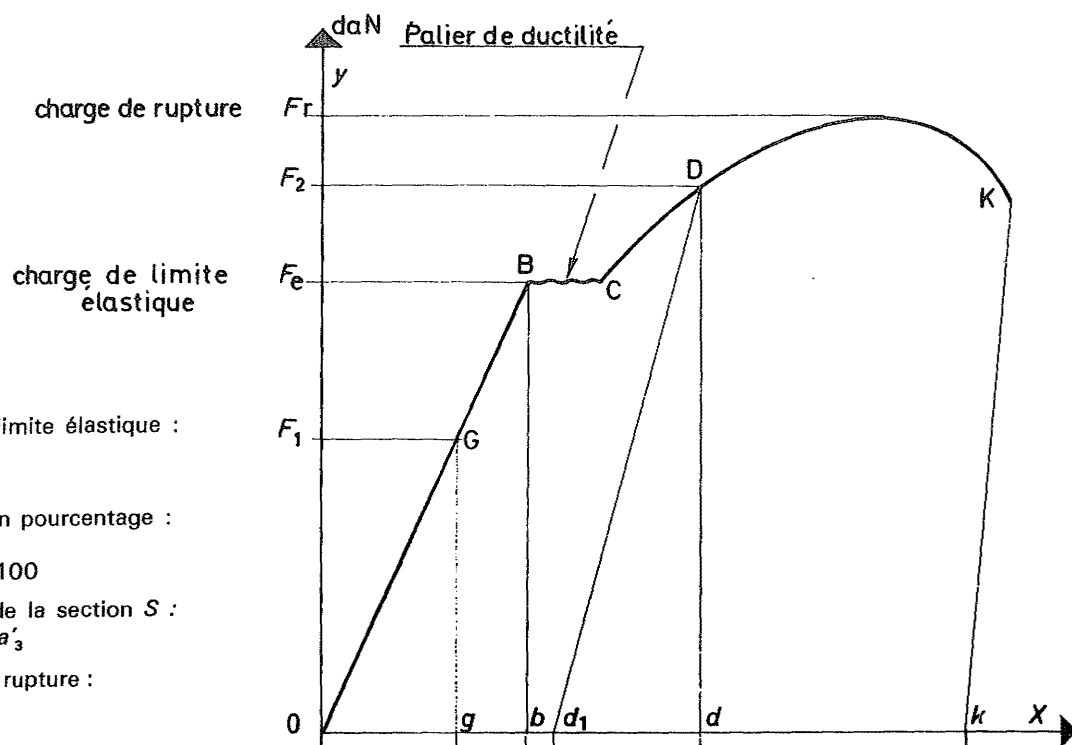


FIG. 2.

Schéma de principe du diagramme de l'essai de traction
(Les allongements ont été considérablement amplifiés.)

2. ACIERS POUR BÉTON ARMÉ

1 Comment s'obtient l'acier ?

1.1 La métallurgie de l'acier comporte deux opérations essentielles

1. – Production de la fonte par **réduction à chaud du minerai** au moyen de l'oxyde de carbone, produit par la combustion incomplète du coke dans un haut fourneau.
2. – Transformation de la fonte en acier par **décarburation** plus ou moins complète dans les aciéries et adjonction éventuelle de certains métalloïdes et métaux : c'est l'affinage de la fonte.

1.2 L'affinage de la fonte est réalisé principalement par deux méthodes

1. – **Soufflage de l'air** au travers de la fonte en fusion dans les convertisseurs THOMAS ou BESSEMER ou plus récemment dans des appareils utilisant l'**oxygène pur** (procédé *Duplex*).
2. – **Fusion de fonte et de ferrailles oxydées**, en proportions variables, sur la sole d'un four à réverbère : four MARTIN en briques réfractaires.
3. – **Désoxydation de la fonte et ferrailles** dans des fours électriques.

2 Essai de traction d'un acier

2.1 But des essais

Les constructions en B.A. doivent résister sans risque de rupture, de détérioration ou d'usure prématurée.

En conséquence, les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision.

2.2 Diagramme de l'essai de traction

Il s'effectue par l'enregistrement graphique de l'allongement d'une éprouvette normalisée en fonction de la charge (fig. 1 et 2).

2.2.1 - La partie OB correspond à la période de **déformation élastique**.

Les allongements sont sensiblement proportionnels aux charges.

Si l'effort cesse, le barreau reprend sa longueur initiale.

2.2.2 - Le point B marque la fin de la période élastique. La charge correspondante F_e est la charge de **limite élastique**.

2.2.3 - La partie de courbe BCDK correspond à une période de **déformation permanente** où les allongements ne sont plus proportionnels aux charges.

Pour un effort F_2 , l'allongement est a_2 si l'on supprime la charge, l'éprouvette conserve un allongement a'_2 .

2.2.4 - Enfin pour un effort F_r , la **rupture** s'effectue après réduction de la section (striction).

2.3 Résultats de l'essai de traction

L'essai de traction permet de définir plusieurs grandeurs qui sont caractéristiques du métal essayé :

- la limite d'élasticité : f_e ;
- la contrainte de traction : σ_{st} ;
- l'allongement relatif de l'acier tendu : ε_s ;
- le module d'élasticité : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

Nota : le critère mécanique de base dans les calculs est la **limite d'élasticité garantie** « f_e ».

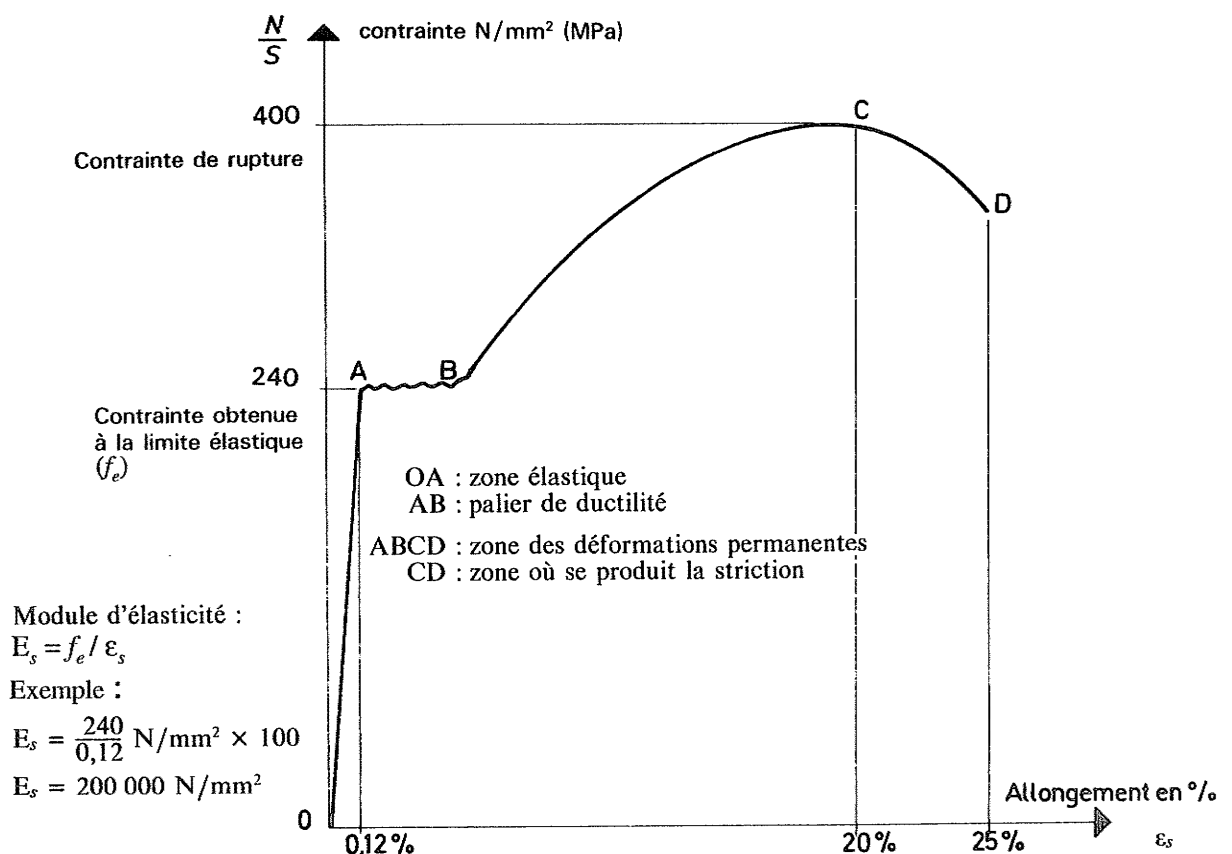


FIG. 3. – Diagramme de traction d'un acier de nuance douce.

3 Aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé

On distingue, en raison de leurs caractéristiques et suivant leurs utilisations :

- les ronds lisses
- les aciers à Haute Adhérence
 - barres H.A.
 - fils H.A.
 - treillis soudés

NOTA : • les barres à haute adhérence sont livrées en barres droites ;

- les fils à haute adhérence sont livrés en couronnes ou en barres ;
- les treillis soudés sont livrés en rouleaux ou en panneaux.

3.1 Ronds lisses

- **Forme de leur surface** : aucune aspérité, c'est pourquoi ces aciers sont appelés ronds lisses.

- **Mode de production** : les ronds lisses sont obtenus par laminage à chaud d'un acier doux.

- **Limite d'élasticité** : symbole « f_e ». (Observer les fig. 3 et 4).

Elle est de :

$f_e = 215$ MPa pour l'acier désigné Fe E 215

$f_e = 235$ MPa pour l'acier désigné Fe E 235

NOTA : La limite d'élasticité garantie « f_e » sert de base pour déterminer les contraintes de calcul (voir thème n° 5).

3.2 Aciers à haute adhérence (aciers H.A.)

- **Forme de leur surface** : elle présente des aspérités ou reliefs tels que verrous, crêneaux, nervures, etc., afin d'améliorer l'adhérence acier-béton.

- **Classement et mode de production**

On distingue 4 types d'aciers à haute adhérence :

TYPES D'ACIERS À HAUTE ADHÉRENCE

Type 1 : aciers « naturels ».

Les barres H.A. sont obtenues par laminage à chaud d'un acier « naturellement » dur. Les caractéristiques obtenues dépendent de la composition chimique de l'acier utilisé.

Remarque : il existe aussi des aciers de type 1 obtenus à partir d'un *acier doux* laminé à chaud puis soumis à un *traitement* (trempe et auto-revenu) qui augmente les caractères mécaniques : limite d'élasticité et résistance.

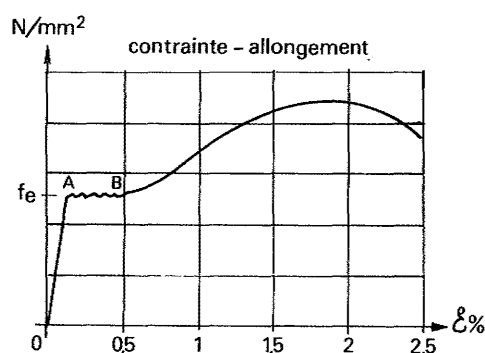


FIG. 4.
Avec palier de ductilité AB.
(Aciers naturels)

Type 2 : Aciers « écrouis » par torsion.

Les barres H.A. sont obtenues par laminage à chaud suivi d'un *écrouissage par torsion à froid sans réduction sensible de section*.

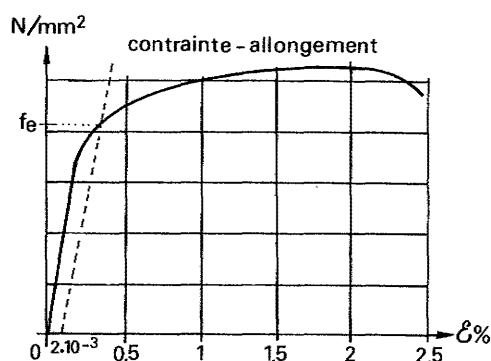


FIG. 5.
Sans palier de ductilité.
(Acier écroui : type 2)

Type 3 : Fils à haute adhérence.

Ce sont des aciers doux écrouis, obtenus par laminage à chaud suivi d'un *écrouissage par tréfilage et (ou) laminage à froid, avec réduction sensible de section*.

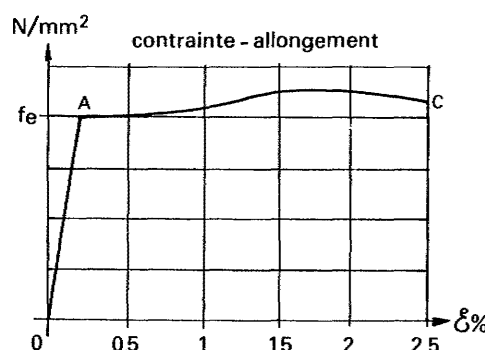


FIG. 6.
Avec palier de ductilité.
(Acier fortement écroui : type 3 ou 4)

Type 4 : Les treillis soudés sont obtenus à partir d'aciers doux écrouis par tréfilage. Les fils ou barres sont soudés mécaniquement pour former des mailles carrées ou rectangulaires.

3.3 Tableau des caractéristiques des aciers de bâtiment (N.F.A. 35 022)

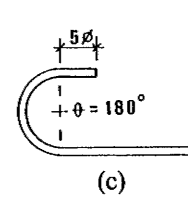
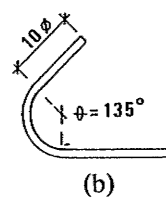
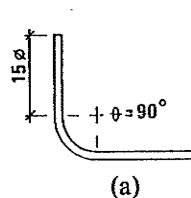
Aciers	Désignation	Limite d'élasticité fe (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	Fe E 215	215	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées	
	Fe E 235	235		
Aciers H.A.	Fe E 400	400	Tous travaux en Béton Armé	emploi très fréquent
	Fe E 500	500		emploi moins fréquent
Treillis soudés	T.S.L. (Lisses)	500	Emplois courants pour : - radiers - voiles - planchers - dallages	
	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		

Diamètres nominaux exprimés en millimètres

	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	8	9	10	12	14	16	20	25	32	40
Ronds lisses et barres H.A.							•		•		•	•	•	•	•	•	•	•
Fils tréfilés H.A.	•		•		•		•		•		•	•						
Treillis soudés	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•						

Types de crochets pour les ancrages par courbure (NF-P 02 016)

	Désignation	Angle	Longueur droite
a	Équerre	90°	15 Ø
b	Retour à 135°	135°	10 Ø
c	Crochet normal	180°	5 Ø



Nota : Voir les conditions de cintrage page 20.

3.4 Particularités des barres à haute adhérence

3.4.1 - Les aciers ci-après sont agréés par la « Commission française d'agrément et contrôle des aciers » pour la conformité de leurs caractéristiques.

Aciers soudables

Aciers non soudables

Nom du produit Nature Diamètres nominaux fournis	Formes de la section transversale et de la surface latérale		Nom du produit Nature Diamètres nominaux fournis	Formes de la section transversale et de la surface latérale	
ALPAS* Acier naturellement dur Ø 8 - 10 - 12 - 14 16 - 20 - 25 - 32			BRETEUIL DN Acier naturellement dur Ø 8 - 10 - 12 - 14 16 - 20 - 25		
NERSAM S* Acier naturellement dur Ø 6 - 8 - 10 - 12 - 14 16 - 20 - 25 - 32			CREFOB Acier naturellement dur Ø 10 - 12 - 14 16 - 20 - 25		
TOR Acier doux écroui Ø 6 - 8 - 10 - 12 - 14 16 - 20 - 25 - 32 - 40			NERVEX Acier naturellement dur Ø 6 - 8 - 10 - 12 14 - 16 - 20 - 25		
TORSID Acier doux traité thermiquement Ø 8 et 10 (agrément demandé) 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40			Caractères d'adhérence Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$ Coefficient de scellement : $\psi = 1,5$		
TORFIL Acier doux écroui Ø 5 - 6 - 8 - 10					

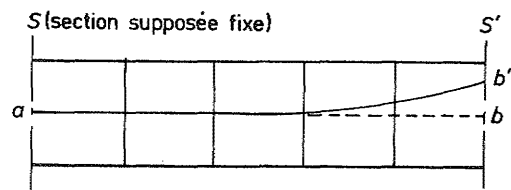
3.4.2 - Écrouissage des aciers

3.4.2.1 - But de ce traitement

Il consiste à modifier les caractéristiques mécaniques d'un acier de nuance généralement douce, sans modification de sa composition, soit par :

- une torsion (fig. 7) ;
- une traction ;
- une torsion et une traction.

FIG. 7a.



Fibre *ab* avant torsion
Fibre *ab'* après torsion

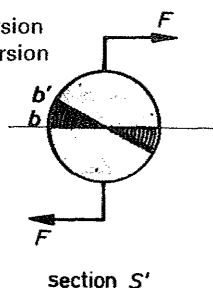


FIG. 7b. – Couple de torsion *F*.

Les contraintes exercées sont plus fortes sur le contour extérieur de la section. L'écrouissage par torsion est plus efficace pour les petits diamètres.

3.4.2.2 - Effets de la torsion

Il conduit à une excellente homogénéisation des propriétés mécaniques pour les barres de section circulaire.

Le graphique traction-allongement d'une barre en acier doux Thomas, obtenu avec torsion, permet de constater (fig. 8) que :

- le palier de ductilité disparaît ;
- la limite élastique passe de 240 N/mm² à 400 N/mm² au moins ;
- la contrainte de rupture atteint 500 N/mm² ;
- l'allongement de rupture diminue en restant supérieur à 14 %.

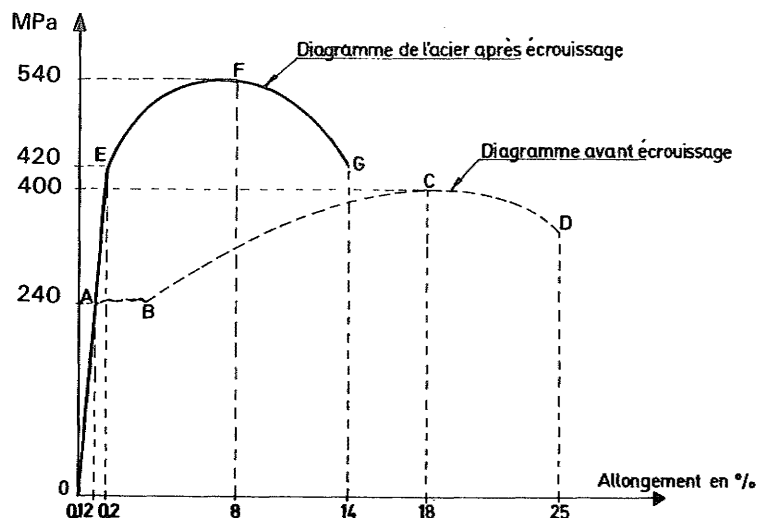


FIG. 8. – Diagramme d'écrouissage d'un acier de nuance douce (écrouissage par torsion).

4 Les fiches d'identification

Chaque type d'armature à haute adhérence fait l'objet d'une fiche d'identification délivrée au producteur et qui comporte entre autres :

- la classe de l'acier ;
- la nature de l'acier ;
- les caractères géométriques des sections (paramètres définissant la forme de la section) ;

- les caractères d'adhérence ;
- les caractéristiques mécaniques garanties ;
- les recommandations d'emploi ; les conditions de cintrage, de façonnage, de soudage.

Exemple de recommandations d'emploi portées sur une fiche d'identification pour les aciers ci-après :

CONDITIONS DE CINTRAGE (voir suite page 22) :

Sous réserve du respect de la condition de non écrasement du béton, les diamètres minimaux des mandrins de cintrage sont ceux indiqués au tableau ci-dessous :

DIAMÈTRE NOMINAL (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40	50	56
DIAMÈTRE MINIMAL DES MANDRINS DE CINTRAGE (mm)												
CADRES ÉTRIERS ÉPINGLES	Fe E 400	20	30	40	50	70	100					
	Fe E 500	40	50	70	70	100	150					
ANCRAGES		70	70	100	100	150	150	200	250	300	400	500
COUDES				150	200	200	250	300	400	500	500	

Aciers en barres (NF-P 02 016)

Ø	POIDS THÉORIQUE kg/ml	POIDS BARRE 12 m kg
6	0.222	2.7
8	0.395	4.7
10	0.617	7.4
12	0.888	10.7
14	1.208	14.5
16	1.578	18.9
20	2.466	29.6
25	3.854	46.2
32	6.313	75.8
40	9.864	118.4
50	15.413	185.0
56	19.235	232.0

N.B. : – Voir également le tableau de nomenclature, page 165.

- Les aciers à haute adhérence sont désignés par le symbole HA.
- Les schémas de façonnage définissent les formes et les cotes de fabrication, à l'exception des rayons de cintrage.

ARMATURES PRÊTES À L'EMPLOI POUR LE BÉTON (exemples indicatifs)

FONDACTIONS

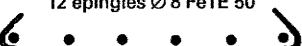
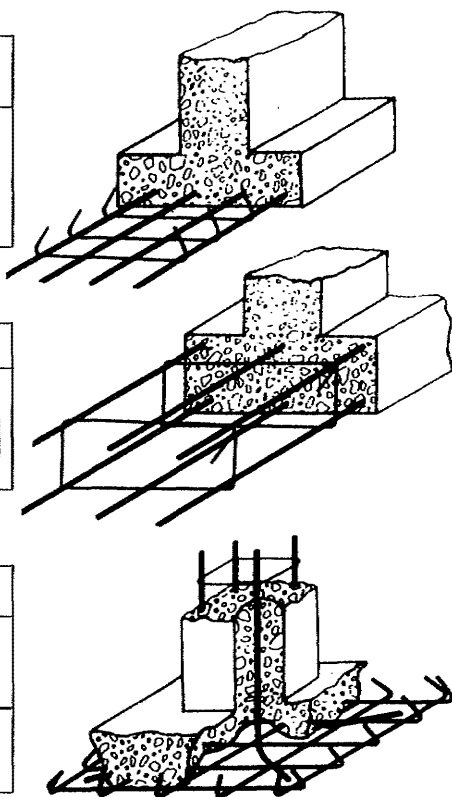
description élément de 6 mètres
4 aciers filants Ø 7 FeTE 50 16 épingles Ø 7 HA e = 35 cm



élément de 6 mètres
6 aciers filants Ø 7 FeTE 50 14 cadres Ø 4 FeTE 50 e = 40 cm



élément unitaire
10 épingles Ø 7 FeTE 50
12 épingles Ø 8 FeTE 50

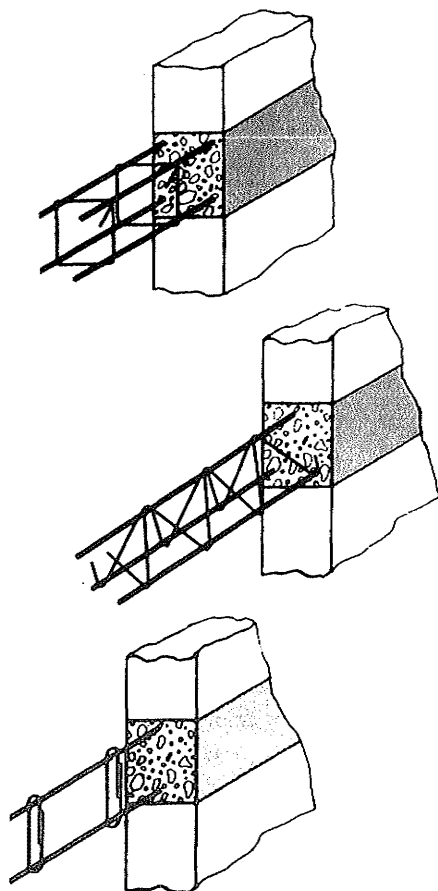




CHAÎNAGES

description élément de 6 mètres
2 aciers filants Ø 10 FeE 40 e = 40 cm 14 étriers Ø 4 FeTE50
2 aciers filants Ø 10 FeE 40 14 barrettes Ø 4 FeTE 50 e = 40 cm
3 aciers filants Ø 8 FeTE 50 2 sinusoides Ø 4 TL FeTE 50 pas 20 cm
4 aciers filants Ø 7 FeTE 50 14 cadres Ø 4 FeTE 50 e = 40 cm





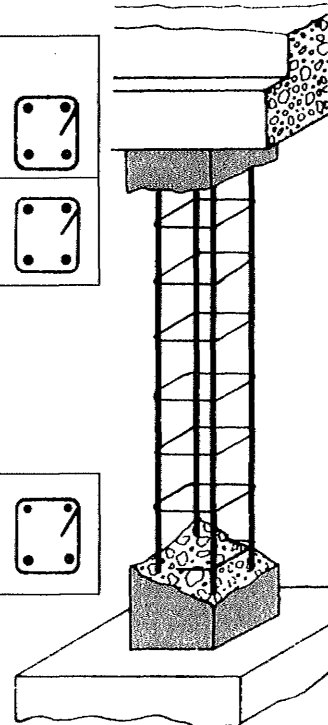


POTEAUX

description élément 3,10 m - P 6 m - LP
4 aciers filants Ø 10 HA FeE 40 7 cadres Ø 5 FeTE 50 e = 15 cm



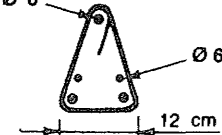

4 aciers filants Ø 8 HA FeE 40 28 cadres Ø 5 FeTE 50 e = 20 cm
--

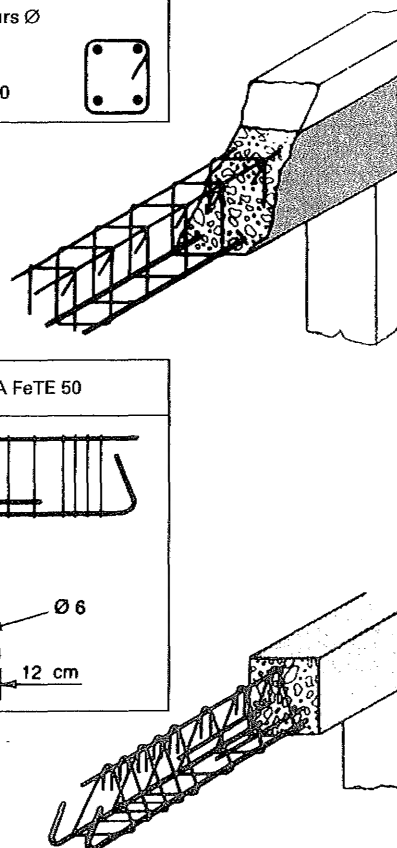



LINTEAUX

description élément de 6 mètres
2 aciers filants supérieurs Ø 5 HA 2 aciers filants inférieurs Ø 10 HA FeE 40 55 cadres R FeTE 50



tous aciers HA FeTE 50
 

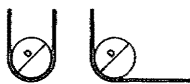
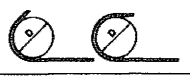


Nota : les charges admissibles par mètre sont indiquées sur le catalogue pour chaque montage.

(Extrait documentation Fabricant Arméton.)

POUTRES et linteaux surchargés

Nota : Fabrication grandes longueurs jusqu'à 8,50 mètres

Façonnage		Étriers et cadres : Exemple : pour un acier Ø 10 mm il faut un mandrin de 40 mm de Ø.
		Ancrages : toute disposition d'ancrage d'extrémité par courbure.
		Coudes : changement de direction de l'armature, barre relevée.

Le façonnage s'effectue à l'aide de **cintruses** :

- **traditionnelles**, à simple ou double levier, actionnées manuellement ;
- **électriques** pour le façonnage en série des cadres et étriers et celui des ancrages ou des coudes des barres de gros diamètres.

• **Règles pratiques :** Le rayon de courbure, à l'intérieur du crochet, est de :

$$\left. \begin{array}{l} r \approx 2 \varnothing \text{ pour les cadres et étriers} \\ r \approx 5 \varnothing \text{ pour les ancrages} \end{array} \right\} \text{ pour les aciers à haute adhérence (H.A.)}$$

• **Remarques :** a) On prend $r = 2,5 \varnothing$ pour les ancrages des ronds lisses.

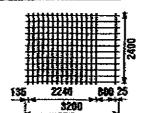
b) Le rayon à l'intérieur de la courbure correspond au rayon du mandrin de cintrage.

c) Les ancrages courants dans les cas des poutres (crochet normal, retour d'équerre, crochet 120° et 135° ancrage à double coude), sont représentés p. 19 et p. 166.

TABLEAU DES TREILLIS SOUDÉS: PRODUITS STANDARD

TREILLIS DE STRUCTURE (NFA 35-016)										
Désignation ADETS	Section S cm²/m	S cm²/m	E mm	D mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale kg/m²	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m²	Masse 1 rouleau ou 1 panneau kg
ST 10	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
ST 20	1,89	1,88 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81
ST 25	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
ST 30	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	3,236	14,40	46,46
ST 35	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
ST 45	4,24	4,24 1,68	150 300	9 8	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	4,643	14,40	66,86
ST 50	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
ST 60	6,36	6,36 2,51	100 200	9 8	100/100 50/50	24 30	6,00 2,40	6,965	14,40	100,3
ST 25 C	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
ST 40 C	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
ST 65 C	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

Les colisages sont propres à chaque membre de l'ADETS. Chaque colis est fermé par des liens qui ne sont en aucun cas prévus pour la manutention.

TREILLIS ANTIFISSURATION (NFA 35-024)										
Désignation ADETS	Section S cm²/m	S cm²/m	E mm	D mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale kg/m²	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m²	Masse 1 rouleau ou 1 panneau kg
RAF R	0,80	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
PAF R	0,80	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
RAF C	0,80	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
PAF C	0,80	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
PAF V	0,99	0,80 0,99	200 160	4,5 4,5	135/25 100/100	12 16			7,68	9,60

* Rouleaux : diamètre extérieur minimal autorisé = 500 mm.

5 Treillis soudés

5.1 Ils peuvent être formés soit :

- de fils bruts de tréfilage ;
- de fils tréfilés à haute adhérence.

Les fils sont assemblés par soudure pour constituer des mailles carrées ou rectangulaires.

5.2 Les treillis soudés se présentent :

- en rouleaux ($\varnothing \leq 5$ mm) (fig. 12) ;

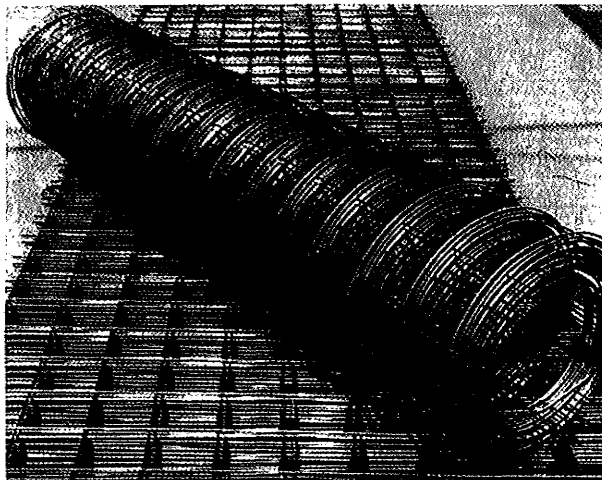


FIG. 12. – Rouleaux et panneaux.

- en panneaux ($\varnothing \leq 12$ mm).

Les espacements entre axes des fils exprimés en millimètres peuvent prendre les valeurs ci-après (fig. 13 à 15) :

- pour les **fils porteurs** : 75, 100, 125, 150, 200 ;
- pour les **fils de répartition** : 50, 100, 150, 200, 250, 300.

L : Longueur du panneau
e : Largeur du panneau
D : Diamètre fil le plus long
d : Diamètre fil le plus court
E : Espacement fil le plus long
e : Espacement fil le plus court

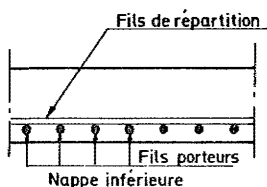
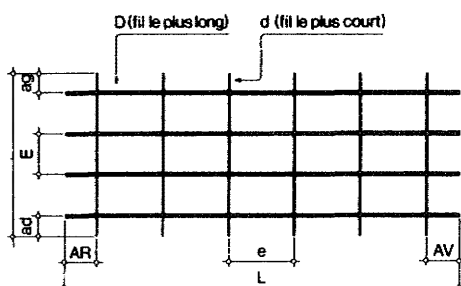
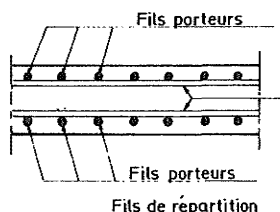


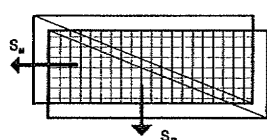
FIG. 14.



Nappe inférieure et nappe supérieure.
FIG. 15.

Exemple : dalle sur appui intermédiaire nécessitant des chapeaux.

Exemple d'utilisation : Panneaux P_1 et P_2 superposés parallèlement.
Les sections S_1 ; s_1 ; S_2 ; s_2 sont en cm^2/m .



$$P_1 \begin{cases} S_1 \\ s_1 \end{cases} \quad P_2 \begin{cases} S_2 \\ s_2 \end{cases} \quad \begin{cases} S_M = S_1 + S_2 \\ s_M = s_1 + s_2 \end{cases}$$

5.3 Caractéristiques des treillis soudés

5.3.1 - Treillis soudés lisses (symbole T.S.L.)

- Limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa
- Résistance à la rupture $\sigma_r = 550$ MPa
- Allongement de rupture $\epsilon_s = 8\%$
- Caractère d'adhérence $\eta = 1$
- Coefficient de scellement $\psi_s = 1$
- Diamètres courants 3,5 mm à 9 mm

5.3.2 - Treillis soudés à haute adhérence (Symbole T.S.H.A.)

Ils se différencient des T.S.L. par :

- Caractère d'adhérence :
 $\eta = 1,3$ pour $\varnothing < 6$ mm
 $\eta = 1,6$ pour $\varnothing \geq 6$ mm
- Coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$

Nota : les valeurs de f_e , σ_r , ϵ_s sont les mêmes que les T.S.L.

5.3.3 - Ancrages rectilignes pour T.S.L. et T.S.H.A.

- L'ancrage total est assuré si la longueur de recouvrement comprend :
 - 3 soudures pour fils porteurs
 - 2 soudures pour fils de répartition.

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

l_s : longueur de recouvrement

f_{c28} : résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours.

5.4 EXEMPLES DE MISE EN ŒUVRE DES TREILLIS SOUDÉS

UTILISATION	PRODUITS (page 22)
Dallage à usage d'habitation	PAF R PAF V ST 10 RAF C – RAF R
Voile	PAF V ST 10
Plancher poutrelles hourdis (Table de compression)	ST 10 PAF C / PAF R RAF C / RAF R
Dalle béton armé	Tous panneaux de structure (ST)
Réservoir type station d'épuration	ST 65 C ST 60
Autres applications	Tous treillis de structure (ST)

6. Tôles découpées et étirées (fig. 16-17)

Elles s'obtiennent par découpage incomplet, dans une tôle d'acier, de lanières parallèles. Après étirage, chaque maille a la forme d'un losange.

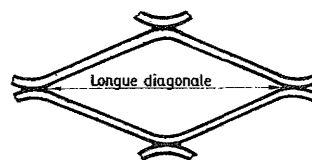


FIG. 16. – Maille d'une tôle découpée et étirée.

Le domaine d'emploi est généralement le même que celui des treillis soudés.

On peut reprocher à ce type d'armature les arêtes vives des lanières qui permettent un certain cisaillement du béton et un enrobage plus difficile qu'avec les treillis soudés.

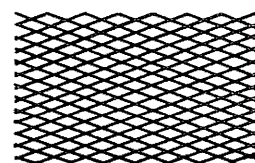
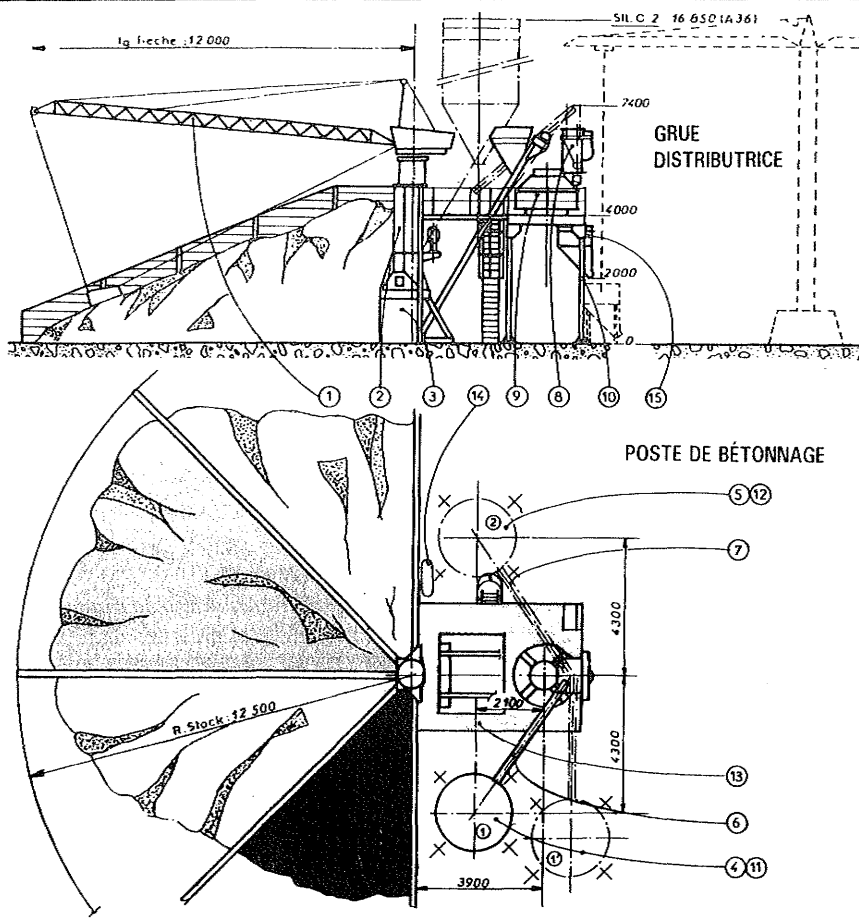


FIG. 17. – Tôle découpée et étirée.



- CARACTÉRISTIQUES**
- * Installation type « extérieure »
 - * Production maximale à 40 g/h - 20 cm³/h
 - * Stockage granulats (total) 400 m³
 - * Stockage ciment : 1 silo 26 à 43 m³
2 silos maxi 86 m³
 - * Pesage : précision ordinaire.
 - * Dosage de l'eau : par compteur.
 - * Commande électropneumatique des casques.
 - * Puissance installée : 45/50 Ch.
 - * Plan de pose malaxeur (A1) 4,00 m.
 - * Vidange béton :
 - directement sous malaxeur niveau : + 3,70 m.
 - dans trémie à béton : + 2,00 m.

COMPOSITION DE BASE

REP	DÉSIGNATION
1	SCRAPAGE GRANULATS
2	Dragline
3	STOCK ET PESAGE GRANULATS
4	Mur de stockage EP
5	Poste de pesage PO/EP
6	STOCK, TRANSP. PES. CIMENT
7	Silo 1 - 1'
8	Silo 2 -
9	Vis 1 = 40° - lg : 6,50 m
10	Vis 2 = 30° - lg : 5,50 m
11	Bascule à cadran PO/EP
12	MALAXAGE
13	Malaxeur production 1/2 m ³ avec skip d'alimentation 1 orifice de vidange SOV 1.
14	CHARPENTES
15	Support malaxeur hauteur : 4,00 m.
16	Rehausse silo 1 et 1' hauteur : 2,50 m
17	Rehausse silo 2. hauteur : 4,00 m.
18	Plateforme d'accès dragline
19	ACCESSOIRES
20	Groupe compresseur.
21	Trémie béton.

COUVROT LAINÉ

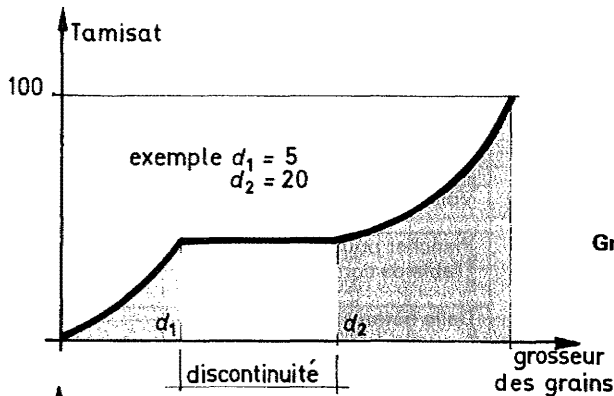


FIG. 2. Granularité discontinue.

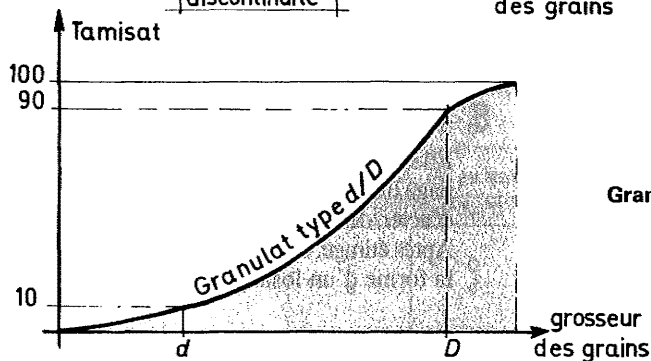
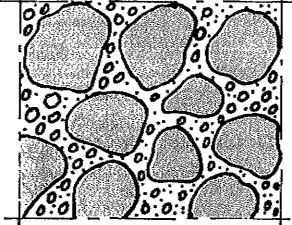


FIG. 3. Granularité continue.

Granularité discontinue

exemple sable 0/5
graviers 20/25



Granularité continue

0 à 25 mm

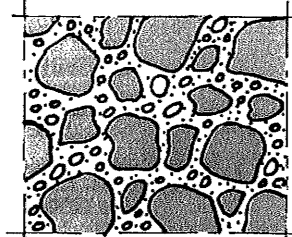
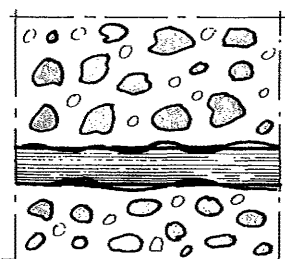


FIG. 1. Granularités.



Béton armé à compacité faible
(structure peu serrée).
L'acier est mal enrobé et se
trouve attaqué.

Structure serrée.
Bonne compacité.
Les aciers sont protégés.

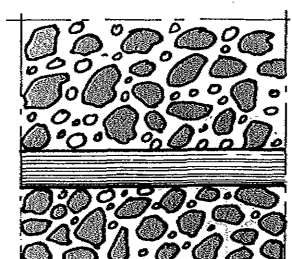


FIG. 4.

3. LE BÉTON

Le béton est préparé soit sur le chantier, soit en centrale à béton.

C'est un mélange de :

- pâte pure (ciment + eau + air) ;
- granulats (sables, gravillons et plus rarement pierres cassées) ;
- produits d'addition éventuels (adjuvants).

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Pourcentage en volume absolu	18 à 28	1 à 6	7 à 14	60 à 78

1 Composants du béton (Rappel, voir tome « Travaux de maçonnerie et finitions » :

Propriétés requises des granulats.)

1.1 Granulats	naturels	→ inertes
	roulés	→ résistants à la compression
	(granulats de rivière)	→ résistants à l'usure
		→ résistants au cisaillement
		→ ingélifs
	siliceux (ou, et) calcaires durs	→ de surface propre et adhérente
		→ de faible porosité
	(traités en carrière) concassés	→ de forme favorisant la mise en œuvre et la compacité
	artificiels	→ de couleur suivant les effets architecturaux recherchés (béton clair)

1.1.1 - Tableau de classement des granulats (NF P 18-101)

Appellation	Sable	Gravillons	Cailloux et pierres cassées
Les catégories de grains sont classées en utilisant des tamis à mailles carrées*	Fins : 0,080 à 0,315	Petits : 5 à 8	Petits : 20 à 31,5
	Moyens : 0,315 à 1,25	Moyens : 8 à 12,5	Moyens : 31,5 à 50
	Gros : 1,25 à 5	Gros : 12,5 à 20	Gros : 50 à 80

* Dimensions des mailles carrées des tamis exprimées en millimètres.

Exemple : une maille de 12,5 mm correspond à un diamètre de 16 mm.

Remarque : Les éléments très fins tels que : fines, farines, fillers sont < 0,08 mm.

1.1.2 - Granularité continue ou discontinue (fig. 1, 2 et 3)

Granularité continue : presque toutes les grosseurs de grains sont présentes, la mise en place du béton est généralement facile mais le dosage en liant est souvent plus élevé pour obtenir une même résistance qu'avec un béton à granularité discontinue.

Granularité discontinue : c'est la plus fréquemment rencontrée. Toutes les grosseurs de grains ne sont pas présentes ; les petits grains se logent entre les plus gros sans les écarter.

But recherché : en pratique, il faut souvent utiliser les granulats de la région. La compacité maximale du béton, obtenue avec le minimum de liant, en vue d'obtenir une résistance donnée, est l'objectif essentiel, que ce soit avec une granularité continue ou discontinue.

1.2 Les liants hydrauliques : ciments courants

Les liants hydrauliques sont des produits ayant la propriété de durcir au contact de l'eau, et qui, après durcissement, conservent leur résistance et leur stabilité même sous l'eau.

LES TYPES DE CEMENTS

Ce sont des matériaux qui font l'objet de fabrications industrielles et de contrôles garantissant leur conformité aux normes.

La conformité est attestée par la marque « NF – liants hydrauliques ».

Les ciments les plus usuels font l'objet de la norme NF P 15-301 « Liants hydrauliques CEMENTS COURANTS, composition, spécifications et critères de conformité » ; ils sont subdivisés en cinq types selon la nature et la proportion des constituants (voir détails page 38).

Ciments Portland	CPA-CEM I
Ciments Portland composés	CPJ-CEM II/A ou B
Ciments de haut-fourneau	CHF-CEM III/A ou B CLK-CEM III/C
Ciments pouzzolaniques	CPZ-CEM IV/A ou B
Ciments au laitier et aux cendres	CLC-CEM V/A ou B

Les lettres A, B, C, fournissent une information sur la proportion de constituants autres que le clinker.

Constituants des ciments

- Le **clinker Portland** (symbole **K**), est obtenu par cuisson d'un mélange de calcaire (80 %) et d'argile (20 %). Ce constituant entre dans la composition de tous les ciments.
- Laitier granulé de haut-fourneau (symbole : **S**).
- Pouzzolanes naturelles (symbole : **Z**).
- Cendres volantes siliceuses (symbole : **V**).
- Cendres volantes calciques (symbole : **W**).
- Schistes calcinés (symbole : **T**).
- Calcaires obtenus par broyage fin (symbole : **L**).
- Fumées de silice (symbole : **D**).

Constituants secondaires

Ce sont des fillers obtenus par broyage fin de matières minérales, naturelles ou artificielles ou des constituants nommés ci-dessus.

La proportion des constituants secondaires ne doit pas dépasser 5 % en masse.

1.3 L'eau

Elle sert à :

- l'hydratation du liant et au mouillage des granulats ;
- la plasticité requise du béton pour sa mise en œuvre.

L'eau doit être propre :

- sans matière en suspension au-delà de 2 g/l ;
- sans sels dissous au-delà de : 15 g/l.

2 Qualités essentielles

2.1 L'ouvrabilité

C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité. Sur le plan pratique, cela se traduit par la facilité :

- de mise en œuvre dans les coffrages ;
- d'enrobage des aciers ;
- d'obtention d'un parement brut acceptable, qu'il soit dans le plan horizontal ou vertical.

La condition d'ouvrabilité est fixée par la plasticité du béton.

LES CLASSES DE RÉSISTANCE

Les ciments sont répartis en trois classes, 32,5 – 42,5 – 52,5, définies par la valeur minimale de la résistance normale du ciment à 28 jours.

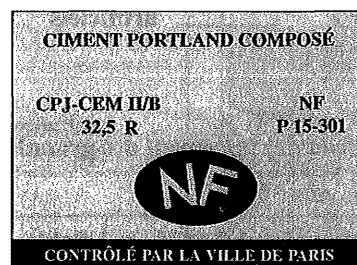
La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique à la compression mesurée à 28 jours conformément à la norme NF EN 196-1 et exprimée en N/mm² (1 N/mm² = 1 MPa = 10 daN/cm² = 10 bars).

Désignation de la classe	Résistances à la compression		
	à 2 jours	à 28 jours	
	Limite inférieure	Limite inférieure	Limite supérieure
32,5 32,5 R	≥ 13,5	≥ 32,5	≤ 52,5
42,5 42,5 R	≥ 12,5 ≥ 20	≥ 42,5	≤ 62,5
52,5 52,5 R	≥ 20 ≥ 30	≥ 52,5	-

La classe R correspond à une résistance au jeune âge plus élevée que la classe normale correspondante.

EXEMPLE 1 : Un ciment Portland de classe de résistance 42,5 ayant une résistance élevée au jeune âge, est identifié par : **ciment CPA-CEM I 42,5 R**

EXEMPLE 2 : Un ciment Portland composé, contenant de 65 à 79 % de clinker, de classe 32,5 ayant une résistance ordinaire au jeune âge, est identifié par : **ciment CPJ-CEM II/B 32,5**



Autres symboles pour propriétés caractéristiques

PM : ciments pour travaux à la mer (Prise Mer)

ES : ciments pour travaux en eaux à hautes teneurs en sulfate (Eaux Sulfatées)

CP2 : ciments à sulfures limités

Exemple de désignation :

CPJ-CEM II 32,5 PM ES

2.1.1 - Comment évaluer la plasticité ? Quels essais ?

2.1.1.1 - Affaissement au cône d'Abrams (fig. 5 et 6).

Matériel :

Moule tronconique en tôle de 20 cm de diamètre à la base, de 10 cm de diamètre en partie haute, de 30 cm de hauteur.

Portique avec réglette coulissante permettant après démoulage de mesurer l'affaissement.

Tige de piquage de 16 mm de diamètre.

Mode opératoire :

Le remplissage du moule s'effectue en quatre couches piquées avec la tige à raison de 25 coups par couche.

Le moule est ensuite soulevé verticalement sans secousses et on mesure l'affaissement.

Appréciation de la consistance du béton :

Affaissement	Béton	Mise en œuvre
0 à 2 cm	Très ferme	Vibration puissante
3 à 5 cm	Ferme	Bonne vibration
6 à 9 cm	Plastique	Vibration courante
10 à 13 cm	Mou	Piquage
10 à 14 cm	Très mou	Léger piquage

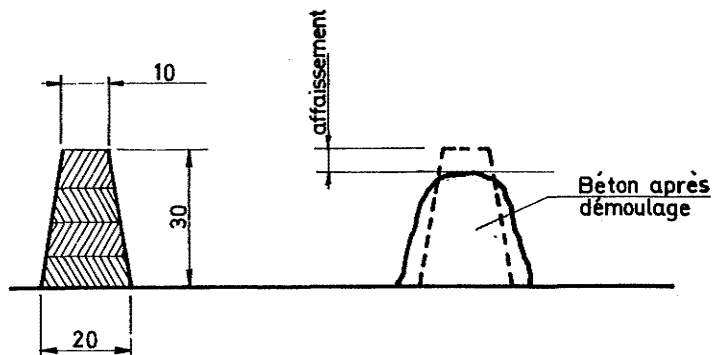


FIG. 5. – Essai au cône d'Abrams.
Le moule est rempli en quatre fois.

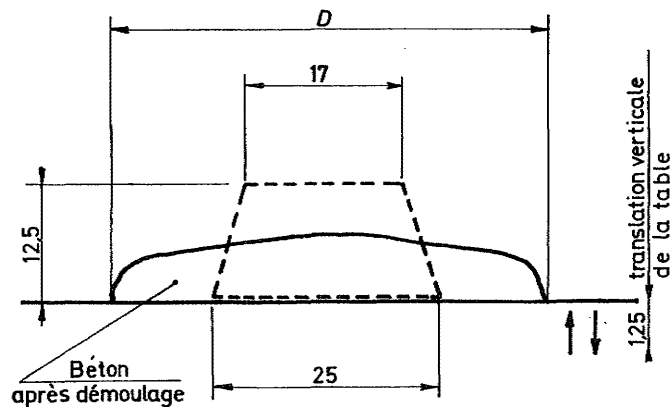


FIG. 7. – Table à secousses
(Flow-test).

2.1.1.2 - Étalement à la table à secousses (fig. 7 et 8).

Matériel :

Tronc de cône en tôle :

- diamètre à la base : 25 cm ;
- diamètre en partie haute : 17 cm ;
- hauteur : 12,5 cm.

Table qui imprime des secousses à l'aide d'une came.

Mode opératoire :

On soumet le béton démoulé à une série de 15 secousses et on mesure le diamètre après étalement du béton.

Appréciation de la consistance en fonction du rapport d'augmentation du diamètre :

Béton	Rapport d'étalement
Très ferme	1,1 à 1,3
Ferme	1,3 à 1,5
Plastique	1,5 à 1,7
Mou	1,7 à 2

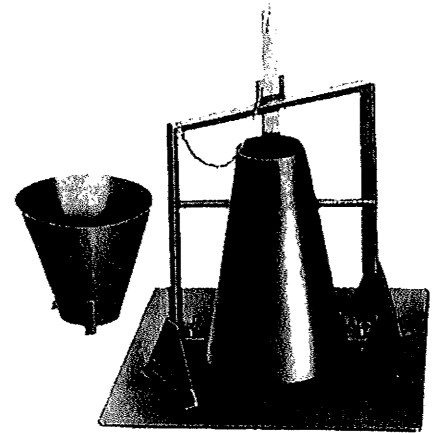


FIG. 6. – Cône d'Abrams.

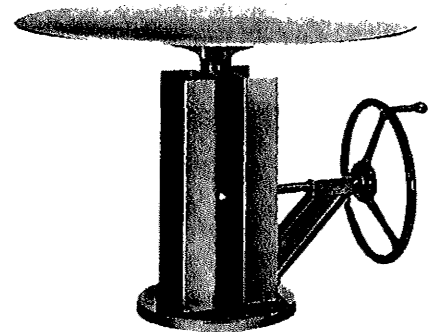


FIG. 8. – Table à secousses.

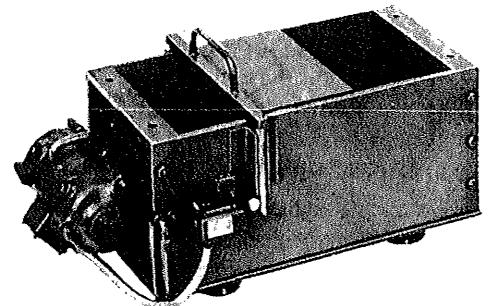


FIG. 9. – Maniabilimètre L.C.P.C.
(Documents Tonindustrie-France.)

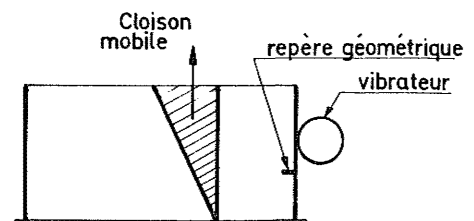


FIG. 10.

2.1.1.3 - Essai au maniabilimètre L.C.P.C. (Laboratoire des Ponts et Chaussées) (fig. 9 et 10).

Matériel

	Largeur	Hauteur	Longueur
Cuve métal	30 cm	30 cm	60 cm

Une paroi triangulaire mobile sépare la cuve.

Mode opératoire :

On remplit une partie de la cuve avec du béton, on soulève la paroi mobile et le béton est vibré. Le béton s'écoule dans la cuve et doit atteindre un trait repère.

Interprétation :

On mesure le temps de vibration $10 \leq t \leq 20$ secondes.

2.1.1.4 - Test C.E.S. (Centre d'essais des structures)

Matériel :

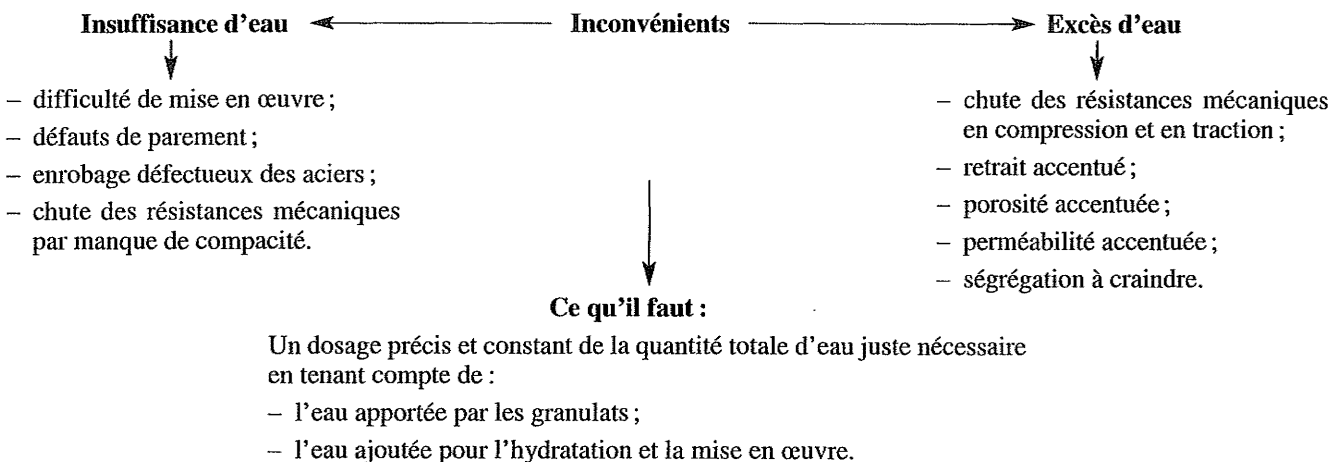
Moule cubique de 20 cm d'arête avec une face vitrée et, à 2 cm de cette vitre, une armature est disposée (treillis à mailles irrégulières) (fig. 11).

Table à secousses.

Interprétation :

On compte le nombre de coups nécessaires pour obtenir un remplissage complet du parement pour définir l'ouvrabilité.

2.1.2 - Problème pratique : dosage en eau



2.1.2.1 - Comment déterminer la teneur en eau des granulats ?

Par brûlage à l'alcool.

Les granulats humides sont pesés avant brûlage (soit P_1 la masse correspondante), et ils sont pesés après brûlage à l'alcool (soit P_2 la masse des granulats secs).

La teneur en eau en pourcentage s'obtient par :

$$e \% = \frac{P_1 - P_2}{P_2} \times 100$$

Exemple : $P_1 = 1\,404$ g.

$P_2 = 1\,342$ g.

$$e \% = \frac{1\,404 - 1\,342}{1\,342} \times 100 = 4,61 \%$$

si bien qu'au lieu de 100 kg de granulats, il faut mesurer une masse de 104,6 kg pour avoir les 100 kg de granulats secs.

Par mesure de la résistance électrique du sable mouillé.

La résistance électrique diminue en fonction de la teneur en eau.

Par utilisation de sondes capacitatives : il s'agit de réaliser un condensateur dont l'élément isolant est constitué par le granulat humide et de mesurer les variations.

Par sondes à neutrons : la plus ou moins grande quantité d'eau a pour effet de provoquer un ralentissement des neutrons rapides.

2.1.2.2 - Comment contrôler et régler le dosage en eau à la fabrication ?

Principe :

La puissance électrique absorbée lors du malaxage est d'autant moins élevée que le béton est plus fluide.

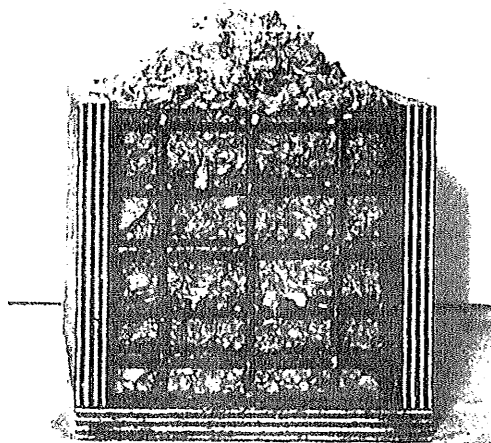


FIG. 11. - Étude de l'ouvrabilité.
Test C.E.S.

Moyen :

Il suffit, en conséquence, d'enregistrer et d'interpréter la courbe représentative de la puissance absorbée.

Ce procédé permet un contrôle très efficace de la fabrication du béton, ce qui n'exclut pas l'usage du maniabilimètre ou du cône d'Abrams.

2.2 La résistance

Il s'agit surtout de la résistance à la compression mais également à la traction.

2.2.1 - Comment s'effectuent les essais et mesures ?

2.2.1.1 - Résistance en compression, désignée par f_{c28} (résistance en compression à 28 jours) (fig. 12 et 13).

Elle se mesure par compression axiale de cylindres de béton dont la hauteur est double du diamètre ($\varnothing = 15,96$ cm). La section est de 200 cm².

2.2.1.2 - Résistance en traction, désignée par f_{t28} (résistance en traction à 28 jours).

Elle peut être évaluée par :

- **traction directe** sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction ;
- **traction par fendage** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai brésilien) (fig. 14) ;
- **traction-flexion** à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4 a » reposant sur 2 appuis horizontaux et soumise à la flexion (éprouvette de 7 cm × 7 cm × 28 cm) (fig. 15 et 16).

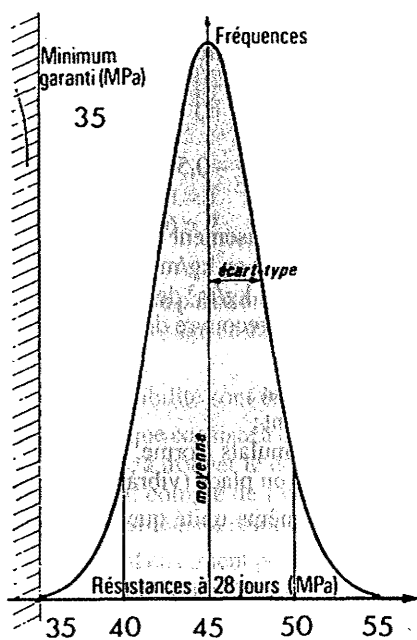


FIG. 12. – Résistances statistiques moyennes d'un CPJ 45.

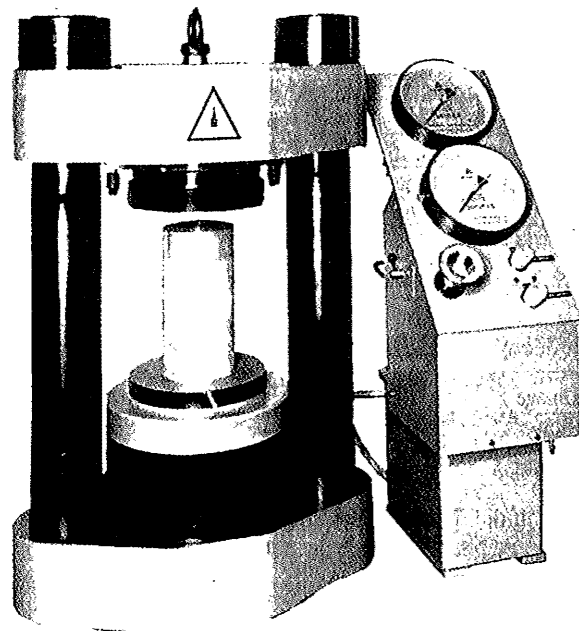


FIG. 12 bis. – Presse de compression.
(Document Tonindustrie-France.)

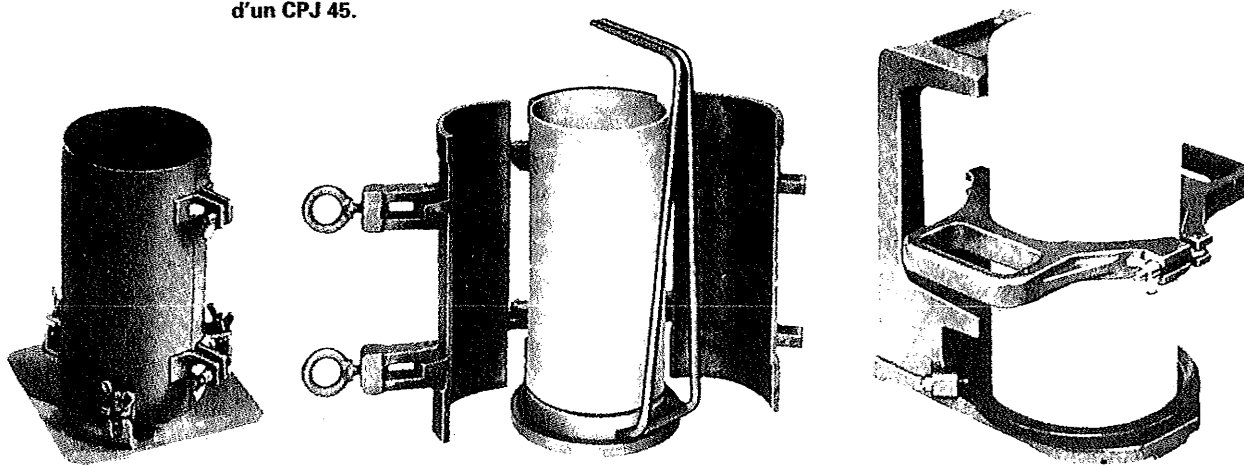


FIG. 13. – Moules cylindriques.
(Document Tonindustrie-France.)

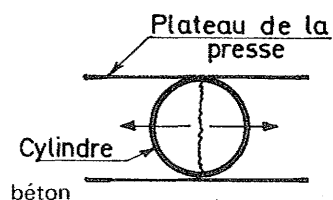


FIG. 14. – Essai brésilien.
Traction.

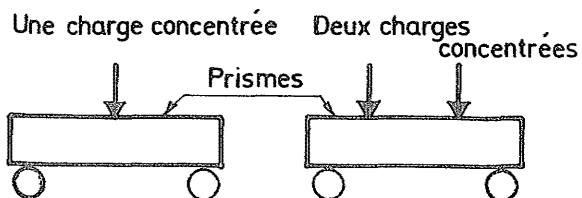


FIG. 15. – Traction-flexion.

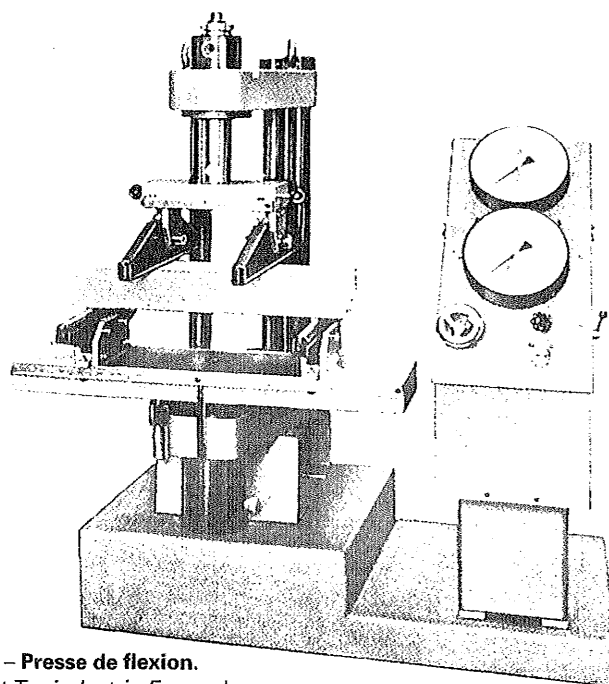


FIG. 16. – Presse de flexion.
(Document Tonindustrie-France.)

2.2.2 - Quels sont les facteurs qui font varier la résistance ?

2.2.2.1 - La classe du ciment

		Valeurs garanties des résistances					
Classes		32,5	32,5 R	42,5	42,5 R	52,5	52,5 R
Échéance	2 jours	-	12,0	10,0	18,0	18,0	28,0
	7 jours	17,5	-	-	-	-	-
	28 jours	30,0	30,0	40,0	40,0	50,0	50,0

2.2.2.2 - Le dosage en ciment et en eau (fig. 17 à 21)

La résistance croît en même temps que le dosage en ciment et décroît avec le dosage en eau.

Dosage	Conséquence	Plasticité	Résistance
Eau		→	→
Ciment			→

Formulons la remarque simple : la résistance obtenue est d'autant plus forte que la pâte (ciment + eau) est moins diluée.

Résistance à la compression. La valeur 1,0 est la résistance optimale de référence d'un béton plein.

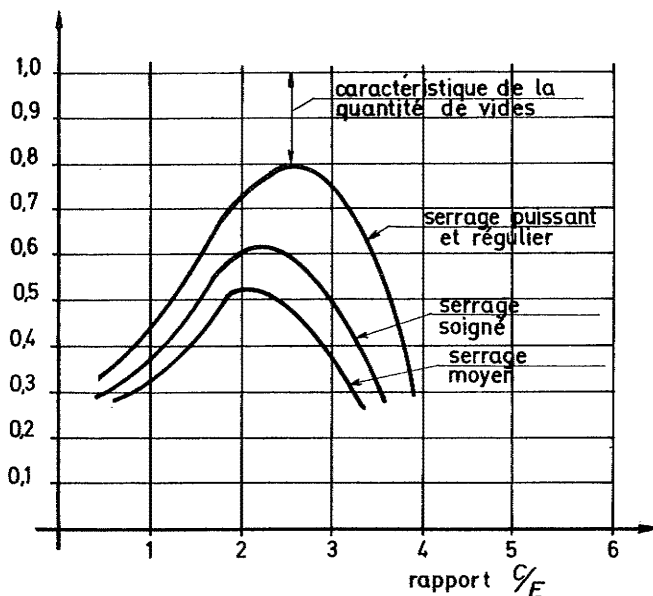


FIG. 17. - Variation de la résistance en fonction du rapport C/E et de la compacité.

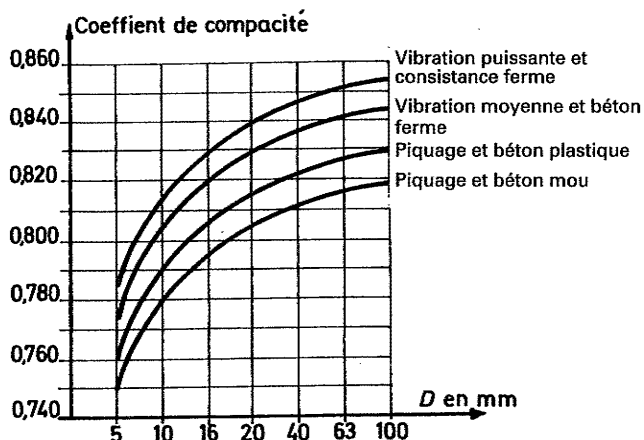


FIG. 19. - Compacité en fonction de la vibration et de la consistance au diamètre maximal des granulats.

Le rapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}} = \frac{C \text{ (en masse)}}{E \text{ (en masse)}}$ est pris comme facteur

global et il permet, d'après Bolomey d'exprimer la valeur de la résistance par une fonction linéaire et croissante.

Formule de Bolomey :

$$R = K \left[\frac{C}{E} - 0,50 \right]$$

R est la résistance à l'écrasement en daN/cm².

C est le dosage en ciment en kg/m³ de béton.

E est le dosage en eau en kg/m³ de béton.

K est un coefficient qui recouvre de nombreux paramètres tels que :

- nature du ciment ;
- classe du ciment ;
- qualité des granulats (forme, résistance, etc.) ;
- mode de mise en place (vibration ou non).

Il s'exprime avec la même unité que R en daN/cm², 0,50 est une constante.

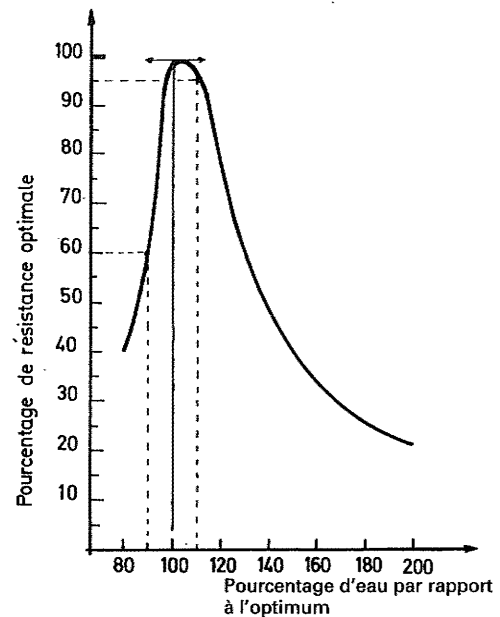


FIG. 18. - À serrage égal, une diminution d'eau par rapport à l'optimum fait chuter les résistances davantage qu'une augmentation de la même quantité d'eau.

Exemple : 10 % d'eau de moins font chuter la résistance de 40 % ; 10 % d'eau de plus font chuter la résistance de seulement 5 %.

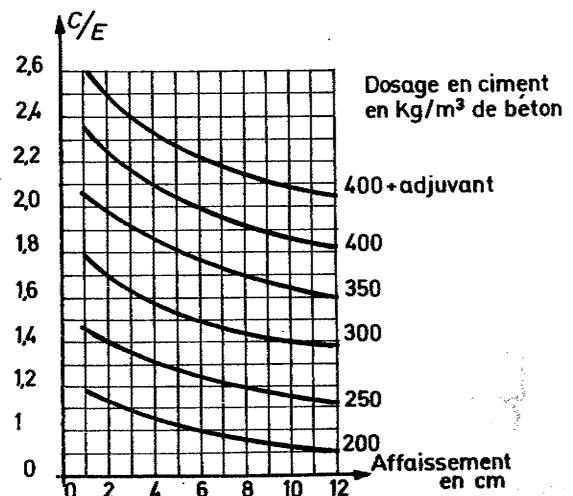


FIG. 20. - Dosage en ciment en fonction du rapport C/E et de la plasticité (d'après M. DREUX).

Le rapport C/E peut varier de 1,5 à 2,5 pour un même dosage en ciment.

Il s'ensuit que la résistance est proportionnelle à :

$$\left[\frac{C}{E} - 0,50 \right]$$

on obtient :

$$\begin{aligned} (1,5 - 0,50) &= 1 & \text{avec } C/E &= 1,5 \\ \text{et : } (2,5 - 0,50) &= 2 & \text{avec } C/E &= 2,5 \end{aligned}$$

Conclusions :

La résistance du béton passe du simple au double seulement en faisant varier le dosage en eau, mais on doit tenir compte de l'ouvrabilité.

Résistance et ouvrabilité sont étroitement liées.

Le problème pratique consiste à obtenir une résistance donnée R et, par suite, à trouver le dosage en ciment par m³ de béton C, en tenant compte de l'ouvrabilité désirée qui est une donnée du problème à résoudre.

Le dosage minimal en ciment pour les ouvrages en B.A. est rarement inférieur à 300 kg/m³, sans pouvoir descendre en dessous de 250 kg/m³ de béton.

2.2.2.3 - Rapport $\frac{G}{S}$ (gravier/sable)

Les principales qualités des bétons en fonction de G/S ≤ 2 sont peu influencées.

Principales qualités	G/S élevé par rapport à G/S faible	Granularité continue par rapport à granularité discontinue
Ouvrabilité *	Un peu moins bonne si : G/S > 2,2	Moins bonne si : G/S > 2,2
Résistance à la compression	Meilleure si : G/S > 2,2	Légèrement supérieure
Compacité	Légèrement plus élevée si : G/S > 2,2	Un peu plus élevée

* La notion de module de finesse est traitée dans le Livre Travaux de Construction, chapitre 2.

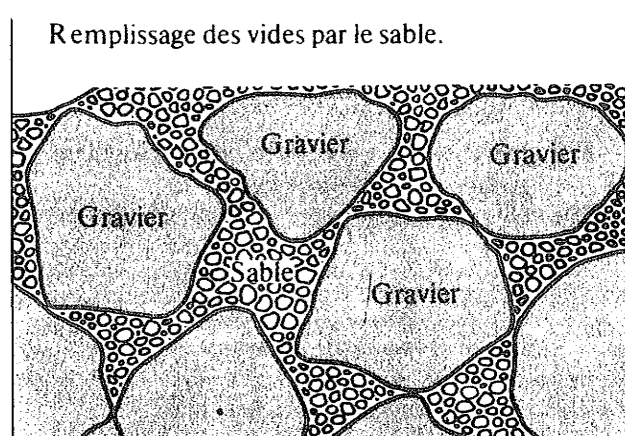


FIG. 21. - Rapport G/S.

Pour des raisons d'ouvrabilité, le rapport G/S ne doit pas dépasser 2,00 à 2,2.

2.2.2.4 - Adhérence mortier-gravier et compacité (fig. 17)

Le mortier de la « peau » doit adhérer au corps du béton de masse.

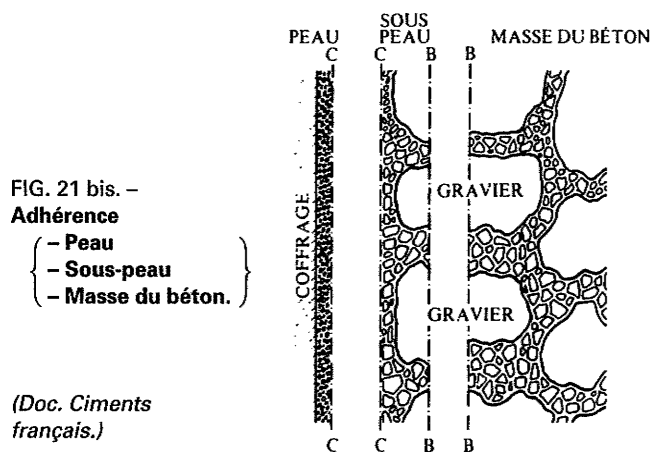


FIG. 21 bis. -

Adhérence

- Peau
- Sous-peau
- Masse du béton.

(Doc. Ciments français.)

- Les résistances varient avec l'adhérence entre mortier et graviers. Les granulats concassés fournissent des résistances plus élevées que les granulats roulés.
- L'influence de la vibration qui favorise la compacité (fig. 19), est prépondérante. La résistance à la compression d'un béton croît avec sa compacité. Cette dernière ne dépasse guère 0,850 ce qui signifie qu'il reste 150 dm³ de vides remplis d'air ou d'eau dans un mètre cube de béton, bien préparé et bien vibré.
- La compacité d'un béton dépend des granulats utilisés et de la répartition granulaire d'un béton.

2.2.2.5 - L'influence de la température

La chaleur accélère la prise et le durcissement des bétons. Le froid allonge la durée de la prise et peut même la stopper.

Par exemple si 10 jours de durcissement sont nécessaires à 20 °C pour obtenir une résistance R, combien faudra-t-il de journées à une température moyenne de 10 °C pour obtenir la même résistance :

$$J_1 \text{ jours} = 10 \left[\frac{10 + 20}{10 + 10} \right] = 15 \text{ jours.}$$

C'est la formule de Nurse-Saul :

$$J_1 = J_0 \left(\frac{10 + t_0}{10 + t_1} \right)$$

t_0 étant la température de référence ;
 t_1 étant la température rencontrée sur le chantier ;
 J_0 étant le nombre de jours de référence ;
 J_1 étant le nombre de jours nécessaires.

Remarque :

Le rapport existant entre les résistances à la compression et à la traction est voisin de 13.

2.2.2.6 - Résistance du béton

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{t28} , est conventionnellement définie par :

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 f_{c28})$$

Exemple : Résistance à la compression du béton :

$$\begin{aligned} f_{c28} &= 20 \text{ MPa} \\ f_{t28} &= 0,6 + 0,06 \times 20 = 1,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Avec gravillons 5/12,5

f_{c28} (MPa)	DOSAGES (POUR 1 M ³ DE BÉTON)					
	Ciment	Sable 0/5		Gravillons 5/12,5		Eau
	(kg)	(litre)	(kg)	(litre)	(kg)	(litre)
25	330	600	960	720	1 044	160
30	380	570	884	735	1 065	160

f_{c28} : Résistance caractéristique en compression à 28 jours d'âge du béton.

Avec gravillons 5/20

f_{c28} (MPa)	DOSAGES (POUR 1 M ³ DE BÉTON)					
	Ciment	Sable 0/5		Gravillons 5/20		Eau
	(kg)	(litre)	(kg)	(litre)	(kg)	(litre)
25	320	530	821	745	1 080	150
30	360	500	775	760	1 102	150

3 Compositions des bétons

Elles sont basées avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après essais de rupture d'éprouvettes, à la compression et à la traction.

3.1 Problème posé

Il s'agit de définir les pourcentages optimaux des différents granulats (sables, graviers, cailloux) dont on dispose, pour obtenir avec un dosage approprié en ciment (fig. 22) :

- une ouvrabilité souhaitée ;
- une résistance escomptée.

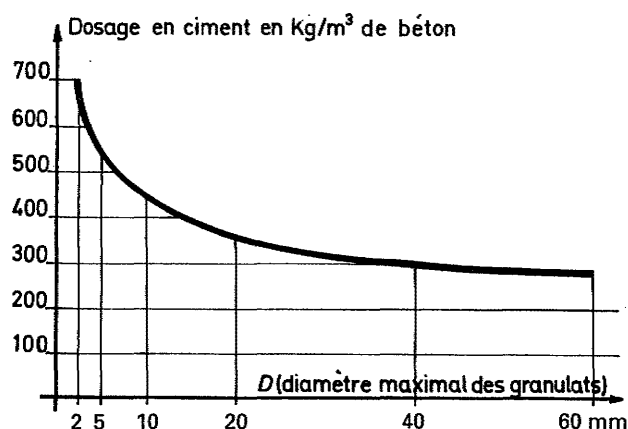


FIG. 22. - Dosage en ciment, en fonction du diamètre maximal des granulats.

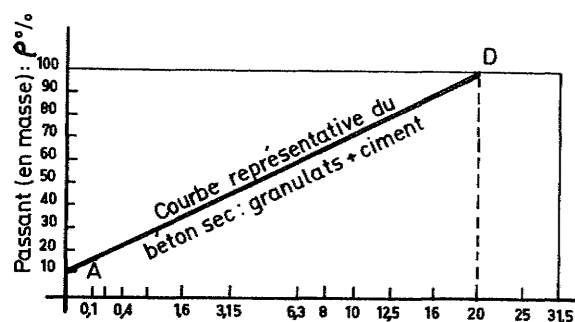
3.2 Méthodes basées sur des considérations théoriques ou des essais

Méthode à granularité continue de Bolomey :

$$\rho \% = A + (100 - A) \frac{\sqrt{d}}{\sqrt{D}}$$

3.3.1 - Évaluation de l'humidité des granulats

Degré d'humidité		Sec	Humide	Mouillé	Trempé
Pourcentage en poids	Dans le sable	0 à 3	4 à 7	8 à 11	12 à 15
	Dans le gravier	1	3	5	6



Ouvertures des passoirs (échelle proportionnelle à $\sqrt{d}$).

FIG. 23. - Droite de référence Bolomey.

A est un coefficient variant de 8 à 16 d'autant plus élevé que le dosage en liant est important.

D est le plus gros diamètre des grains.

ρ est la proportion de constituants des granulats passant au tamis correspondant de maille d .

Cette courbe granulométrique convient très bien aux bétons de barrages ou de réservoirs où l'étanchéité est spécialement recherchée.

Méthode Vallette à caractère expérimental :

Elle consiste à rechercher un béton plein à minimum de grains fins (sable). La granularité est discontinue.

Méthode Faury (voir texte ci-contre et fig. 24) :

Cette méthode tient compte, par des coefficients :

- de l'effet de paroi ;
- de la nature des grains ;
- de la plasticité recherchée ;
- de la vibration.

Elle aboutit en principe à une granularité continue.

3.3 Méthode générale du C.E.S. (Centre d'essais des structures)

Elle est issue d'une synthèse des méthodes précédentes.

3.3.2 - Utilisation d'abaque (méthode Dreux)

Exemple : abaque n° 2 – béton normal D = 25 mm.

3.3.2.1 - Marche à suivre (fig. 25)

À partir de la plasticité désirée ①, on suit une verticale jusqu'à rencontrer au point ② la droite représentative de la résistance escomptée σ' .

Du point R, tracer l'horizontale vers la droite qui rencontre :

- l'échelle verticale du dosage en ciment C ;
- l'oblique pour le sable 0/5 en G_1 ;
- l'oblique pour le gravier 5/25 en G_2 .

De G_1 et de G_2 , descendre des verticales qui rencontrent l'échelle des volumes en litres (ou dm^3).

L'indication du dosage en eau est donnée en E suivant la teneur en eau des granulats.

3.3.2.2 - Lecture d'abaque

Données :

Résistance escomptée 35 MPa.

Plasticité désirée correspondante à un affaissement de 11 cm au cône d'Abrams (béton mou).

Sable 0/5 et gravier 5/25.

Lecture :

Il suffit de suivre le circuit des flèches pour trouver :

- 438 dm^3 de sable 0/5 ;
- 792 dm^3 de gravier 5/25 ;
- 400 kg de ciment par m^3 de béton en utilisant un adjuvant (plastifiant).

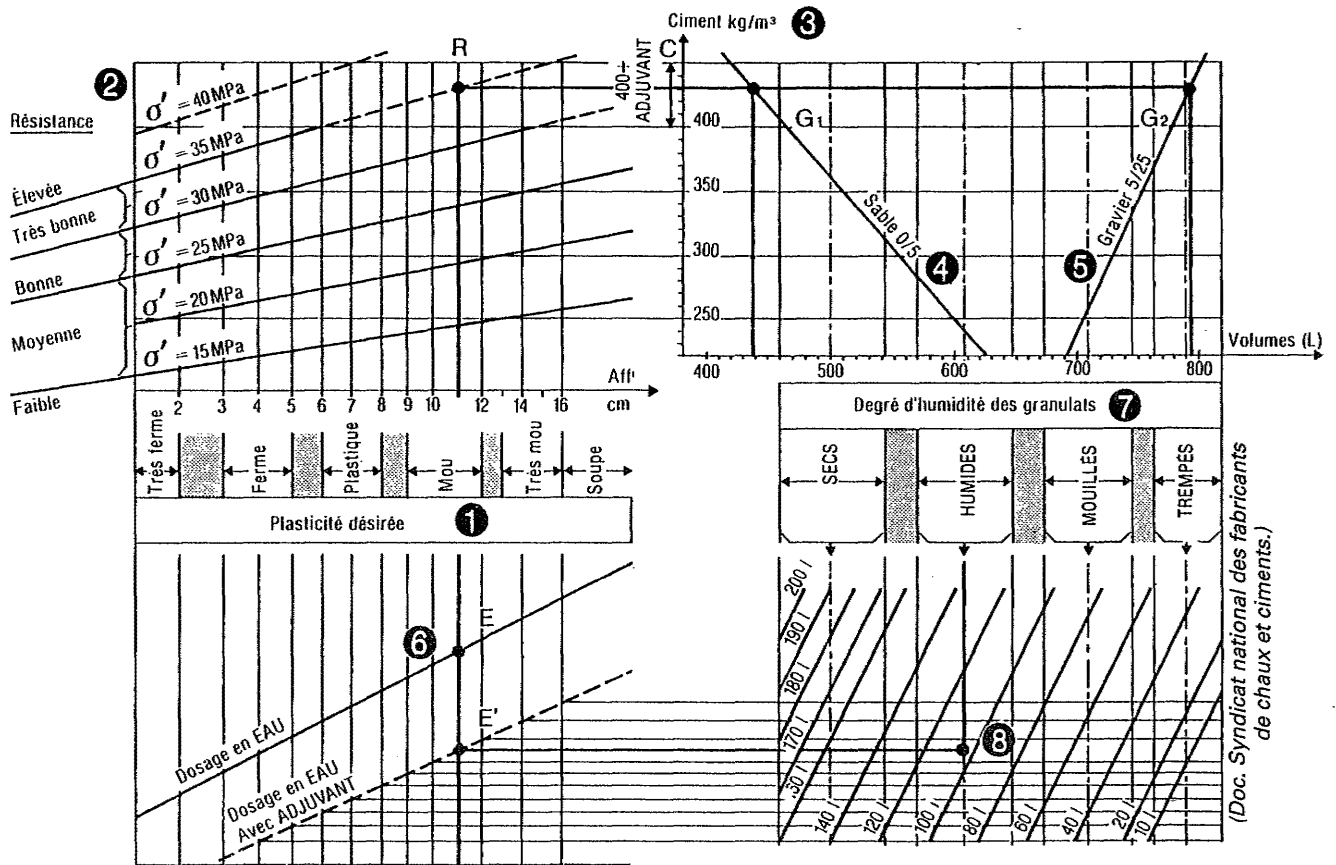
Le rapport gravier/sable est de :

$792 : 438 = 1,80$ (voir § 2.223).

Remarques :

- Pour trouver le dosage pondéral des granulats, il suffit de multiplier le volume trouvé par la masse volumique apparente correspondante.
- Le contrôle de la plasticité et des résistances mécaniques obtenues s'effectue par les essais décrits ci-dessus, ce qui permet les rectifications éventuelles.

Abaque n° 2 – Béton normal – D = 25 mm ; Ciment de classe 32,5



Exemple : Dosage d'un béton à consistance plastique

Données	Lecture sur l'abaque	
Résistance prévue : $\sigma' = 25 \text{ MPa}$	Ciment	325 kg/m^3
Plasticité : Affais = 8 cm	Sable	530 dm^3
Sable 0/5 et gravier 5/25	Gravier	745 dm^3
Granulats humides	Eau	≈ 115 litres

Ce qu'il faut retenir

Facteurs	Pour une bonne ouvrabilité	Pour une bonne résistance
Finesse du sable	➔ Plutôt fin	Plutôt à tendance grosse
Rapport G/S	➔ À diminuer	À augmenter
Dosage en eau	➔ À augmenter	À diminuer
Granularité	➔ Plutôt continue	Discontinue préférable
Dimensions maximales des granulats D	➔ Plutôt petites	Plutôt fortes

4 Particularités du béton

Dès la fin de la mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en l'absence de charges.

4.1 Le retrait (fig. 26)

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

Causes et constatations

– **Le retrait avant-prise** est causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.

Des fissures peuvent s'en-suivre car le béton se trouve étiré dans sa masse.

Après la prise, il se produit :

– **Le retrait thermique** dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment. On constate une légère diminution de longueur.

– **Le retrait hydraulique** est dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment. Le retrait croît avec la finesse du ciment et le dosage.

Remèdes

Ils s'agit de s'opposer au départ brutal de l'eau par :

- la protection contre la dessiccation ;
- l'utilisation d'adjuvants ou de produits de cure.

Il faut éviter de surdoser en ciment. Les ciments de classe 45 accusent moins de retrait que ceux de classe 55 de durcissement plus rapide.

Le béton aura d'autant moins de retrait qu'il sera plus compact ; ce qui dépend de la répartition granulaire, car un excès d'éléments fins favorise le retrait ainsi que les impuretés (argiles, limons).

Estimation du retrait : $\Delta l = 3 \text{ ‰} \times L$.

Δl est le raccourcissement.

L est la longueur de l'élément.

Si une corniche en béton armé a une longueur de 15 m, le retrait est de l'ordre de :

$$3 \text{ ‰} \times 1\,500 \text{ cm} = 0,45 \text{ cm.}$$

Le retrait n'intéresse que le mortier, en particulier les joints 1, 2, etc.

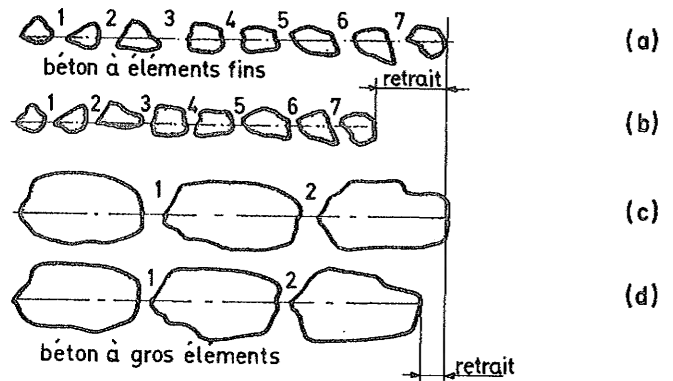


FIG. 26. – Visualisation du retrait du béton suivant la granularité.

4.2 La dilatation

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient :

$$\Delta l = \pm 2 \text{ ‰} \times \text{longueur.}$$

Pour chaînage en B.A. de 20 m de longueur et un écart de température de 20°C , on a une dilatation de :

$$2 \text{ ‰} \times 2\,000 \text{ cm} = 0,4 \text{ cm.}$$

4.3 Le fluage

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée (fig. 27).

Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans.

Au bout d'un mois, les 40 % de la déformation de fluage sont effectués et au bout de six mois, les 80 %. Estimation de la déformation de fluage :

$$\Delta l = 4 \text{ à } 5 \text{ ‰} \times \text{longueur.}$$

Cette déformation varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

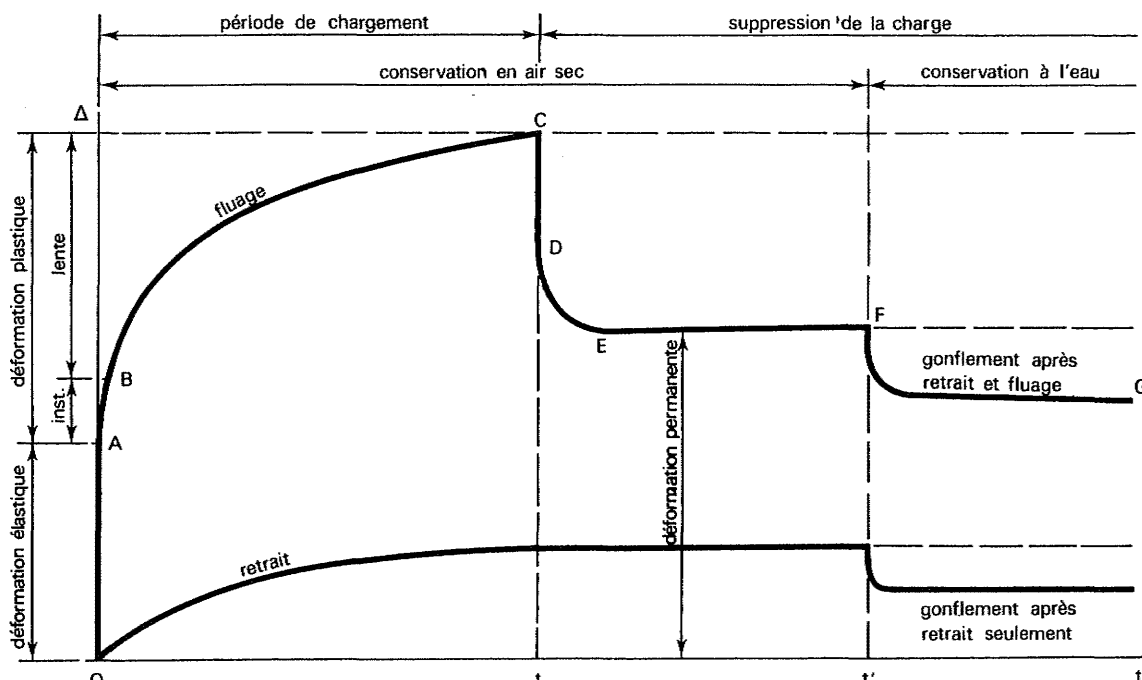


FIG. 27. – Chargement et déchargement. Déformation réactive de retour.

4.4 Élasticité du béton

Le module d'élasticité E est défini par le rapport :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}}$$

Pour les projets courants, on admet :

$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$ (module de déformation longitudinale instantanée du béton)

avec f_{cj} = résistance caractéristique à « j » jours

$E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3}$ (module de déformation différée) avec

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Il s'ensuit que $E_{vj} \approx \frac{1}{3}$ de E_{ij} .

Nota : E_{ij} , E_{vj} , f_{c28} , f_{cj} sont exprimés en MPa.

Le module d'élasticité de l'acier est de l'ordre de :

200 000 N/mm², soit 2 000 000 daN/cm².

4.5 Effet « Poisson »

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient « Poisson » est le rapport :

$$\frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

dont la valeur varie entre 0,15 et 0,30.

4.6 Mécanisme de la fissuration. Retrait hydraulique

Deux bétons ayant même retrait final peuvent se comporter très différemment du point de vue de la fissuration (fig. 28) :

- le béton correspondant à la courbe L ne se fissure pas ;
- le béton correspondant à la courbe L' se fissure en I au temps t .

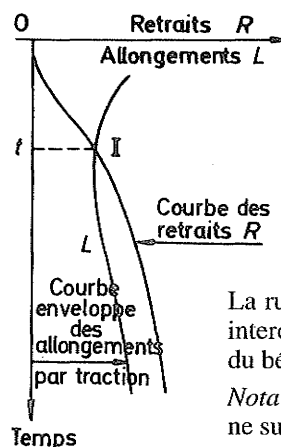
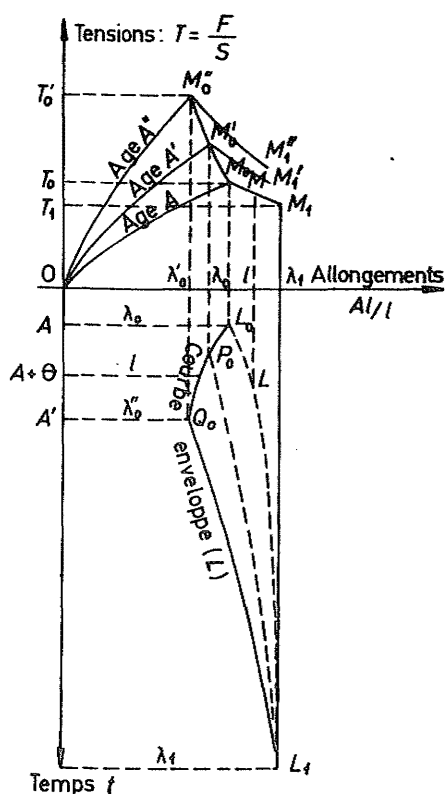


FIG. 29. – Risque de fissuration.

Si le minimum d'allongement par traction est supérieur à la valeur k du retrait final, aucune fissuration ne se produit.

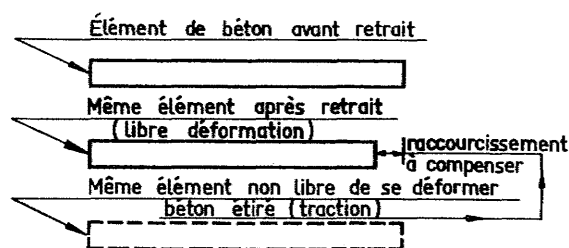
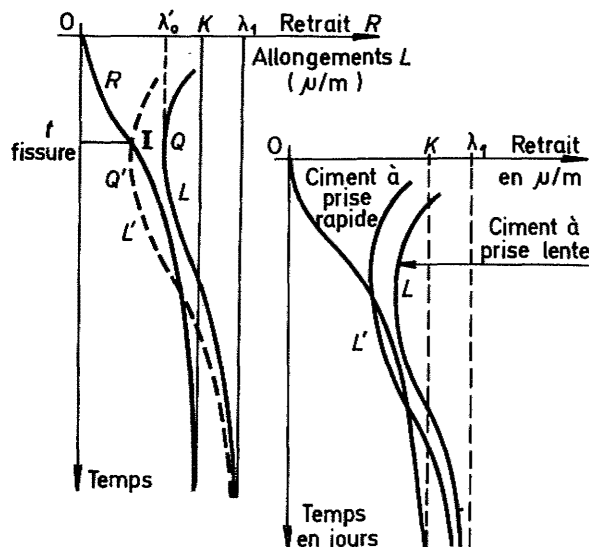


FIG. 28. – Le retrait du béton est pris en compte dans la conception des ouvrages.
Exemple : joints de retrait des dallages et planchers.

Condition de fissuration d'un béton :

Le phénomène de retrait étire le béton de telle façon que l'allongement résultant compense le raccourcissement imposé par le retrait, si l'élément était libre de se déformer.

Le retrait augmente avec le temps, la tension interne aussi : si elle dépasse la limite de rupture du béton, la fissuration se produit.

La rupture se produit au temps t où la courbe des retraits intercepte, au point I, la courbe des allongements possibles du béton (fig. 29).

Nota : les courbes d'allongement ou de raccourcissements ne suivent pas proportionnellement les résistances.

Dans le cas où la courbe des retraits R est en arrière de la courbe L des allongements du béton qui sont en rapport avec l'âge du béton et la contrainte de traction, il ne se produit pas de fissuration.

RESUMÉ DE L'ÉTUDE PRÉCÉDENTE : §1 à §4

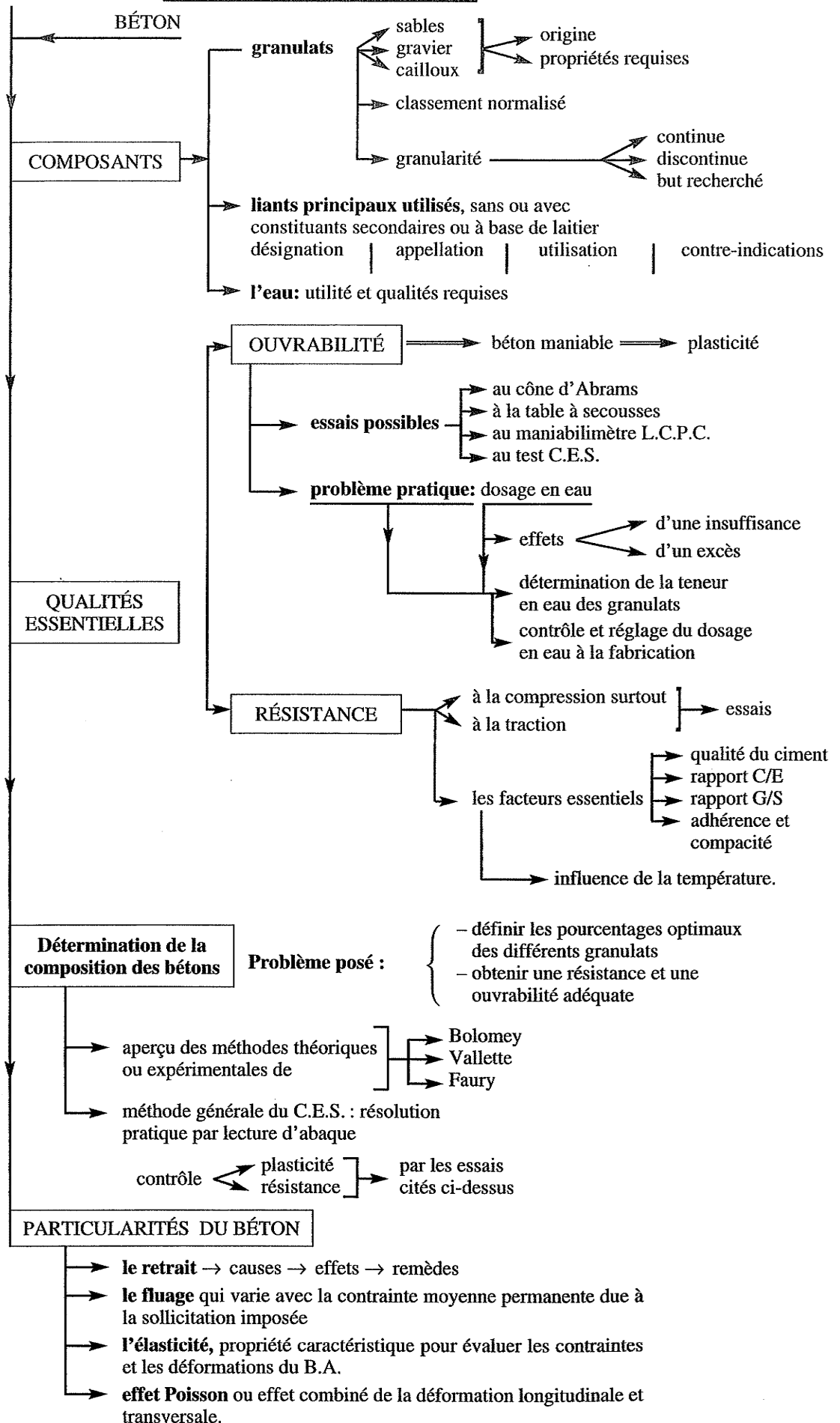
Plan succinct du thème « LE BÉTON »

Questions :
Avec quoi peut-on réaliser un béton ?

Que faut-il obtenir ?
Comment ?

Quel dosage :
- en liant ?
- en eau ?
- en sable ?
- en graviers ?

Comment se comporte le béton ?



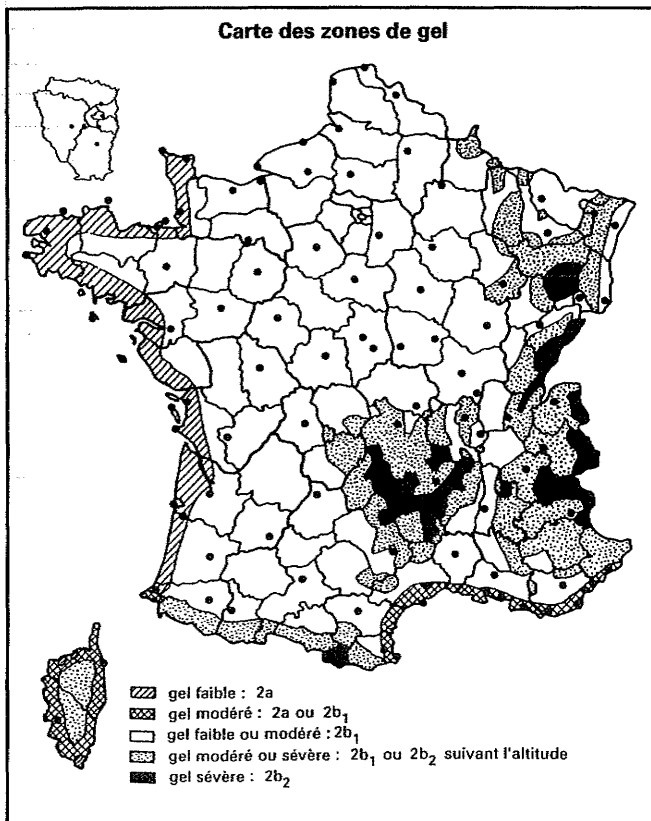
Nota : l'étude des granulats, de la vibration et des adjuvants fait l'objet de thèmes particuliers.

5 Prescription d'utilisation du béton prêt à l'emploi

Éléments à préciser pour les commandes de béton prêt à l'emploi (norme P18-305)

- 1) Le lieu précis du chantier (commune, adresse).
- 2) La classe d'environnement suivant la région et l'altitude.
- 3) Le type de béton et la quantité :
 - la granularité
 - la consistance
 - le dosage minimal en ciment
 - les adjuvants éventuels (nature et dosage)
 - la résistance caractéristique du béton à 28 jours d'âge.
- 4) Les dates et horaires de transport et de livraison.

▶ LES CLASSES D'ENVIRONNEMENT										
1	2a	2b ₁	2b ₂	3	4a ₁	4a ₂	4b	5a	5b	5c
Sec	Humide				Marin			Chimique		
	Gel Faible	Gel Modéré	Gel Sévère	Gel + Sels	Immergé	Zone marquée et d'embruns	Mer + Gel	Faible	Moyen	Fort



Désignation des bétons prêts à l'emploi

Elle comporte les indications suivantes dans l'ordre :

- BCN : béton à caractère normalisé
- Désignation du type de liant (voir § 1.2)
- Consistance : ferme, plastique, très plastique, fluide
- Résistance à la compression ; exemple : 30 MPa ou B 30
- Granularité qui se définit par la dimension du plus gros grain des granulats (voir § 1.1)
- Classe d'environnement suivant la région et l'altitude

Exemple :

**BCN : CPJ-CEM II/A 32,5 – P - B 30,0
– 0/20 – E 2a – NF P 18-305**

Résistance minimale et durabilité

Pour assurer la durabilité des bétons et limiter leur porosité, la norme impose au fabricant une limitation de la quantité d'eau contenue dans le béton selon l'environnement et le type.

C'est pourquoi les ajouts d'eau sur chantier sont interdits.

Le respect du dosage minimal en ciment ou en liant équivalent et de la qualité maximale d'eau conduit à l'obtention des résistances caractéristiques minimales qui sont fixées par la norme pour chaque classe d'environnement.

▶ CLASSES DE CONSISTANCE	AFFAISSEMENT AU CÔNE D'ABRAMS	DÉSIGNATION	USAGES FRÉQUENTS
Ferme	0-4 cm	F	Bétons extrudés Bétons de V.R.D
Plastique	5-9 cm	P	Génie civil Ouvrages d'art Béton de masse
Très plastique	10-15 cm	TP	Ouvrages courants
Fluide	> 16 cm	FL	Dalles et voiles minces

▶ DOSAGE MINIMAL EN LIANT pour D = 20 mm											
CLASSE D'ENVIRONNEMENT	1	2a	2b ₁	2b ₂	3	4a ₁	4a ₂	4b	5a	5b	5c
TYPE											
Teneur minimale de liant équivalent en kg/m ³											
Non armé	150	200	240	300	330	330	350	350	330	350	385
Armé	260	280	280	310	330	330	350	350	330	350	385
Précontraint	300	300	300	315	330	330	350	350	330	350	385

▶ RÉSISTANCE MINIMALE en MPa à 28 jours											
CLASSE D'ENVIRONNEMENT	1	2a	2b ₁	2b ₂	3	4a ₁	4a ₂	4b	5a	5b	5c
TYPE											
Non armé	(1)	16	22	28	32	32	35	35	32	35	40
Armé	22	25	28	30	32	32	35	35	32	35	40
Précontraint	30	30	30	30	32	32	35	35	32	35	40

Les bétons à caractères normalisés

Les BCN sont des bétons pour lesquels le producteur, tout en conservant l'initiative de la composition dans des limites fixées par la norme, garantit les caractères suivants :

- nature et classe du liant ;
- granularité désignée par la dimension D du plus gros grain des granulats utilisés, limitée à 50 mm ;
- consistance désignée par la valeur d'affaissement ;
- résistance caractéristique, valeur de la résistance à la compression à 28 jours en MPa, garantie pour chaque lot, définie à la commande conformément à la norme et choisie de préférence dans les valeurs :

B 16	B 20	B 25	B 30	B 35	B 40	B 45	B 50
------	------	------	------	------	------	------	------

Les bétons à caractères spécifiés

Les BCS sont définis lors de la commande par leur composition, notamment le dosage en ciment, et par des caractères autres que la résistance mécanique et la consistance.

6 Indications d'emplois des ciments et bétons

Travaux	Ciments	Bétons	Exemples d'application
Fondations	CPJ-CEM II 32,5 CPJ-CEM II 32,5 R En milieu agressif : CPJ-CEM II 32,5 PM ES	BCN ou BCS	Semelles BA Puits de fondation Radiers
Voiles et murs	CPJ-CEM II 32,5 ou 32,5 R	BCN BCS	Façades ou refends Murs de sous-sol ; pieux
Poteaux	CPJ-CEM II 42,5 ou 42,5 R	BHP	Poteaux des structures
Poutres	CPJ-CEM II 32,5 ou 32,5 R	BCN BCS	Éléments fléchis porteurs Poutres coulées sur place
Longrines	CPJ-CEM II 42,5 ou 42,5 R	BHP	Poutre-Voiles d'épr 18 à 25 cm
Poutres-Voiles	CPJ-CEM II 32,5 ou 32,5 R	BCN-BCS ou BHP	Dalles pleines (épr : 18 à 25 cm) Dallages
Dalles	CPJ-CEM II 42,5 OU 42,5 R	BHP	Escaliers préfabriqués ou non
Escaliers	CPA-CEM I 52,5 ou 52,5 R	BCN BCS BHP BTHP	Prédalles ; dalles alvéolées Poutrelles précontraintes Poutres ou longrines préfabriquées Voussoirs précontraints
Préfabrication en usine par précontrainte	"		
Ouvrages d'art	"		

Légende :

- Béton contrôlé normalisé : BCN
- Béton à caractéristiques spécifiées : BCS
- Béton à hautes performances : BHP
- Béton à très hautes performances : BTHP

Classes des bétons	Résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge en MégaPascal (MPa)
BCN	20 à 50
BCS	id°
BHP	60 à 100
BTHP	100 à 150

Remarque > 150 MPa pour bétons exceptionnels.

7 Types de ciment et composition

Désignation	Notation	Clinker (1)	Laitier de haut fourneau	Fumée de silice	Pouzzolanes naturelles	Cendres volantes		Schistes calcinés	Calcaires	Constituants secondaires (2)
		K	S	D ³	Z	siliceuses V	calciques W			
Ciment Portland	CPA-CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	0-5
Ciment Portland composé	CPJ-CEM II/A	80-94	←----- 6-20 ^{4 5} -----→							
	CPJ-CEM II/B	65-79	←----- 21-35 ^{4 5} -----→							
Ciment de haut fourneau	CHF-CEM III/A	35-64	36-65 ⁵	—	—	—	—	—	—	0-5
	CHF-CEM III/B	20-34	66-80 ⁵	—	—	—	—	—	—	0-5
	CLK-CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	0-5
Ciment pouzzolanique	CPZ-CEM IV/A	65-90	—	←----- 10-35 ⁵ -----→			—	—	—	0-5
	CPZ-CEM IV/B	45-64	—	←----- 36-55 ⁵ -----→			—	—	—	0-5
Ciment au laitier et aux cendres	CLC-CEM V/A	40-64	18-30 ⁵	—	←----- 18-30 ⁵ -----→		—	—	—	0-5
	CLC-CEM V/B	20-39	31-50 ⁵	—	←----- 31-50 ⁵ -----→		—	—	—	0-5

1) Les valeurs indiquées se réfèrent au noyau du ciment, à l'exclusion des sulfates de calcium et des additifs.

2) Les constituants secondaires peuvent être du filler ou bien un ou plus des constituants principaux, sauf lorsque ceux-ci sont incorporés en tant que constituants principaux du ciment.

3) La proportion de fumées de silice est limitée à 10 % dans tous les ciments.

4) La proportion de filler est limitée à 5 %.

5) Le fabricant est tenu à une déclaration de composition stipulant les constituants utilisés et la proportion de chacun d'eux ; il s'engage à ne pas faire varier ces proportions au-delà d'une fourchette de ± 5 points, le clinker étant aussi un constituant.

4. LE BÉTON ARMÉ

1 Problème posé au constructeur

Il s'agit d'assurer l'équilibre de la construction sous l'effet :

- des actions des charges qui sont transmises par les éléments porteurs ;
- des actions ascendantes du sol sous la fondation.

1.1 Nature des actions et notations

1.1.1 - Actions permanentes (symbole général G)

G_1 : poids propre de la structure

Exemples : murs, poteaux, poutres, planchers

G_2 : poids des autres éléments

Exemples : couverture, cloisons, revêtements

G_3 : poussée des terres

Exemples : cas de la poussée sur les murs de sous-sol

G_4 : actions dues aux déformations différées

Exemple : retrait du béton estimé à 2.10^{-4} (3.10^{-4} dans le sud-est de la France)

1.1.2 - Actions variables (symbole général Q)

Q_1 : charges d'exploitation

Charges notées Q_B sur un plancher

Exemple : charges concentrées ou réparties sur un plancher (meubles, personnes)

Q_2 : charges climatiques :

- action du vent notée W
- action de la neige notée S_n

Q_3 : action de la température notée T

Exemple : dilatation du béton avec coefficient de dilatation égal à 10^{-5}

Q_4 : actions appliquées en cours de construction

Exemple : dépôt de palettes de matériaux sur les planchers

Remarque : les actions accidentelles, notées F_A , concernent les séismes, les chocs de véhicules, les chutes de blocs.

1.1.2 - Combinaison de base pour les actions

- à l'État limite ultime (E.L.U.) :

$$1,35 G + 1,5 Q_B$$

- à l'État limite de service (E.L.S.) :

$$G + Q_B$$

NB : voir les notions d'E.L.S. et d'E.L.U. page 51

Actions permanentes
et actions variables

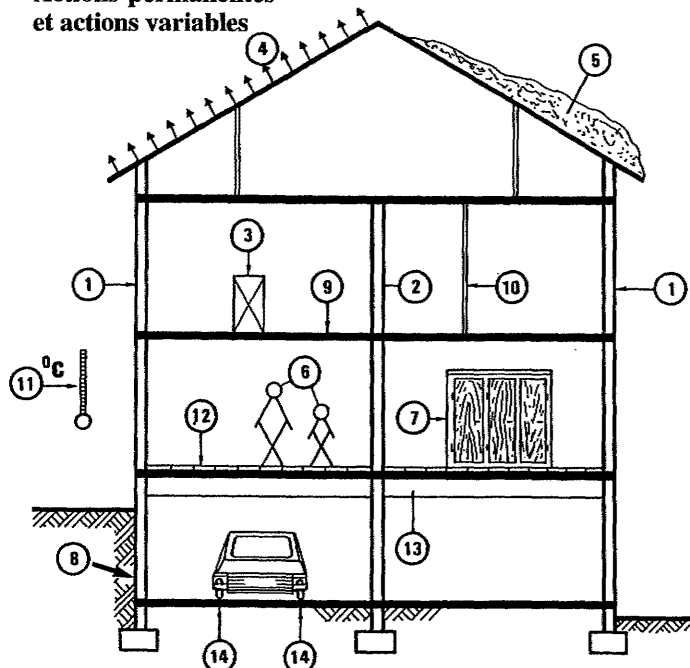


FIG. 1. – Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux.

Nature des actions		Légende sur coupe schématique
Permanent : G	Variables : Q	
1 → G_1		1 Mur de façade
2 → G_1		2 Mur de refend
	3 → Q_1	3 Charge concentrée
	4 → Q_2	4 Action du vent
	5 → Q_2	5 Neige sur le versant
	6 → Q_1	6 Personnes
	7 → Q_1	7 Meuble
8 → G_3		8 Poussée des terres
9 → G_4		9 Plancher en Béton Armé
10 → G_2		10 Cloisons
12 → G_2	11 → Q_3	11 Température climatique
13 → G_1		12 Revêtement de plancher
	14 → Q_1	13 Poutre B.A.
		14 Roues de voiture

2 Quels sont les éléments porteurs qui transmettent les charges ?

Ce sont les éléments :

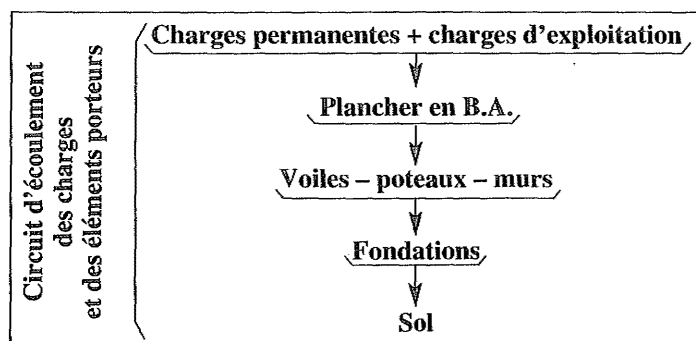
Horizontaux :

ex. : les planchers qui peuvent être constitués avec :

- des poutrelles préfabriquées précontraintes ;
- une dalle épaisse (18 à 25 cm d'épaisseur) ;
- une dalle + nervures ;
- une dalle + nervures + poutres.

Verticaux ou obliques tels que :

- poteaux en B.A. ;
- voiles, d'épaisseur moyenne : 18 cm, 20 cm ;
- murs ou parties de murs (trumeaux).



Charges permanentes (Extraits NF P 06-004)

Poids volumiques de matériaux :

. Béton armé	25 000 N/m ³
. Acier	78 500 N/m ³
. Bois	6 000 N/m ³ à 10 000 N/m ³
. Calcaire dur, marbre, granit	25 000 N/m ³
. Maçonnerie de moellons	23 000 N/m ³

Poids des éléments constitutifs des murs et des cloisons :

. Blocs pleins en béton de gravillons lourds :	
. épr 15 cm :	3 150 N/m ²
. épr 20 cm :	4 200 N/m ²
. Blocs creux en béton de gravillons lourds :	
. épr 15 cm :	2 000 N/m ²
. épr 20 cm :	2 700 N/m ²
. Pierre de taille épr 20 cm :	5 300 N/m ²
. Revêtement attaché épr 3 cm :	800 N/m ²
. Cloisons en carreaux de plâtre par mètre carré et par centimètre d'épaisseur	100 N/m ² /cm
. Enduit au plâtre	100 N/m ² /cm
. Enduit au mortier de liant hydraulique	180 N/m ² /cm

Éléments constitutifs des planchers

Les valeurs suivantes sont indicatives
(Voir les fiches des fabricants)

. Dalles pleines	250 N/m ² /cm
(par cm d'épaisseur)	

Planchers avec poutrelles préfabriquées et entrevous :

- avec table de compression de 4 cm à 5 cm d'épr.

Type 12 + 4	→ 2 300 à 2 500 N/m ²
Type 16 + 4	→ 2 600 à 2 850 N/m ²
Type 20 + 4	→ 3 000 à 3 300 N/m ²
Type 25 + 5	→ 3 600 à 4 000 N/m ²
- sans table de compression :

Type 16 + 0	→ 2 000 à 2 300 N/m ²
Type 20 + 0	→ 2 400 à 2 800 N/m ²
Type 25 + 0	→ 700 à 3 100 N/m ²

Charges d'exploitation (Extraits NF P 06-001)

Nature et destination des locaux Charges (N/m²)

* Bâtiments à usage d'habitation :

. Logements	1 500
. Balcons	3 500
. Escaliers (sauf marches isolées)	2 500

* Bâtiments de bureaux :

. Bureaux proprement dits	2 500
. Circulations et escaliers	2 500
. Hall de réception	4 000

* Bâtiments scolaires :

. Salles de classes, dortoirs, sanitaires collectifs	2 500
. Circulation, escaliers	4 000
. Bibliothèques et salles de réunion	4 000
. Cuisines collectives	5 000

* Bâtiments hospitaliers

. Chambres	1 500
. Circulation interne	2 500
. Salle de travail et salle d'opération	3 500

* Cas des terrasses (D.T.U. n° 43)

. Terrasses non accessibles	1 000 N/m ²
. Terrasses accessibles privées	1 500 N/m ²
. Terrasses accessibles au public	5 000 N/m ²

Remarque :

Prévoir une charge d'entretien > 1 000 N/m² affectant un rectangle de 10 m² pour installation, équipement et personnel d'exploitation (NF P 06-001).

3 Quelle est la nature des efforts dans les éléments porteurs ?

Prenons le cas d'une **poutre**. La matière a tendance à s'écraser sur l'une des faces (face supérieure, par exemple) à s'étirer sur l'une des autres faces (face inférieure, par exemple).

Dans la majeure partie des ouvrages en B.A., les éléments constitutifs sont **sollicités à la fois en compression et en traction**, c'est le cas pour un **poteau d'angle** ou de rive d'un bâtiment.

Conséquence immédiate :

Le constructeur doit aboutir à des **règles précises d'utilisation du B.A.**, c'est-à-dire connaître :

- les matériaux utilisés :
 - l'acier,
 - le béton,
- les caractéristiques physiques du béton, de l'acier ;
- les caractéristiques mécaniques du béton, de l'acier ;
- les caractéristiques chimiques du béton, de l'acier ;
- le comportement du béton et de l'acier lorsqu'ils sont associés.

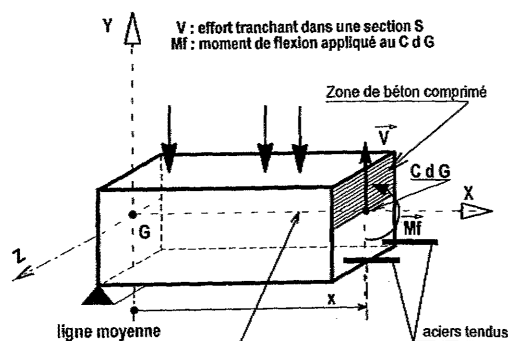


FIG. 2. – Tronçon de poutre en équilibre statique.

AVANT DE PRATIQUER, IL NOUS FAUT EXPÉRIMENTER

4 Béton non armé

4.1 Étude expérimentale

4.1.1 - Compression simple (fig. 3).

Elle existe quand le point d'application de la charge coïncide avec le centre de gravité de la section.

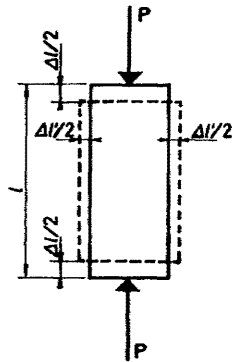


FIG. 3. - Compression d'un prisme de béton.

P est l'effort normal de compression.

Δl est la déformation totale longitudinale (raccourcissement)
 $\Delta l'$ est la déformation transversale (gonflement).

4.1.2 - Déformation du béton sous l'effet d'un effort de compression

Le raccourcissement dans le sens des efforts est d'autant plus important que la charge appliquée est plus forte et la section de béton plus faible.

f_{cj} étant la contrainte en N/mm^2 à j jours,

F étant la charge appliquée,

S étant la section de béton soumise à $\vec{F}$, on établit :

$$f_{cj} = \frac{F \text{ (en N)}}{S \text{ (en mm}^2\text{)}}$$

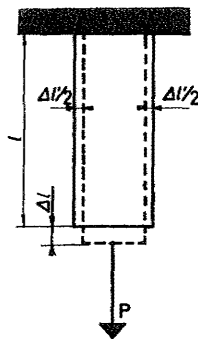


FIG. 4. - Traction d'un prisme de béton.

P est l'effort normal de traction.

Δl est l'allongement causé par P.

$(\Delta l'/2 + \Delta l'/2)$ est la contraction transversale.

La déformation transversale se produit simultanément avec la déformation longitudinale (fig. 4).

4.1.3 - Cas de charges instantanées (fig. 5 et 6)

La déformation totale est la somme de :

- la déformation **élastique** (si on supprime la charge, la déformation s'annule);
- la déformation **plastique** permanente.

4.1.4 - Cas de charges maintenues (fig. 7)

Le raccourcissement est aussi fonction du temps (déformation différée).

Conclusion : le béton se comporte de la même manière qu'un ressort. Les déformations subies sont mises en évidence par des comparateurs ou des jauges électriques (fig. 8).

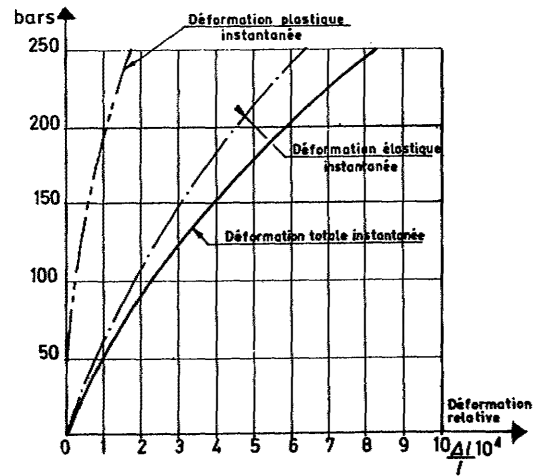


FIG. 5. - Types de déformations sous l'effet de charges instantanées.

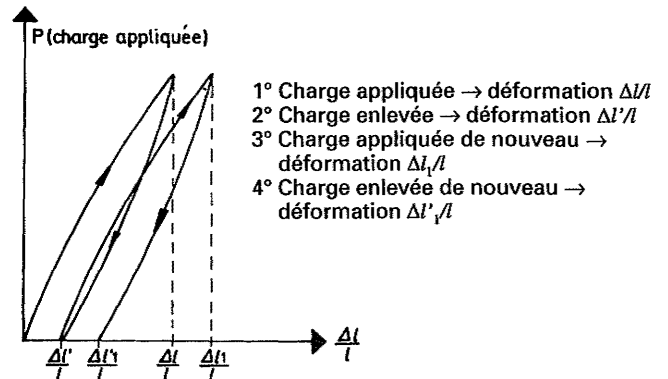


FIG. 6. - Charges instantanées appliquées et enlevées.

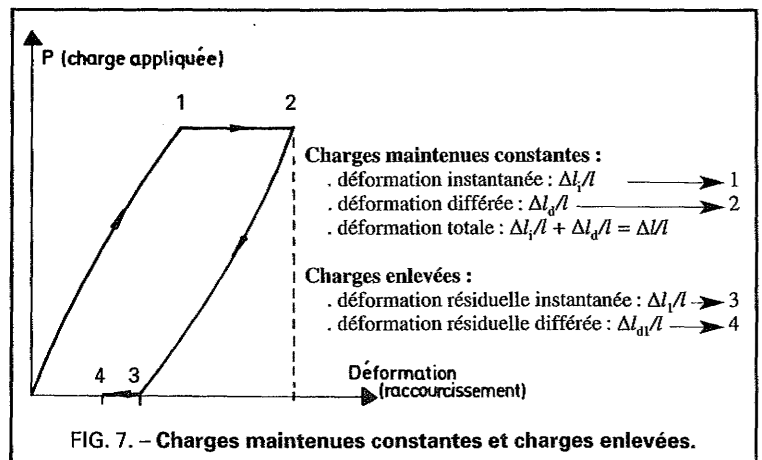


FIG. 7. - Charges maintenues constantes et charges enlevées.

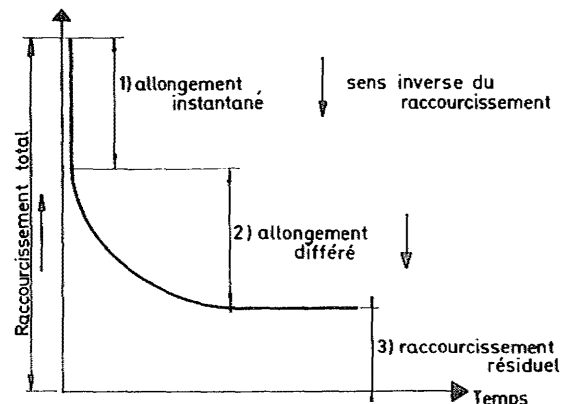


FIG. 8. - Processus de décompression du béton en fonction du temps, les charges étant enlevées (analogie avec ressort).

4.1.5 – Rupture du béton

Les essais de rupture permettent de mieux saisir le mode de fonctionnement et l'organisation des pièces en B.A.

Matériel utilisé : presse hydraulique munie de manomètre (voir à la page 31).

Éprouvette normalisée de béton : cylindre de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur (fig. 13, p. 31).

Essais	Constataction	Explication
1^{er} essai Éprouvette normalisée • Cylindre de diamètre 160 mm et de hauteur 320 mm • Section : 200 cm ² (Voir les moules en acier à la page 29)	La rupture de l'éprouvette se produit de façon à former 2 cônes opposés par le sommet (fig. 9).	Cette rupture par compression est due en fait aux efforts latéraux de traction qui poussent le béton au vide par glissement. Le frottement des surfaces sur les plateaux de la presse explique la forme de l'éprouvette restante après l'essai.
2^e essai Éprouvette normalisée	Suppression de l'effet d'adhérence en graissant les surfaces en contact. La rupture s'effectue suivant des plans parallèles verticaux (fig. 10). L'effort total appliqué est plus réduit.	Chaque tête d'éprouvette ne se trouve plus frettée fictivement.
3^e essai Éprouvette de section carrée, hauteur : 4 fois le côté	La rupture peut se produire suivant des plans obliques inclinés de 30° à 40° (fig. 11).	La rupture s'effectue suivant les directions principales où les contraintes prennent leurs plus grandes valeurs.

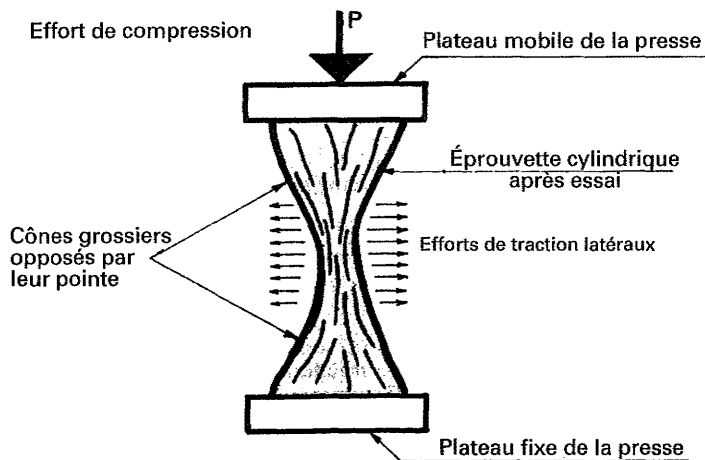


FIG. 9. – Essai de rupture par compression.

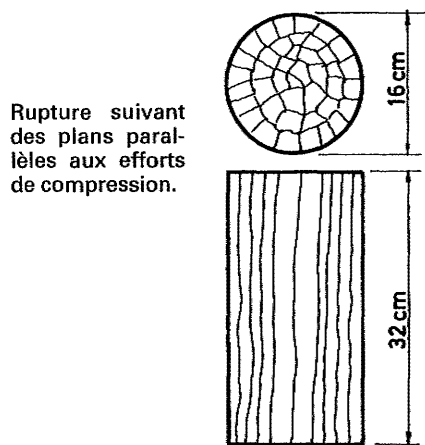
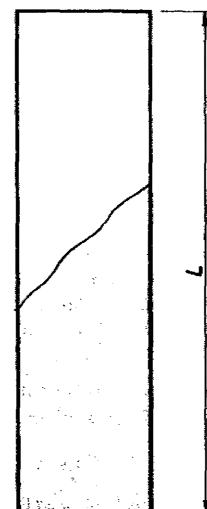


FIG. 10.



FIG. 11.
Essai à la rupture d'un poteau court en B.A.
(doc. C.E.S.)

Rupture par cisaillement oblique



Éprouvette de section carrée

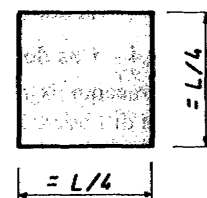


FIG. 11 bis.

4.1.6 - Conclusion à ces essais

Le matériau béton non armé est soumis à des **tractions internes** provoquées par les contraintes principales dont une image grossière est donnée en considérant un empilement de billes sphériques chassées vers l'extérieur sous l'effet d'une compression.

4.1.7 - Principe de construction (fig. 12 à 17).

La présence d'armatures :

- longitudinales,
- transversales,

est indispensable même **dans les éléments comprimés** étant donné le comportement du béton sous l'effet des charges ; la résistance du béton à la traction est 13 fois plus faible *environ*, que sa résistance à la compression.

ÉLÉMENTS VERTICAUX
soumis à un effort de compression.

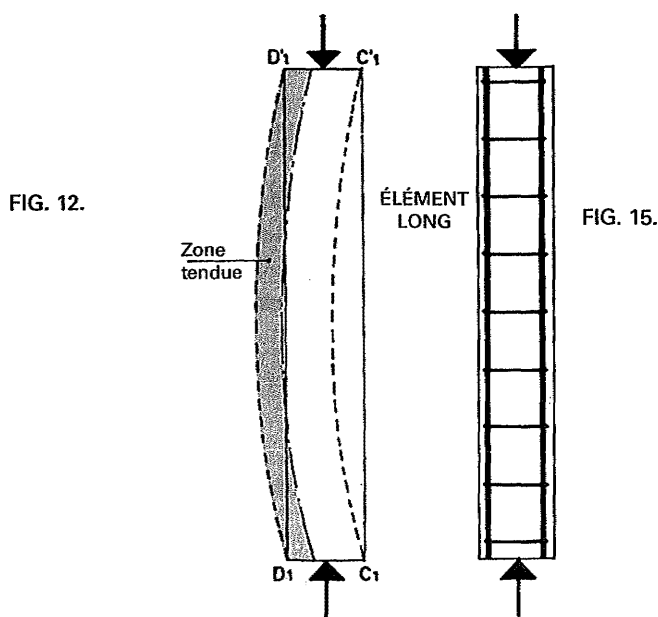
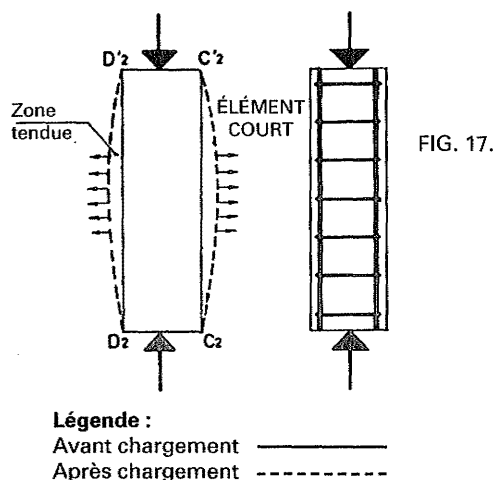


FIG. 13.
Section de
l'élément
vertical

FIG. 14.



Légende :
Avant chargement ———
Après chargement - - - - -

FIG. 12 à 17.

4.2 Flexion simple

Éprouvette de section carrée
de côté "b"

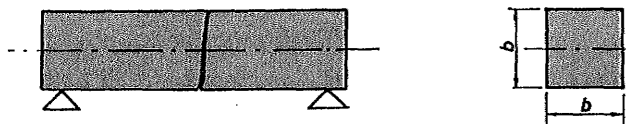


FIG. 18 et 19.

4.2.1 - La mesure de la résistance de flexion s'effectue sur un prisme de béton reposant sur 2 appuis simples (fig. 18 et 19) en appliquant :

- soit une charge P au milieu de la portée (fig. 20 à 22) ;
- soit 2 charges P' placées symétriquement par rapport à l'axe (fig. 23 à 25).

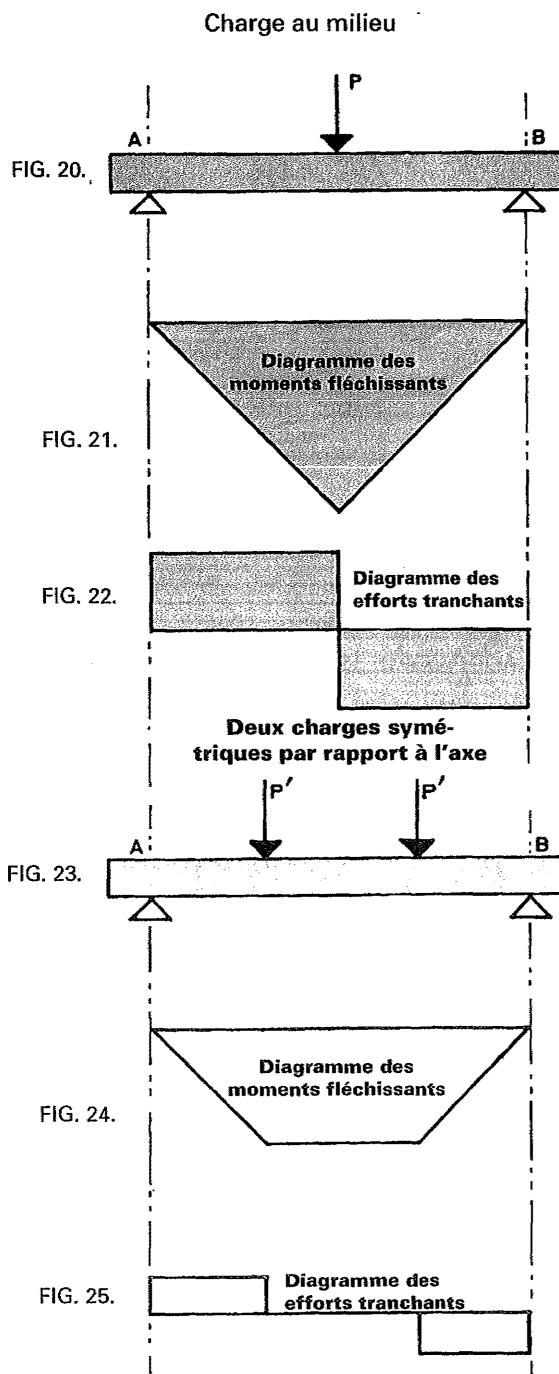


FIG. 20 à 25.

Dispositifs d'essais de résistance à la flexion.

4.2.2 - La flexion allonge certaines fibres et en raccourcit d'autres

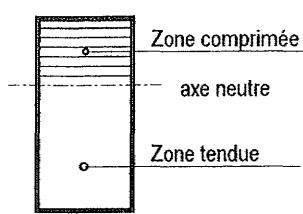
Assimilons une pièce fléchie à une portion de couronne de rayon R (fig. 26 et 27);

- l'arc AB sert de base;
- le rayon R est :
 - plus grand que le rayon R_1 intéressant les **fibres supérieures** qui se trouvent **comprimées** :

$$\widehat{AB} > \widehat{A_1B_1}$$

- plus petit que le rayon R_2 intéressant les **fibres inférieures** qui se trouvent **tendues** :

$$\widehat{AB} > \widehat{A_2B_2}$$



Section de poutre

FIG. 26 a.

FIG. 26 b.

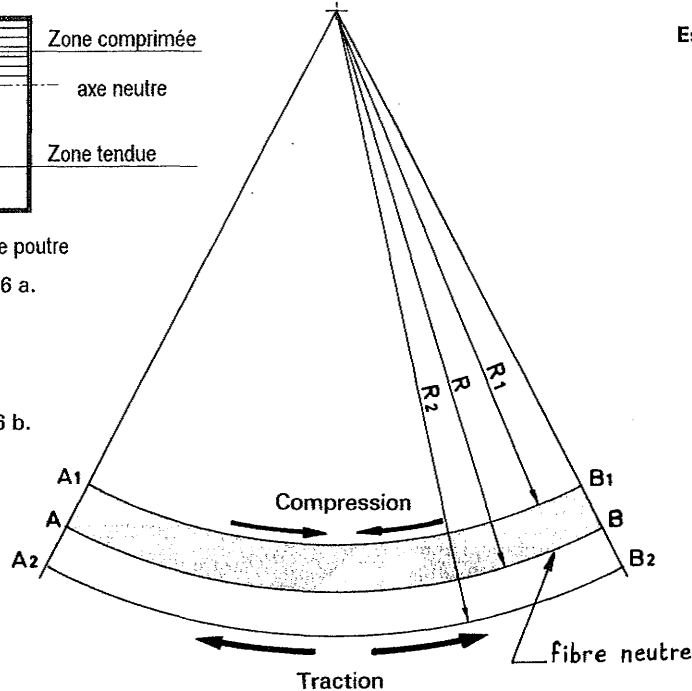
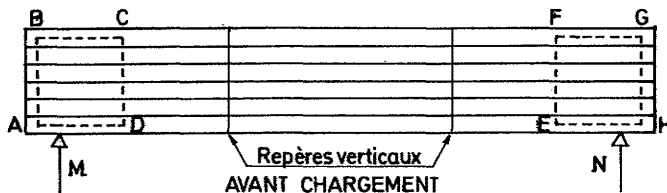


FIG. 28.



Lamelles de bois superposées reposant sur les appuis M et N.

FIG. 29.

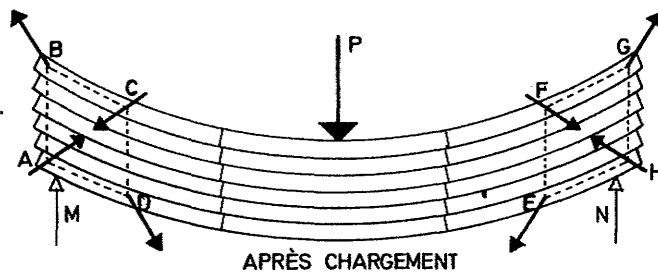


FIG. 30.

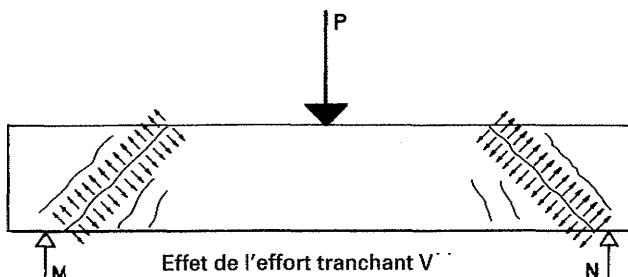


FIG. 28 à 30. - Glissement longitudinal.

4.2.3 - La flexion est accompagnée d'un glissement des fibres

- Dans le **sens longitudinal**, mis en évidence par un essai expérimental avec des lamelles (fig. 28 à 30).
- Dans le **sens transversal** sous l'effet de l'effort tranchant qui a tendance à séparer deux sections voisines (fig. 31 et 32).

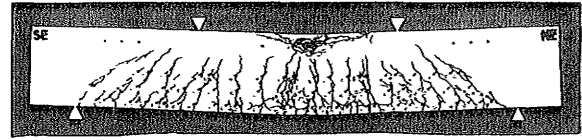


FIG. 27 a.

Essai à la rupture d'une poutre B.A. (doc. C.E.S.)

- partie supérieure comprimée
- partie inférieure tendue (fissures).

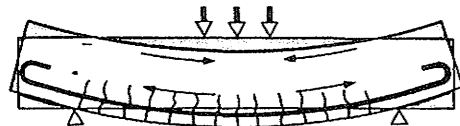


FIG. 27 b.

L'armature principale sera placée dans la zone tendue.

Rappels théoriques

Hypothèse d'un matériau homogène :

Contrainte normale dans une section S (symbole σ)

$$\sigma = \frac{M \cdot v}{I_x}$$

M : Moment de flexion dans la section S .

I_x : Moment quadratique par rapport au C.D.G.

v : Distance d'une fibre par rapport à l'axe passant par le C.D.G.

Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V \cdot M_s}{B \cdot I_x}$$

V : Effort tranchant.

M_s : Moment statique par rapport au C.D.G. de la zone comprise entre le plan de glissement et la fibre extrême.

I_x : Moment quadratique.

b : Largeur de la section au niveau du plan de glissement.

Les diagonales BD et EG sont étirées (traction).

Les diagonales CA et FH diminuent de longueur (compression).

Le décalage entre lamelles à chaque extrémité et au droit des repères verticaux met en évidence le glissement longitudinal.

Les efforts de traction provoquent des fissures à 45° environ, surtout près des appuis.

Cadres et étriers sont nécessaires :

- pour s'opposer au glissement longitudinal;
- pour limiter les fissures dues aux efforts de traction.

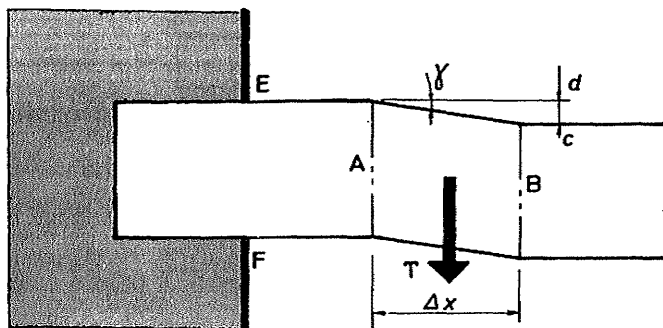
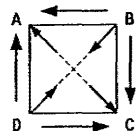
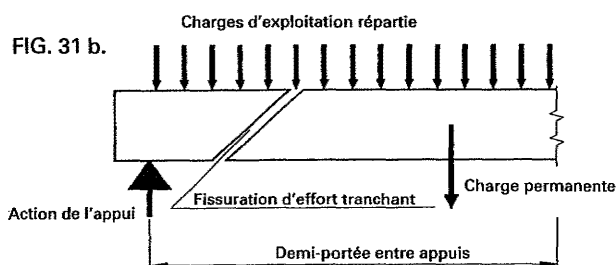


FIG. 31. – Poutre en béton, non armée, encastrée en EF. La section A et la section B, séparées par une distance très petite Δx , accusent, sous l'effet de l'effort tranchant T , une déviation

$$\gamma = \frac{dc}{\Delta x}$$



Biellette AC tendue
Biellette BD comprimée

FIG. 32.

Remarques :

- L'hypothèse de la répartition des contraintes est celle d'un diagramme de forme triangulaire (forme parabolique en réalité) (fig. 33 et 34).
- Les directions principales des contraintes de traction sont horizontales à la partie inférieure médiane d'une poutre uniformément chargée reposant sur deux appuis simples (fig. 35).

Conclusion :

Dès que la résistance à la rupture du béton est atteinte, tout élément non armé risque de se rompre brutalement. Suivant les cas de chargement et les appuis rencontrés, la solution consiste à placer des aciers résistants en traction pour venir en aide au béton.

Diagramme triangulaire théorique

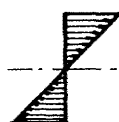


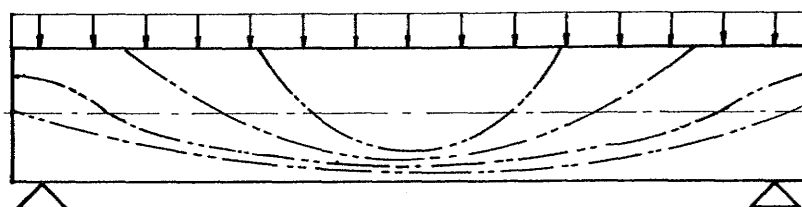
FIG. 33.

Diagramme réel des contraintes



FIG. 34.

Questions :



Trajectoires des contraintes principales de traction

FIG. 35.

CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :

- 1° Citez un élément porteur horizontal.
- 2° Citez un élément porteur vertical de faible épaisseur et de grande dimension.
- 3° Un bâtiment soumis aux charges verticales et horizontales reste en équilibre : grâce à quelles actions extérieures ?
- 4° S'il existe un raccourcissement dans le sens de la hauteur d'un poteau chargé, la déformation transversale se produit-elle ? Quand ?
- 5° En relisant le paragraphe 4.15, donnez les dimensions d'une éprouvette normalisée.
- 6° Dessinez ce qu'on obtient après rupture d'une éprouvette :
 - sans graisser les surfaces en contact ;
 - en graissant les surfaces en contact.
- 7° Si la résistance d'un béton en compression est de 26 MPa, évaluez la résistance à la traction.
- 8° Si un élément porteur vertical ou si un élément porteur horizontal est non armé, quels sont les risques ? Dites pourquoi ? Que préconisez-vous ?

Réponses :

- Un plancher en B.A.
- Un voile en B.A.
- Celles du sol de fondation.
Principe : celui des actions mutuelles.
- Le raccourcissement dans le sens vertical et le gonflement dans le sens horizontal se produisent simultanément.
- Réponse en 4.15.
- Réponse en utilisant le rapport du paragraphe 4.17.
- Réponse en appliquant le principe 4.17, après avoir observé les croquis 12 à 14.

PRINCIPES GÉNÉRAUX DES CONSTRUCTIONS EN B.A.

LE BÉTON

- Le béton peut supporter des efforts de compression considérables, 150 à 600 daN/cm² (15 à 60 MPa).
- Par contre, il résiste mal aux efforts de traction, 15 à 35 daN/cm² (1,5 à 3,5 MPa).
- Dans les zones tendues, il est exposé à se rompre, aussi la règle consiste à ne pas tenir compte du béton tendu dans les calculs.

L'ACIER

L'acier est aussi résistant en compression qu'en traction.

La charge de rupture de l'acier utilisé, le plus faible, est de l'ordre de 400 à 500 MPa.

Nota : Dans le cas de la compression, le béton demeure plus économique que l'acier.

Les aciers sont placés dans les zones tendues.

Schémas de principe

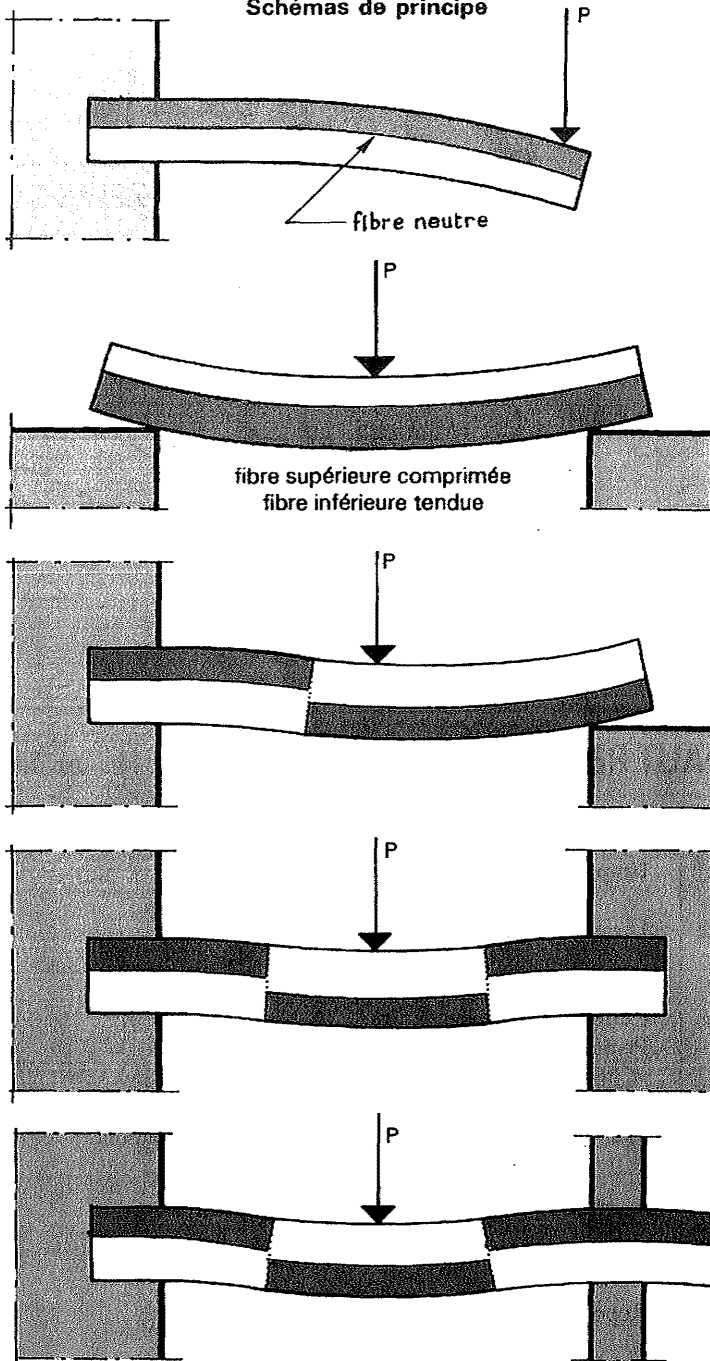


FIG. 36.

Encastrement à une extrémité (console).

fibre supérieure tendue
fibre inférieure comprimée

FIG. 37.

Poutre sur deux appuis.

Zone comprimée
(béton bien utilisé)

SECTION
DE
POUTRE
(schéma)

acier bien utilisé

Zone tendue
(le béton n'est pas pris en
compte dans les calculs)

FIG. 38.

Poutre à une extrémité encastree, l'autre sur appui simple.

FIG. 39.

Poutre avec encastrement à chaque extrémité.

FIG. 37 bis.

FIG. 40. - Poutre à plusieurs appuis.

Légende  zone tendue  zone comprimée

FIG. 36 à 40. - ÉLÉMENTS HORIZONTAUX EN B.A. : ZONES COMPRIMÉES ET ZONES TENDUES.

Nota : En réalité, la fibre neutre est continue. Sur les figures, elle est décalée pour mieux délimiter les zones.

1 Principes des constructions

Combiner le béton et l'acier de façon que :

- les efforts de compression soient équilibrés par le béton ;
- les efforts de traction soient équilibrés par l'acier.

Cette possibilité de combinaison et d'existence durable est due :

- à l'absence de réactions chimiques nuisibles entre la pâte de ciment et l'acier ;
- à l'adhérence mutuelle béton-acier permettant la transmission des efforts ;
- à l'analogie des coefficients de dilatation très voisins (12×10^{-6}) ce qui correspond à 12 microns par mètre et par degré.

2 Conditions essentielles d'utilisation du B.A.

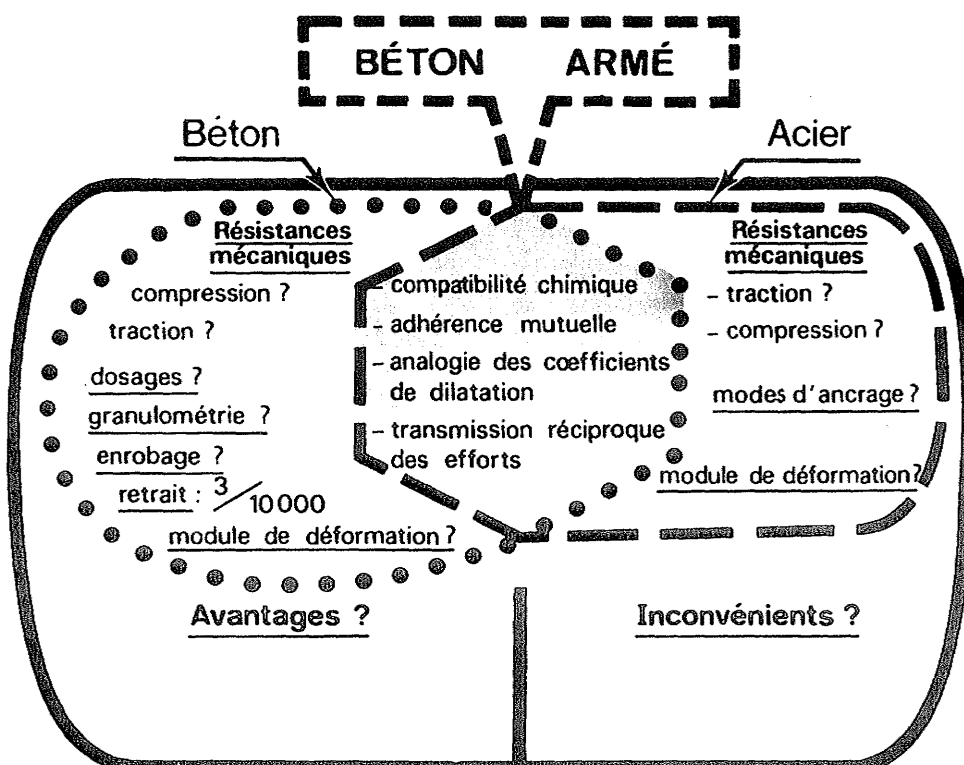
La qualité des aciers et celle des éléments constitutifs des bétons doivent aller de pair.

Les calculs des ouvrages ne peuvent souffrir aucune médiocrité d'où la nécessité de connaître avec précision :

- le rôle de l'adhérence ;
- les caractéristiques mécaniques et les contraintes admissibles des bétons et des aciers ;
- les conditions relatives à la fissuration, à la sécurité et à la non fragilité des ouvrages (règlement B.A.E.L.) ;
- l'organisation des éléments en fonction des sollicitations.

La réglementation actuelle pour les travaux de bâtiment est celle du B.A.E.L. (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A. suivant la méthode des États Limites.)

6° Complétez :



TROUVEZ LES RÉPONSES

Questions :

- 1° La résistance à la compression d'un béton est de 39 MPa. La résistance à la traction est de 3 MPa. Trouvez le rapport entre les résistances obtenues. La règle imposant de ne pas tenir compte du béton tendu dans les calculs est-elle, par suite, justifiée ?
- 2° Au lieu de placer de l'acier comme armature dans le béton armé, pourrait-on utiliser du laiton ? Informez-vous pour connaître son coefficient de dilatation et concluez.
- 3° Le plâtre adhère très bien aux aciers, pourquoi ne peut-on pas l'utiliser en B.A. ?
- 4° Une poutre de B.A. de 10 m de longueur subit une variation de température de 40° C. Sachant que le coefficient de dilatation est de 0,000 012, de combien s'allonge-t-elle ?

Réponse :

$$\Delta l = 10\,000\text{ mm} \times 40\text{ °C} \times \frac{0,000\,012}{1\text{ °C}} = 4,8\text{ mm}$$

- 5° Le module de déformation instantanée du béton est :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3} \text{ (voir p. 35)}$$

Si $f_{cj} = 27\text{ MPa}$, trouvez la valeur de E_{ij} .

Réponse

$$f_{cj}^{1/3} = \sqrt[3]{27} = 3\text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 11\,000 \times 3 = 33\,000\text{ MPa}$$

- 6° En vous aidant de la réponse précédente, trouvez le module de déformation différée du béton E_{vj} .

Réponse (voir § 4.4, chap. 3)

$$E_{vj} \approx \frac{1}{3} E_{ij} \approx 11\,000\text{ MPa}$$

Valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence
(Symbole τ_{su}) pour un ancrage

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

ψ_s est le coefficient de scellement :

- pour ronds lisses : $\psi_s = 1$
- pour aciers HA : $\psi_s = 1,5$

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (unité : MPa)}$$

Exemple : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Acier HA Fe E 500 : $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit « l_s »

Condition d'équilibre d'un scellement

Force d'adhérence = Force de traction

$$\tau_{su} \cdot \phi \cdot l_s = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot f_e}{4}$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Exemple : Calcul de la longueur l_s avec :

$\tau_{su} = 2,83 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

Diamètre de la barre : 12 mm

$$l_s = 53 \text{ cm}$$

Section I-I Coupe partielle longitudinale

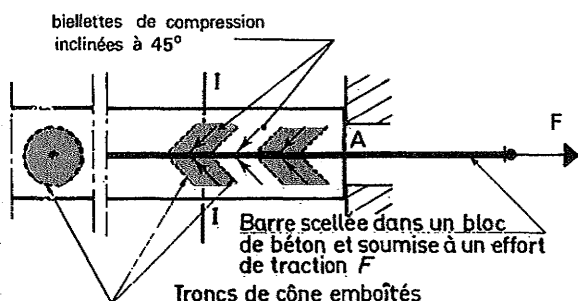


FIG. 1. – Mécanisme de l'adhérence béton-acier.

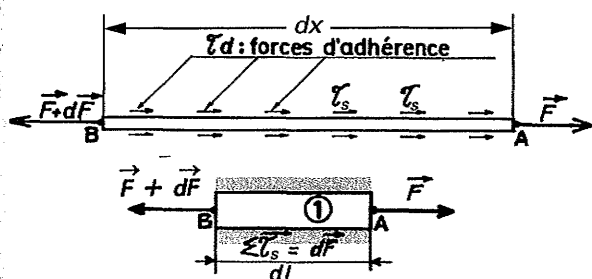


FIG. 2. – Équilibre d'un tronçon de barre en acier.

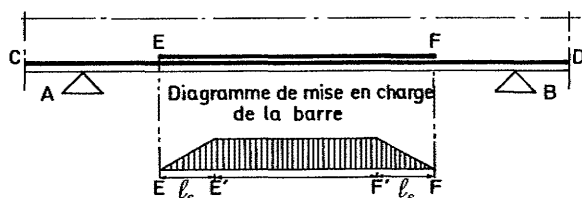


FIG. 3. – Mise en charge progressive.

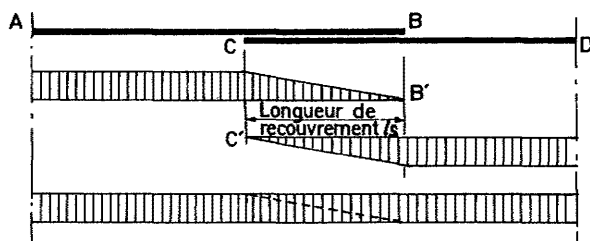


FIG. 4. – Continuité mécanique assurée.

Règles pratiques

Types d'acier	Longueur de recouvrement : $l_r = l_s$	
	Barres rectilignes (sans crochets)	Barres avec crochets normaux
Ronds lisses Acier HA Fe E 500	50 fois le diamètre de la barre	30 fois le ϕ
Aciers HA Fe E 400	40 fois le diamètre de la barre	20 fois le ϕ

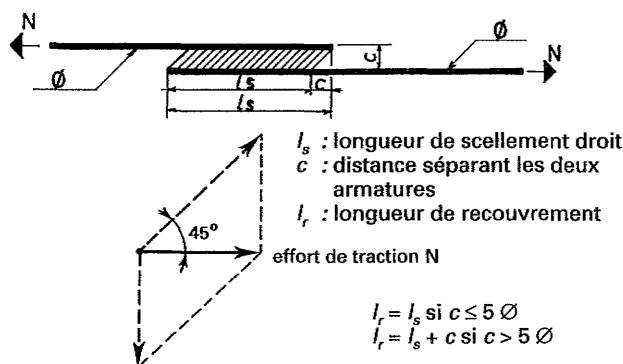


FIG. 5. – Les aciers de couture sont nécessaires.

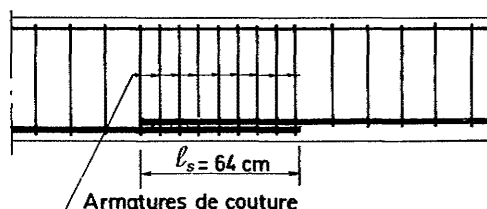


FIG. 6. – Coutures pour cadres.

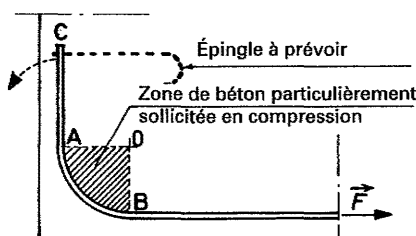


FIG. 7. – Prescription de mise en œuvre.

5. ASSOCIATION BÉTON-ACIER

La condition essentielle de cette association est l'**adhérence béton-acier**.

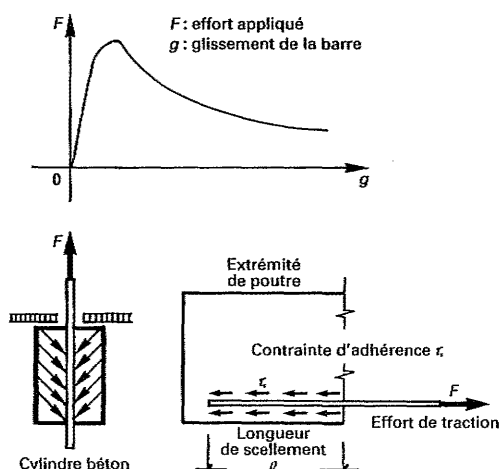
Cette propriété physique permet :

- la transmission des efforts : le béton et l'acier travaillent ensemble et non séparément ;
- le fonctionnement rationnel des éléments en B.A. tels que les poteaux, les poutres, etc.

1 Comment mettre en évidence l'adhérence ?

1.1 Essai d'arrachement d'un barreau d'acier scellé dans le béton

But de l'essai : éprouver par mise en traction progressive une barre scellée.



1.2 Conclusions et intérêt de cet essai

La liaison entre le béton et l'acier est caractérisée par la résistance offerte à l'arrachement de la barre sous l'effet de la force F.

$$\text{liaison} = \text{adhérence} + \text{frottement}$$

2 Comment réagit le béton ?

2.1 Sur les ronds lisses

Il se forme une série de troncs de cône emboîtés les uns sur les autres (fig. 1, page 48).

Les cliquets ainsi formés réagissent par frottement comme des bielles inclinées.

L'égalisation des déformations du béton et de l'acier est rendue possible par l'adhérence.

Deux cas peuvent se produire :

- les forces de contact sont insuffisantes, l'acier s'allonge et le béton ne suit pas : rupture d'adhérence ;
- la résistance de la barre à la traction est épuisée : rupture de l'acier.

2.2 Cas d'un acier H.A. : la résistance à l'arrachement varie avec les états de surface de la barre :

- des forces de liaison empêchent la barre de glisser dans la gaine de béton qui l'entoure ;
- ces forces de contact assurent la transmission des efforts de l'acier au béton et réciproquement ;
- il s'agit d'une adhérence tangentielle.

2.3 Contrainte d'adhérence τ_s (fig. 2, page 48)

Soit un tronçon de barre soumis à une extrémité à un effort de traction F et à l'autre extrémité à F + dF.

L'équilibre du tronçon est dû aux forces d'adhérence qui s'exercent sur la longueur dx de la barre, de périmètre : $u = \pi \Phi$.

En projetant sur l'axe de la barre Ox : $\tau_s \cdot u \cdot dx = dF$

$$\tau_s = \frac{1}{u} \cdot \frac{dF}{dx}$$

$\frac{dF}{dx}$: variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur la barre.

u : périmètre utile de l'armature, confondu avec le périmètre nominal lorsqu'il s'agit d'une barre isolée.

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s .

3 Rôle de l'adhérence dans les ouvrages

3.1 Physique

3.1.1 – Protection des aciers

Elle est assurée par la compacité de l'enrobage qui dépend de la qualité et de la mise en œuvre des bétons.

3.1.2 – Résistance au glissement des barres

Sous l'effet de la variation de l'effort de traction entre deux sections, dans le cas d'une poutre par exemple,

l'adhérence oblige le béton à suivre l'armature d'où l'appellation « **adhérence par entraînement** ».

3.2 Mécanique

3.2.1 - Ancrages, scellements

3.2.1.1 - Cas d'une barre rectiligne (fig. 3 à 5)

- La contrainte de traction de la barre est nulle à l'extrémité scellée.
- La mise en traction de la barre s'effectue progressivement sur la longueur de scellement (fig. 3).
- La continuité mécanique est assurée par un recouvrement suffisant (fig. 4 à 6).

3.2.1.2 - Ancrage par courbure (fig. 6 et 7)

Il utilise :

- les propriétés du scellement droit ;
- les forces de frottement des actions du béton sur la barre.

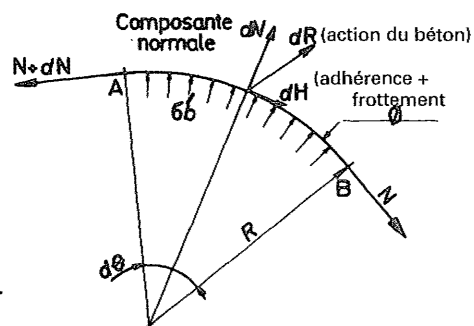


FIG. 8.

Contrainte du béton sous l'effet de N à l'intérieur de la courbure : $\sigma'b = \frac{N}{\phi R}$

4 Facteurs de l'association béton-acier

Cette action est favorisée par :

L'état de surface des aciers :

- la forme de la surface latérale : lisse, avec créniaux, avec verrous ;
- la propreté des barres débarrassées de leur peau de laminage.

Les qualités du béton d'enrobage :

- granulométrie, granularité, dosage en liant.

Les soins apportés à la mise en œuvre :

- à la plasticité du béton ;
- à la vibration ;
- à l'enrobage des aciers ;
- au durcissement du béton.

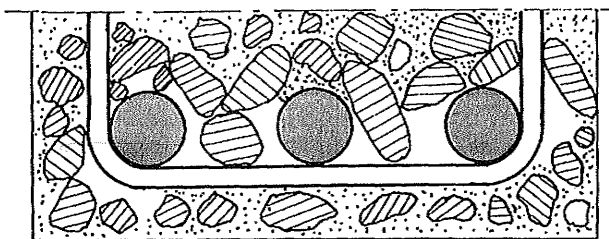


FIG. 9. – Effet de voûte des granulats.

Règles pratiques :

- éviter l'effet de voûte des granulats (fig. 9) ;
- éviter la poussée au vide du béton ;
- éviter l'écrasement du béton à l'intérieur d'une courbure ;
- prévoir des recouvrements ou des longueurs d'ancrage suffisants (voir fig. 7) ;
- prévoir des armatures dites « de couture » (voir fig. 6).

5 Fissuration et comportement du béton et de l'acier

5.1 Le béton est caractérisé du point de vue mécanique par :

- sa faible capacité d'allongement ;
- sa faible résistance à la traction voisinant le 1/13^e de sa résistance à la compression ;
- ses déformations internes dues au retrait, qui mettent le béton en traction.

5.2 Les caractères qualitatifs et quantitatifs des aciers les font utiliser dans les zones tendues.

5.3 L'allongement de l'acier sous l'effet des sollicitations entraîne la fissuration du béton tendu (fig. 10).

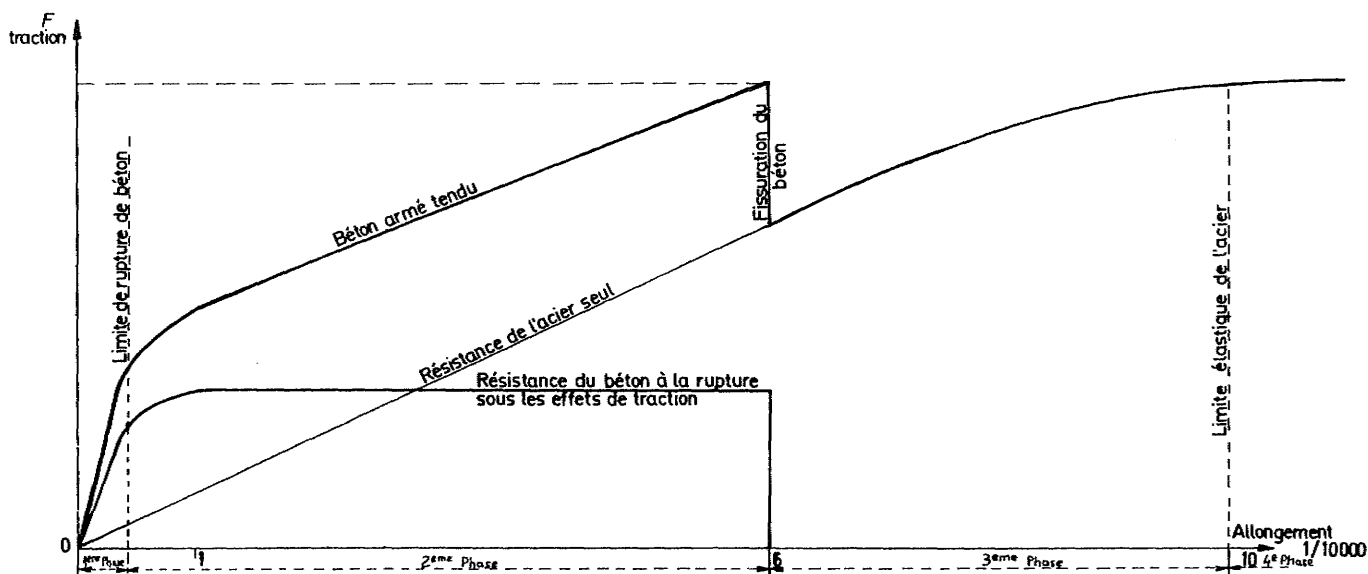


FIG. 10. – Comportement du béton armé tendu.

1^{re} phase : Le béton et l'acier s'aident mutuellement.

2^e phase : Le béton suit plastiquement l'acier, mais sa résistance à la rupture est dépassée.

3^e phase : L'acier travaille indépendamment du béton.

4^e phase : La limite élastique de l'acier est dépassée.

5.3.1 - Cas des ronds lisses (fig. 11)

Les fissures sont larges car elles prennent à leur compte l'allongement de l'acier glissant dans le béton.

5.3.2 - Cas des barres à haute adhérence (fig. 12)

Les fissures sont fines et étroitement espacées. Cette répartition résulte des multiples points d'ancrage égalisant la distribution des contraintes.

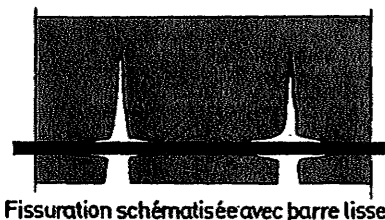


FIG. 11.

Fissuration schématisée avec barre lisse

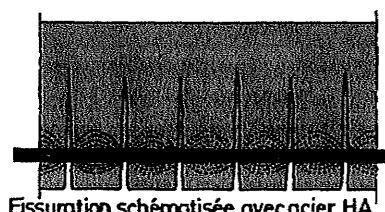


FIG. 12.

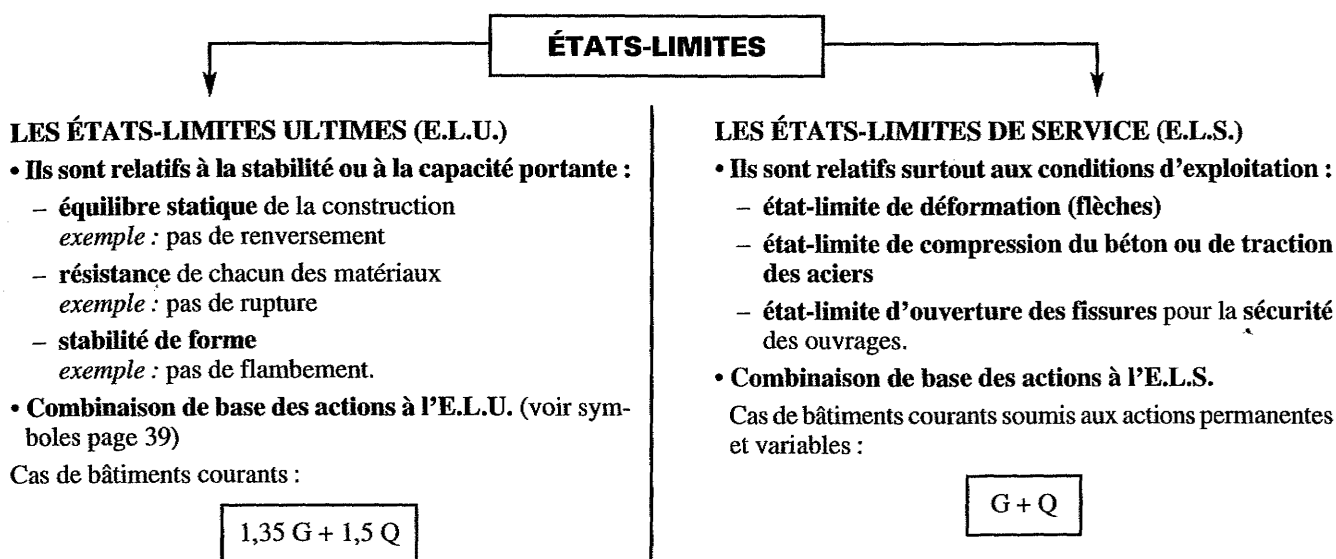
Fissuration schématisée avec acier HA

LES DIAGRAMMES DÉFORMATIONS-CONTRAINTES DE L'ACIER ET DU BÉTON

1 Notion d'état limite (Règlement B.A.E.L.)

Un « état-limite » est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ses éléments) est **strictement** satisfaite.

Au-delà du seuil « d'état limite », une structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.



2 État-limite ultime de résistance (E.L.U.R.)

2.1 Hypothèses de calcul (Règlement B.A.E.L.)

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes.
- L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.

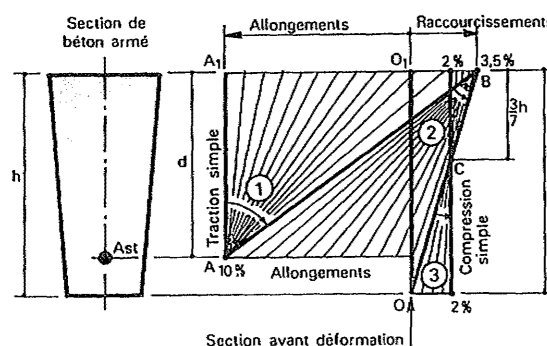
$$\begin{array}{ccc} \text{Allongement relatif} & = & \text{Allongement relatif} \\ \text{de l'acier} & & \text{du béton} \\ \text{(ou raccourcissement)} & & \text{(ou raccourcissement)} \end{array}$$

soit $\epsilon_s = \epsilon_b$

- Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 $\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$ en compression simple (ex. : poteaux)
 $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple (ex. : poutres)
- L'allongement relatif de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$
- Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots : A, B ou C.

2.2 Diagramme des déformations de la section

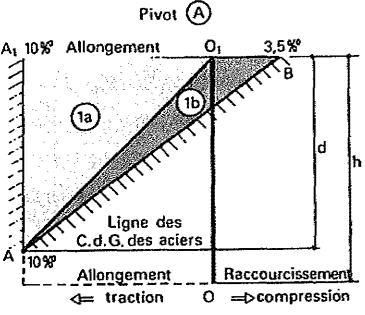
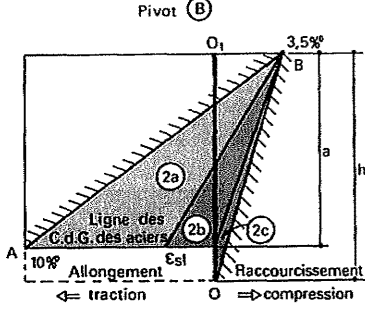
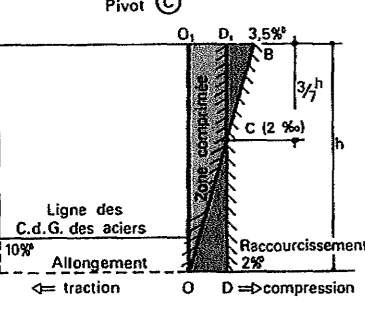
On distingue trois domaines ①, ②, ③, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section de béton.



DIAGRAMMES DES DÉFORMATIONS DE LA SECTION (RÈGLE DES PIVOTS)

La position du pivot est caractérisée par :

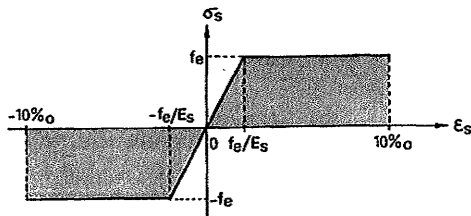
- un allongement déterminé : exemple 10 ‰ pour A
- un raccourcissement déterminé : exemple 3,5 ‰ pour B.

DOMAINE ET PIVOT <i>(voir croquis 1)</i>	CONSTATATIONS ET CONSÉQUENCES	
	Acier	Béton
Domaine 1 et pivot A - Le domaine 1 est représenté par le triangle $A_1 A B$. - Les droites issues de A matérialisent les différents diagrammes possibles de déformation. - Le pivot A est situé au niveau du C.D.G. (Centre de gravité) des aciers.  Différents diagrammes - Région 2a - Région 2b - Région 2c	Régions 1a et 1b : L'allongement ultime de l'acier est pris constant et égal à 10 ‰. La contrainte de calcul de l'acier tendu est maximale. <i>(Observer le diagramme déformations-contraintes en 2.3)</i> L'acier est bien utilisé.	Région 1a : - La fibre supérieure du béton subit un allongement relatif ϵ_b $0 < \epsilon_b \leq 10 \text{ ‰}$ Le béton est partout tendu, <i>exemple : cas des tirants en B.A.</i> Région 1b : - La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement relatif $0 < \epsilon_b \leq 3,5 \text{ ‰}$ béton $\begin{cases} \rightarrow \text{comprimé en haut} \\ \rightarrow \text{tendu en bas} \end{cases}$ La section de béton est partiellement comprimée, <i>exemple : cas des poutres, des dalles.</i>
Domaine 2 et pivot B Le domaine 2 est représenté par le triangle $A B O$:  Différents diagrammes - Région 2a - Région 2b - Région 2c	Région 2a : L'allongement de l'acier est compris entre 10 ‰ maximal et un allongement ϵ_{b1} minimal car ainsi L'acier est bien utilisé Voir exemple p. 53 pour Fe E 400 type I. Région 2b : Acier mal utilisé car l'allongement de l'acier étant faible, sa contrainte de traction est également faible. Région 2c : Acier faiblement comprimé en bas.	Région 2a, 2b et 2c : La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement constant et égal à 3,5 ‰. Le béton est bien utilisé : béton $\begin{cases} \rightarrow \text{comprimé en haut} \\ \rightarrow \text{tendu en bas} \end{cases}$ sauf en région 2c La section de béton est partiellement comprimée dans les régions 2a et 2b, <i>exemple : cas des poutres.</i>
Région 3 et pivot C Le domaine 3 est représenté par les zones grisées.  Le pivot C est tel que $\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$ $CD_1 = 3/7 h$ La droite de déformation pivote autour du point C.	Zone $CD_1 B$: l'acier placé en partie supérieure est comprimé. Le raccourcissement de l'acier est compris entre 2 ‰ et 3,5 ‰. Zone OCD : l'acier placé en partie inférieure est comprimé. Le raccourcissement de l'acier est inférieur ou égal à 2 ‰.	Zone $CD_1 B$: le béton est comprimé. La fibre supérieure subit un raccourcissement compris entre 2 ‰ et 3,5 ‰. Zone OCD : le béton est comprimé. La section de béton est donc entièrement comprimée, <i>exemple : cas des poteaux.</i>

2.3 Diagrammes déformations-contraintes de l'acier

Les diagrammes déformations-contraintes définis ci-dessous sont symétriques par rapport à l'origine des coordonnées.

2.3.1 - Cas des aciers à haute adhérence symbole (H.A.)

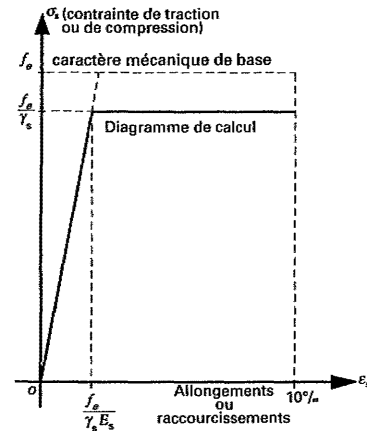


ϵ_s : allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : module d'élasticité longitudinale pris égal à 200 000 MPa.

f_e : limite d'élasticité garantie (voir thème Aciers).

Le diagramme déformations-contraintes à considérer est conventionnellement défini ci-contre.



2.3.2 - Les diagrammes déformations-contraintes de calcul se déduisent des précédents en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $1/\gamma_s$.

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à :

$$\gamma_s = 1,15$$

Exemple : Acier Fe E 500

$$f_e/\gamma_s = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Allongement relatif correspondant :

$$\frac{434,78 \text{ MPa} \times 1\,000}{200\,000 \text{ MPa}} = 2,174 \text{ ‰}$$

(Exemple pour un acier naturel Fe E 40 type 1)

• limite d'élasticité garantie

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

• contrainte limite de calcul

$$f_{su} = f_e/\gamma_s = 400 : 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

• allongement relatif mini ϵ_{sl} ‰ :

$$\frac{f_{su}}{E_s} \times 1\,000 = \frac{348 \text{ MPa} \times 1\,000}{200\,000 \text{ MPa}} = 1,74 \text{ ‰}$$

• contrainte de calcul pour un allongement $\epsilon_s \text{ ‰} = 0,5$

$$\frac{\sigma_s \cdot 0,5 \times 200\,000}{1\,000} = 100 \text{ MPa}$$

2.3.3 - Tableau des valeurs des contraintes de calcul en fonction de l'allongement relatif ϵ_s pour un acier naturellement dur Fe E 400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Allongement relatif $\epsilon_s \text{ ‰}$	0	0,5	1	1,74	2	4	6	8	10
Contrainte de calcul en MPa	0	100	200	348	348	348	348	348	348
$\sigma_s = \frac{\epsilon_s \text{ ‰} \cdot E_s}{1\,000}$					$\sigma_s = 348 \text{ MPa} = \text{constante}$				

2.3.4 - Tableau des valeurs des contraintes de calcul pour un acier de nuance Fe E 500

Allongement relatif : $\epsilon_s \text{ ‰}$	0	0,5	1	2	2,174	4	6	8	10
Contrainte de calcul (MPa)	0	100	200	400	← 434,8 →				

2.4 Diagrammes déformations-contraintes de calcul du béton

2.4.1 - Le diagramme déformations-contraintes de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole-rectangle** ».

– Le diagramme simplifié déformations-contraintes ou diagramme « **rectangulaire** » s'utilise également, si la section considérée n'est pas entièrement comprimée. Le diagramme rectangulaire, d'utilisation plus simple dans les calculs, conduit pratiquement aux mêmes résultats.

σ_{bc} (contrainte du béton)

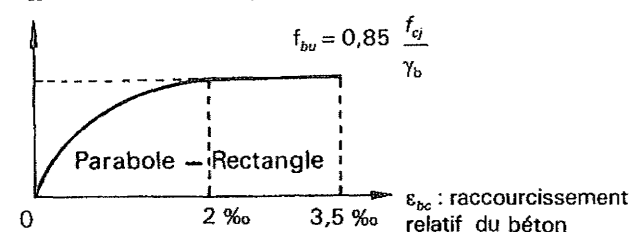


Diagramme Parabole-Rectangle

Exemple : Cas de la flexion simple, pivot B

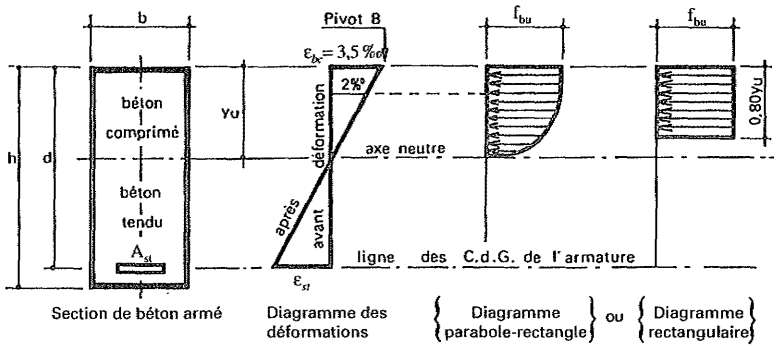


DIAGRAMME DÉFORMATIONS-CONTRAINTES DE CALCUL DU BÉTON

Il n'y a pas proportionnalité entre déformations et contraintes.

Remarque : Dans le domaine 3 et pivot C, seul le diagramme parabolique-rectangle est utilisé.

2.42 - Contrainte ultime du béton en compression (symbole f_{bu}) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{ci}}{\theta \gamma_b}$$

f_{ci} : résistance caractéristique en compression du béton âgé de j jours.

$\gamma_b = 1,5$, coefficient de sécurité (on prend $\gamma_b = 1,15$ seulement pour les actions accidentelles).

$\theta = 1$ si la durée d'application des charges est > 24 heures.

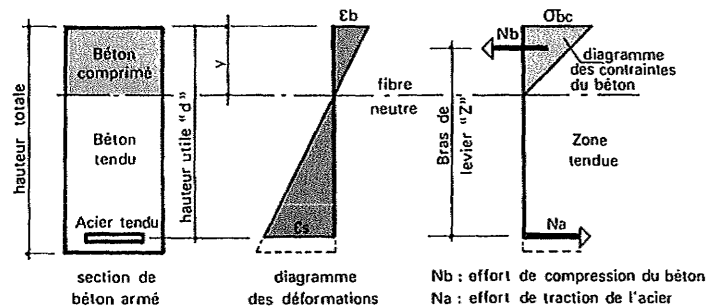
- Valeur de la contrainte ultime du béton en compression

Résistance caractéristique f_{c28}	Contrainte ultime f_{bu}
20 MPa	11,33 MPa
25 MPa	14,17 MPa
30 MPa	17 MPa

Nota : la résistance caractéristique du béton à la traction est définie conventionnellement par :

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

Domaine élastique : Déformations et contraintes sont proportionnelles



Cas de la flexion simple

ÉTAT LIMITE DE SERVICE

3 État limite de service (E.L.S.)

3.1 Hypothèse de calcul (Règlement B.A.E.L.)

- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport $n = \frac{\text{module d'élasticité de l'acier}}{\text{module d'élasticité du béton}}$ appelé coefficient d'équivalence est pris égal à $n = 15$
- Le béton tendu est négligé.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.

3.2 Contraintes limites

Contrainte limitée de l'acier : $\bar{\sigma}_{st}$

But recherché : limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage et la nuisance de la fissuration :

Fissuration préjudiciable Expression de $\bar{\sigma}_{st}$	$\xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\}$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = 0,8 \cdot \xi \text{ (Mpa)}$
η est le coefficient de fissuration	$\eta = 1$ pour les ronds lisses $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Exemple de calcul de la contrainte limite

Acier HA Fe E 500, $\eta = 1,6$.

Cas de fissuration préjudiciable.

Béton utilisé :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$.

Contrainte autorisée de l'acier :

$\bar{\sigma}_{st} \text{ max } 0,5 \times 500 = 250 \text{ MPa}$

$110 \sqrt{1,6 \times 2,40 \text{ MPa}} = 216 \text{ MPa}$.

Valeur à prendre : $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$.

Contrainte limitée du béton : $\bar{\sigma}_{bc}$

But recherché : limiter la formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.

Valeur de la contrainte limite

Résistance caractéristique f_{c28}	Contrainte ultime $\bar{\sigma}_{bc}$
20 MPa	12 MPa
25 MPa	15 MPa
30 MPa	18 MPa

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Exemples :

$f_{c28} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 20 \text{ MPa} = 12 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 20 = 1,8 \text{ MPa}$

Si $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4 \text{ MPa}$

3.3 Dispositions particulières suivant les ouvrages

3.3.1 - La limitation de la fissuration s'impose pour les raisons :

- d'imperméabilité ou d'étanchéité,
- d'aspect tant à l'extérieur qu'à l'intérieur,
- de durabilité des ouvrages en évitant le risque de corrosion.

3.3.2 - Les dispositions constructives consistent :

- à favoriser l'enrobage des aciers,
- à disposer judicieusement les barres dans une section,
- à limiter les effets du retrait du béton en parement par des « aciers de peau ».

Conditions particulières

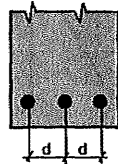
* A fissuration préjudiciable, $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

* B fissuration très préjudiciable, $\varnothing \geq 8 \text{ mm}$

membrure tendue

* A { $d \leq 4 \varnothing$, si $\varnothing \leq 20 \text{ mm}$ }

* B { $d \leq 3 \varnothing$, si $\varnothing > 20 \text{ mm}$ }

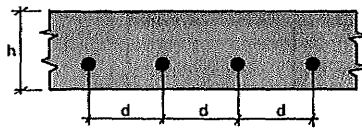


Cas des poutres

écartement max. des aciers :

* A, $d \leq \begin{cases} 25 \text{ cm} \\ 2 \text{ fois « h »} \end{cases}$

* B, $d \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 1,5 \text{ fois « h »} \end{cases}$



Cas des dalles et des voiles

armature de peau :

* A, $3 \text{ cm}^2 \text{ d'acier par mètre de longueur de parement}$



* B, $5 \text{ cm}^2 \text{ /mètre de parement}$

Cas des poutres élancées

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

RETENONS L'ESSENTIEL :

Questions :

Réponses :

1° Comment se transmettent les efforts du béton à l'acier et de l'acier au béton ?	La transmission des efforts s'effectue grâce à l'adhérence.
2° À quoi est due l'adhérence ? Lire le paragraphe 2, page 49.	L'adhérence est due : - aux irrégularités de la barre ; - à la formation d'une ferrite de chaux.
3° Comment agit le béton sur un rond lisse sollicité en traction ?	Il se forme une série de troncs de cône emboîtés qui viennent serrer la barre et l'empêchent de glisser.
4° Qu'appelle-t-on « adhérence par entraînement ».	Lire le § 2, page 49 et ci-dessous questions 5 et 6.
5° Comparez les fissures du béton armé dans le cas d'utilisation de rond lisse et de barre à haute adhérence. Observez les figures 11 et 12 page 50.	La contrainte d'adhérence exercée dans une poutre fléchie est en fonction du périmètre utile des barres ou des paquets. La contrainte d'adhérence par entraînement ne doit pas être confondue avec la contrainte d'adhérence pour les ancrages ($t_{su} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{ij}$).
6° Pourquoi utilise-t-on des barres de petits diamètres pour limiter la fissuration ? La contrainte d'adhérence par entraînement des armatures (symbole : $\tau_{se,u}$) doit être inférieure à la valeur ultime suivante : $\tau_{se,u} = \Psi_s \cdot f_{ij}$ Ψ_s : coefficient d'adhérence égal à 1,5 pour les aciers à haute adhérence f_{ij} : contrainte caractéristique de traction du béton	Section d'un $\varnothing 10$: $0,78 \text{ cm}^2$. Section d'un $\varnothing 20$: $3,14 \text{ cm}^2$. Il faut 4 $\varnothing 10$ pour égaler la section d'un $\varnothing 20$. Comparons les périmètres : $\varnothing 20 \rightarrow p_1 = 6,28 \text{ cm}$. $4 \varnothing 10 \rightarrow p_2 = 3,14 \times 4 = 12,56 \text{ cm}$. La surface latérale sera doublée avec des $\varnothing 10$, et les forces d'adhérence aussi.
7° Quelle est la valeur de la contrainte de calcul à l'état limite de service (E.L.S.) d'un acier Fe E 500 dans le cas de la fissuration très préjudiciable.	D'après le règlement du Béton Armé aux États Limites (BAEL), on a avec les formules du paragraphe 3.2 : $\bar{\sigma}_{st} = \max 0,80 (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 200 \text{ MPa}$
8° Comment assure-t-on la continuité mécanique si nous avons une poutre de portée 8 m, des barres de longueur 6 m et de diamètre 16 mm ; Fe E = 400 MPa.	Réponse sur la figure 6, page 48 : $l_s = 40 \times 1,6 \text{ cm} = 64 \text{ cm}$ de recouvrement. NB : pour un acier Fe E 500, on aurait $l_s = 80 \text{ cm}$.

Actions extérieures sur un bâtiment

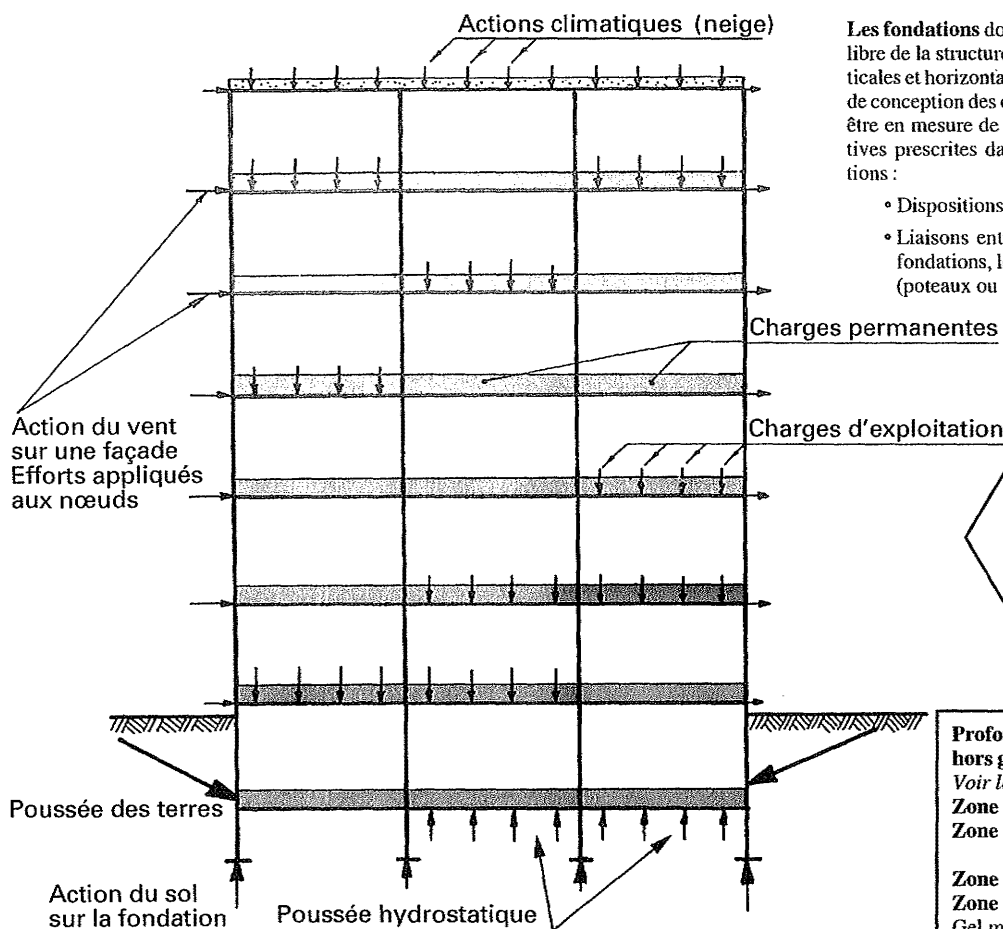


FIG. 1. - Coupe schématique de la structure.

Les fondations doivent être étudiées pour assurer l'équilibre de la structure sous l'effet combiné des charges verticales et horizontales. C'est l'affaire du bureau d'étude et de conception des ouvrages. Cependant, le technicien doit être en mesure de comprendre les dispositions constructives prescrites dans l'exécution des travaux de fondations :

- Dispositions des aciers principaux.
- Liaisons entre éléments horizontaux (semelles de fondations, longrines etc.) et les éléments verticaux (poteaux ou voiles en béton armé).

Bâtiment soumis à des actions :

- horizontales,
- verticales,
- obliques.

Fig. 1

Le sens du vent peut être inversé et les charges d'exploitation peuvent être combinées pour produire l'effet le plus défavorable.

Profondeur minimale indicative pour le hors gel des fondations

Voir les classes d'environnement page 37

Zone 2a, gel faible : 50 cm

Zone 2a ou 2b

Gel faible ou modéré : 60 cm

Zone 2b1, gel modéré : 70 cm

Zone 2b1 ou 2b2

Gel modéré ou sévère : 80 cm

Zone 2b2, gel sévère ≥ 90 cm

Les désordres dus au gel sont les suivants :

- dislocation du squelette du sol
- tassement au dégel
- fissuration des ouvrages

Les différentes poutres du portique sont représentées par leur ligne moyenne.

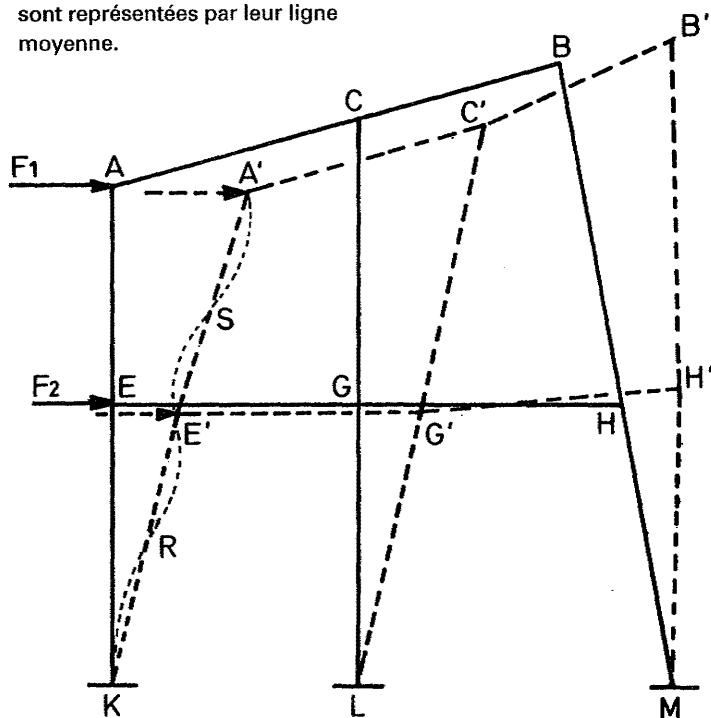


FIG. 2. - Portique en béton armé à nœuds rigides par les liaisons poteaux-poutres.

Déformation de la construction sous l'effet des seules forces horizontales F_1 et F_2 (fig. 2)

On conçoit ainsi l'existence des moments de flexion dans les éléments horizontaux et verticaux.

La traverse ACB est venue en A'C'B' et n'est plus rectiligne. De même, l'élément vertical AEK devient A'E'K'.

Les droites A'C', C'B', B'H', etc. représentent les cordes reliant les extrémités de la ligne déformée.

En fait, l'hypothèse des nœuds rigides conduit, pour le montant AEK, à l'allure de la déformée A'SE'RK.

Les barres verticales KE et EA, qui représentent la ligne moyenne des poteaux de rives, fonctionnent comme des poutres verticales soumises au centre de gravité d'une section à :

- un effort normal de direction perpendiculaire au plan de la section
- un effort tranchant qui agit dans le plan de la section
- un moment de flexion (positif ou négatif suivant la position de la section).

6. FONDATIONS

NOTIONS DE BASE

Une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol.

Les actions qui s'exercent sur la construction sont :

- les forces dues à sa masse : force d'attraction de la terre (poids) ;
- les forces dues au vent, à la neige, à la chaleur solaire ;
- des forces de contact du sol sur la partie de la maçonnerie qui porte le nom de fondation.

Cet ensemble de forces doit à tout instant être en équilibre.

La fondation transmet au sol les effets :

- des charges permanentes (voir figure 1) ;
- des charges d'exploitation ;
- des actions climatiques.

Elle reçoit les actions ascendantes du sol. Toutes ces actions constituent un système de forces en équilibre (principe de l'égalité des actions réciproques).

La stabilité de l'ensemble du bâtiment est le problème n° 1

1 Problèmes posés au constructeur

Quel est le rôle de la fondation ? →

Que veut-on ? →

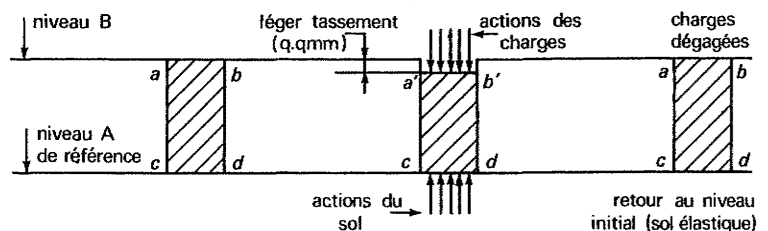
Quels sont les risques ? →

Quelle règle adopter en pratique →

Quelles actions et quels facteurs entrent en jeu ? →

1.1. La déformation du sol porteur

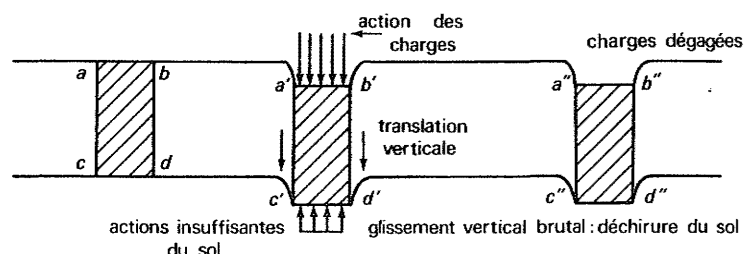
1.1.1 - Tassement élastique



1.1.2 - Tassement permanent

- Le **squelette** (particules de terre seules, l'eau et l'air étant partiellement chassés) s'affaisse de façon définitive.
- Les **désordres** graves sont alors à craindre : dislocation, fissuration, rupture des éléments de construction surtout si l'affaissement est inégal.

1.1.3 - Poinçonnement ou rupture localisée



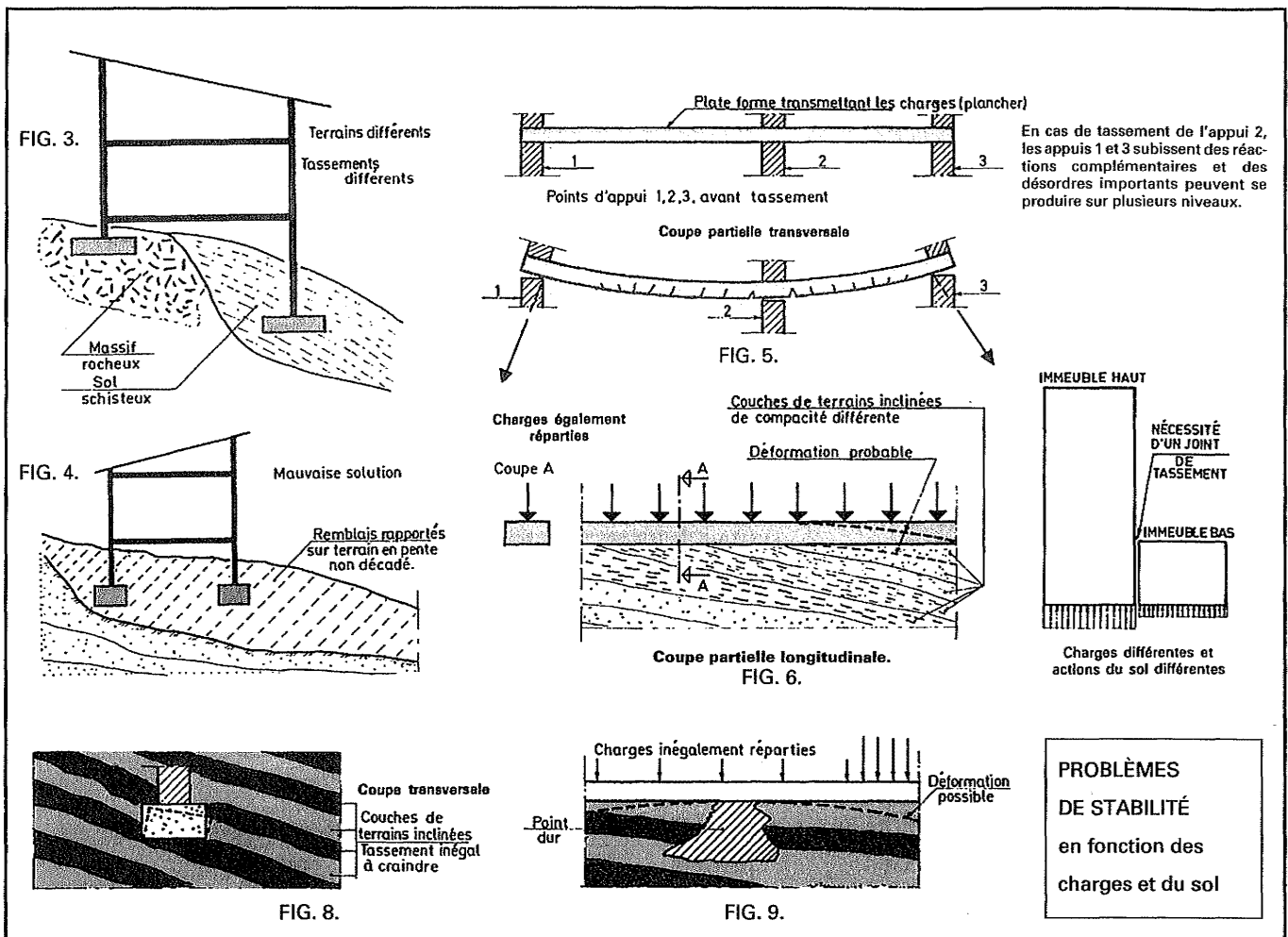
Les contraintes admises ne doivent pas dépasser le quart de la contrainte de poinçonnement.

1.2 La stabilité du complexe situé

- Dans le sol (infrastructure)
- Au-dessus du sol (superstructure)

Dépend :

- des actions mécaniques
 - ↙ horizontales (vent)
 - ↘ verticales (charges)
 - ↗ obliques (poussées des terres)
 (fig. 1)
- des sollicitations qui s'ensuivent
 - ↙ moments de flexion
 - ↘ moments de torsion
 (fig. 2)



EXTRAITS DU DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIÉ (D.T.U. n° 13.12) RELATIF AU CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

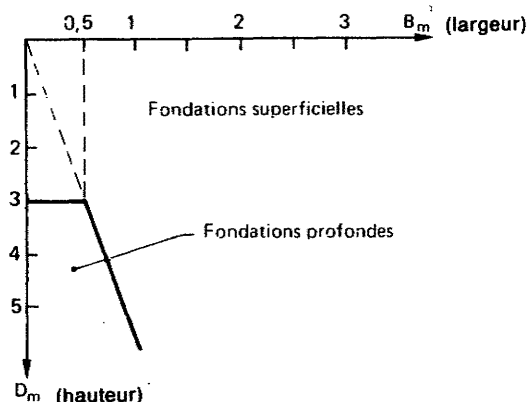
Fondations superficielles si :

- la profondeur de fouille < 3 m
- $\frac{\text{largeur de semelle}}{\text{profondeur}} = \frac{B}{D} > \frac{1}{6}$

Exemple $B = 1,40 \text{ m}$ et $D = 2,00 \text{ m}$

$$\frac{B}{D} = 0,7 > 0,166$$

Sinon, il s'agit de fondation profonde.



Nota : La contrainte de calcul « q » peut soit être déduite de l'expérience sur des réalisations existantes voisines, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol.

Justifications des ouvrages de fondations

Les ouvrages de fondation doivent être justifiés conformément aux règles de béton armé en vigueur sous les différents états suivants (voir page 51) :

- état-limite ultime de résistance ;
- état-limite ultime de stabilité de forme ;
- état-limite d'équilibre statique (en particulier, glissement et cercles de glissement) ;
- état-limite de service vis-à-vis de la durabilité ;
- état-limite de service vis-à-vis des déformations.

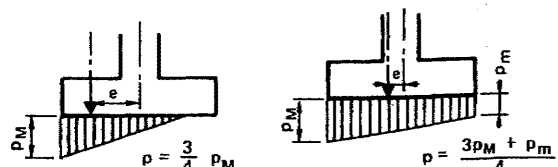
État-limite ultime de résistance

Les sollicitations s'expriment par la résultante générale des forces prise au niveau du plan de contact avec le sol et on en déduit p, la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées.

Commentaire

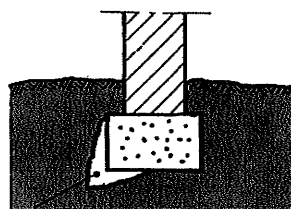
La réaction du sol peut le plus souvent être considérée comme uniforme sous les fondations, axée sur la résultante générale des forces et caractérisée par la valeur p.

Il est loisible de considérer une réaction au sol axée sur la résultante générale des forces et respectant une variation linéaire des contraintes avec p valeur normale représentative.

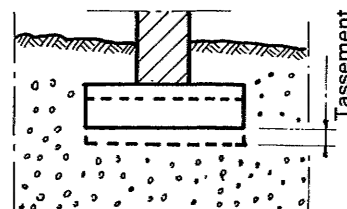


La justification de l'état-limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante : $p \leq q$

- de la nature du sol de résistance variable d'un point à un autre et de ses caractéristiques physiques $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{capillarité} \\ \rightarrow \text{perméabilité} \\ \rightarrow \text{cohésion} \end{array} \right\}$ (fig. 3 à 6)
- du type de construction $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{bâtiment long et bas} \\ \rightarrow \text{bâtiment haut (tour)} \end{array} \right\}$ (fig. 7)
- de l'environnement : constructions voisines dont le tassement s'est déjà produit ;
- des poussées hydrostatiques : problème des sous-pressions d'eau ;
- des effets consécutifs à la dilatation, au gel, à la poussée des terres, aux vibrations.



Déchaussement produit par circulation d'eau souterraine



Tassement du squelette dans le cas d'un sol gorgé d'eau puis asséché.

FIG. 10.

FIG. 11.

Quel type de fondation choisir ?

1.3 Le choix s'effectue souvent à partir de deux critères principaux

- Assurer la **sécurité** des habitants et la **stabilité** de l'immeuble.
- Adopter une **solution économique**.

Parmi les techniques qui s'offrent au constructeur en matière de fondation et étudiées par la suite, on a :

- les **semelles de fondation**
 - continues sous un mur
 - continue sous des poteaux
 - isolées
 - excentrées
 - les **radiers** : simples ou généraux
 - les **puits**
 - les **pieux**
 - les **parois moulées, les cuvelages** etc.
- } fondations dites **superficielles** (à la surface du sol)
- fondations **semi-profondes**
- fondations **profondes**
- fondations **spéciales**

À partir de quoi ?

Quelle pression peut supporter le sol ?

1.4 Les taux usuels indicatifs estimés pour les pressions des fondations superficielles sont de l'ordre de :

- 0,2 à 2 bars pour les argiles¹ ;
- 0,5 à 2,5 bars pour les terrains non cohérents à compacité moyenne² ;
- 2,5 à 5 bars pour les terrains non cohérents à bonne compacité ;
- 5 à 30 bars pour les roches saines, non désagrégées, non fissurées.

Les essais de sols fournissent dans chaque cas particulier des indications plus précises.

1. le **bar** est l'unité qui correspond à 1 daN/cm² (voir page 7)

2. la **compacité** est définie par le rapport $\frac{\text{volume de tous les grains}}{\text{volume total (grains + vides)}}$ toujours inférieur à l'unité

Comment sont prises en compte les charges ?

2 Charges transmises au sol

2.1 On distingue :

2.1.1 - Les **charges permanentes** : poids des toitures, planchers, murs, etc., prises en compte intégralement.

2.1.2 - Les **charges d'exploitation** (symbole Q) :

- **statiques** : meubles, matériel, dépôts ;
- **dynamiques** : machines, personnes ;
- **climatiques** : neige, vent, dilatations.

2.2 Principes de calcul des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q)

- Choix d'un tronçon de mur de 1 m de long sollicité par les charges permanentes et les charges d'exploitation les plus défavorables.
- Vide des ouvertures négligé s'il ne dépasse pas 25 % de la surface du mur de refend ou de façade.

- On calcule :

- à l'E.L.S. :

combinaison de base

$$G + Q$$

- à l'E.L.U. :

combinaison de base

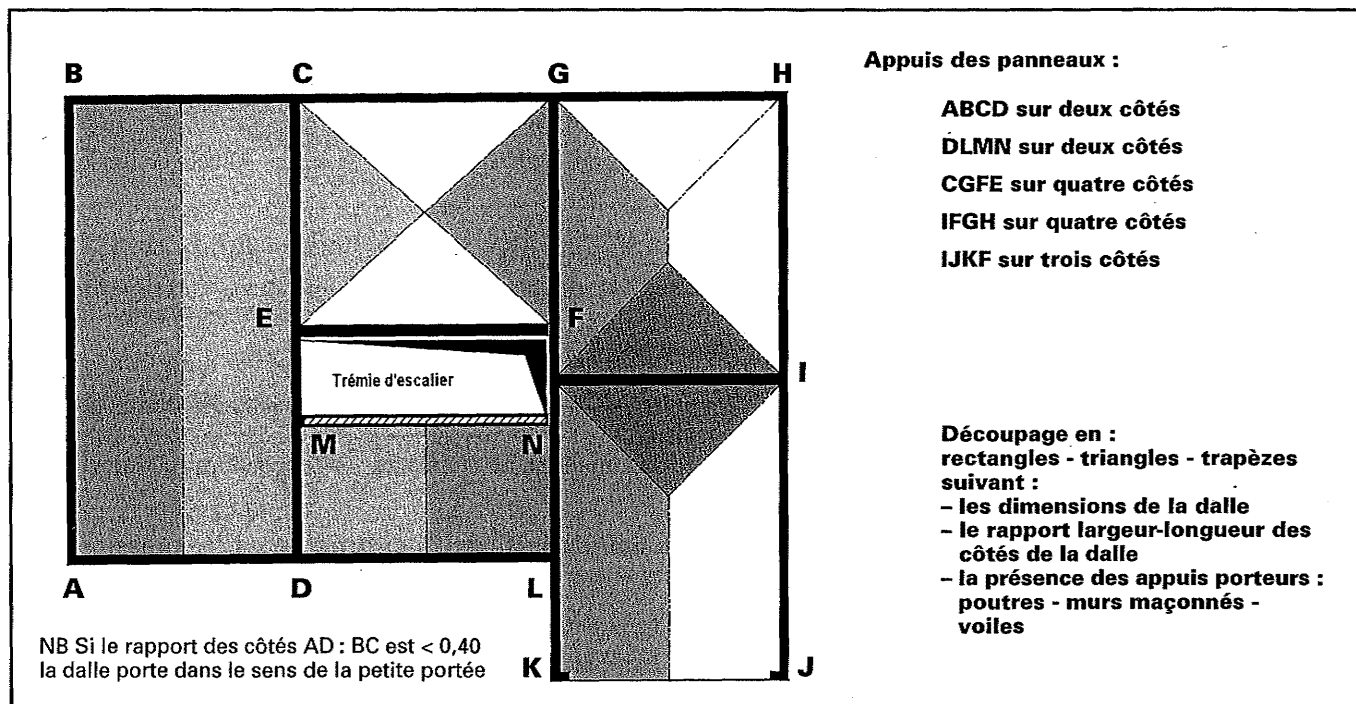
$$1,35 G + 1,5 Q$$

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10 % par étage jusqu'à 0,50 S sauf pour le dernier et avant-dernier niveau.

Q_0	(0)	Q_0
Q_1	(1)	$Q_0 + Q_1$
Q_2	(2)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Q_3	(3)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	(4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_5	(5)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q_6	(6)	
Q_7	(7)	étage $n : Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$
Q_8	(8)	
Q_9	(9)	
Q_{10}		

TABLEAU DE DÉGRESSION
DES SURCHARGES

Mode de découpage du plancher pour la descente de charges



QUE RETENIR ?

- 1° Quel est le problème essentiel posé au constructeur lorsqu'il édifie un bâtiment ?
- 2° Quels sont les risques possibles consécutifs à la mise en charge du terrain porteur ?
- 3° Quelles différences établir entre :
 - tassement élastique,
 - tassement permanent,
 - poinçonnement ?
 { traduisez ces différences par des schémas de principe.
- 4° En observant la figure n° 1, quelles sont les actions subies par le bâtiment et transmises à la fondation ?
- 5° Pour une argile compacte, quelle serait la résistance admise à défaut d'étude de sol ?
- 6° Quelles seraient les conséquences pour la stabilité du bâtiment si un point dur existait au milieu de la longueur d'une fondation non armée, chargée plus intensément à ses extrémités ?
 - Établir le schéma de construction.
 - Tracer les déformations possibles.
 - Dédire les conséquences.

Caractéristiques de l'ouvrage

Étanchéité bicouche avec complexe isolant et protection de la surface par épaisseur de gravillons roulés : 500 N/m².

Terrasse B.A. en dalle pleine de 16 cm d'épr. : 4 000 N/m².

Voiles B.A. pour mur de façade épr. 16 cm : 4 000 N/m².
(+ Couche d'imperméabilisation)

Charges d'exploitation

Terrasse privée accessible : 1 500 N/m²
Plancher d'habitation : 1 500 N/m²

Nota : il ne sera pas tenu compte de :

- la loi de dégression des charges d'exploitation,
- l'effet du vent et de la neige,
- la charge d'entretien de la terrasse.

FIG. 12.
(Coupe schématique).

TRAVAIL DEMANDÉ

Contrôler les bases de calcul des charges permanentes et d'exploitation (Indication : voir page 40).

Déterminer pour chaque niveau (N₁ à N₇) du voile B.A. en façade :

- les charges permanentes G
- les charges d'exploitation Q.

Évaluer la contrainte exercée sur le sol de fondation avec les combinaisons de base (voir page 51).

Mur de refend en blocs creux de béton épr. 20 cm : 2 700 N/m².
Enduit sur les deux faces, épr. 1 cm × 2 faces : 200 N/m².
Plancher en dalle pleine B.A. épr. 16 cm : 4 000 N/m².
Dalle flottante sur plancher y compris l'isolant : 1 050 N/m².
Fondations par semelles continues.
N.B. : Poids volumique du B.A. : 25 000 N/m³.

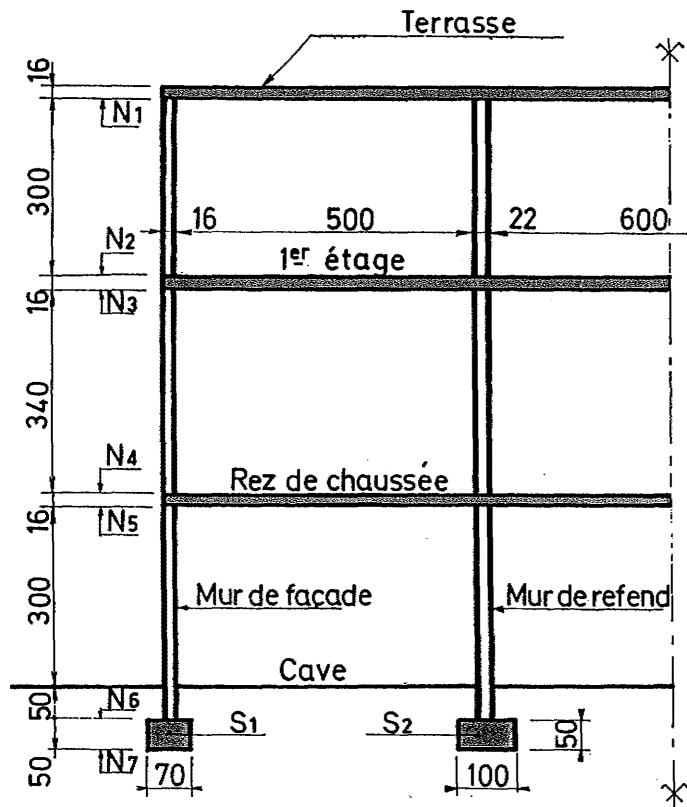


Tableau de calcul de la descente de charges

Charges permanentes (G)								Charges d'exploitation (Q)				
Niveau	Désignation	L	I	H	Poids unité	Total	Total cumulé	L	I	Poids unité	Total	Total cumulé
	Étanchéité	2,66	1,00		500	1 330						
N ₁	Terrasse B.A.	2,66	1,00		4 000	10 640	11 970	2,66	1,00	1 500	3 990	3 990
N ₂	Voile B.A.	1,00		3,00	4 000	12 000	23 970					
N ₃	Dalle flott.	2,50	1,00		1 050	2 625						
	Plancher	2,66	1,00		4 000	10 640	37 235	2,50	1,00	1 500	3 750	7 740
N ₄	Voile B.A.	1,00		3,40	4 000	13 600	50 835					
N ₅	Dalle flott.					2 625						
	Plancher					10 640	64 100	2,50	1,00	1 500	3 750	11 490
N ₆	Voile	1,00		3,50		14 000	78 100					
N ₇	Semelle	1,00	0,70	0,50	25 000	8 750	86 850					11 490

• Effort de compression exercé sur le sol de fondation :

– à l'E.L.S. → $G + Q = 86 850 + 11 490 = 98 340 \text{ N/m}$

– à l'E.L.U. → $1,35 G + 1,5 Q = 117 248 + 17 235 = 134 483 \text{ N/m}$

• La contrainte exercée sur le sol de fondation du mur de façade serait :

– à l'E.L.S. : $\sigma_{\text{sol}} = \frac{98 340}{700 \times 1 000} = 0,140 \text{ MPa}$

– à l'E.L.U. : $\sigma_u = \frac{134 483}{700 \times 1 000} = 0,192 \text{ MPa}$

VUE EN PLAN DE LA FONDATION

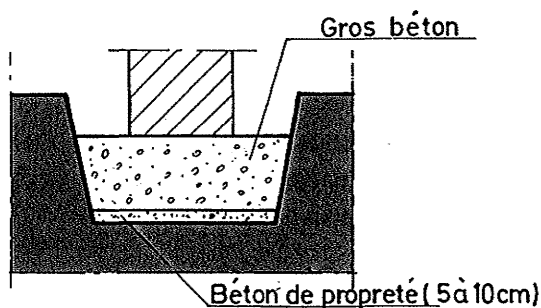


FIG. 1. - Coulage sans coffrage.

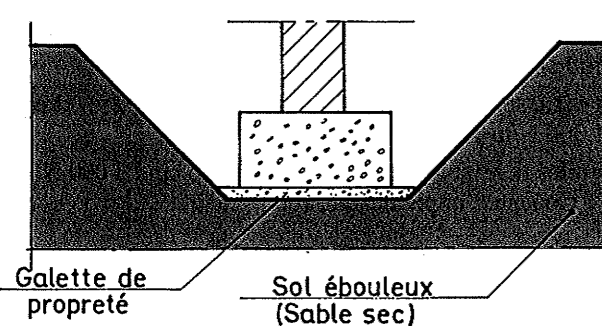


FIG. 2. - Cas d'un sable sec.

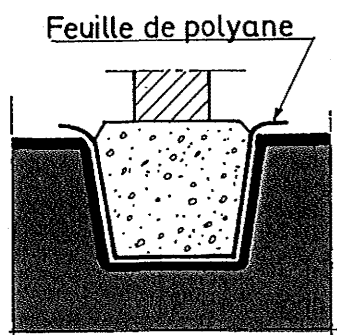


FIG. 3.

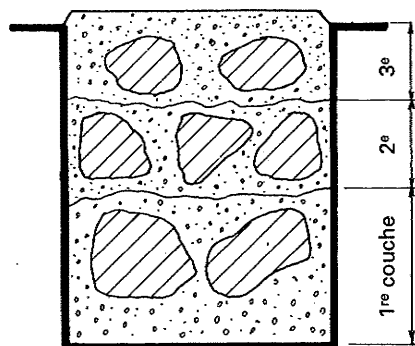


FIG. 4. - Béton cyclopéen.

Couches alternées de béton et de moellons formant bloc en dépit de l'irrégularité de la répartition béton-moellons.

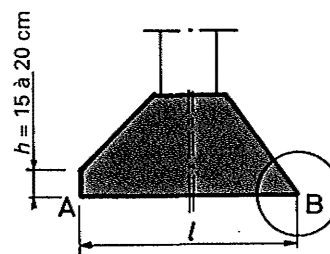


FIG. 5.

Cas d'un empattement important et suppressions des gradins. En B, l'angle en gros béton est fragile. Il faut procéder comme en A.

FIG. 3a.
Semelle en gros béton
Chaînage plat en haut

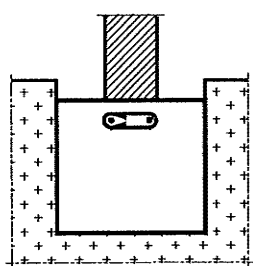


FIG. 3c.
Semelle filante sous mur

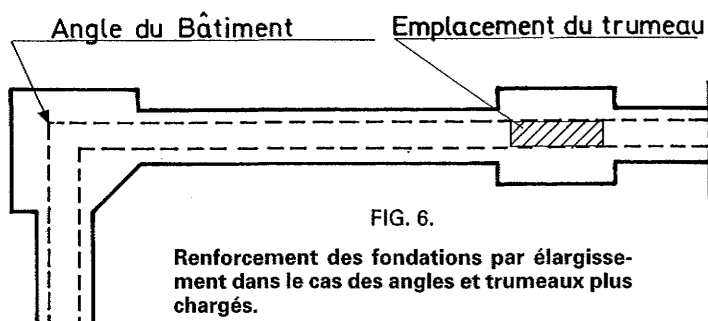
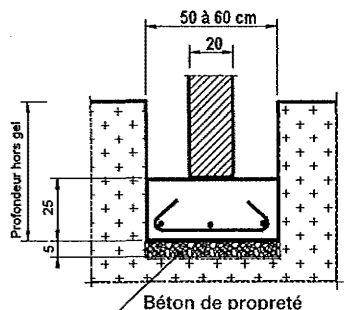
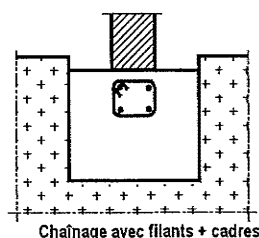


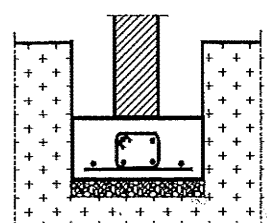
FIG. 6.

Renforcement des fondations par élargissement dans le cas des angles et trumeaux plus chargés.



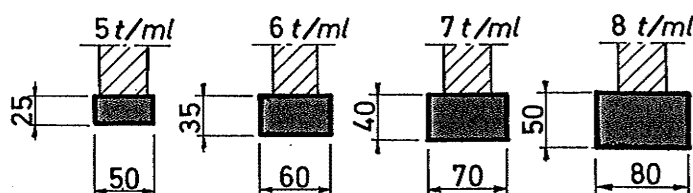
Semelle en gros béton

FIG. 3b.



Semelle plate + chaînage

FIG. 3d.



Contraintes sur le sol : voisines de 1 daN/cm²

FIG. 7. - Solutions possibles.

Armatures standard pour fondations superficielles

S	L	①	②
	35	Ø 6	3 Ø 8
	45	Ø 7	4 Ø 8
	55	Ø 8	4 Ø 8
	65	Ø 10	4 Ø 8
SEMELLE			

S _p	L	①	②
	35	Ø 6	3 Ø 8
	45	Ø 7	4 Ø 8
	55	Ø 8	4 Ø 8
	65	Ø 10	4 Ø 8
SEMELLE PLATE			

Ces armatures, longueur 6 mètres, sont livrées par paquets sur chantier (doc. Standarm)

7. LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

7.1 FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR RIGOLES

Il s'agit des fondations à faible profondeur (en surface) sans ou avec peu d'armature. Les fouilles sont effectuées en *rigoles*, peu larges et peu profondes $\leq 1,00$ m.

De quoi s'agit-il ?

- Observer les figures page 62
- Reconnaître les variantes :
 - gros béton
 - béton cyclopéen
 - béton armé
 - formes de semelle et dimensions
 - armatures préfabriquées
- Analyser les détails fig. 9

1 Fondations par rigoles (fig. 1 à 6)

Rôle	Caractéristiques	Avantages et inconvénients	Cas d'emploi
Supporter de faibles charges : des murs continus porteurs ou non	Section rectangulaire. Dimensions courantes de 25 cm × 50 cm hauteur × largeur à 50 cm × 100 cm. Constitution : – gros béton – béton cyclopéen. <i>Remarque :</i> Le béton cyclopéen est constitué par du gros béton + des moellons incorporés dans la masse (fig. 4).	La forme du béton est celle de la rigole : pas de coffrage (fig. 1). Mise en œuvre du béton très facile et rapide : simple remplissage. Quelques zones sont sensibles aux variations de charges : risque de tassement différentiel.	Ouvrage de petite importance : garage, villa, constructions légères avec des moellons noyés dans la masse du béton, la fondation des murs de clôture devient plus économique.

Quelles conditions ?

- Observer et analyser les figures page 64 :
 - Chaînage minimal ?
 - Protection des soubassements ?
 - Drainage périphérique ?

2 Règles de construction

2.1 La charge agissante (mur + charges) doit être **centrée** sur la largeur de la fondation pour obtenir une **répartition uniforme** sur le sol de fondation (fig. 7).

2.2 La **portance du sol** doit correspondre aux charges à supporter pour permettre l'**équilibre de la construction**.

La largeur l minimale de la fondation correspond à :

$$l \text{ (cm)} = \frac{\text{charge totale par mètre de longueur} \times g}{100 \text{ cm} \times \text{contrainte admissible sur le sol}}$$

g est l'accélération due à la pesanteur.

Exemple : charge totale : 10 000 kg, contrainte admise : 20 N/cm² ou 0,2 MPa.

La force exercée sur la fondation avec $g = 10$ est $10\,000 \times 10 = 100\,000$ N.

La largeur de la fondation est égale au moins à :

$$l = \frac{100\,000}{100 \times 20} = 50 \text{ cm.}$$

2.3 Le fond de fouille doit être sensiblement horizontal :

- longitudinalement ;
- transversalement ;

sinon, on est conduit à réaliser des gradins (fig. 8).

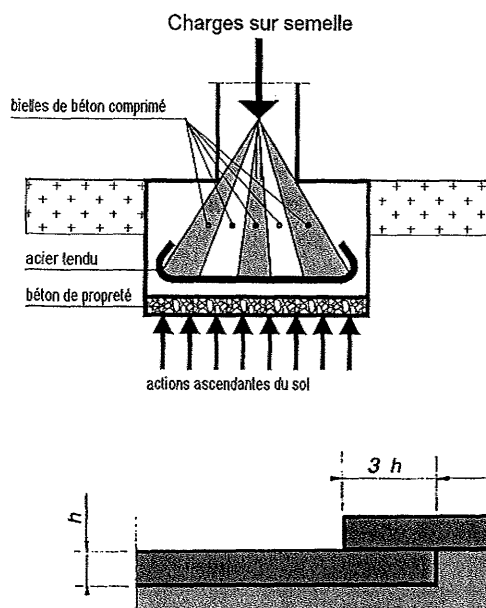


FIG. 8.

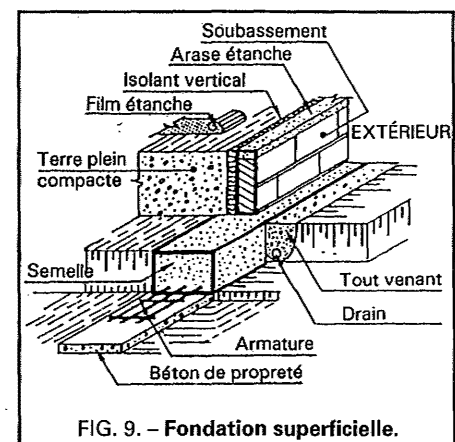


FIG. 9. – Fondation superficielle.

Chaînage minimal (D.T.U. 13, 12)

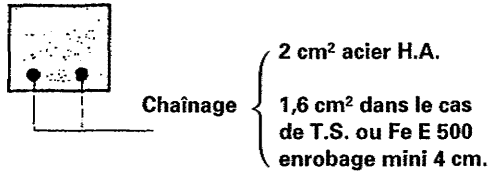


FIG. 10.

Protection contre le gel. Profondeur des fouilles : 60 à 100 cm suivant les régions.

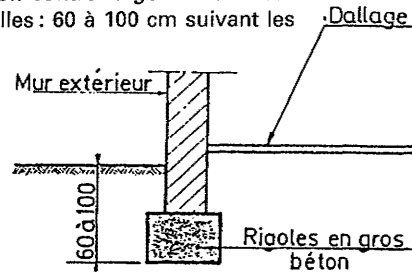


FIG. 11.

FIG. 12. Diagrammes de contraintes

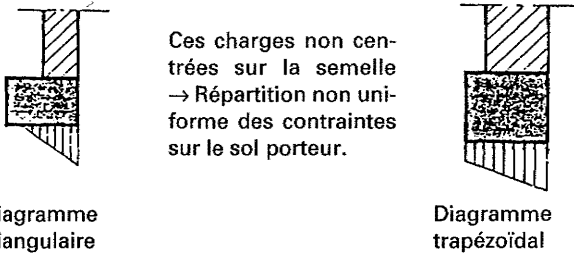
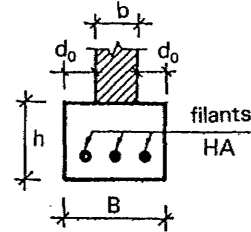


FIG. 13.

Semelle continue sous mur sans aciers transversaux Conditions :

- charge verticale centrée
 - $h \geq 2 d_0$
- En général
 $B \geq 40$ cm
 $h \geq 20$ cm
 $d_0 \geq 8$ cm



Protection pour soubassement :

Rôles	Matériau DELTA MS	Mise en œuvre
• étanchéité verticale • isolation thermique • respiration du mur • protection humidité	• matière plastique (polyoléfine) • épaisseur : 600 microns • excroissances ≈ 8 mm • stable, résistante aux chocs • allongement de rupture 60 % • forme : série de troncs de cônes disposés à intervalles réguliers	• fixation mécanique (chevilles + lattes ou clous adhésifs) • drain collecteur nécessaire en pied

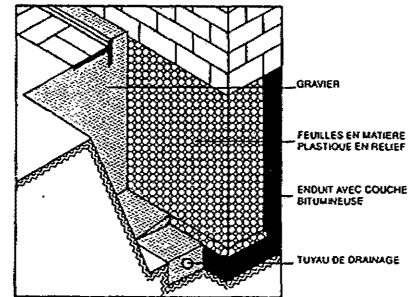


FIG. 14.

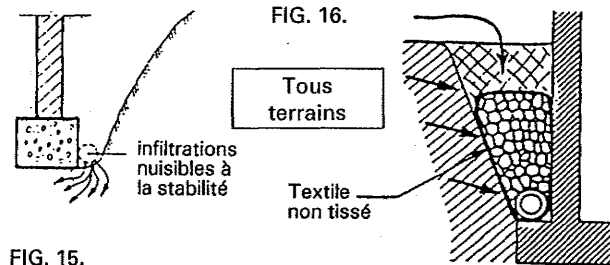
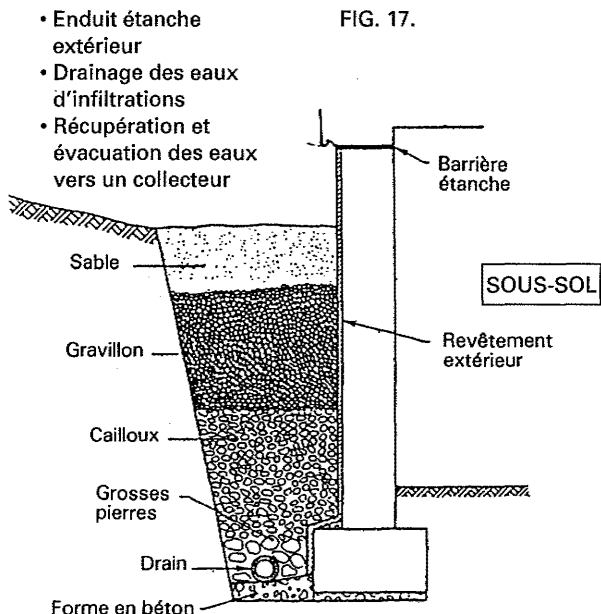


FIG. 15.



PROTECTION DES MURS ENTERRÉS (D.T.U. 20,1)

Drainage périphérique

Commentaire D.T.U. : 20,1

Sur les terrains sensiblement plats, le drainage ceinture totalement le bâtiment (fig. a) ; sur les terrains en pente notable, le drainage n'est en général pas nécessaire sur la façade aval (fig. b).

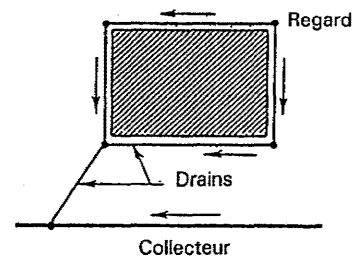


Figure (a)

FIG. 18. Cas des terrains sensiblement plats.

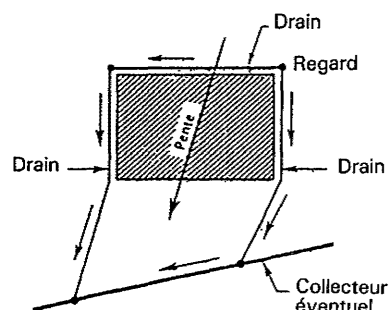


Figure (b)

FIG. 19. Cas des terrains en pente.

3 Réalisation

3.1 Les conditions relatives à

- 3.1.1 - La stabilité
- Résistance au poinçonnement
 - Résistance à la flexion des consoles
- } voir page 66
- Règle pratique : débord $d \leq h/2$ (fig. 13)
ainsi le béton travaille en compression plutôt qu'en traction (fig. 13)
- 3.1.2 - La protection contre le gel (60 cm à 100 cm suivant régions).
La protection contre l'humidité (voir fig. 14 à 19).
- 3.1.3 - La réalisation proprement dite :
- le terrassement est effectué à la pelle hydraulique (fig. 15 et 16) ;
 - le franchissement des ouvertures (ex. porte de garage) s'effectue en faisant filer la rigole dans la majeure partie des cas (page 69) ;
 - les compositions des bétons utilisés peuvent être les suivantes :
 - 200 à 250 kg de C.P.J. 45 (ciment à base de laitier),
 - 300 à 500 dm³ de sable de rivière,
 - 700 à 900 dm³ de gravillons de 10 à 25 mm de diamètre ; la pierre cassée de 40 à 63 mm est également utilisée ;
 - un chaînage en partie basse est recommandé pour réduire la fissuration (fig. 10).

3.2 Ce qu'il faut éviter

- Placer une canalisation au niveau de l'arase inférieure de la fondation : risque de déchaussement (fig. 15).
- Imposer au terrain des pressions abusives surtout dans le cas des murs bâtis en limite de parcelle (fig. 12).

3.3 Ce qui est parfois possible

Méthode expéditive dans le cas de rigoles de fondation pour pavillon avec sous-sol (fig. 20).

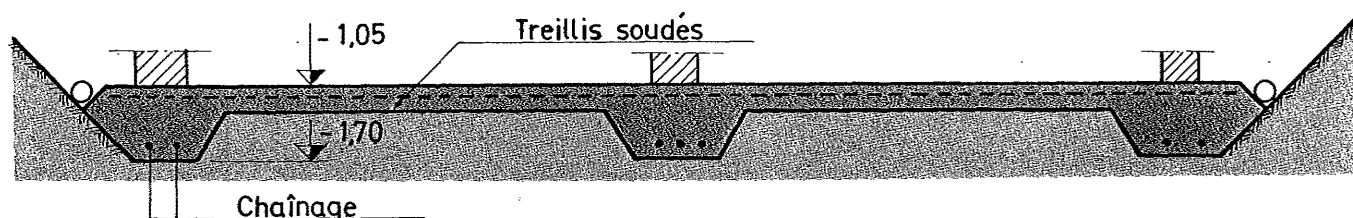


FIG. 20. - Exécution simultanée des rigoles et du dallage.

Principe :

- exécution simultanée des rigoles et du dallage.

Méthode :

- exécution du terrassement ;
- mise en place d'une couche de pierres cassées ou de tout-venant 0 à 60 mm, sauf en fond des rigoles ;
- mise en place des canalisations éventuelles ;
- disposition d'un film étanche (polyane) (voir fig. 3) ;
- disposition d'une armature :
 - chaînage pour rigoles,
 - treillis répartiteur entre les rigoles ;
- coulage, vibration, et dressage du béton en une seule fois.

QUESTIONNAIRE :

1° Étude de la figure 4 :

- Les moellons se touchent-ils ? Pourquoi ?
- Quelles sont les conditions de réalisation des différentes couches ?

2° Étude des croquis de la figure 7 :

- Quelle remarque peut-on faire entre les charges exprimées en tonnes et la largeur de la fondation ?
- Quelle autre remarque entre la largeur et la hauteur ?

3° Quelles solutions préconisez-vous après l'analyse des risques consécutifs à la disposition de la figure 15 ?

Actions et sollicitations (visualisation fig. 23 et fig. 24)

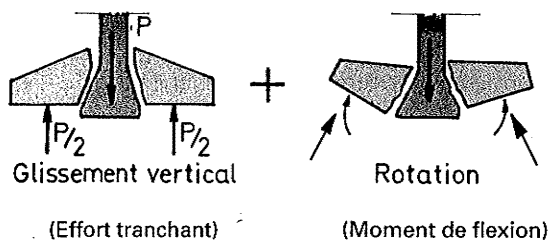


FIG. 23. – Rupture par cisaillement et rotation.

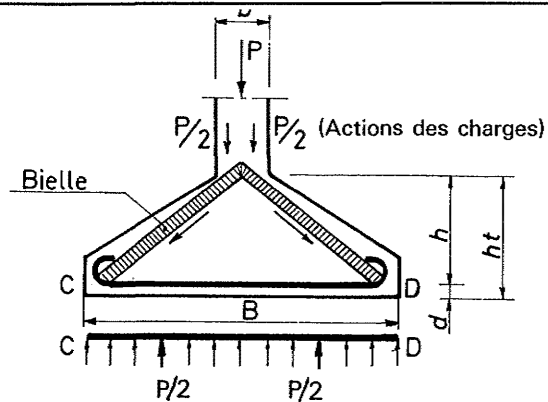


FIG. 24. – Actions du sol.

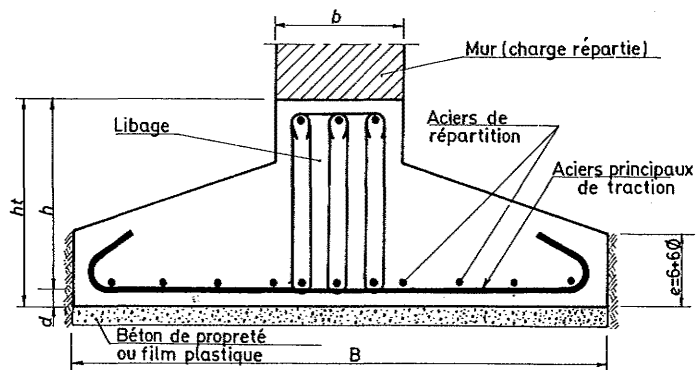


FIG. 25.

Vue en plan des aciers d'une semelle continue.

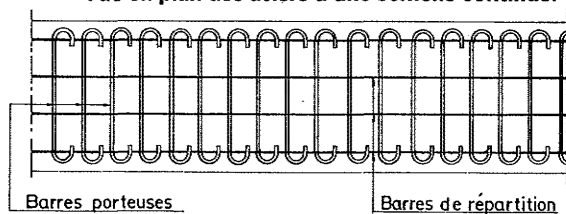


FIG. 26. – Schéma de principe.

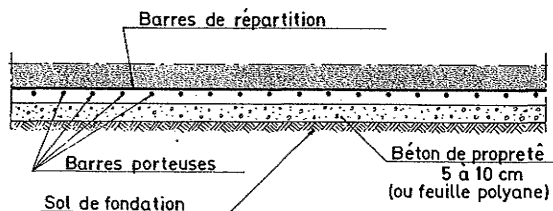


FIG. 27. – Coupe partielle longitudinale sur aciers.

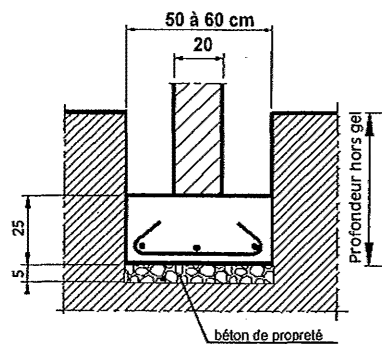


FIG. 26b. – Semelle filante sous mur.

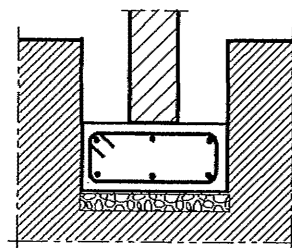


FIG. 26c. – Semelle filante renforcée.

Diverses dispositions d'armatures pour semelles continues (fig. 25 à 28)

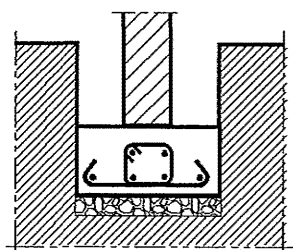


FIG. 26d.
Semelle plate avec chaînage.

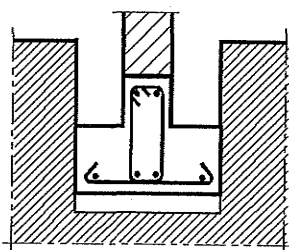


FIG. 26e.
Semelle en forme de T inversé.

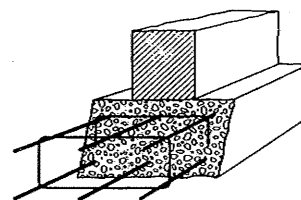
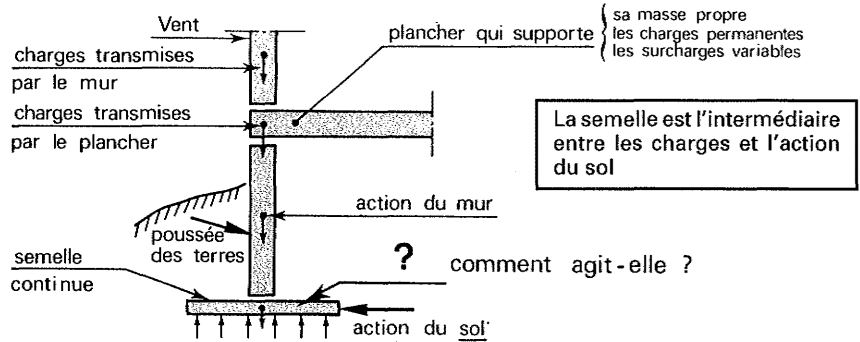


FIG. 28.
Pour sols non homogènes.
(doc. Standarm)

7.2 SEMELLES CONTINUES ARMÉES

Questions - Problèmes

De quoi s'agit-il ?



Quels éléments entrent en jeu ?

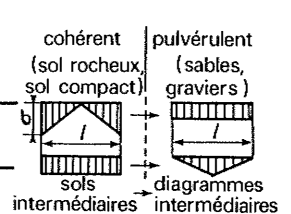
Les charges sont :

- Verticales
- Horizontales
- Obliques

La semelle pourrait être :

- Peu large et mince
 - Peu large et épaisse
 - Large et mince
 - Large et épaisse
- l : largeur de la semelle
 σ : contrainte exercée sur le sol

Le sol sollicité pour assurer l'équilibre est :



Comment se comportent les semelles sous l'effet des charges ?

Pourquoi ?

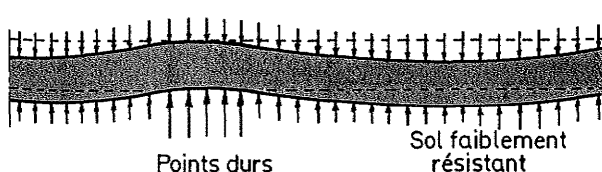
Que doit faire le constructeur ?

Hypothèse	Constatacion	Explication	Règle ou principe	Solution et schémas
Semelle non armée, actions du sol uniformes sous l'effet des charges $ht < \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$ ht : haut. totale B : largeur de la semelle en bas b : largeur de la semelle en haut. Les 5 cm correspondent à la distance du centre de gravité des aciers à la surface inférieure	Glissement dans le sens vertical et rotation des consoles (fig. 23) Les 2 sollicitations se produisent simultanément	Cisaillement de la section de béton Chaque console est sollicitée par une action du sol égale à $P/2$ (fig. 24). Les aciers compenseront les défaillances du béton tendu	Présence de cadres et étriers pour « couder » les fissures. Pose d'aciers transversaux porteurs dans la zone tendue (fig. 25). Pose d'aciers longitudinaux pour répartir les efforts	Aciers porteurs et de répartition formant quadrillage + poutre rigide étroitement associée à la semelle (fig. 26 à 30)

Remarque : on suppose dans le cas des semelles flexibles que la semelle se comporte comme un élément fléchi. En réalité, compte tenu du rapport hauteur-largeur, elle est plutôt sollicitée par des bielles de compression.

Charges concentrées aux extrémités

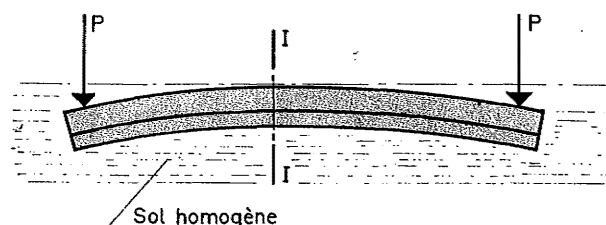
Charge uniformément répartie.



Points durs

Déformation de la poutre.

FIG. 29.



Section I-I

FIG. 30.

La semelle rigide :
- qu'est-ce ?
- quelle armature lui adjoindre ?

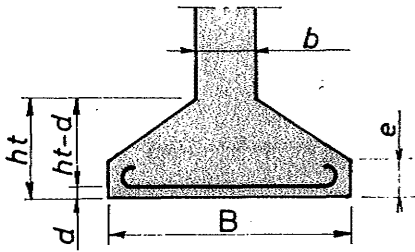


FIG. 31.

	Hypothèse	Constatation	Explication	Règle ou principe	Solution et schémas
Cas de la semelle rigide	Id. $ht \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$ (voir fig. 25) Épaisseur de l'extrémité du patin : $e \geq 6\phi + 6 \text{ cm}$. 6ϕ : diamètre du mandrin de cintrage. 6 cm : enrobage minimal à partir de l'axe des aciers (fig. 25)	Fissuration de la semelle en partie basse	Présence de multiples bielles élémentaires de compression qui agissent et étirent le béton en partie basse. Par analogie avec une charpente, ces bielles constituent une série d'arbalétriers et les aciers fonctionnent à la manière d'un entrain (fig. 24, 32 et 33).	Les efforts de traction sont équilibrés par des aciers avec crochets. La section des aciers de répartition est de l'ordre du 1/3 de celle des aciers porteurs (fig. 34 et voir fig. 29 et 30)	Voir croquis Formule pour calculer l'effort de traction des aciers : $N = \frac{Q(b-a)}{8(ht-d)}$ La section d'aciers porteurs est : $A_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$ Avec $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Voir thème n°5

Nota : N est l'effort total de traction des aciers p.m.

Q est égal à la somme des actions permanentes et variables.

$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte de calcul des aciers utilisés.

Semelle à base rectangulaire sous poteau de section rectangulaire.
Pression du sol considérée uniforme si :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

(condition d'homothétie)
D.T.U. 13,12

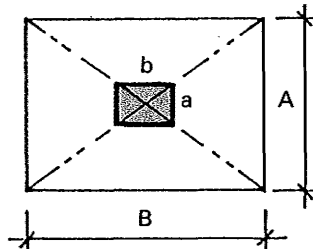


FIG. 31 bis.

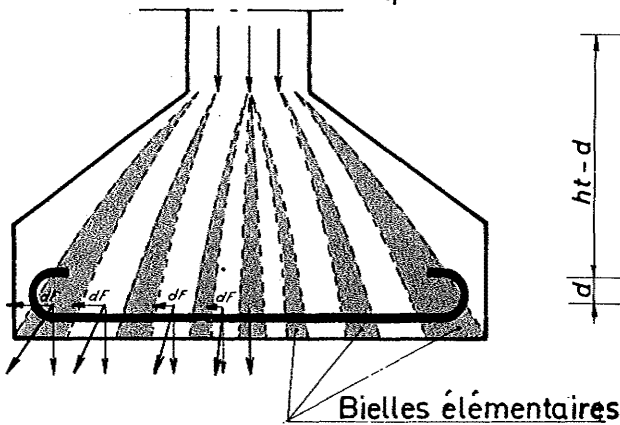


FIG. 33.

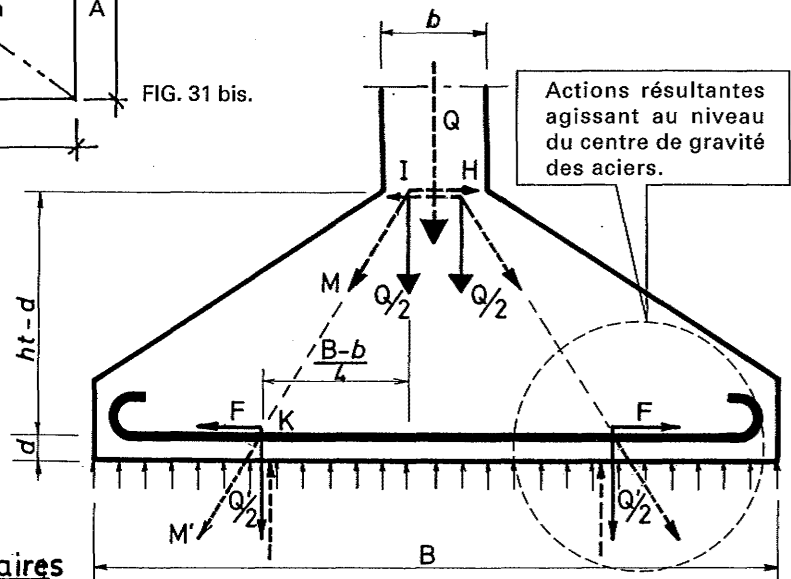
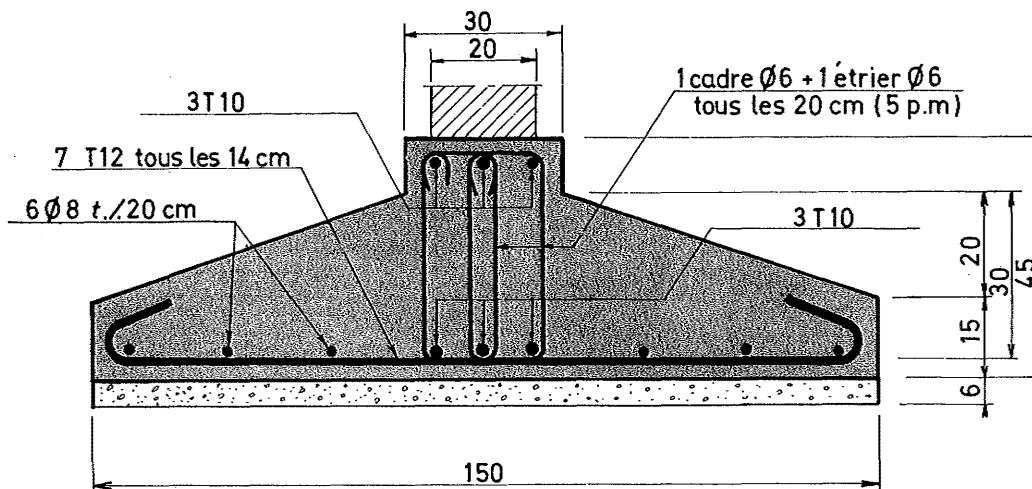


FIG. 32. - Schéma de principe.



Semelle supportant 30 tonnes par ml.

FIG. 34.

APPLICATIONS OU ÉTUDE DE CAS :

1° Quels sont les travaux à réaliser pour établir des semelles de fondations ?

Construire le graphe des opérations simultanées ou non (fig. 35).

Réponse :

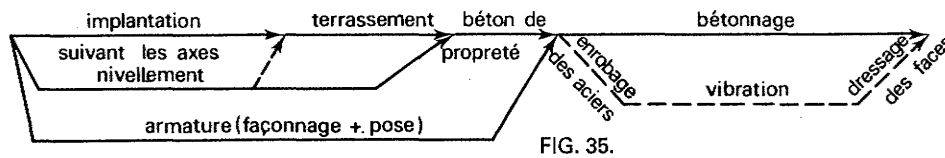


FIG. 35.

2° Dans le cas fréquent de semelle rigide, l'effort maximal d'adhérence du béton sur l'acier est-il situé au milieu de la longueur ou à l'extrémité des barres transversales ?

Réponse :

Plus la bielle de béton est inclinée, plus l'effort d'adhérence sera grand ; il s'ensuit que l'effort d'adhérence est maximal à l'extrémité des barres. C'est pourquoi les crochets d'extrémité sont recommandés (voir fig. 33).

3° Quelle est la largeur b de semelle à choisir pour supporter 30 000 daN/ml, sachant que la contrainte admise σ sur le sol est de 2 daN/cm² ?

Réponse :

On a :

$$\sigma = \frac{F}{L \times b} \quad \text{d'où : } b = \frac{F}{L \times \sigma}$$

b en cm, $L = 100$ cm, $\sigma = 2$ daN/cm², $F = 30\,000$ daN ;

$$b = \frac{F}{L \times \sigma} = \frac{30\,000}{100 \times 2} = 150 \text{ cm.}$$

4° La largeur en tête de semelle est de 30 cm, quelle sera la hauteur totale de la semelle ?

Réponse :

$$h_t = \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm} \quad \text{avec } \begin{matrix} B = 150 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{matrix}$$

$$\text{on a : } \frac{150 - 30}{4} + 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm.}$$

5° Si une grande baie est située dans le mur qui repose sur la semelle :

- dessiner l'allure des déformations de la semelle ;
- dessiner les zones tendues et comprimées ;
- montrer la disposition des aciers.

Réponse : voir les figures 36 à 38.

FIG. 36.

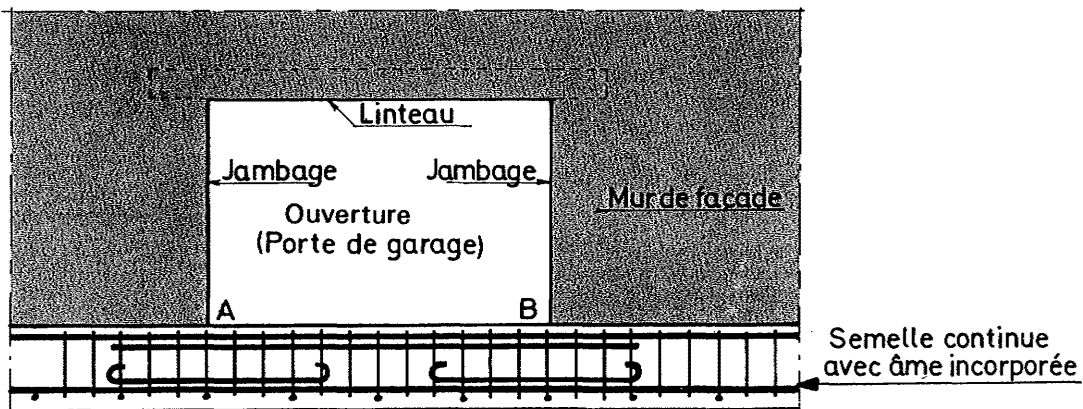


FIG. 37.

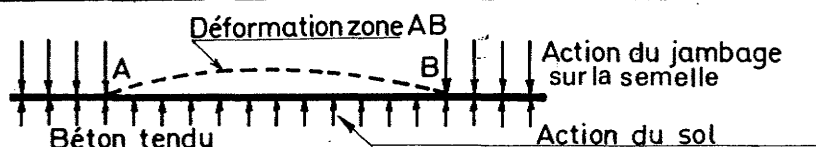
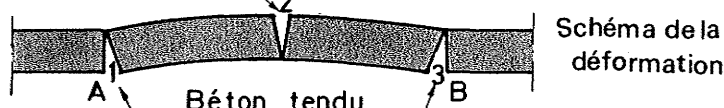


FIG. 38.



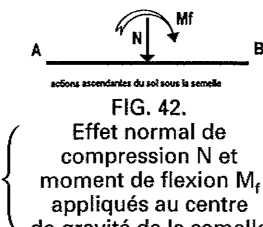
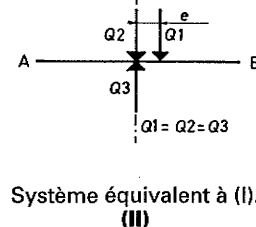
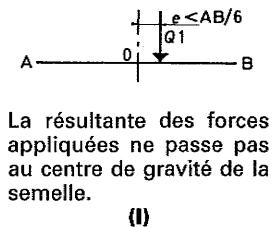
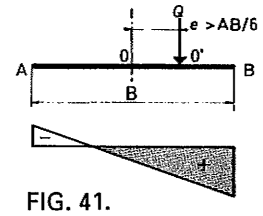
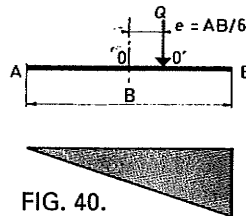
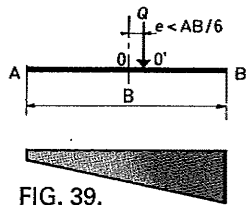
6° Si la semelle est destinée à supporter un mur situé en limite de parcelle, la charge est dite **excentrée**, c'est-à-dire que le point d'application de la charge ne coïncide pas avec le centre de gravité de la section de la semelle.

Dessinez les différents diagrammes des pressions sous la semelle en fonction de l'excentricité

Quels sont les risques à éviter ?

Quels sont les moyens que vous préconisez ?

$$\left\{ \begin{array}{l} e < \frac{AB}{6} \\ e = \frac{AB}{6} \\ e > \frac{AB}{6} \end{array} \right.$$



Réponse :

Les solutions consistent à limiter le tassement dans le sol de fondation et les déformations consécutives.

. Limiter la valeur de l'excentricité : $e < B/6$.

. Assurer des liaisons mur-semelle de fondation, par des potelets en béton armé.

Les aciers seront ancrés dans la semelle par retour d'équerre.

. Effectuer, si besoin, des « jambes de force » espacées de 3 à 4 mètres prenant appui sur la largeur de la fondation.

On tiendra compte de la hauteur et de l'épaisseur du mur, de la poussée éventuelle des terres, de la nature du sol, de la profondeur de la fondation, etc.

7° Quelle est la section d'acier nécessaire pour supporter la charge de 30 000 daN/ml (fig. 43), avec $B = 150$, $b = 30$ cm, $h_f = 35$ cm, $d = 5$ cm et $\bar{\sigma}_a = 2\,000$ daN/cm² :

Réponse :

$$N = \frac{30\,000}{8} \left(\frac{150 - 30}{35 - 5} \right) = 15\,000 \text{ daN}$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{15\,000}{2\,000} = 7,5 \text{ cm}^2$$

soit, par mètre de longueur : 7 T 12 totalisant 7,92 cm² (voir fig. 34).

8° Quelle est alors la section des aciers de répartition ?

Réponse :

Par mètre de longueur, la section est égale à $7,50 : 3 = 2,5$ cm² soit 5 T 8 par ml.

9° Quand est-il possible de réaliser une semelle en gros béton non armé (fig. 44) ?

Réponse :

- Si le débord « d » de la semelle est inférieur à la moitié de la hauteur ?
- Si la contrainte de traction du béton est plus petite que sa résistance à la traction σ_b affectée du coefficient $\frac{1}{6}$

$$\text{soit } \sigma \leq \frac{1}{6} \sigma_b.$$

- Un chaînage filant à la base 3 Ø 12 ou 4 T 8 est recommandé.

10° Dans le cas du calcul des aciers par la méthode des bielles, les cadres et étriers sont-ils nécessaires ?

Réponse :

Avec cette méthode de calcul, les cadres et étriers ne sont pas obligatoires. Les conditions de non poinçonnement, de compression maximale du béton dans les bielles, de cisaillement maximal ne sont pas nécessaires ; ceci a été vérifié par les essais effectués.

7.3 SEMELLES ISOLÉES EN BÉTON ARMÉ

1 Différences et ressemblance

**Semelles continues
puis semelles isolées**

Pourquoi?

La semelle continue ou « filante » reçoit :

- un mur généralement continu ;
- des poteaux situés sur une même ligne.

La longueur de la semelle est grande par rapport à sa largeur (2 à 15 fois).

La semelle isolée reçoit :

- un poteau isolé :
 - d'angle,
 - de rive,
 - intérieur ;
- des poteaux jumelés dans le cas de joint de dilatation.

Elles servent d'intermédiaire entre les éléments porteurs et le sol afin de répartir les pressions sur le terrain de fondation.

Partons d'un cas concret pour une semelle isolée sous poteau.

**Traçons
un exemple simple**

Les données :

- section du poteau :
 $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$;
- chaque cm^2 de béton peut supporter 80 daN au moins ;
- le poteau sans acier peut supporter :
 $400 \text{ cm}^2 \times 80 \text{ daN} = 32\,000 \text{ daN}$;
- chaque cm^2 de terrain de fondation peut supporter 2 daN ;
- la pression admissible est donc de 2 daN/cm^2 ;
- la masse de la semelle n'est pas prise en compte tout d'abord.

Surface portante nécessaire « S » ?

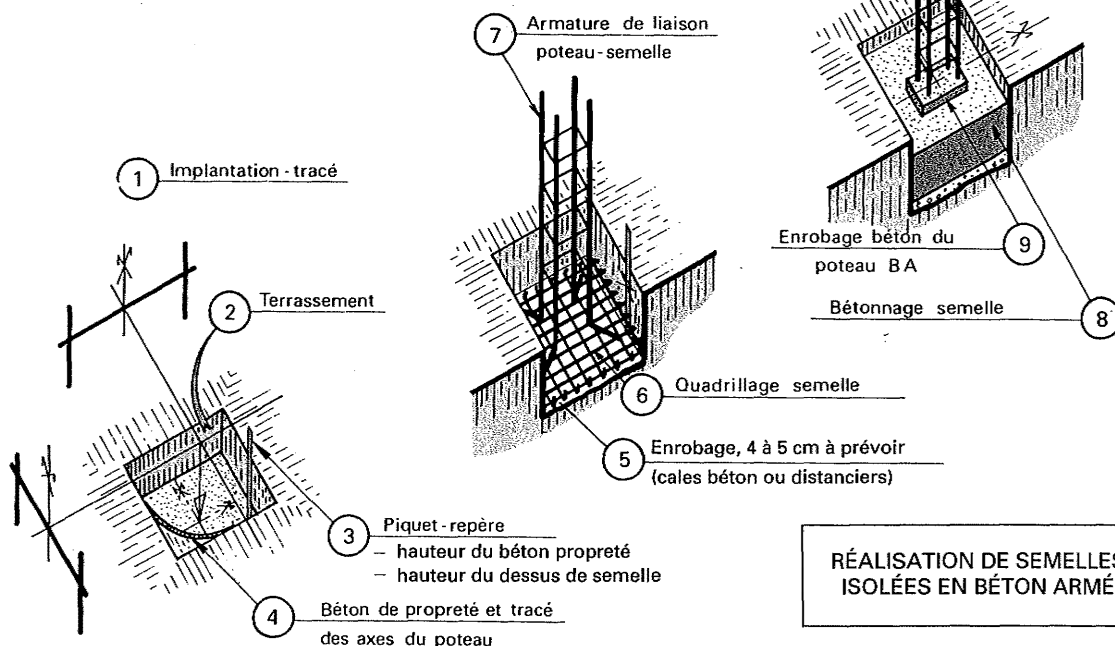
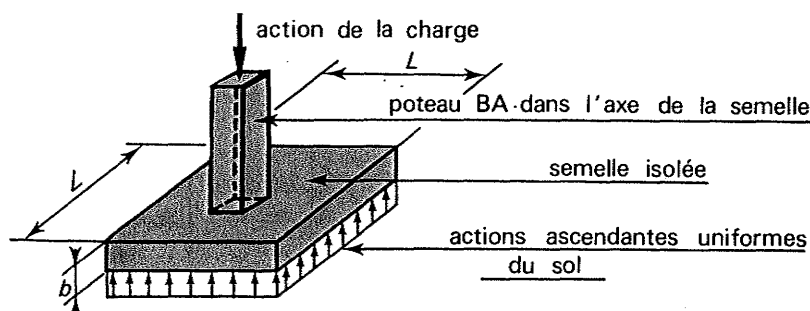
$$S (\text{cm}^2) = \frac{\text{Effort total appliqué}}{\text{pression admissible}} = \frac{F}{p}$$

$$p = 2 \text{ daN/cm}^2 ; F = 32\,000 \text{ daN.}$$

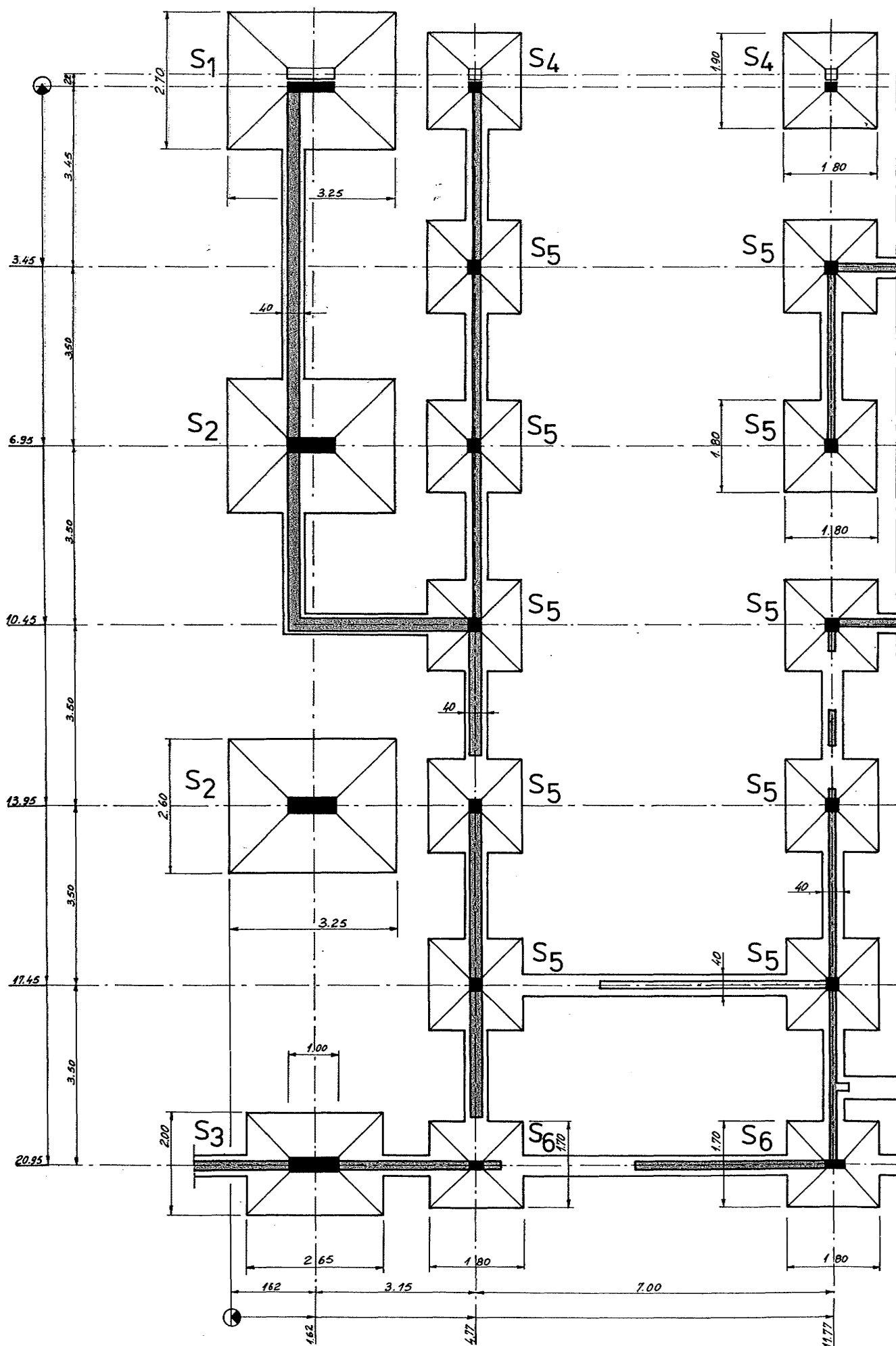
$$S (\text{cm}^2) = \frac{32\,000}{2}$$

$$S = 16\,000 \text{ cm}^2.$$

La semelle présente une **surface 40 fois plus grande que la section du poteau**. Si la section du poteau est carrée, de côté a et si la semelle est, elle aussi, carrée, de côté L , on a : $L^2 = 40 a^2$, d'où $L = \sqrt{40} \times a = 6,3 a$.



**RÉALISATION DE SEMELLES
ISOLÉES EN BÉTON ARMÉ**



VUE EN PLAN DES SEMELLES.

2 Choix des formes des semelles isolées (fig. 47)

Quelles formes ?

2.1 Les critères du choix sont d'ordres technique et économique et relatifs :

- à la charge et à l'emplacement de la semelle ;
- au terrassement et à la nature du terrain (argile ou rocher) ;
- à la réalisation ou non d'un coffrage ;
- au façonnage facile des aciers ;
- à la quantité et à la facilité de mise en place du béton.

2.2 Les formes les plus **simples** sont les plus **courantes** :

- semelles de forme carrée ou rectangulaire ;
- à section constante (sans glacis).

2.3 La hauteur des semelles est au moins égale à (voir fig. 48).

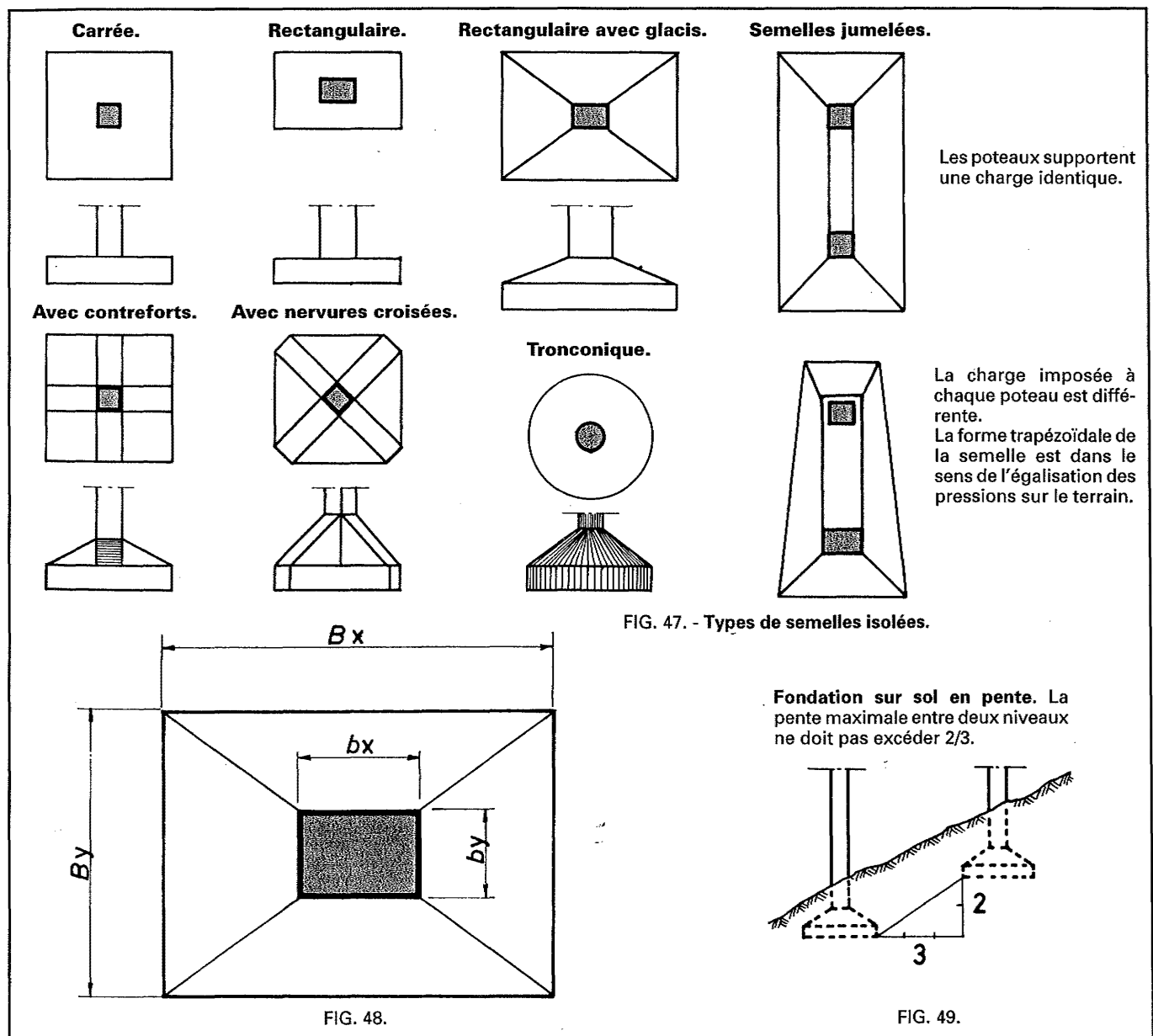
$$h_t = 5 \text{ cm} + \frac{B_x - b_x}{4}$$

Comment situer les semelles sur le terrain ?

2.4 Problème pratique : comment implanter les semelles ?

L'implantation s'effectue suivant leurs axes et par cote cumulées à l'aide du matériel optique (niveau-cercle) (voir planche page 72).

Cas d'un terrain en pente : la pente maximale entre deux niveaux ne doit pas excéder 2/3 pour éviter les glissements des couches du terrain (fig. 49).



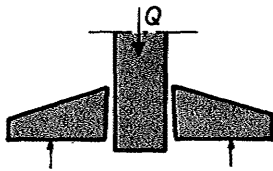


FIG. 50.
Effet du poinçonnement.
Translation verticale.

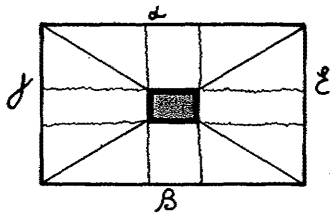


FIG. 51.
Constatacion :
Fissures en double croix.

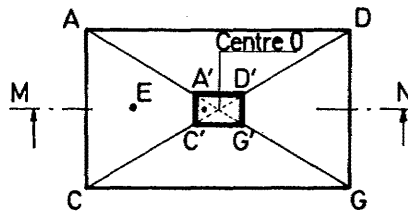


FIG. 52.
Semelle
(vue en plan)

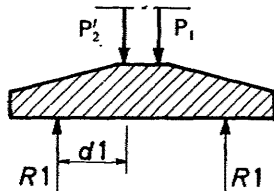


FIG. 53.
Coupe suivant MN.

Section A'C'

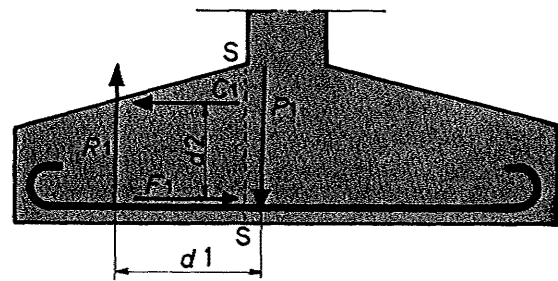


FIG. 54.
Cisaillement.



FIG. 55.

Rotation provoquée par
le couple de valeur $R_1 \times d_1$



Condition d'équilibre $R_1 \times d_1 = F_1 \times d_2$

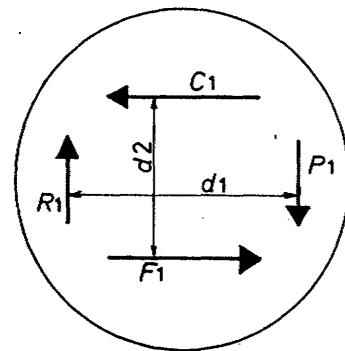


FIG. 57.

Détermination de la section d'acier

On utilise :

- la méthode des bielles (voir formule p. 68).
C'est la méthode la plus utilisée ;

- la méthode des moments : $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$

A_s : section d'acier

M_u : moment ultime par rapport à l'axe

Z : bras de levier

$\bar{\sigma}_s$: contrainte de calcul des aciers

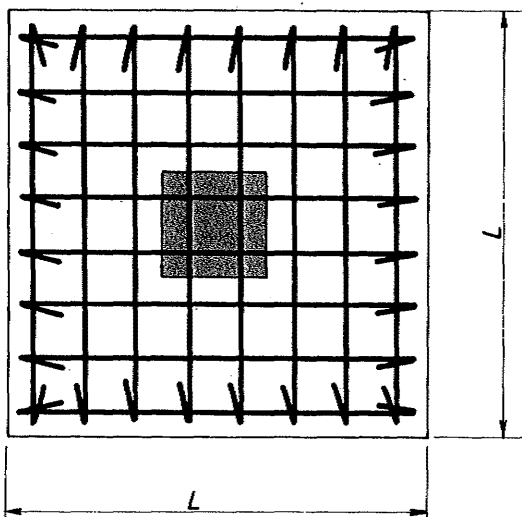


FIG. 58. - Quadrillage régulier.

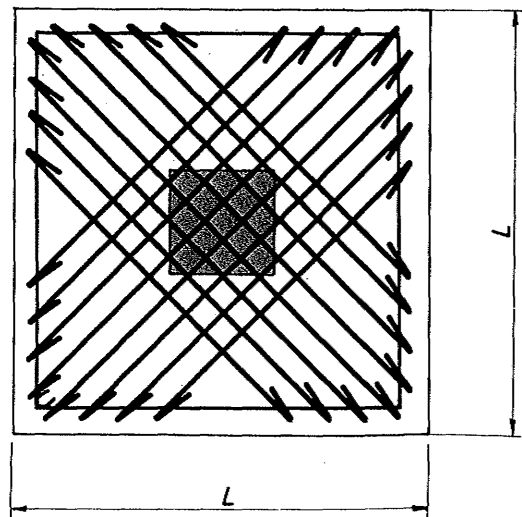


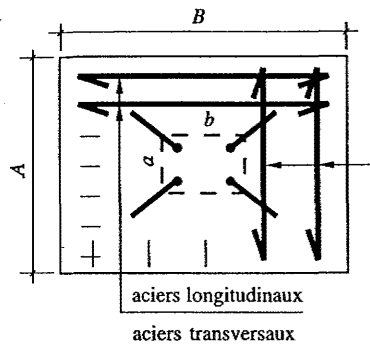
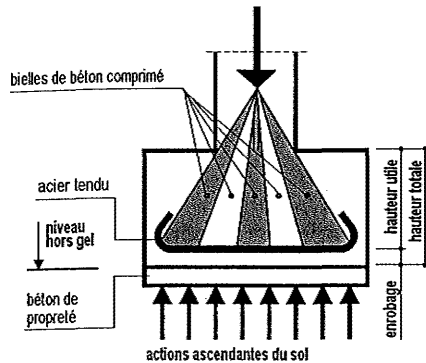
FIG. 59. - Barres porteuses disposées en X.

Nota : Pour les semelles fortement chargées, l'armature peut être constituée par (I) + (II) ou (I) avec quelques barres seulement en diagonale.

3 Analyse de fonctionnement

Que se passe-t-il :

- dans la semelle en béton ?
- dans le sol ?



3.1 Hypothèse

Semelle isolée de forme rectangulaire non armée recevant un poteau chargé (essai de rupture).

(Fig. 50 à 57)

3.2 Constatations

- translation verticale de la partie centrale (fig. 50);
- fissuration en double croix (fig. 51);
- rotation des consoles au droit de chaque face de la base du poteau (fig. 55).

Explications

- cisaillement du béton dû à l'effort tranchant;
- poinçonnement consécutif du terrain;
- chaque trapèze élémentaire AA' C'C subit l'action verticale ascendante du sol dont la résultante est R_1 ;
- la zone inférieure de la semelle.

3.3 Conclusions

Théoriquement dans l'hypothèse de la flexion, on a :

- un effort tranchant T_1 au droit de chaque face du poteau (fig. 54);
- un couple formé par :

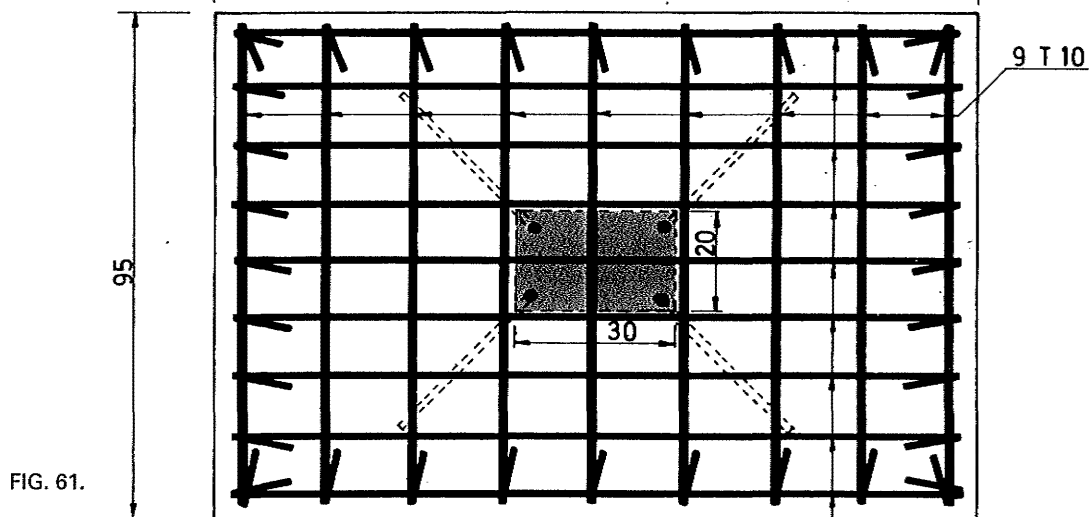
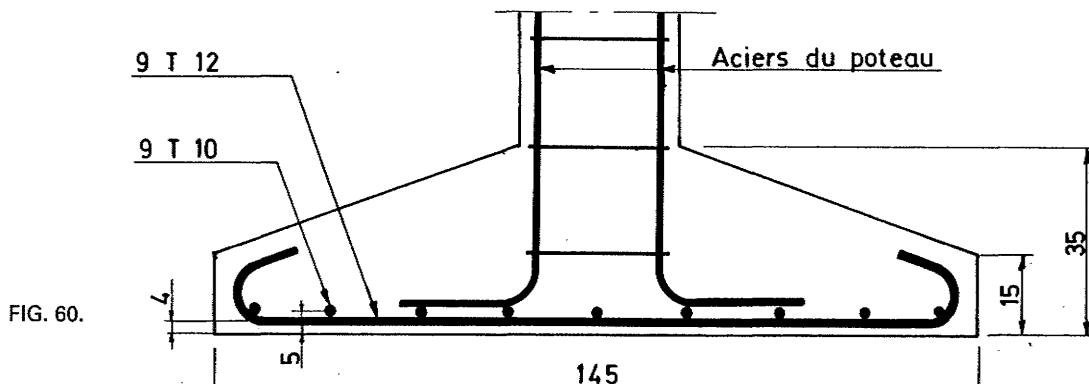
$$\{R_1 \text{ et } P_1\} \text{ équilibré par } \{C_1 \text{ et } F_1\}$$

dans chacune des consoles élémentaires (fig. 56 et 57).

Pratiquement on admet l'existence des **bielles de compression** dans les semelles rigides (voir thème des semelles continues § 7.2).

Les semelles isolées sont généralement armées par deux nappes d'aciers orthogonaux protégés de l'oxydation par une épaisseur d'enrobage de 4 à 5 cm (fig. 58 à 61).

Un béton de propreté en fond de fouille facilite l'implantation et l'enrobage régulier.



ARMATURE DE LA SEMELLE

9 T 12

4 Étude de cas rencontrés

Type de semelle	Problème posé	Moyens possibles	Dispositions constructives
Semelle carrée ou rectangulaire	Assurer la liaison du poteau avec la semelle : ancrage – pour un poteau intérieur – pour un poteau de rive – pour un poteau d'angle	Aciers du poteau recourbés dans la masse du béton de la semelle. Retours de longueur $35 \varnothing$ dans le cas avec moment (D.T.U. 13,12)	(Fig. 62 à 64) (Fig. 65 et 66) (Fig. 67 et 68) (Fig. 69 et 70)
Semelle tronconique	Greffer un pilier sur une tête de puits cylindrique	– 1 ^{er} sol : cerces freinant la semelle – 2 ^e sol : quadrillage avec 2 nappes	(Fig. 71 et 72)

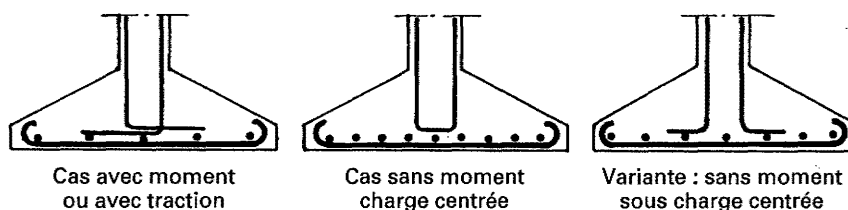


FIG. 62.

FIG. 63.

FIG. 64.

P₁₉

Armature du poteau greffé sur la semelle S19

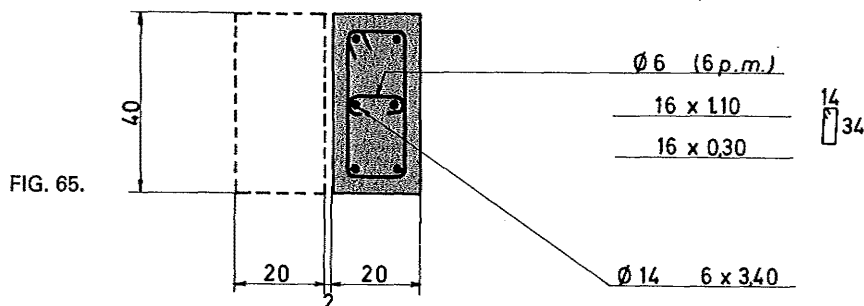


FIG. 65.

Les joints de dilatation sont arrêtés au-dessus de semelles de fondations

Joint de dilatation ≈ 2 cm

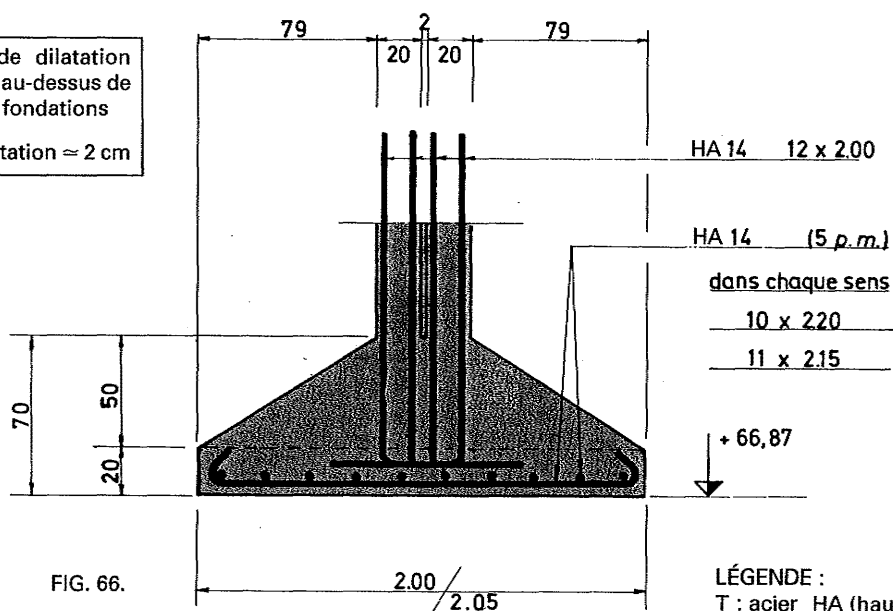


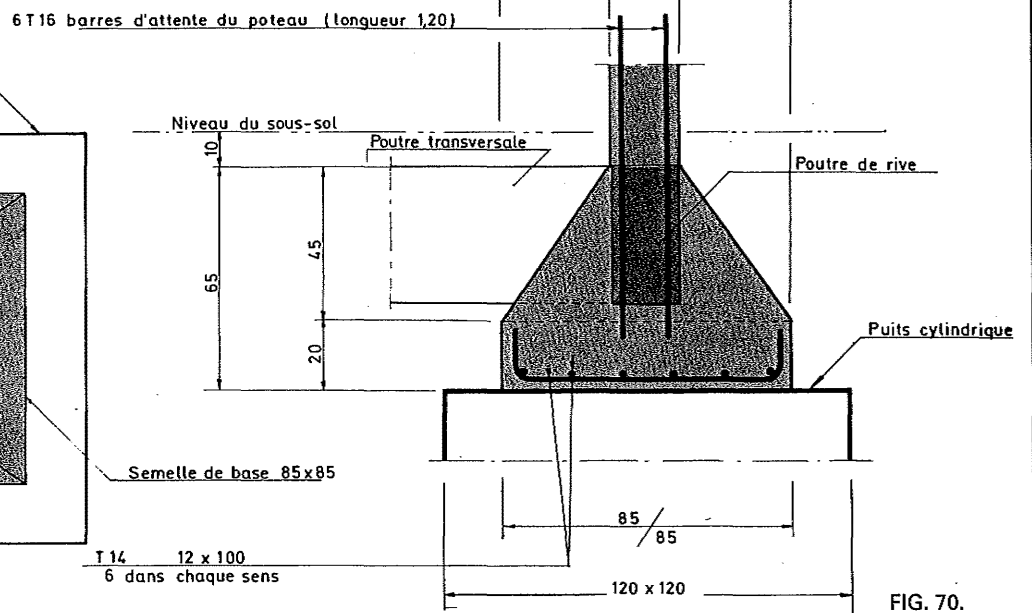
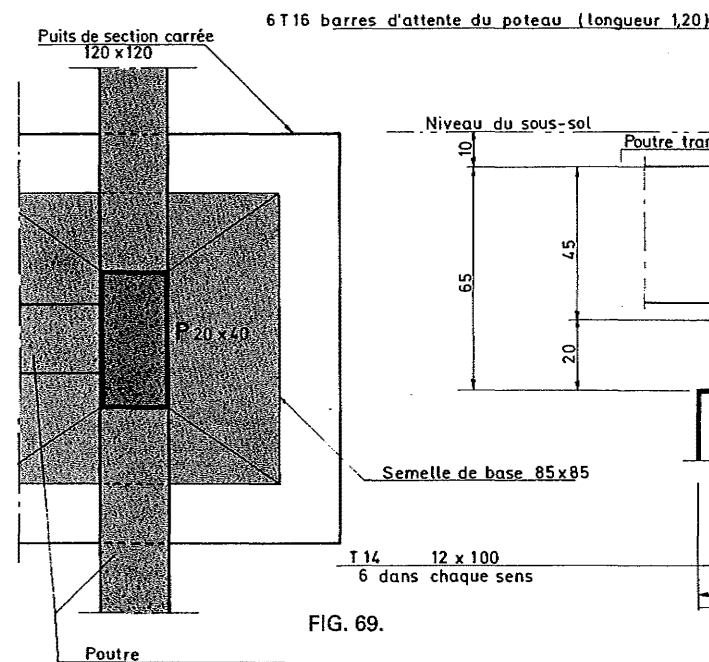
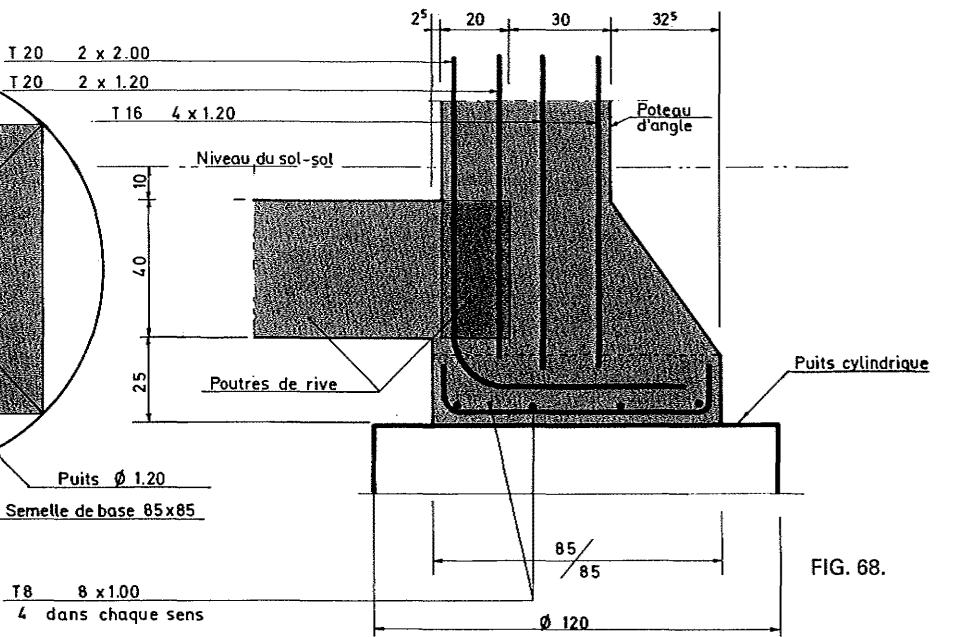
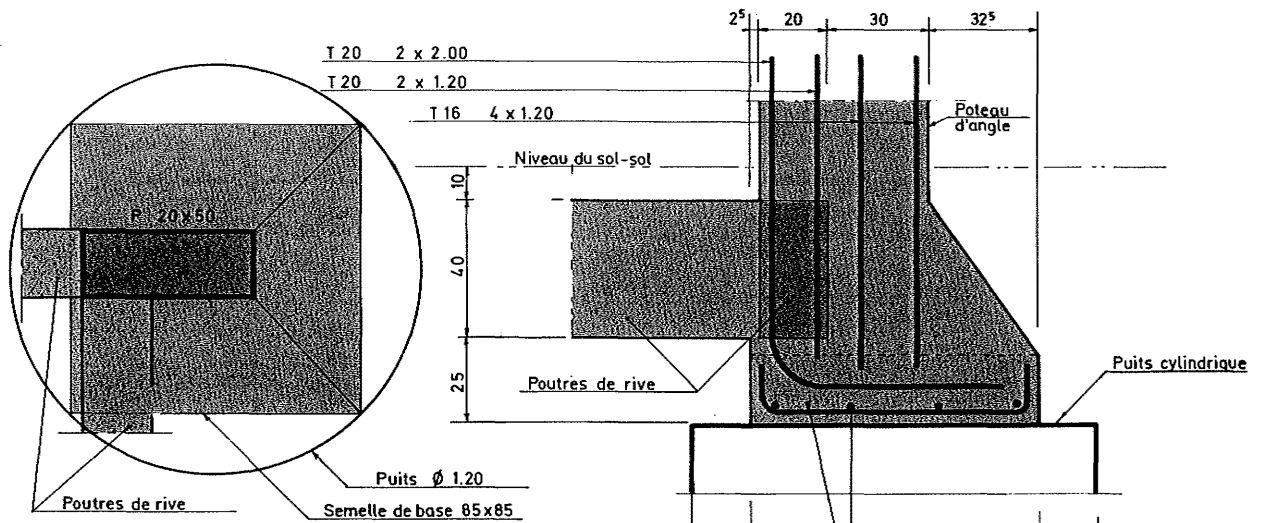
FIG. 66.

LÉGENDE :
T : acier HA (haute adhérence)
Ø : acier Fe E 500

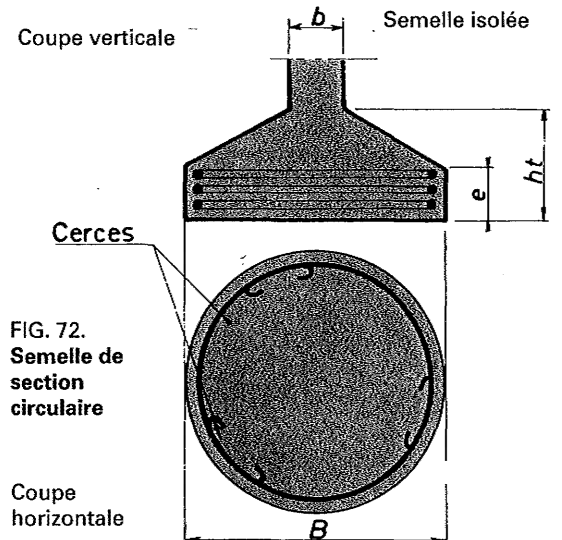
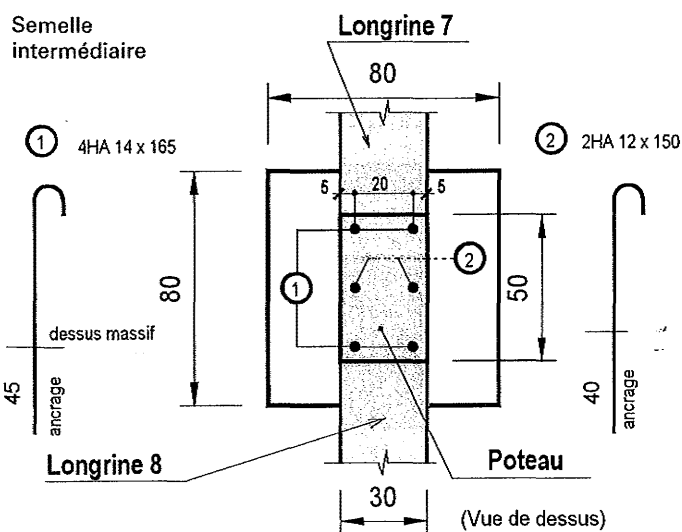
S₁₉

ARMATURE D'UNE SEMELLE ISOLÉE AVEC JOINT DE DILATATION

SEMELLE D'ANGLE SUR PUITS CYLINDRIQUE recevant deux poutres orthogonales et un pilier



SEMELLE DE RIVE SUR PUITS DE SECTION CARRÉE recevant trois poutres et un pilier



Type de semelle	Problème posé	Moyens possibles	Dispositions constructives
Semelle allongée	Raidir la semelle dans le sens longitudinal	Nervure de section : – constante – variable (Elle se calcule comme une console encastrée sur le poteau)	(Fig. 73 à 75)
Semelles avec nervures croisées	Raidir la semelle : – suivant les axes des côtés – ou suivant les diagonales	Nervure avec armatures croisées	(Fig. 76 à 79)
Semelles isolées excentrées (fig. 80 à 83)	Permettre de greffer un poteau en B.A. situé en rive en évitant : – l'instabilité – les trop fortes pressions sur le sol	1° Une poutre rigide appelée « poutre de redressement » relie la semelle à construire à la semelle la plus proche 2° Les actions horizontales sont équilibrées par un buton en B.A. 3° Le poteau est greffé sur la partie en console d'une longrine	(Fig. 84 et 85) (Fig. 86) (Fig. 87)

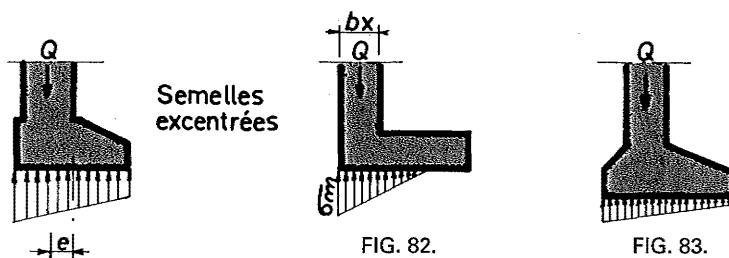
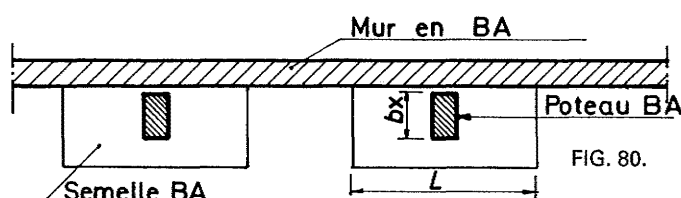
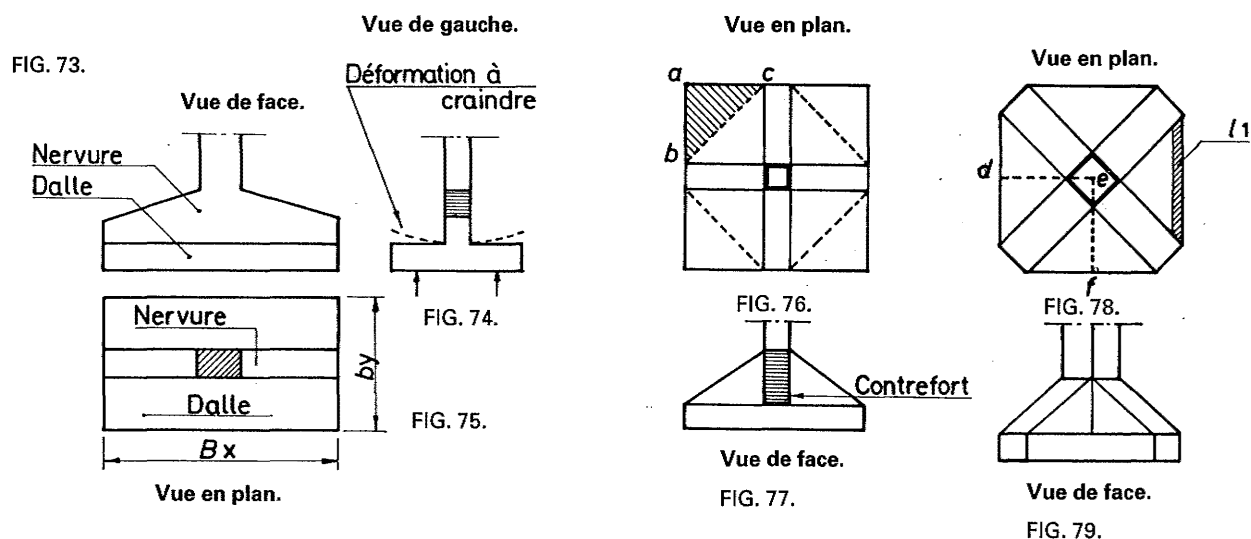


FIG. 81.

FIG. 82.

FIG. 83.

DIFFÉRENTES TRANSMISSIONS DES EFFORTS

Q : charge transmise au poteau.

e : excentricité de la charge Q par rapport au centre de gravité de la semelle.

DIFFÉRENTES SOLUTIONS PRATIQUES POUR SEMELLES ISOLÉES EXCENTRÉES

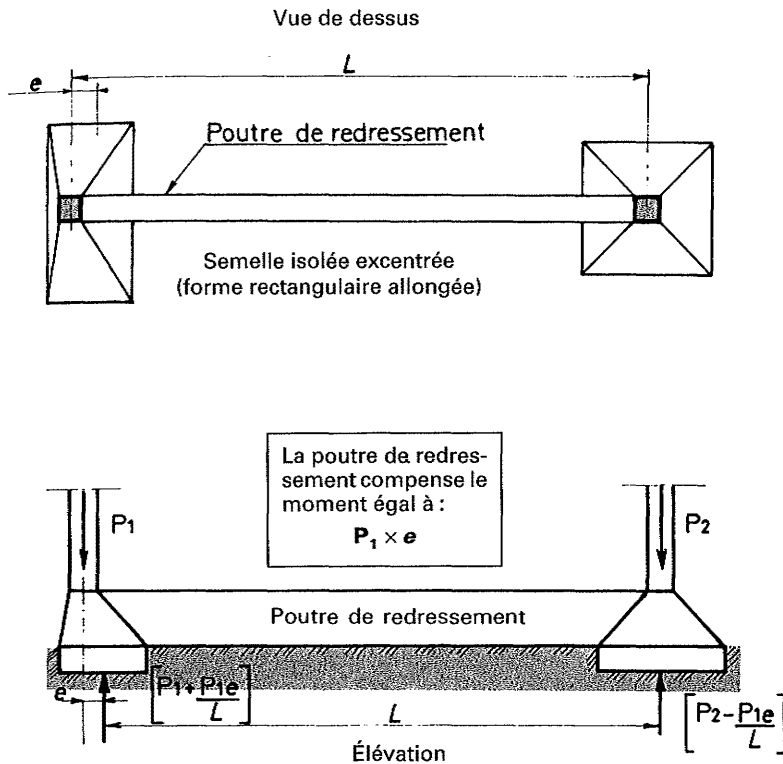
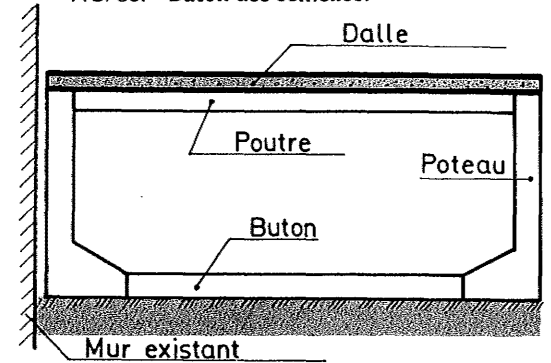


FIG. 84. - Poutre de redressement encastree à ses extrémités aux semelles isolées.

FIG. 85. - Buton des semelles.

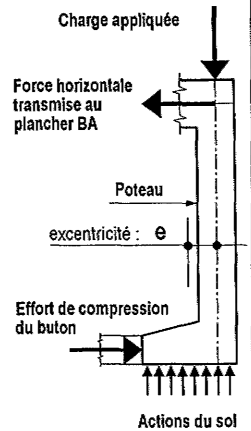


Données :

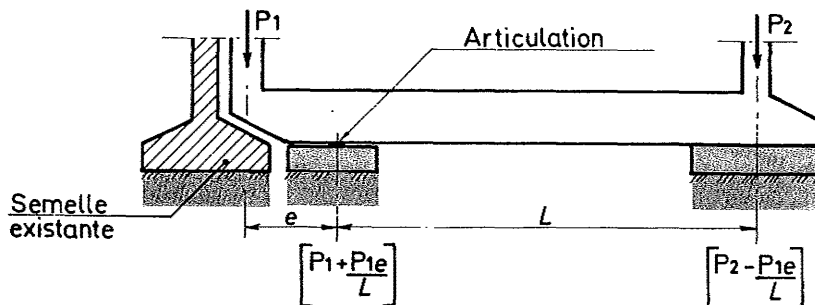
On admet l'hypothèse de répartition uniforme sous la semelle.
L'excentricité de la charge a pour valeur : e .
Le moment introduit est égal à : charge (P_u) $\times$ excentricité(e).

Condition d'équilibre :

. butée en pied par le buton
. force horizontale en tête, transmise par le plancher au contreventement de la structure



L'effort normal P_2 doit être supérieur à la valeur $\{(P_1 \times e)/L\}$ pour éviter le risque de soulèvement par effet de levier.



Cas d'une construction à réaliser en rive de bâtiment ancien avec semelle existante débordante.

FIG. 86. - Longrine de redressement qui supporte un poteau ancré à son extrémité en porte-à-faux.

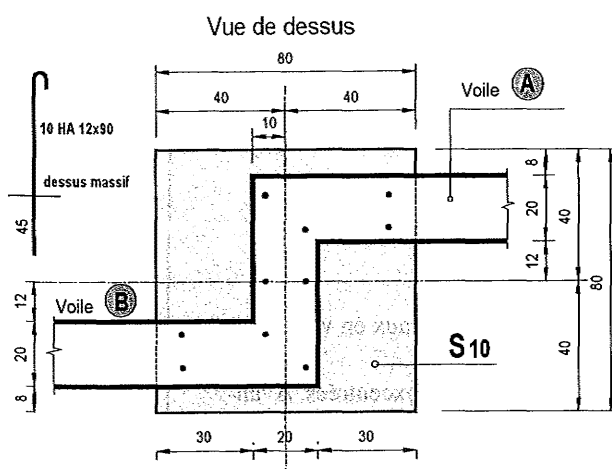


FIG. 87a. - Voiles avec angles sur semelle isolée.

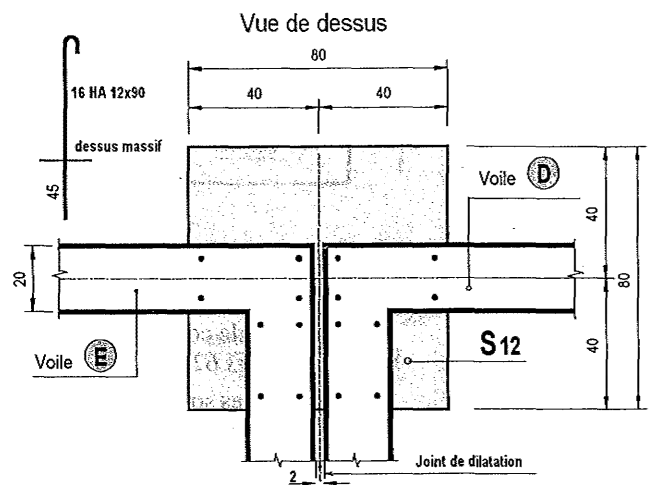


FIG. 87. - Voiles et joint de dilatation.

5 Chaînage des semelles

5.1 But recherché

Réaliser un ensemble capable de mieux résister aux efforts horizontaux.

5.2 Quels sont ces efforts horizontaux ?

Justification (fig. 88 à 90) :

- chaque poteau est considéré comme encastré ou articulé à sa base ;
- la déformation sous l'effet des charges permet de se rendre compte du mode de sollicitation dans les poteaux et les poutres ;
- si on suppose chaque poteau libre de se déplacer à sa base, il est clair que, pour annuler le déplacement fictif, des forces horizontales sont nécessaires.

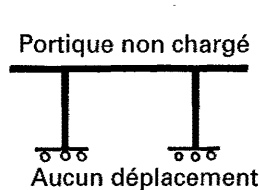


FIG. 88.

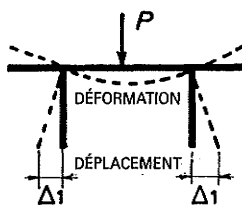


FIG. 89.

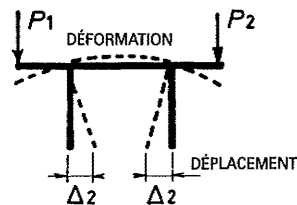


FIG. 90.

5.3 Moyens

On relie les semelles les unes aux autres par des poutres (tirants) sollicitées en compression (ou en traction).

Nota : cette pratique n'est cependant pas systématique, sauf pour les portiques de grandes dimensions à béquilles inclinées en Béton Armé, lamellé collé, profilés acier.

QUESTIONS DE RÉFLEXION

1° Pourquoi les poteaux jumelés sont-ils établis sur une même semelle au droit d'un joint de dilatation ? Réponse : fig. 91.

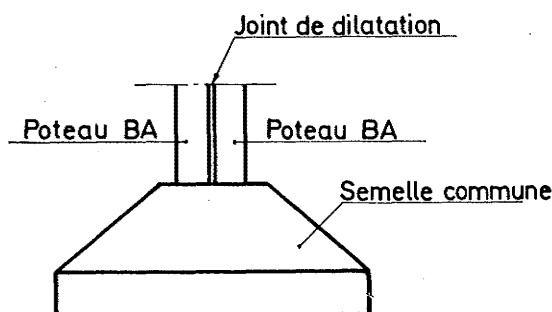


FIG. 91.

Cette disposition évite les semelles excentrées.

2° Faites l'étude comparative des moyens d'ancrage des poteaux en vous référant aux figures 62 à 64.

3° Comparez les solutions adoptées pour les semelles isolées excentrées. Avantages et inconvénients.

4° Pourquoi admet-on la présence de « bielles de compression » dans les semelles isolées ?

5° À quoi peuvent également servir les chaînages des semelles ? (Voir p. 72.)

7.4 SEMELLES CONTINUES SOUS POTEAUX

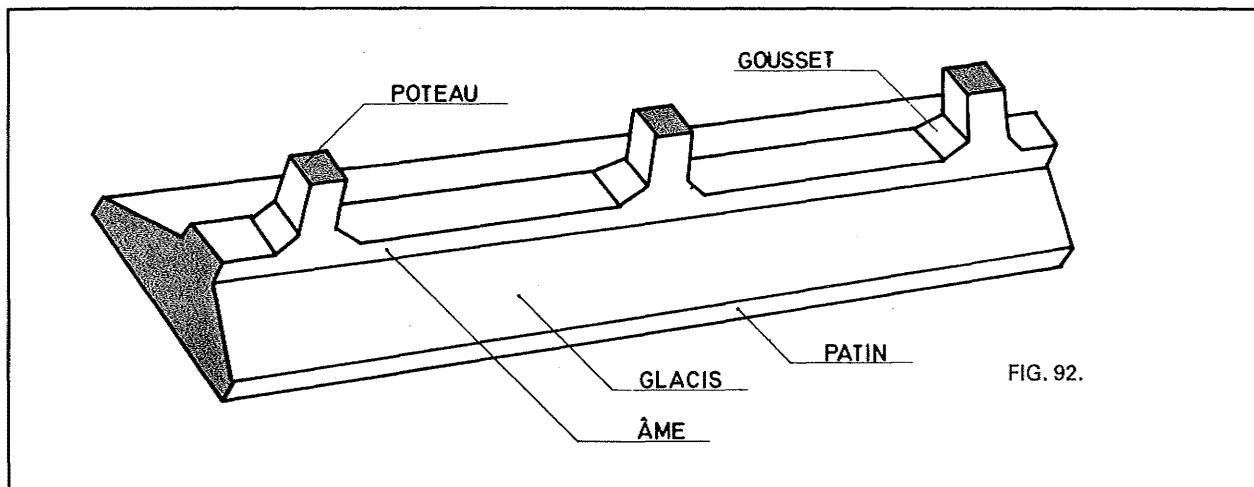
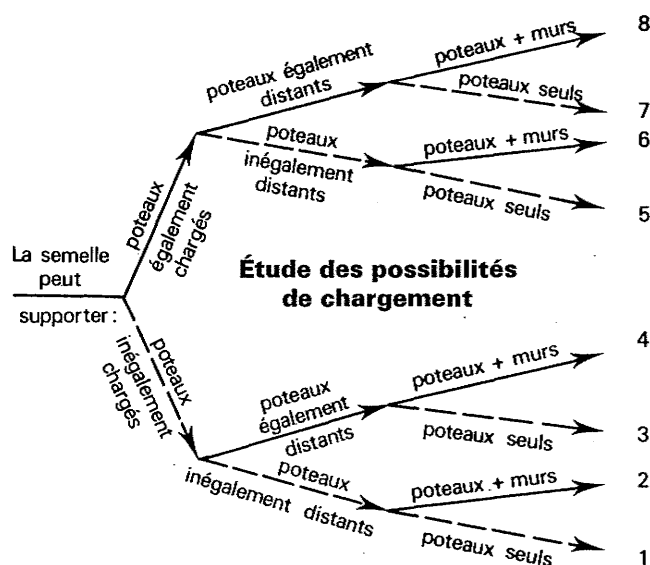


FIG. 92.

1 Quels sont les problèmes à résoudre ?

De quoi s'agit-il ?

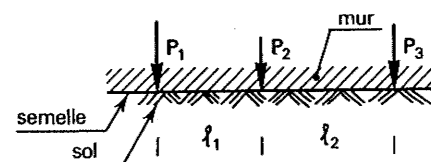
HYPOTHÈSES DE CHARGEMENT DES SEMELLES CONTINUES



Schémas de principe

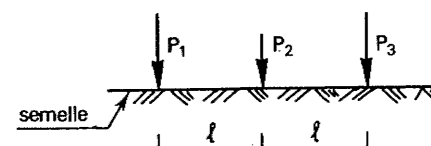
Cas n° 2 (poteaux + murs) :

- inégalement chargés ;
- inégalement distants.



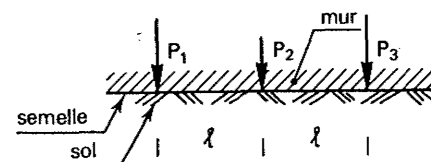
Cas n° 3 :

- poteaux inégalement chargés ;
- poteaux également distants.



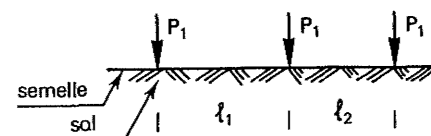
Cas n° 4 (poteaux + murs) :

- poteaux également distants ;
- poteaux inégalement chargés.

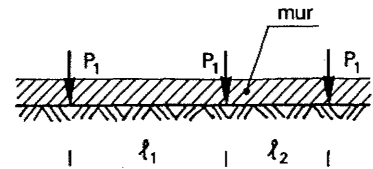


Cas n° 5 :

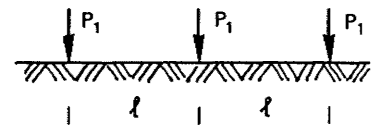
- poteaux également chargés ;
- poteaux inégalement distants.



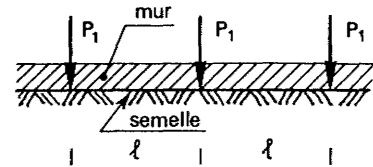
Cas n° 6 (poteaux + murs) :
poteaux également chargés ;
poteaux inégalement distants.



Cas n° 7 :
poteaux également chargés ;
poteaux également distants.



Cas n° 8 (poteaux + murs) :
poteaux également chargés ;
poteaux également distants.
Nota : Les actions du sol ne sont pas représentées.



Quelles conséquences ?

2 Constatations immédiates (fig. 93 à 102)

Hypothèses de chargement des semelles continues

La répartition des charges :

- concentrées ;
- continues et concentrées ;

à la partie supérieure de la semelle n'est pas uniforme.

La répartition des pressions sous la semelle n'est pas uniforme.

Cette répartition peut varier dans le sens longitudinal et dans le sens transversal de la semelle.

L'appréciation de la répartition réelle est difficile et en pratique on est contraint de partir d'hypothèses simplifiées par l'expérience.

Quels éléments prendre en compte ?

3 Facteurs principaux à considérer (fig. 93 à 103)

La répartition des pressions dépend :

- du mode de chargement ;
- de la semelle plus ou moins rigide en fonction de la section du béton et des armatures ;
- de la hauteur constante ou variable (goussets) de la poutre de rigidité ;
- de la nature du sol et de ses caractéristiques.

En pratique les diagrammes théoriques sont presque toujours utilisés.

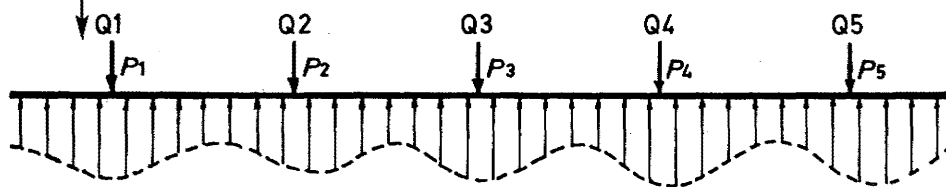


FIG. 93.

Sol cohérent - Semelle rigide - Répartition réelle
Les charges Q_1, Q_2, Q_n sont de valeur sensiblement égale.
Les poteaux P_1, P_2, P_3 sont également distants.

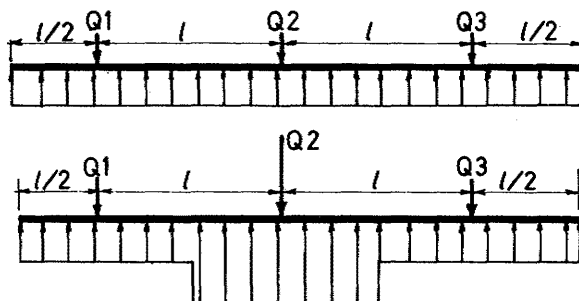


FIG. 94.
Répartition uniforme théorique.

FIG. 95.
Répartition uniforme par plage.
Semelle rigide. Sol cohérent.
Poteaux également distants avec
 $Q_2 > Q_1$ et $Q_1 = Q_3$.

SENS LONGITUDINAL DE LA SEMELLE

FIG. 96.

Même sol, mais $Q_1 \neq Q_2 \neq Q_3$.
Poteaux inégalement distants.
Semelle rigide. Sol cohérent.

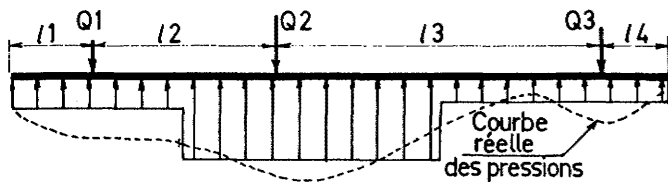


FIG. 97.

Sol peu compressible. Semelle flexible.
Répartition réelle des pressions.

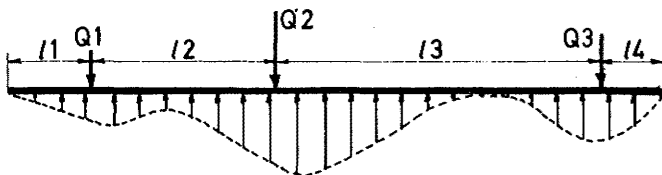
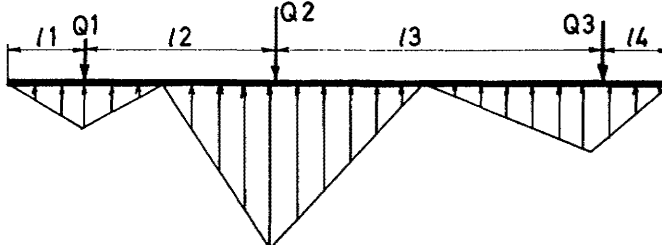


FIG. 98.

Sol peu compressible. Semelle flexible.
Diagramme théorique.



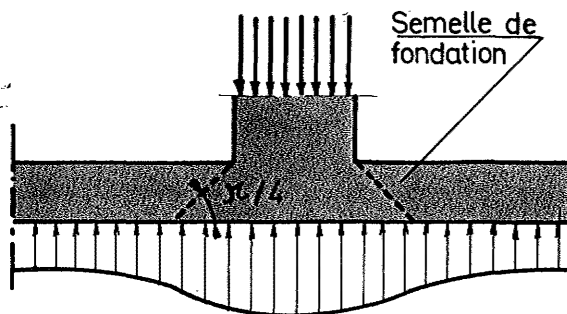
SENS LONGITUDINAL DE LA SEMELLE

Diagrammes réels	Cas rencontrés	Diagrammes théoriques
	Semelles rigides $h_t \geq 5 + \frac{B_x - b_x}{4}$ Sols cohérents	
	Semelles rigides Sols pulvérulents	
	Semelles flexibles $h_t < 5 + \frac{B_x - b_x}{4}$ Sols cohérents	
	Semelles flexibles Sols pulvérulents	

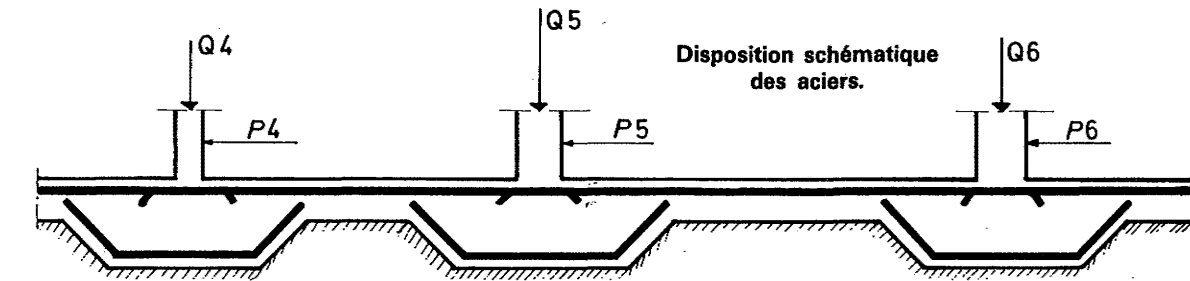
SENS TRANSVERSAL DE LA SEMELLE

FIG. 103.

Hypothèse de la répartition des contraintes dans le sol.



POTEAUX INÉGALEMENT CHARGÉS ET INÉGALEMENT DISTANTS



DIAGRAMMES THÉORIQUES DES CONTRAINTES SUR LE SOL

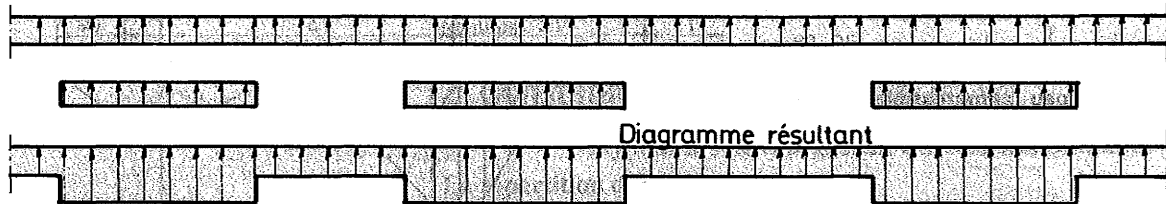


FIG. 104.

CAS DE LA RÉPARTITION UNIFORME

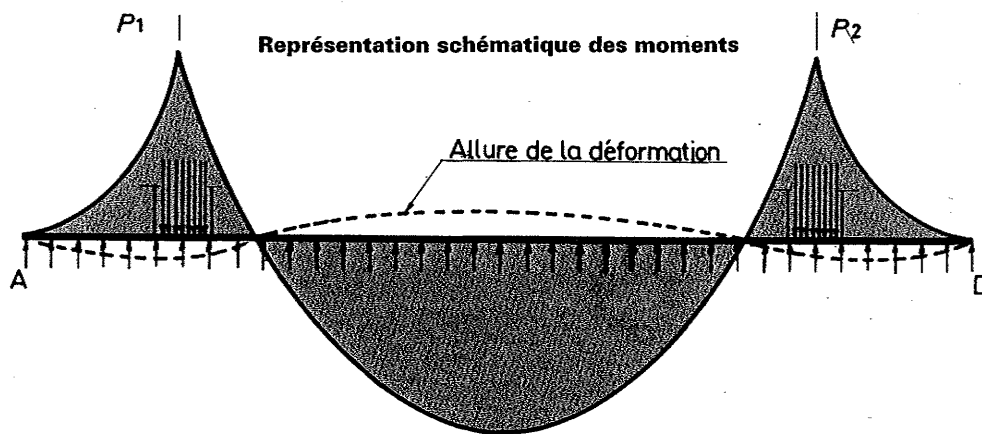


FIG. 105.

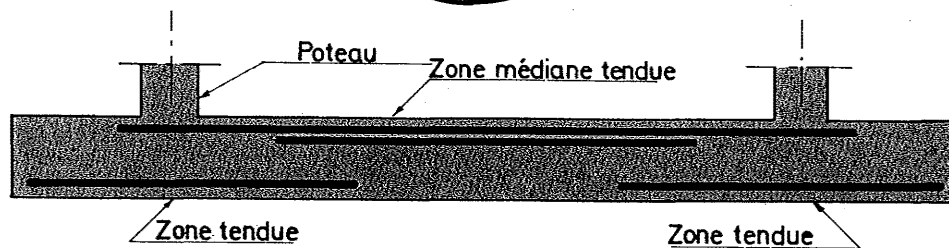


FIG. 106.

Schéma de principe

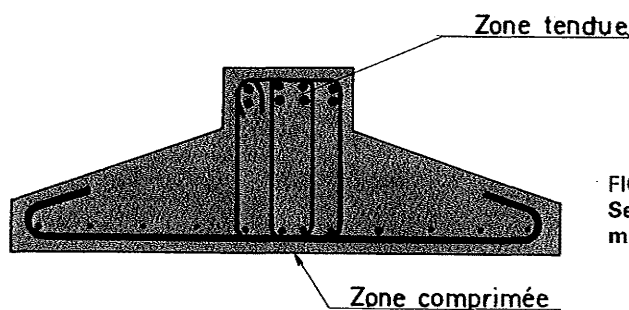


FIG. 107.
Section de la région médiane de la semelle.

SEMELLE SUPPORTANT DEUX POTEAUX ÉGALEMENT CHARGÉS

Comment réaliser ?

Nota : On remarque la difficulté de façonnage des aciers d'une semelle avec étriers de dimension variable et lorsqu'il faut ajouter les aciers de l'âme, les amorces des poteaux et les aciers complémentaires des goussets éventuels.

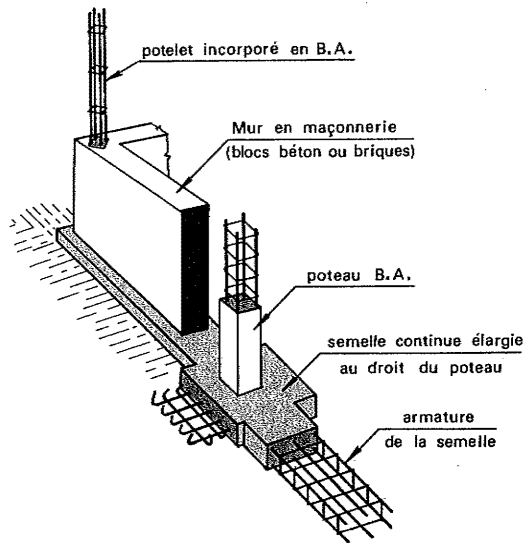


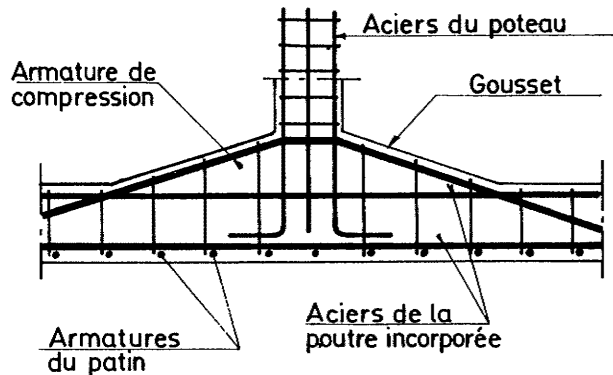
FIG. 108. - Armature d'une semelle continue sous poteaux B.A.

4 Dispositions pratiques

Elles sont basées sur :

- le mode d'application des charges ;
- le mode de fonctionnement de l'ensemble chargé ;
- la détermination des sollicitations et par suite des zones tendues et comprimées ;
- la réponse du sol de fondation, répartition des pressions avec diagramme :
 - uniforme,
 - triangulaire,
 - bi-triangulaire.

Les solutions théoriques et les détails d'exécution font l'objet des figures 104 à 110.

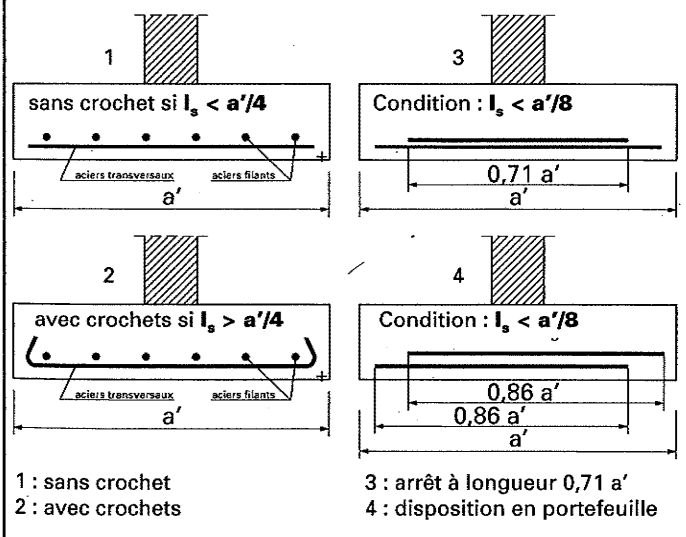


Détail d'armature d'un gousset.

Arrêt des aciers principaux (ou transversaux)

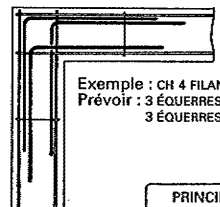
Longueur forfaitaire de scellement droit :

$l_s = 50 \varnothing$ pour les aciers de nuance Fe E 500



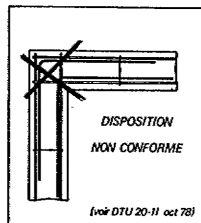
PRINCIPES DE LIAISONS COURANTES

EQUERRES D'ANGLE
DISPOSITION À RESPECTER
POUR CHAQUE NAPPE D'ACIERS



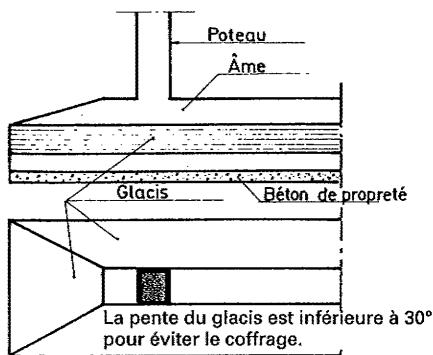
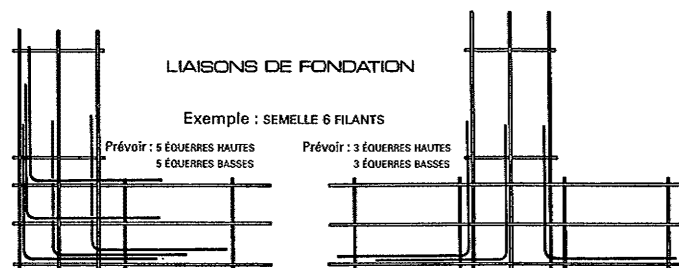
PRINCIPES À RESPECTER

- RECOUVREMENT $54 \varnothing$
- MÊME DIAMÈTRE



LIAISONS DE FONDATION

Exemple : SEMELLE 6 FILANTS



Extrémité d'une semelle continue sous poteaux.

UTILISONS LES CONNAISSANCES ACQUISES

1° En s'inspirant des figures 105 à 107, traiter l'un des différents cas de chargement du paragraphe 1 après avoir tracé les déformations possibles amplifiées, sous l'action des charges et du sol, dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des pressions.

2° Justifier les dispositions constructives de la fig. 108 :

- élargissement de la fondation au droit du poteau ;
- aciers inférieurs et supérieurs dans la semelle.

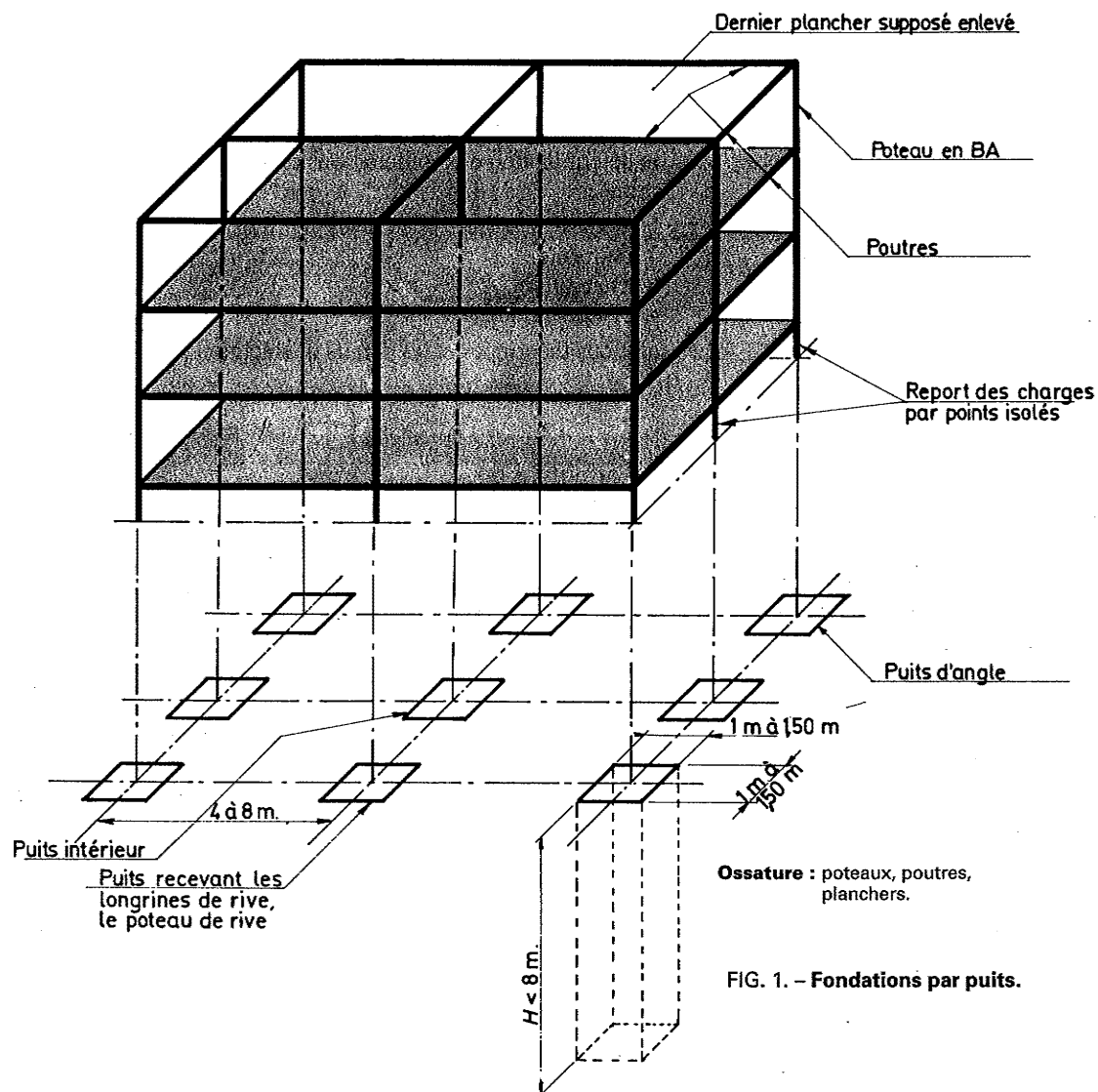
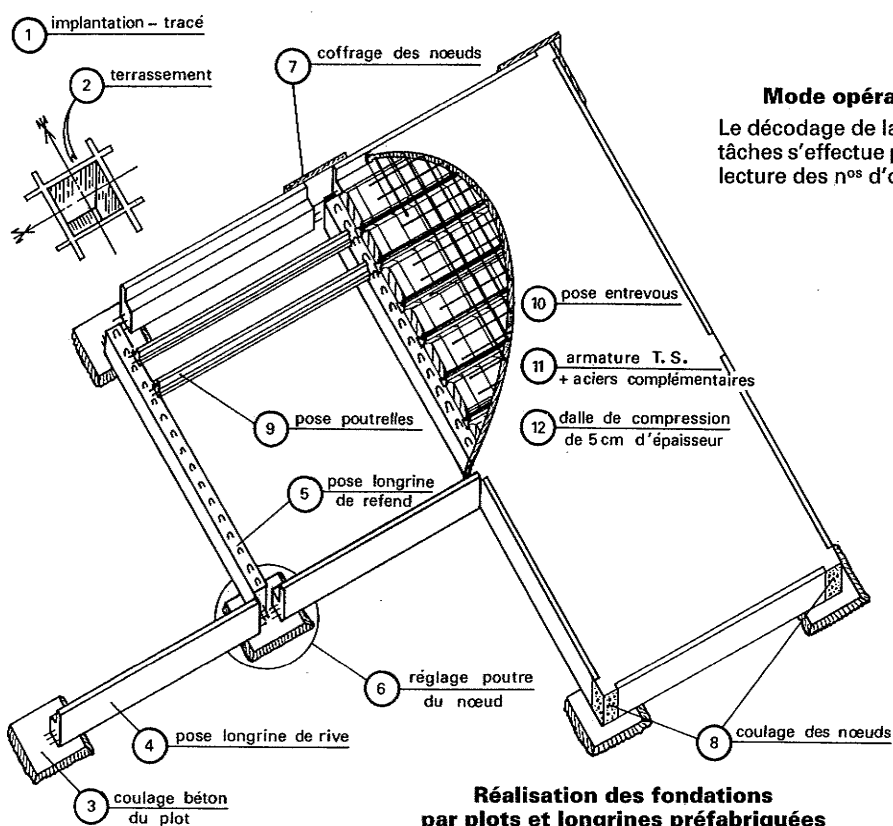


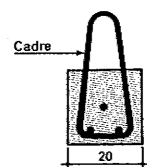
FIG. 1. - Fondations par puits.



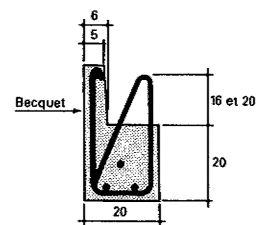
Réalisation des fondations par plots et longrines préfabriquées

Mode opératoire

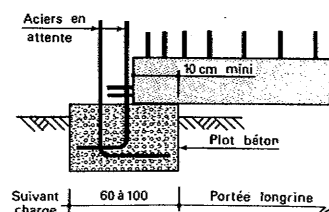
Le décodage de la suite des tâches s'effectue par simple lecture des n^{os} d'ordre.



POUTRE CENTRALE (doc Rector)



POUTRE DE RIVE (avec becquet) (doc Rector)



(doc Rector)

8. FONDATIONS PAR PUITS

Un puits de fondation s'apparente à un gros pilier armé ou non, prenant appui sur le sol résistant, à une profondeur supérieure à 2 mètres.

Il reçoit de fortes charges.

Un plot en béton s'apparente à un puits. Il sert pour les constructions légères (pavillons).

1 Quand choisit-on la fondation par puits ?

Cette solution est choisie si :

- la couche superficielle présente une résistance insuffisante pour équilibrer les charges ;
- les charges sont importantes et concentrées ;
- les puits sont moins coûteux que :
 - le radier,
 - les semelles massives ;
- les conditions particulières du chantier s'y prêtent ;
- la rapidité d'exécution est un facteur déterminant.

2 Où placer les puits ? Combien ?

Les emplacements des puits sont ceux des éléments de construction les plus chargés :

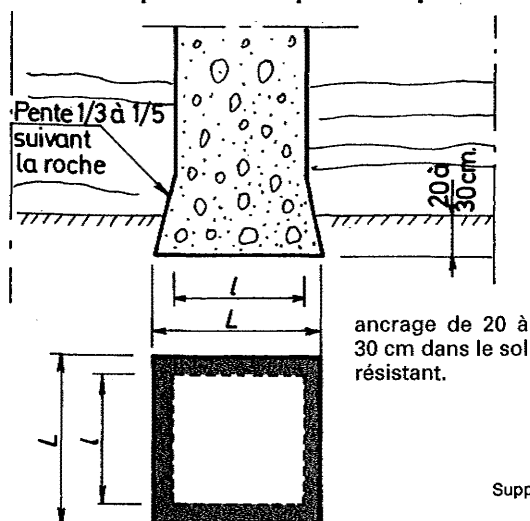
- angles extérieurs ou intérieurs ;
- intersections de murs intérieurs ;
- poteaux en B.A. (d'angle, de rive, intérieur) ;
- trumeaux en B.A.

Le nombre de puits résulte d'un compromis entre des exigences en conflit :

- d'une part, le terrassement et le remplissage en béton pour les puits ;
- de l'autre, la portée et la section des longrines, dépendantes des puits.

Le choix de l'entreprise doit concilier à la fois l'aspect technique et l'aspect économique.

Disposition en « patte d'éléphant ».



$$\Delta S = (L^2 - P) \text{ est l'accroissement de la surface portante.}$$

FIG. 2. - Puits de section carrée.

3 Caractéristiques

Sections

Elles sont de forme :

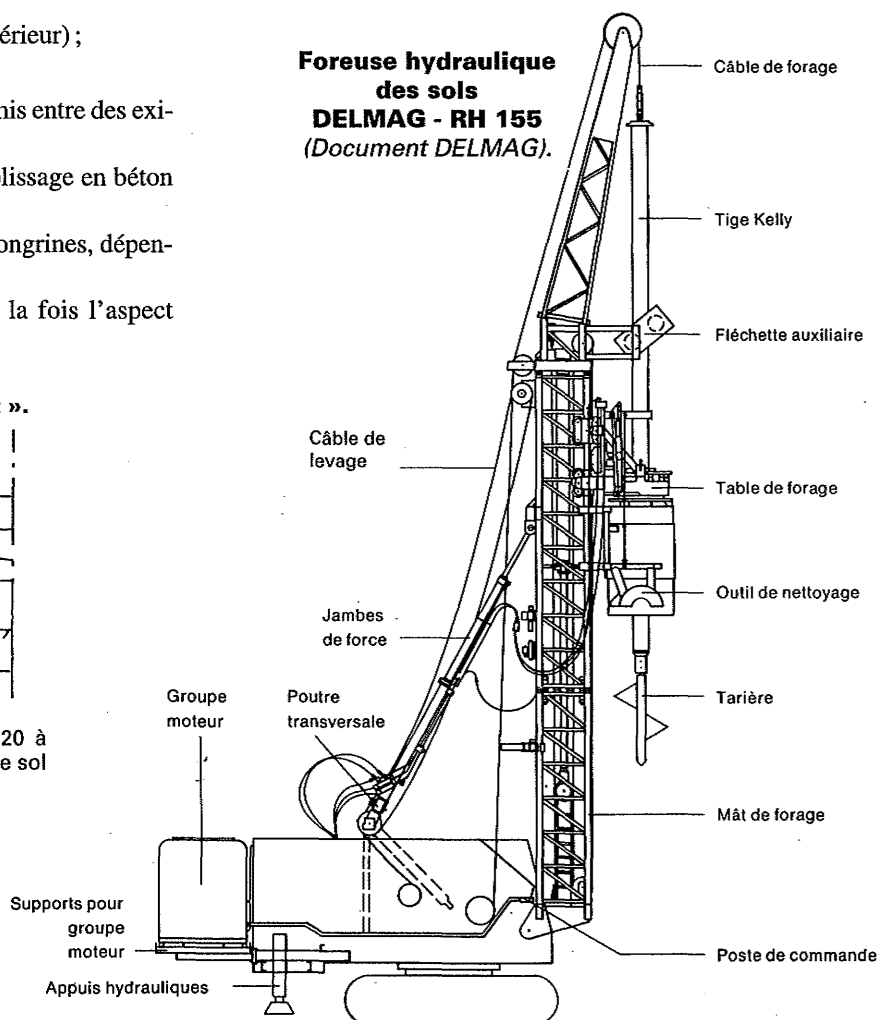
- carrée ;
- rectangulaire ;
- circulaire ;

suivant :

- le mode de forage (percussion, rotation) ;
- le matériel utilisé (benne preneuse, tarière) (voir documents BENOTO et DELMAG, ci-dessous) ;
- la nature du terrain (blindage ou non).

Dimensions

- les côtés des puits varient de 1 m à 1,50 m ;
- les diamètres également de 1 m à 1,50 m ;
- la profondeur ne dépasse guère 8 m ;
- la distance entre axes varie de 4 m à 8 m et dépend :
 - des efforts à supporter,
 - de la section des puits,
 - des sections des longrines qui filent sur la tête des puits ;
- la base des puits :
 - s'encastre de 20 à 50 cm dans le sol jugé résistant,
 - augmente la surface portante par la disposition dite en « patte d'éléphant », à condition que la cohésion des terres soit satisfaisante (fig. 2).



Force portante

Elle dépend des charges et du terrain (fig. 3 à 5).

Exemple :

Puits de section carrée :

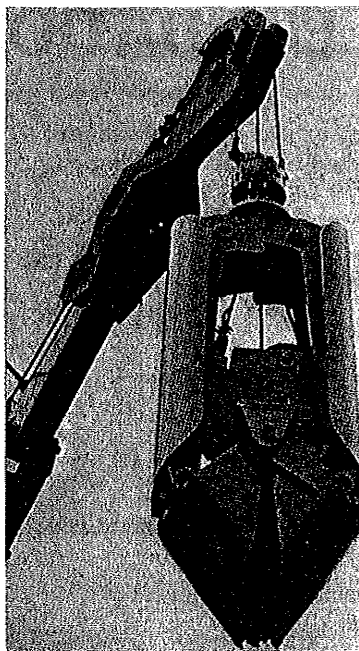
- côté : 1,50 m ;
- surface : $1,50 \times 1,50 = 2,25 \text{ m}^2$;
- avec patte d'éléphant minime : $1,70 \times 1,70 = 2,89 \text{ m}^2$;
- augmentation de la surface portante : $2,89 \text{ m}^2 - 2,25 \text{ m}^2 = 0,64 \text{ m}^2$ ou $6\,400 \text{ cm}^2$;
- si la pression admissible est de 3 daN/cm^2 , la force supplémentaire devient de : $6\,400 \text{ cm}^2 \times 3 \text{ daN/cm}^2 = 19\,200 \text{ daN}$, soit une charge correspondante de 19 tonnes.

Modes opératoires

Implantation des axes des puits et tracé du contour à excaver (voir plan d'implantation ci-contre).

Forage mécanique :

- dans les sols cohérents, sans tubage ;
- dans les sols non cohérents, avec tubage provisoire (fourreau) ou à l'abri d'un blindage.



(Doc. Benoto)

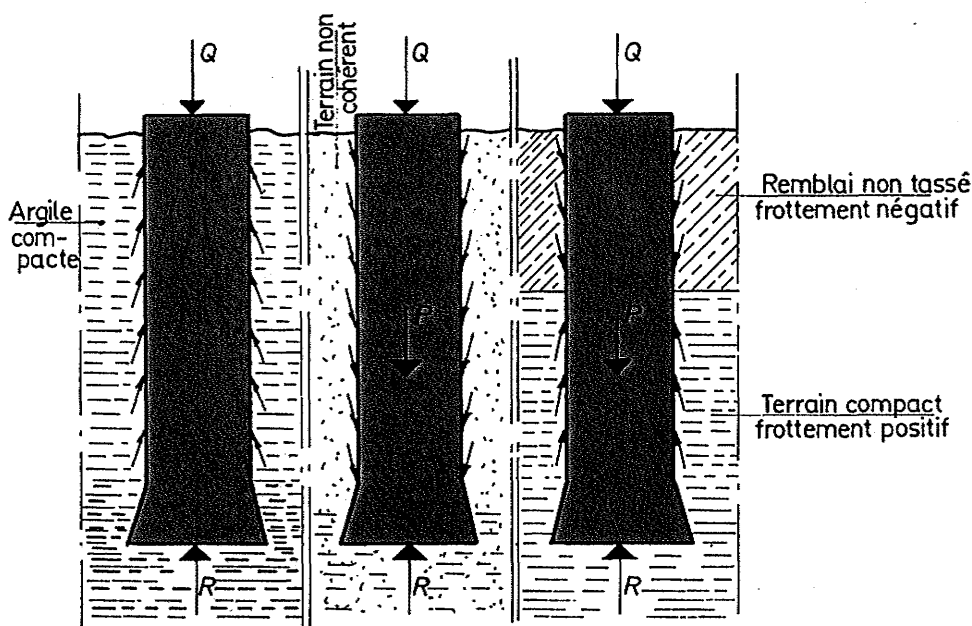


FIG. 3.

Cas n° 1

FIG. 4.

Cas n° 2

FIG. 5.

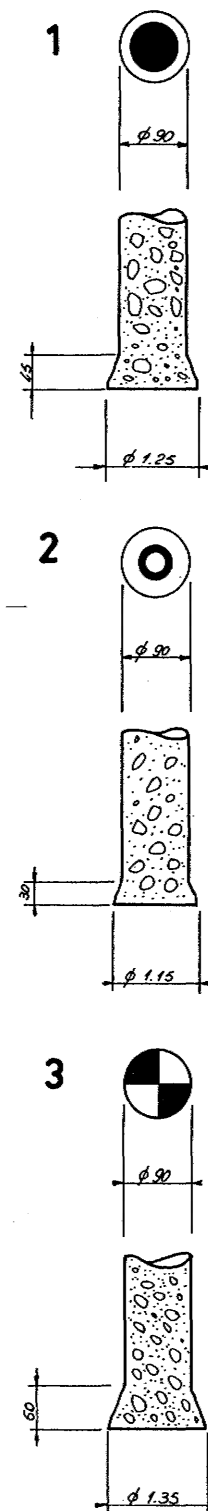
Cas n° 3

Q : charges transmises au puits.
 P : poids du puits.
 R : résultante des actions du sol.
 S : surcharge due au sol.

Cas n° 1 : Terrain compact. **Frottement positif** qui s'oppose à l'enfoncement. Théoriquement, on pourrait négliger la masse du gros béton du puits : $R = Q$.

Cas n° 2 : Terrain non cohérent dont le tassement provoque un **frottement négatif** qui surcharge le puits : $R = P + Q + S$.

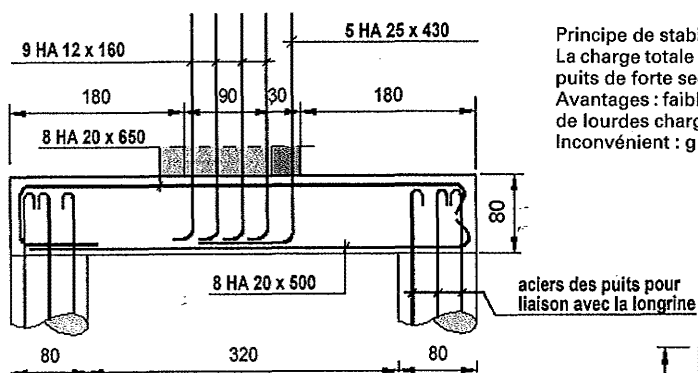
Cas n° 3 : Pratiquement, on néglige le frottement et on tient compte de la masse de béton du puits : $R = P + Q$.



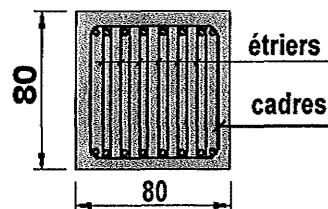
LÉGENDE :

- Les puits identiques sont affectés d'un même repère : 1, 2, 3, etc.
- Les cotes cumulées sont soulignées d'un trait fort.
- Les traits interrompus courts représentent le contour extérieur du bâtiment.
- Chaque puits est repéré suivant ses axes.
- Les puits « décalés » de 7, 10, 12 cm sont implantés en fonction de la structure porteuse.

Exemple : Disposition des armatures d'une semelle reposant sur deux puits



Principe de stabilité :
La charge totale se transmet par la semelle sur deux puits de forte section.
Avantages : faible pression sur le sol tout en portant de lourdes charges.
Inconvénient : grande masse de béton à couler.

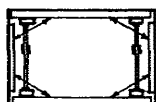


Puits de diamètre 80 cm en gros béton.
La tête de puits peut être ceinturée par des cerces et armée par un quadrillage.
Des aciers en attente assurent la liaison puits-semelle.
La distance entre les axes des puits est de 4 mètres.

Semelle épaisse et rigide de section carrée 80 cm x 80 cm.
Armatures inférieures et supérieures symétriques.
Aciers en attente pour greffer le voile et le poteau qui est associé au voile épais.

NB : cette semelle est armée en prenant en compte un encastrement partiel à ses extrémités.

FIG. 6. - Puits de faible section



But recherché : empêcher les éboulements tout en permettant l'excavation.
Principe : report des poussées d'une paroi sur l'autre pour assurer l'équilibre par des étréssillons ou des étais à vérins (parois en vis-à-vis ou parois orthogonales).

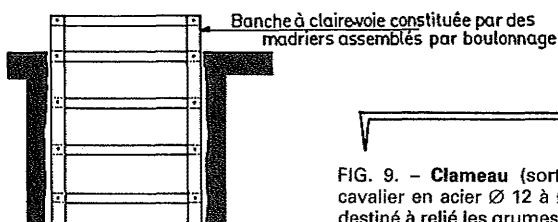


FIG. 9. - Clameau (sorte de cavalier en acier Ø 12 à Ø 16, destiné à relier les grumes).

FIG. 7. - Cette branche descendue dans la fouille est ensuite butonnée avec des étais à vérins.

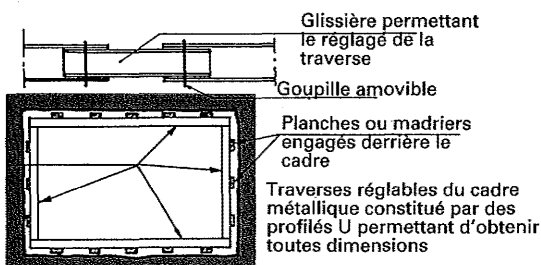


FIG. 8. - Vue en plan de l'étalement.

Divers procédés de blindage des parois suivant la nature du terrain et la profondeur

- 1/ par madriers verticaux et étréssillonnage par étais au fur et à mesure du terrassement mécanique
 - 2/ par panneaux préfabriqués en bois ou en métal descendus dans l'excavation et étréssillonnés
 - 3/ avec des cadres métalliques placés horizontalement à glissières réglables qui maintiennent les madriers verticaux
 - 4/ par cages mobiles de dimensions adaptées aux sections et profondeur
 - 5/ par cadres à glissières et panneaux métalliques associés
- NB : la partie supérieure du blindage doit dépasser au moins de 15 cm du sol.

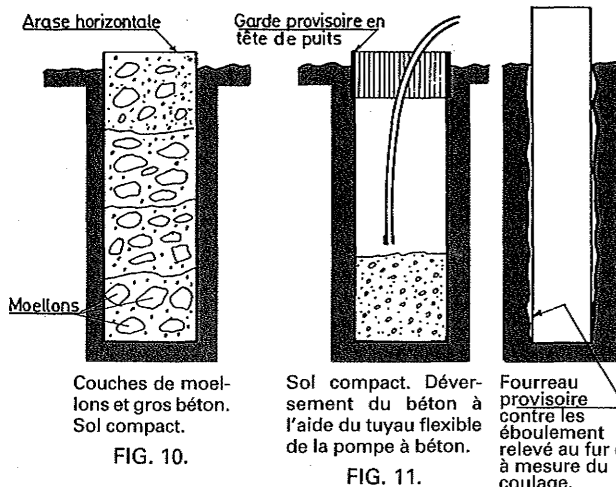
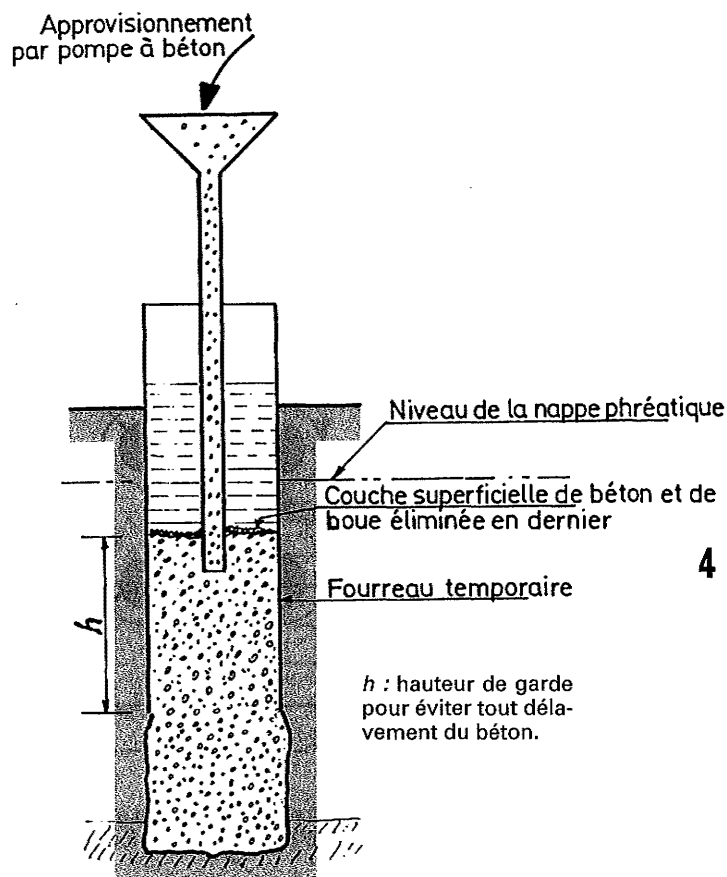


FIG. 10.

FIG. 11.

FIG. 12.

FIG. 13. - Bétonnage en terrain inondé.



Vue en plan

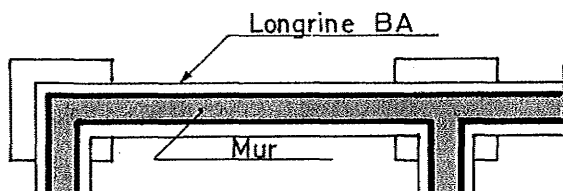


FIG. 14.

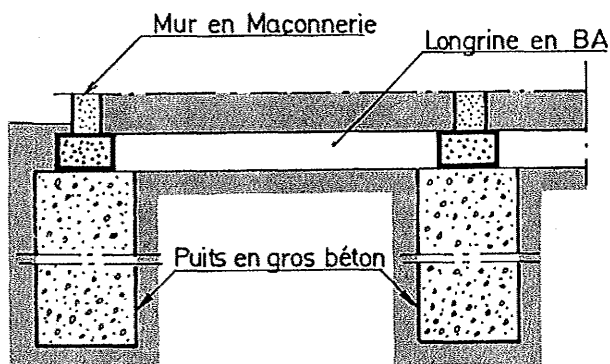


FIG. 15.

Coupe verticale.

Les têtes de puits sont reliées par des longrines.

Blindage éventuel (fig. 6 à 9) à l'aide de :

- madriers butonnés par des étais métalliques à vérins ;
- cerces métalliques extensibles.

Protection du bord de fouille (voir fig. 11).

Remplissage du puits avec un gros béton de masse (fig. 10 à 13).

À titre indicatif, la composition du béton est la suivante :

- cailloux 600 à 800 dm³ ;
- graviers 200 à 400 dm³ ;
- sable de rivière 400 à 500 dm³ ;
- ciment C.P.J. 200 à 300 kg/m³ de béton.

Éventuellement des moellons bruts sont noyés dans la masse du béton.

Une armature peut être incorporée à la partie haute du puits pour fretter le béton.

La surface des puits est arasée de niveau et parfois lissée grossièrement.

4 Établissement de l'infrastructure

- Les poutres de liaison qui chevauchent les têtes de puits reposent simplement comme des poutres continues (fig. 14 et 15).
- Les longrines non ancrées peuvent ainsi glisser sans donner au puits une flexion dangereuse (fig. 16 et 17). Ces longrines forment, en plan, un quadrillage et servent à ancrer les poteaux ou à supporter les murs.
- Les murs peuvent aussi être armés en poutre-cloisons.
- La greffe directe d'un poteau sur un puits peut s'obtenir en réalisant une semelle incorporée à la tête du puits (fig. 18).

Appui simple de la longrine : libre dilatation.

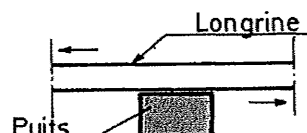


FIG. 16.

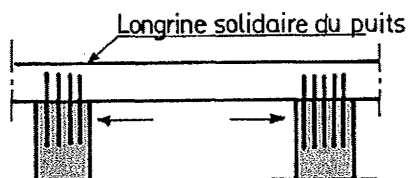


FIG. 17.

Encastrement de la longrine sur la tête de puits : efforts de flexion sur le corps du puits.

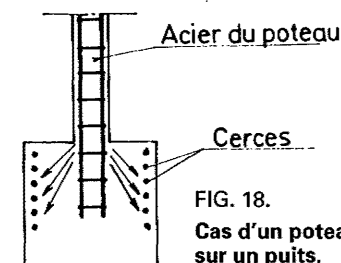
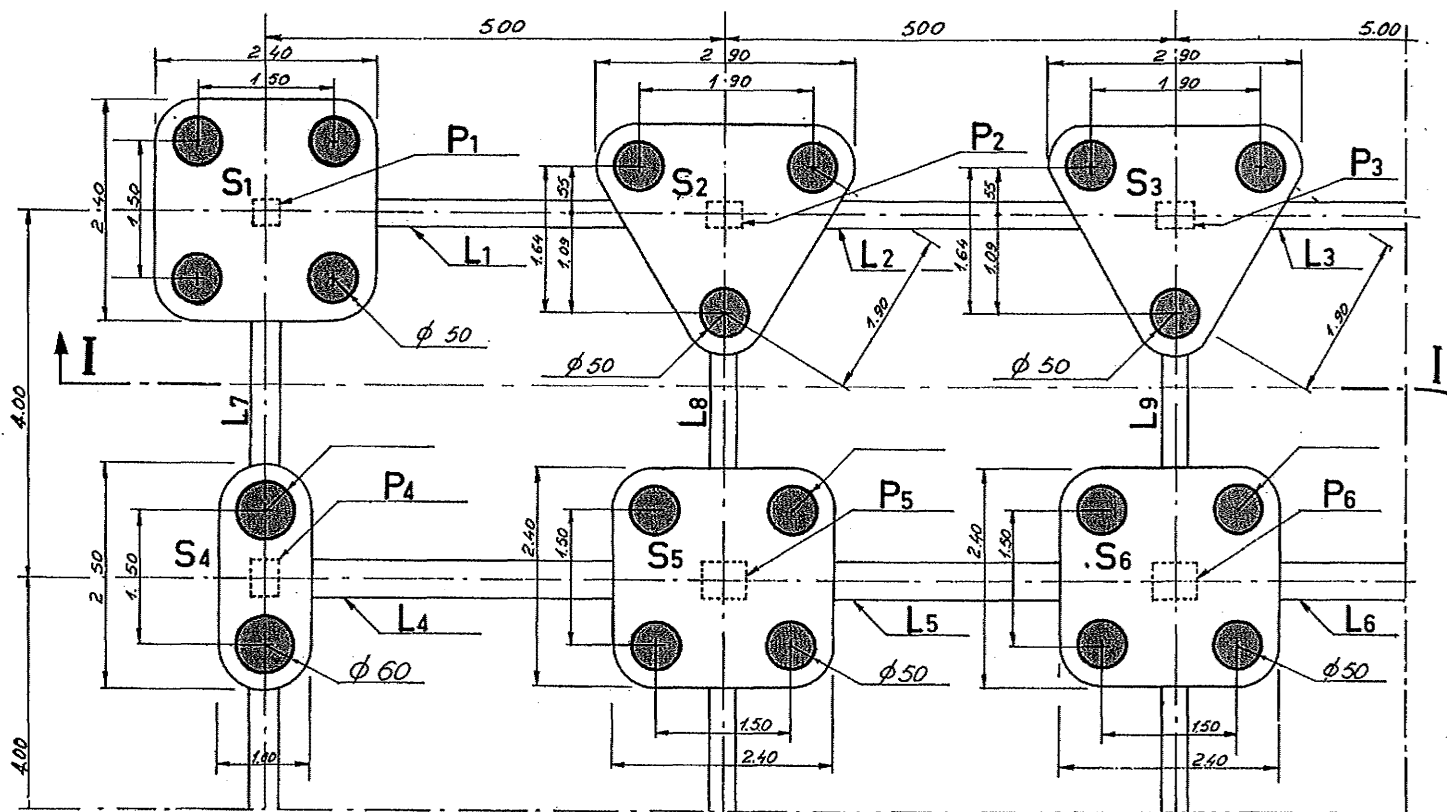


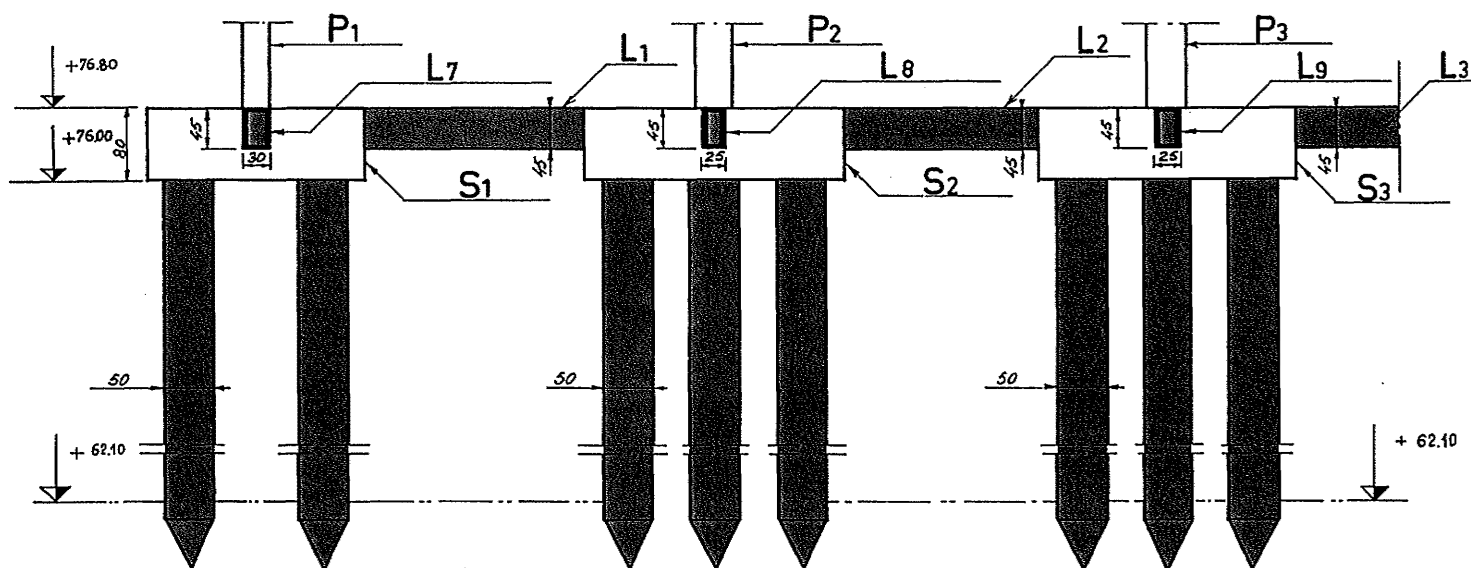
FIG. 18.

Cas d'un poteau greffé sur un puits.



VUE EN PLAN D'UN ANGLE DE BÂTIMENT

FIG. 1.



COUPE I-I

FIG. 2.

FONDACTIONS PAR PIEUX

9. FONDATIONS PROFONDES

1 Pieux en B. A. (fig. 1 à 5)

Pourquoi ?

Ils sont destinés à reporter à grande profondeur (20 m, 40 m et plus) les charges d'une construction.

Ils sont groupés par 2, 3, 4, 5 et plus et réunis en tête par une semelle très épaisse afin de répartir la charge sur chacun des pieux.

Ils agissent sur le sol soit :

- par frottement latéral ;
- par effet de pointe ;
- par frottement latéral et effet de pointe. } voir ci-après fig. 32, 33, 35

Ils doivent résister généralement à l'effet :

- des charges verticales ;
- des poussées horizontales ou obliques.

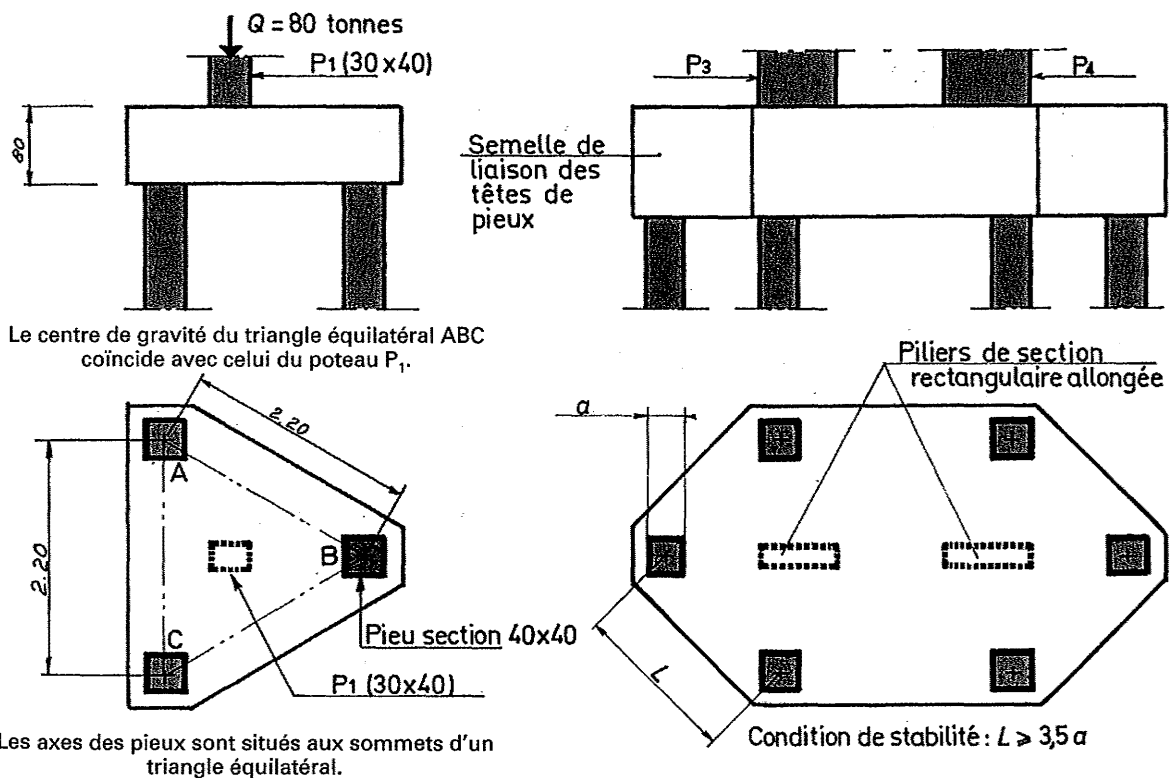


FIG. 3.

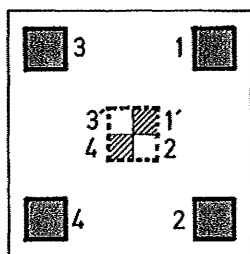


FIG. 4.

Semelle de liaison de quatre pieux de section carrée 40×40 . Chaque pieu porte une part de la charge transmise

Conditions de stabilité :
 $L \geq 2.5 \varnothing$
 $nL \geq n \Pi \varnothing$
 (n est le nombre de côtés du polygone.)

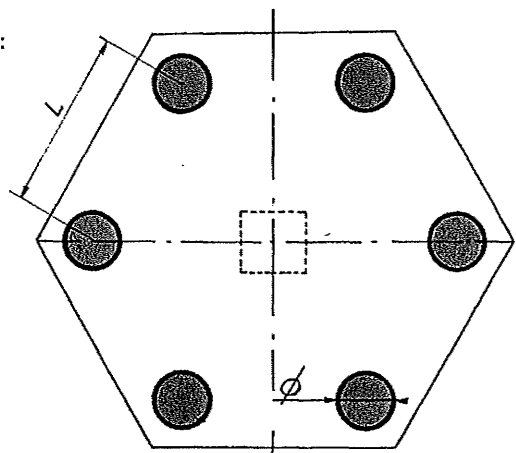


FIG. 5. - Semelle hexagonale.

2 Influence des charges verticales

Comment les efforts sont-ils transmis ?

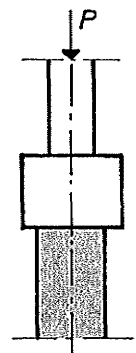
2.1 1^{er} cas : un seul pieu supporte un seul poteau

En théorie, la charge verticale est centrée (fig. 6).

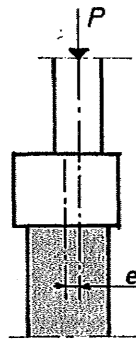
En pratique, la charge verticale est excentrée (fig. 7).

Le pieu est à la fois comprimé et fléchi (fig. 8 et 9).

Cette solution n'est pas recommandée.



En théorie :
compression.
FIG. 6.



En pratique : compression + moment de flexion en raison de la précision relative de l'implantation.

FIG. 7.

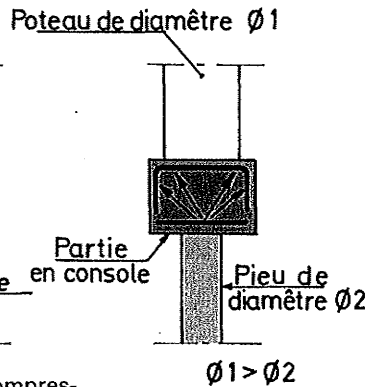
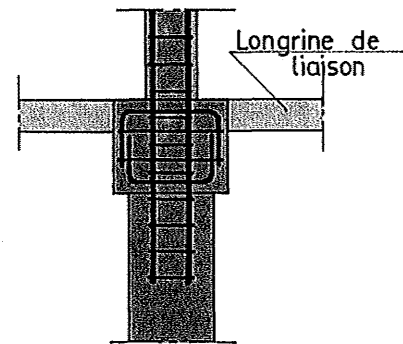


FIG. 8.



Poteau reposant sur un seul pieu. La liaison poteau-pieu est assurée par un massif avec armature en double palier.

FIG. 9.

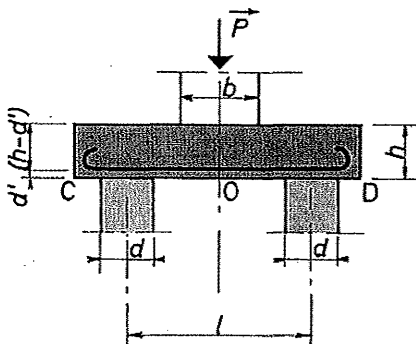


FIG. 10.

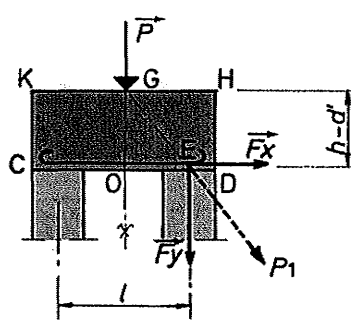


FIG. 11.

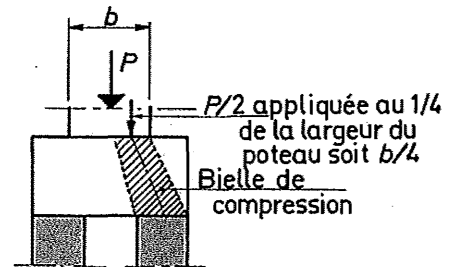


FIG. 12.

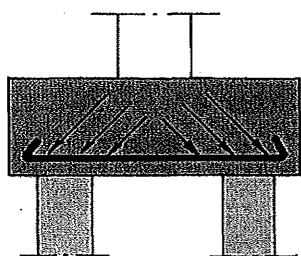


FIG. 13.

- Aciers inférieurs mis en traction par les bielles de compression inclinées.
- Nécessité de crochets à l'extrémité des barres.

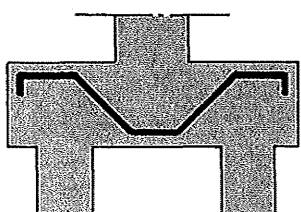


FIG. 14.

- Barre reprenant les efforts amenés par les bielles pour les reporter sur les têtes de pieux.

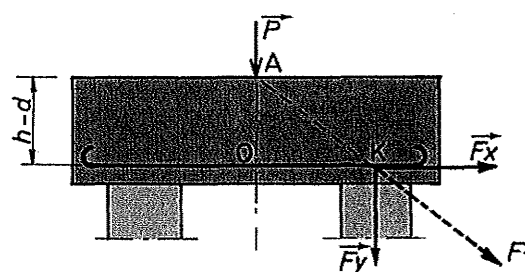


FIG. 15. - Action d'une charge P sur chacun des pieux.

Comment placer les aciers ?

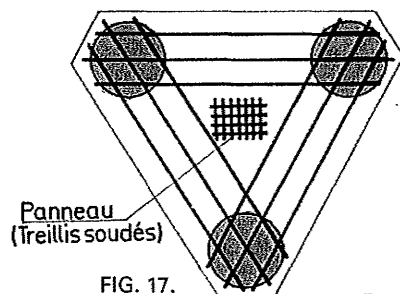


FIG. 17.

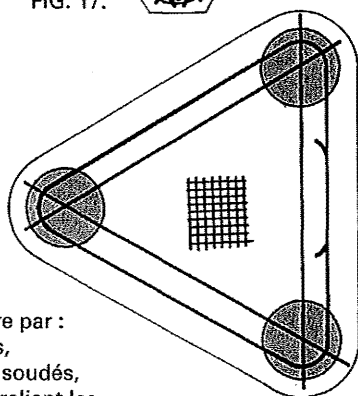


FIG. 19.
Armature par :
- cercles,
- treillis soudés,
- aciers reliant les
têtes de pieux.

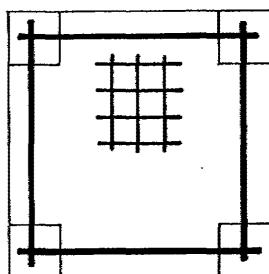


FIG. 21.

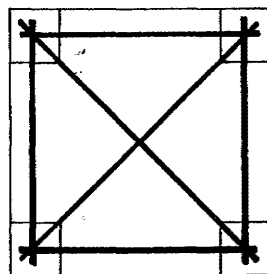


FIG. 22.

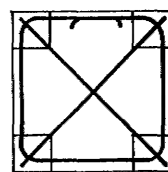


FIG. 23.

2.2 2° cas : un seul poteau reposant sur 2 pieux

Par l'intermédiaire d'une semelle.

La semelle se comporte théoriquement comme une poutre sur deux appuis (fig. 10).

Chaque pieu supporte une charge verticale égale à la moitié de la charge totale (fig. 11).

La transmission des efforts s'effectue par les bielles de compression (fig. 12 et 13).

La partie inférieure de la semelle est tendue (fig. 14).

2.3 3° cas : charge reposant sur 3 pieux par l'intermédiaire d'une semelle triangulaire

La charge « P » doit s'appliquer au centre de gravité du triangle équilatéral.

La composante verticale F_y agissant sur chacun des pieux est égale à $P/3$.

La composante horizontale F_x est équilibrée par les aciers (fig. 15).

2.4 Généralisation

La même méthode s'applique à un groupe de 4 à 5 pieux sous les deux conditions signalées :

- la charge doit passer par le centre de gravité de la semelle (voir fig. 3, 4 et 5) ;
- la semelle doit être rigide pour que chaque pieu reçoive une charge identique.

2.5 Disposition des armatures

Semelles triangulaires sur 3 pieux (fig. 16 à 20) :

- les armatures peuvent être placées suivant :
 - les médianes (fig. 16) ;
 - les côtés, en ajoutant un quadrillage (fig. 17).

Semelles carrés sur 4 pieux (fig. 21 à 23) :

- les armatures sont placées suivant les côtés (fig. 21) ou suivant les diagonales (fig. 22) ;
- un quadrillage complète l'armature (fig. 23).

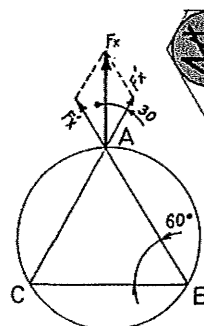


FIG. 18.

L'axe de chaque pieu est en A, B, C, sommets du triangle équilatéral.

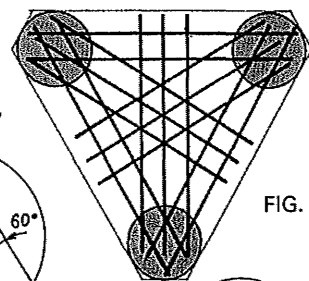


FIG. 16.

FIG. 20.

Cercles

Poteau

Pieu

Comment supporter les murs par des pieux ?

2.6 Cas des murs

Ils peuvent prendre appui sur :

- une série de pieux alignés dans l'axe du mur (fig. 24 A) ;
- une série de pieux placés de chaque côté de l'axe (fig. 24 B et 25).

Le schéma de l'armature est présenté sur les coupes A et B de la figure 24.

Quelle est l'action du vent sur les pieux ?

Quand utiliser des pieux inclinés ?

L'influence du vent en particulier n'est pas négligeable (100 daN/m^2), soit H la résultante des **poussées horizontales** (fig. 26).

L'équilibre de la construction est obtenu par les actions des pieux, P_1 , P_2 .

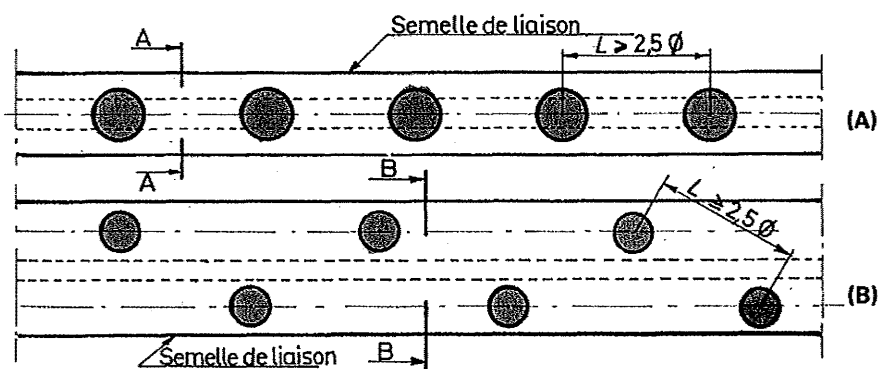
De ce fait, le pieu P_1 est soumis à un effort d'arrachement vertical et le pieu P_2 à un effort de compression (fig. 27).

Dans le cas de **poussées obliques**, nous retrouvons entre autres (fig. 28) :

- l'action du vent, des remblais ;
- l'action des charges verticales.

La solution consiste à utiliser des pieux verticaux et des pieux inclinés armés (fig. 29 à 31).

PIEUX PLACÉS DANS L'AXE DU MUR



PIEUX PLACÉS DE CHAQUE CÔTÉ DE L'AXE DU MUR

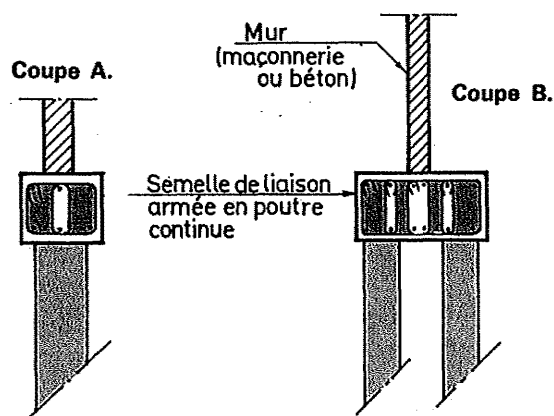


FIG. 24.

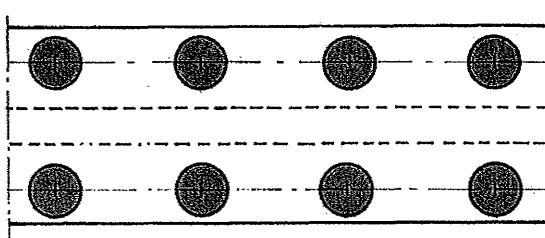


FIG. 25.

Semelle de liaison périphérique avec pieux placés symétriquement par rapport à l'axe du mur (en traits interrompus).

CONSEQUENCE DES POUSSEES HORIZONTALES SUR LES PIEUX

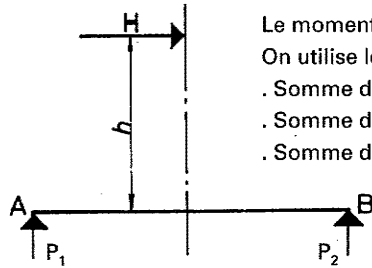


FIG. 26.

Le moment engendré par rapport à un point situé sur la ligne moyenne AB est égal à : $H \times h$.
On utilise les classiques équations de la statique pour déterminer les actions aux appuis :
 . Somme des forces horizontales projetées sur un axe $Ox = 0$
 . Somme des forces verticales projetées sur un axe $Oy = 0$
 . Somme des moments par rapport à un point ou à un axe $Oz = 0$

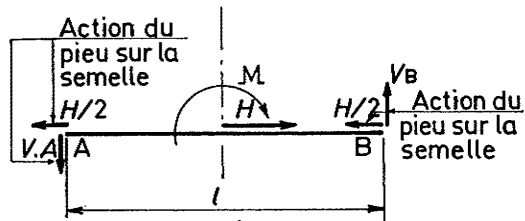


FIG. 27.

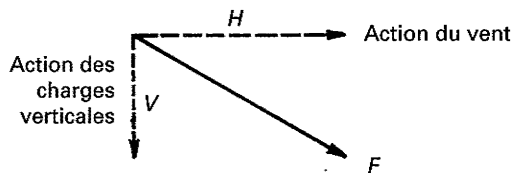


FIG. 28.

Cas d'une semelle appuyée sur 2 pieux à chacune de ses extrémités.
(Voir aussi fig. 30.)

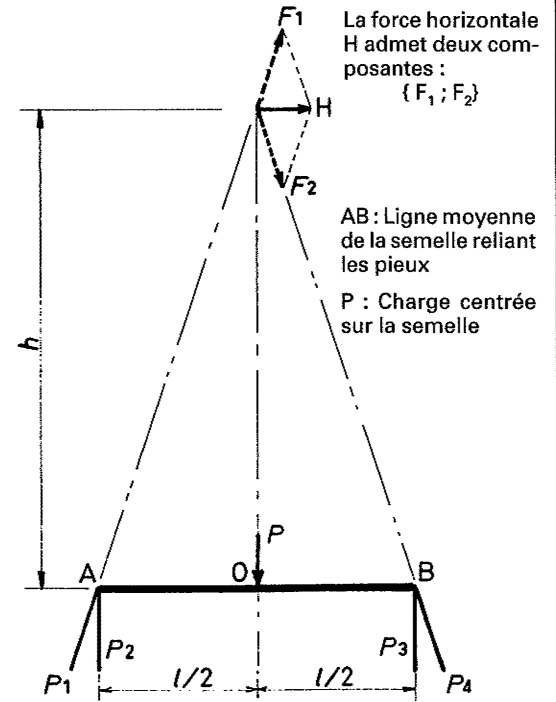
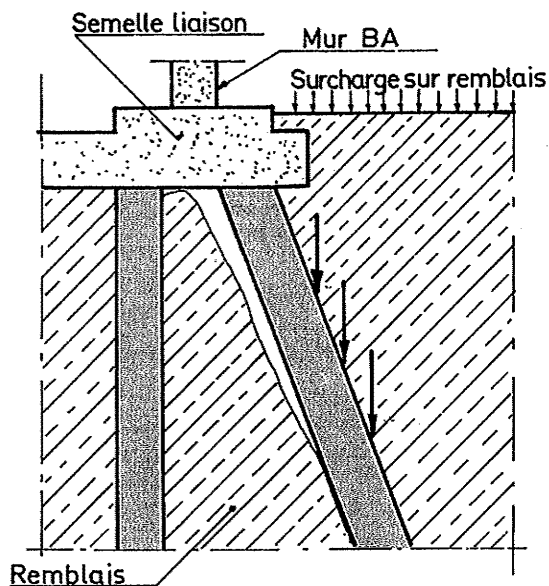


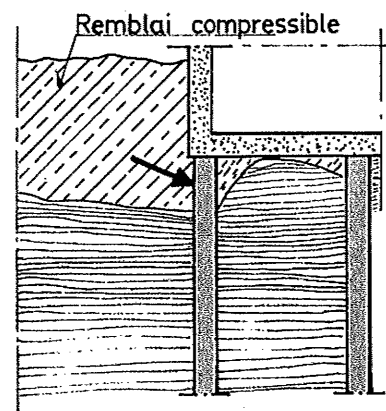
FIG. 29. - Actions exercées sur les pieux A et B.

ACTIONS DES REMBLAIS SUR LES PIEUX



Pieux inclinés soumis aussi aux surcharges amenées par le remblai.

FIG. 30.



Poussée oblique engendrée par la surcharge des remblais.

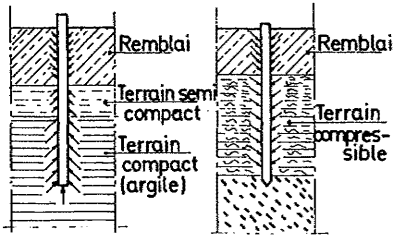
FIG. 31.

3 Influence des sols traversés

Des pieux dits « flottants »

Quand ?

Pourquoi ?



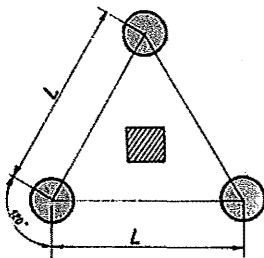
Frottement latéral important.
Pieu flottant.

FIG. 32.

Frottement négatif.
Effet de pointe prédominant.

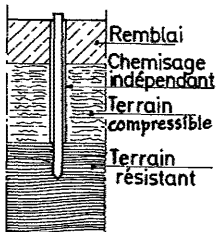
FIG. 33.

Comment fonder sur des pieux ?



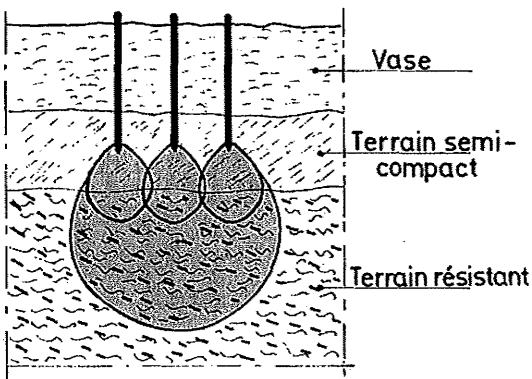
Condition de stabilité :
 $3L + \pi\varnothing > 3\pi\varnothing$

FIG. 34.



Pieu chemisé.

FIG. 35.



Zone d'influence d'un pieu et d'un groupe de trois pieux.

FIG. 37.

3.1 Terrains argileux

L'argile est plastique ; elle épouse les formes avec facilité si la teneur en eau est suffisante. Il s'ensuit que l'argile est « adhérente ».

Dans le cas des pieux, le terrain est en contact avec la surface présentée sur toute la hauteur et en raison :

- de la plasticité de l'argile ;
- des charges supérieures du terrain (pression) ;
- de la circulation souterraine de l'eau ;
- des vibrations lors du battage ;
- le pieu se trouve « fretté » sur toute la hauteur.

Conclusion pratique : utilisation des pieux « flottants » qui n'atteignent pas le sol résistant, mais résistent sous l'influence de la cohésion de l'argile et de l'adhérence (fig. 32).

3.2 Frottement positif, frottement négatif

Le frottement positif est recherché dans les terrains compacts car il favorise la force portante. Le frottement négatif, au contraire, est nuisible car le tassement du terrain entraîne celui du pieu (fig. 33).

3.3 Conclusions pratiques

1° L'écartement entre axes de pieux est tel que le périmètre d'un groupe de pieux soit au moins égal à la somme des périmètres des pieux.

Exemple : semelle supportée par 3 pieux (fig. 34), la somme des périmètres des pieux de diamètre $\varnothing$ est :

$$S_p = 3 \cdot \pi \cdot \varnothing$$

Périmètre du groupe : $3L + \pi \cdot \varnothing$.

Condition :

$$3L + \pi\varnothing > 3\pi\varnothing$$

$$\text{ou } 3L > 2\pi\varnothing$$

d'où :

$$L \geq \frac{2\pi\varnothing L}{3} \Rightarrow > 2,10\varnothing$$

2° Le frottement négatif est réduit en utilisant des pieux chemisés (fig. 35).

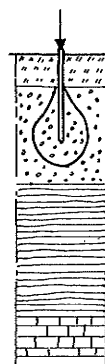
3° La rencontre du sol résistant est souvent le meilleur gage de non-tassement ; le pieu travaille alors surtout par sa base.

4° L'estimation de la forte portante fait intervenir 2 termes pour les pieux moulés dans le sol :

- le terme de pointe ;
- le terme de frottement latéral.

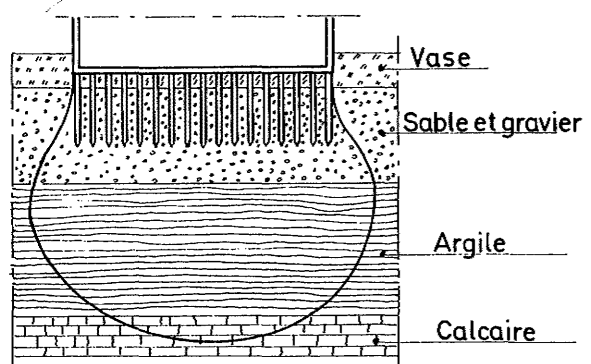
5° Il faut veiller à ce que les couches sous-jacentes soient capables de supporter les pressions transmises (fig. 37 à 39).

Répartition des pressions



Bulbe de pression d'un seul pieu.

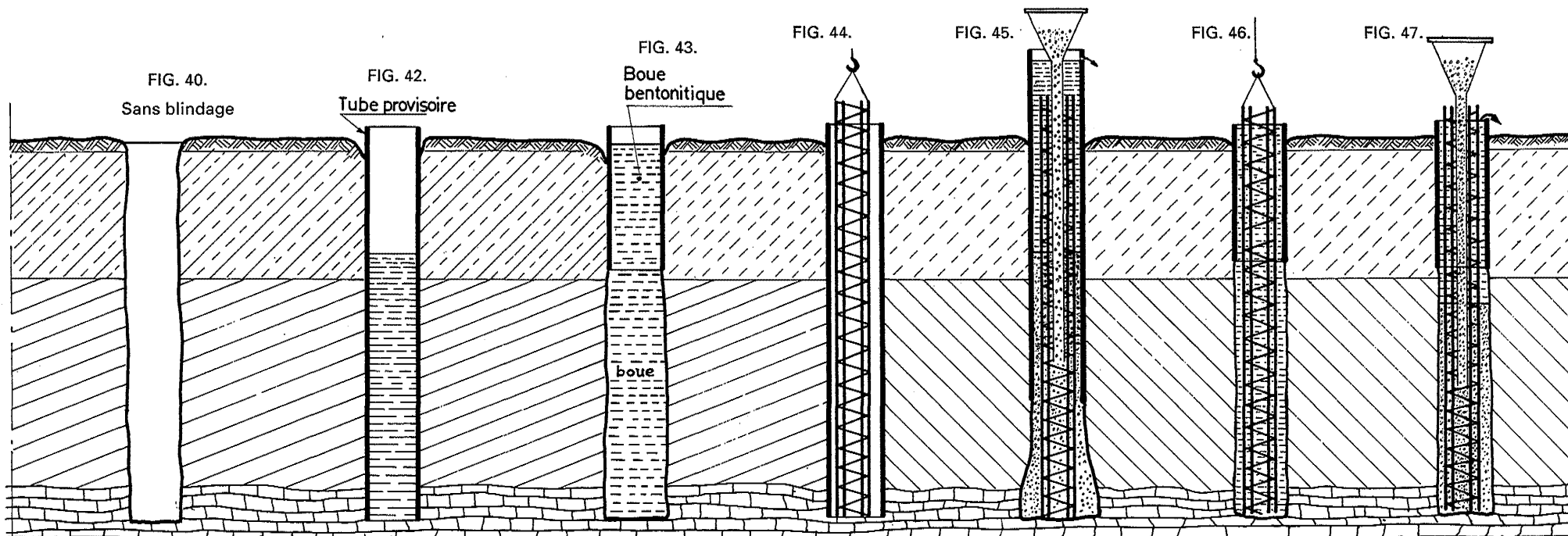
FIG. 38.



Ouvrage fondé sur pieux.
Bulbe des pressions correspondant.

FIG. 39.

PIEUX MOULÉS DANS LE SOL



FORAGE SANS BLINDAGE

Terrains cohérents sans eau, la tenue du terrain n'est due qu'à sa cohésion.

Outillage : Hammergrab, tré-pans, tarières rotatives.

FIG. 41.

Le hammergrab tombe en chute libre, les coquilles pénétrant dans le sol, puis se referment par un dispositif spécial et les déblais sont remon-tés.

Hammergrab
Coquille
en fonction
du terrain



FORAGE SANS BLINDAGE

Métallique (tube provi-soire).

Terrains cohérents ou pulvérents avec eau.

– Fourreau provisoire pour maintenir le terrain.

– Vibronfonçage du tube.

Outillage : Hammergrab, tré-pans, soupapes, tarières, lançage.

Hydraulique (boue).

Le terrain est maintenu par la pression hydraulique croissante avec la profon-deur. Liquide utilisé : boue bentonitique.

Outillage : outils de forage à circulation directe ou inverse.

ARMATURE

Pieux travaillant en compression simple : aciers seulement en tête de pieux pour assurer la reprise.

– Pieux travaillant en compression accompagnée de flexion, ou pieux soumis à des efforts de traction : aciers longitudinaux avec spires.

– Pieux supportant une ossature métal : tête de pieu frettée.

BÉTONNAGE

– Dosage : 200 à 400 kg/m³ de béton.

– Mise en place au tube plongeur pour évi-ter la ségrégation.

– Vibration pour obtenir des caractéris-tiques mécaniques constantes sur la hauteur du pieu.

– Garde suffisante pour le relevage du tube provisoire, pour éviter le délavage du béton et assurer sa continuité.

5 Pieux moulés dans le sol

Procédé		Armature	Bétonnage	Avantages Inconvénients	Observations ou renseignements techniques
Sans tubage	Forage sans blindage (fig. 40). Conditions : terrains cohérents sans eau, sols argileux (cohésion). Outils : hammergrab (fig. 41), trépans, tarières rotatives continues ou discontinues.	Sans acier si le pieu travaille en compression. Aciers plantés en tête pour reprise. Armature complète si le pieu travaille en compression et en flexion.	Béton à tendance sèche. Pilonnage serré.	Terrain comprimé latéralement, base élargie. Grande force portante.	Ce procédé ne peut être effectué dans tous les terrains et il y a un risque d'incorporation de terrain dans la masse du béton et de discontinuité du pieu due à des éboulements.
Avec tubage non obturé + vibration	Forage avec blindage métallique (fig. 42). Terrains cohérents ou pulvérulents avec eau : – tube métallique provisoire non obturé à sa base ; – extraction des terres à l'intérieur du tube par : hammergrab, trépans, soupapes tarières ; – le lavage du tube se fait par lavage ou vibrofonçage du tube sur la longueur du pieu.	Armature sur toute la hauteur du pieu.	Avec tubage provisoire pour éviter la ségrégation (goulotte + tube introduit à l'intérieur de l'armature). L'eau chassée par le béton est expulsée à la partie supérieure.	Chaque pieu constitue un sondage. Souplesse d'utilisation. Possibilité de retrait du tube pieu arasé à un niveau quelconque : pas de recépage.	Vibrofonçage : vibreur et tube sont associés. Le tube pénètre dans le terrain par vibration. Lorsque 2 à 3 m sont foncés, on vérifie la verticalité. Le tube se trouvant rempli des matériaux constitutifs du sol est vidé au hammergrab. Le vibrofonçage permet un compactage du béton permettant une contrainte admissible de 65 bars.
Sans tubage mais avec bentonite	Forage avec blindage hydraulique (boue bentonitique) (fig. 43). Tubage provisoire seulement en partie haute du pieu. Outils à circulation directe ou inverse.	Armature classique, barres longitudinales et frettes.	Avec tubage. Id.	La boue de forage permet : – de refroidir les outils de perforation ; – de remonter les sédiments ; – de maintenir les parois du coffrage. Le système de perforation n'ébranle pas les constructions voisines et ne désorganise pas les terrains traversés.	Circulation directe : une pompe injecte la boue par un canal et la boue remonte les débris de perforation par courant ascendant dans l'espace annulaire compris entre les tiges et les parois du forage. Circulation inverse : on injecte la boue dans l'espace annulaire et la boue remonte dans le canal des tiges actionnant l'outil, c'est-à-dire qu'on inverse le sens de circulation pour procéder au prélèvement en vue de l'analyse du terrain au fur et à mesure de la perforation.
Avec tubage et bouchon béton	Fonçage du tube obturé à sa base par un bouchon de béton sec pilonné par un mouton de 2 à 4 tonnes qui comprime le béton contre les parois du tube et entraîne ce dernier par frottement. Principe : compression du sol.	En général non armé, sauf en tête de pieu mais possibilité d'incorporer une armature sur toute la hauteur.	Par couches successives, damer énergiquement en retirant le tube de 20 à 50 cm grâce à des repères pour avoir une garde suffisante.	Base élargie compactée formant ancrage dans le terrain comprimé. Bétonnage sans eau d'infiltration grâce au tube et au bouchon de béton. Rapidité d'exécution.	Épaisseur du tube : 20 à 35 mm pour le tube de travail. Dosage : 200 à 400 kg de ciment par m ³ rapport C/E élevé. Forte compacité du béton due au pilonnage intensif. Type Franki.

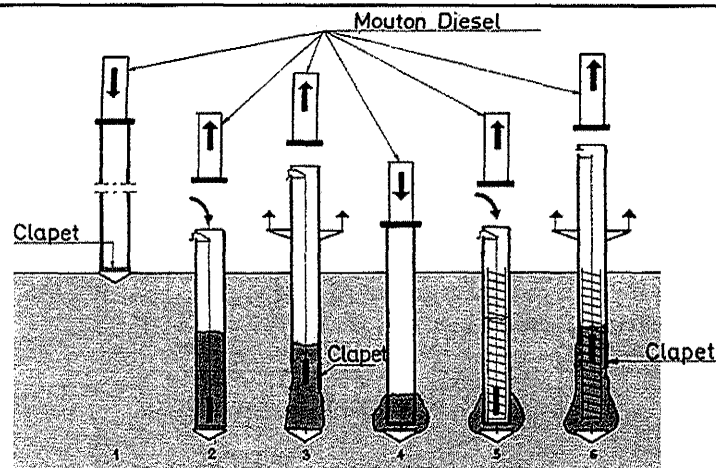
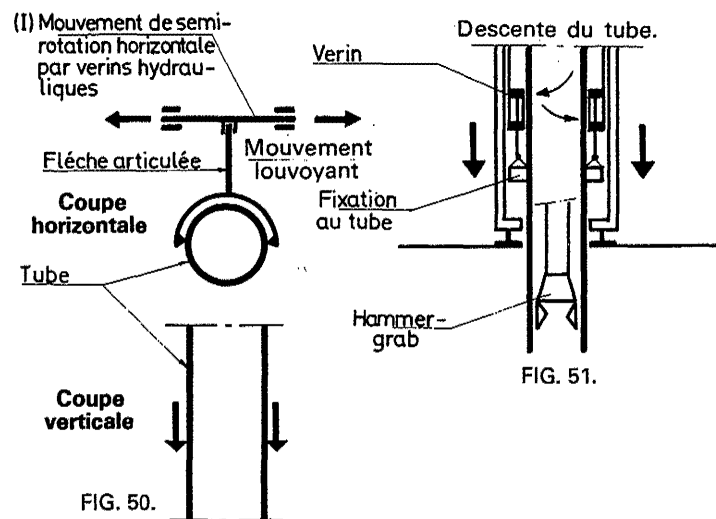


FIG. 48. - Pieux moulé dans le sol à tube battu.

1^{re} phase : Poser le mouton Diesel sur le tube-chemise et le battre à la profondeur requise.
2^e phase : Monter le mouton, pendre un vibreur aiguille au centre du tube et couler une certaine quantité de béton.
3^e phase : Remonter le tube-chemise d'une certaine hauteur, la plaque clapet s'ouvre et le béton est vibré.
4^e phase : Enlever le vibreur aiguille et reposer le mouton sur le tube avec son casque de battage, le clapet se referme. Battre à nouveau pour former une base élargie.
5^e phase : Descendre l'armature et remplir partiellement le tube.
6^e phase : Extraire le tube et vibrer le béton en même temps. Le cycle recommence pour le remplissage.



(II) Mouvement vertical par vérins.
 (I) et (II) sont simultanés.

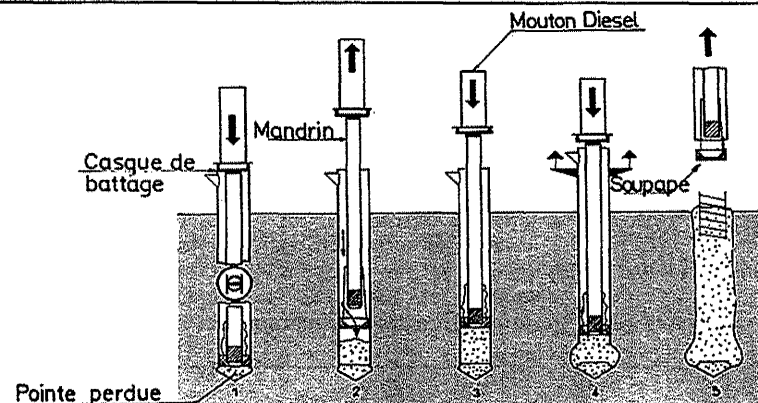
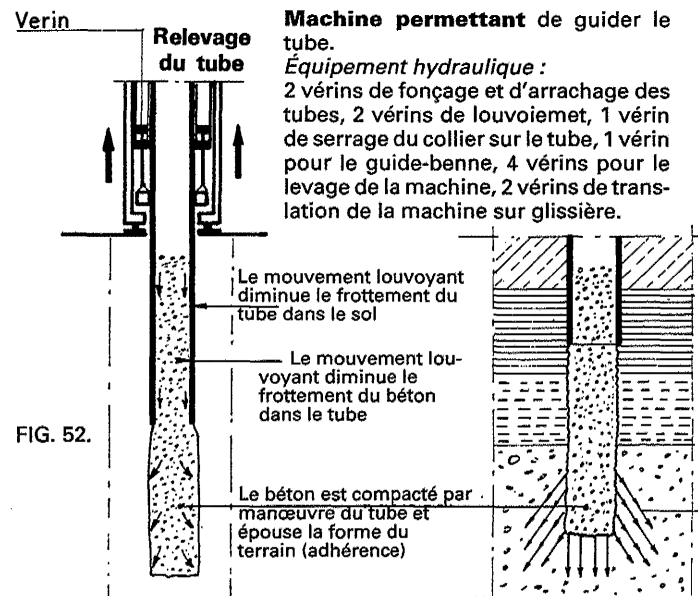


FIG. 49. - Pieu moulé à tube battu, à base obturée.

1^{re} phase : Fonçage du tube obturé par une pointe perdue. A l'intérieur du tube-chemise, un mandrin est fixé en haut au casque de battage et repose en bas sur la pointe perdue.
2^e phase : Soulèvement du mandrin libérant le passage pour introduire le béton.
3^e phase : Descente du mouton Diesel et du mandrin : l'ouverture de la soupape est fermée.
4^e phase : Formation d'une base élargie par battage du mandrin.
5^e phase : Bétonnage du fut du pieu : lever le mandrin, couler une certaine quantité de béton, redescendre le mandrin et le mouton Diesel et arracher le tube-chemise.



PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA MACHINE TYPE « BENOTO »

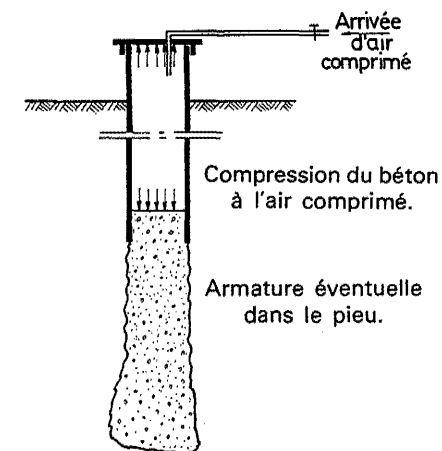


FIG. 55. - Pieu froté.

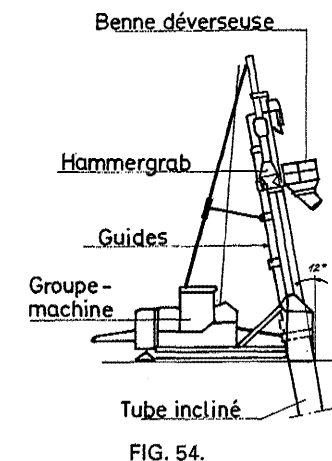


FIG. 53.

Pression élevée exercée sur le terrain due à la grande hauteur de béton frais

Pieux moulés dans le sol (suite)

Caractéristiques du procédé		Armature	Bétonnage	Avantages Inconvénients	Observations ou renseignements techniques
Avec tubage (fig. 48)	À l'abri d'un tubage récupérable, le pieu n'est pas réalisé par battage et compression du sol mais par extraction des terres. Outillage : matériel classique : cuillers, tarières, trépan, etc. Tubes mis en place au fur et à mesure de l'enfoncement.	Pieu armé sur toute sa hauteur, 5 à 6 barres longitudinales avec un $\varnothing$ variant de 12 à 20 mm, fretage en $\varnothing$ 6 à 8 mm au pas de 15 à 20 cm.	Bétonnage à sec : béton à consistance terre humide, pilonné au mouton de 500 à 800 kg. Bétonnage sans eau avec tube plongeur.	Ceux des pieux moulés dans le sol. Ils peuvent être exécutés avec inclinaison allant jusqu'à 25°. En terrain aquifère, on utilise des pieux chemisés (chemises métal en tôle mince permettant le moulage du fût en couches fluides).	Pieux forum. Tubes de $\varnothing$ 40, 50, 60 cm. Éléments de 1,50 m de long. Pieux à tube battu et pointe perdue. (Fig. 48).
Avec tubage et mandrin (fig. 49)	Tube battu dont la base est bouchée par une pointe perdue . À l'intérieur du tube chemisé se trouve un mandrin fixé en haut au casque de battage et s'appuyant en bas sur le bord supérieur de la pointe.	Armature classique.	Par le casque de battage, on soulève le mandrin qui libère le passage du béton vers la pointe. C'est alors que s'opère la descente du mandrin et du mouton et le béton se trouve pilonné.	Ceux des pieux moulés avec champignon en pied.	Équipement de battage Delmag . (Fig. 49 et voir fig. 64)
Par louvoiment (fig. 50 à 54)	Tube de coffrage enfoncé ou retiré grâce au mouvement louvoyant obtenu par : – une semi-rotation horizontale ; – un mouvement vertical ; obtenus par vérins hydrauliques. But : diminution du frottement latéral ou fonçage. Forage du hammergrab (benne preneuse spéciale).	Id.	Le compactage du béton s'effectue par manœuvre du tube et par pression des couches supérieures. Vibrations en tête de pieu non exclue.	Guidage précis du forage grâce à la machine spéciale se déplaçant sur patins hydrauliques. Inclinaison possible jusqu'à 12°.	Procédé Benoto. Poids de la machine : 32 tonnes. Longueur : 8,70 m. Hauteur : 13,50 m. Tubes en éléments de 2, 4, 6 m. Trousses coupantes pour terrains durs fixées à l'extrémité du tube (voir fig. 80). (Fig. 50 à 54)
Par air comprimé (fig. 55)	Trou foré à l'intérieur d'éléments vissés dont l'ouverture supérieure comporte une culasse traversée par des tubulures servant à l'amenée du béton et à l'arrivée de l'air comprimé. Principe : utilisation de l'air comprimé pour éviter toute vibration du sol.	Armature en tête du poteau.	À chaque adduction de béton la culasse est remplacée, l'air comprimé est admis et la pression (ainsi que les mouvements du tube) comprime le béton.	Possibilité de fonder sans ébranler le terrain. Appareillage peu encombrant. Possibilité de travailler en espace réduit. Le type de pieu n'est pas utilisé pour les gros diamètres.	Pieux Froté. (Fig. 55)
Autres procédés : Paumelle, West, DB Loire, Western Foundation, Simplex, etc.					

Quelles méthodes utilise-t-on ?

4 Pieux préfabriqués

4.1 Mise en œuvre

- La technique des fondations par pieux préfabriqués pose les problèmes suivants :
 - la préfabrication des pieux (fig. 56 à 60) ;
 - le transport, par élingage (fig. 61) ;
 - la mise en œuvre par :
 - battage, à l'aide d'un casque de battage (fig. 62) ;
 - vissage, par utilisation de pieux à vis (fig. 63) ;
 - utilisation de vérins de fonçage ;
 - vibrofonçage : fonçage combiné avec la mise en vibration ;
 - lançage, par injection d'eau à la pointe du pieu ;
 - l'établissement de la semelle et les travaux qu'elle nécessite (fig. 64 à 67).

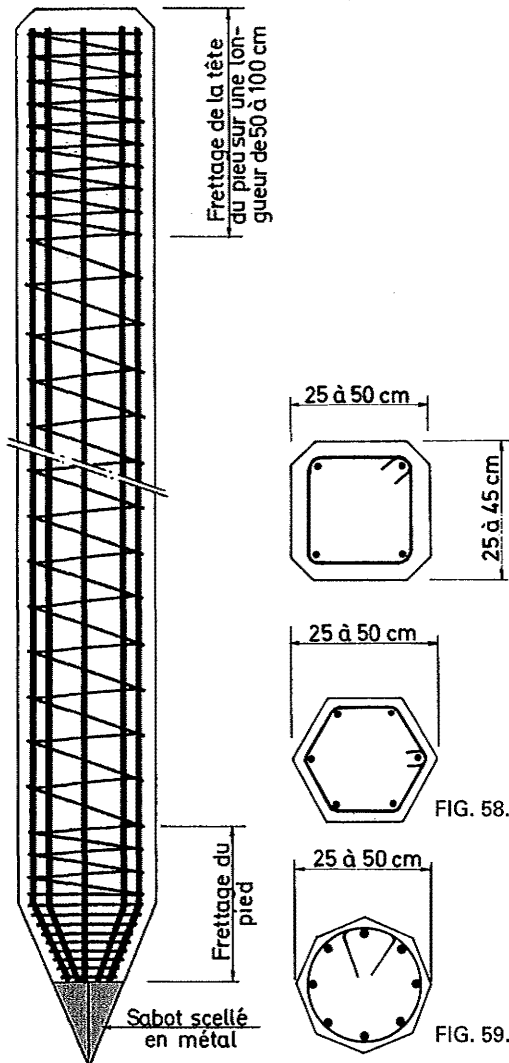


FIG. 56. - Armature d'un pieu.

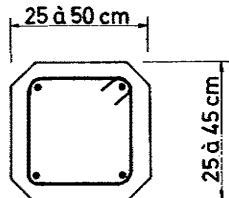


FIG. 57.

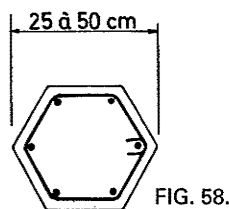


FIG. 58.

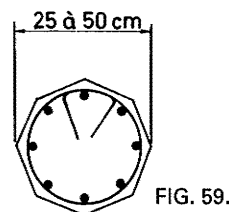
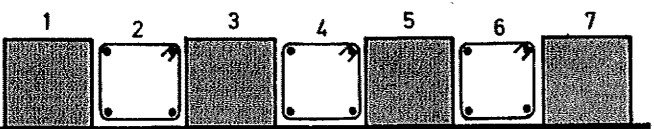


FIG. 59.



1^{re} phase : Réalisation des pieux de numéros impairs.



2^e phase : Armature et coulage des pieux de numéros pairs.

FIG. 60. - Schémas de principe de la préfabrication des pieux.

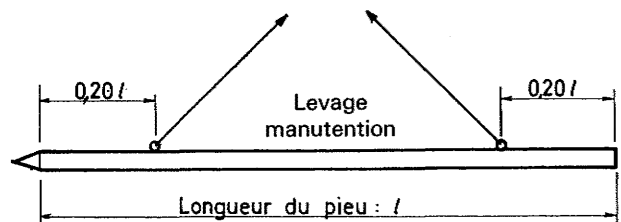


FIG. 61.

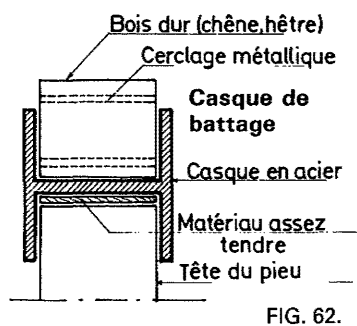


FIG. 62.

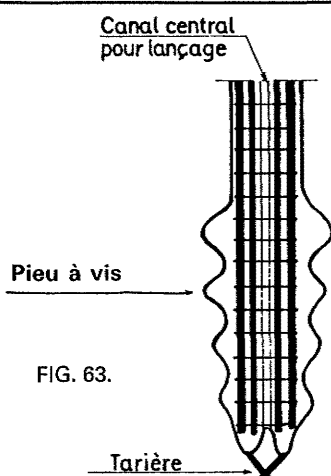


FIG. 63.

FIG. 65. (II) Pieux après battage.

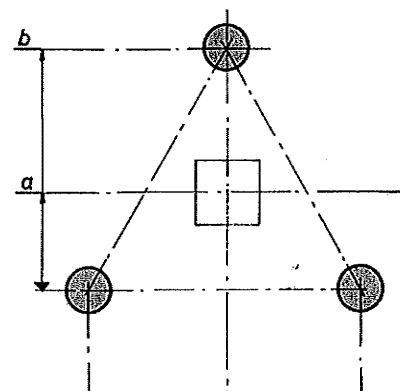
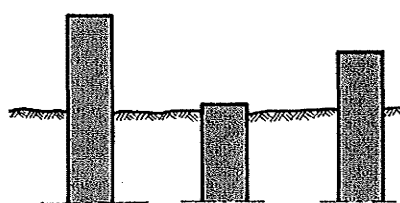
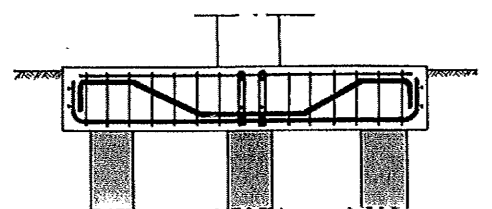


FIG. 66. (III) Pieux après réceptage.



(IV) Armatures de la semelle de liaison des têtes de pieux. FIG. 67.

(I) Implantation. FIG. 67.

PHASES DES TRAVAUX SUR CHANTIER

4.2 Plan d'armature d'une Poutre-Voile appuyée sur les pieux

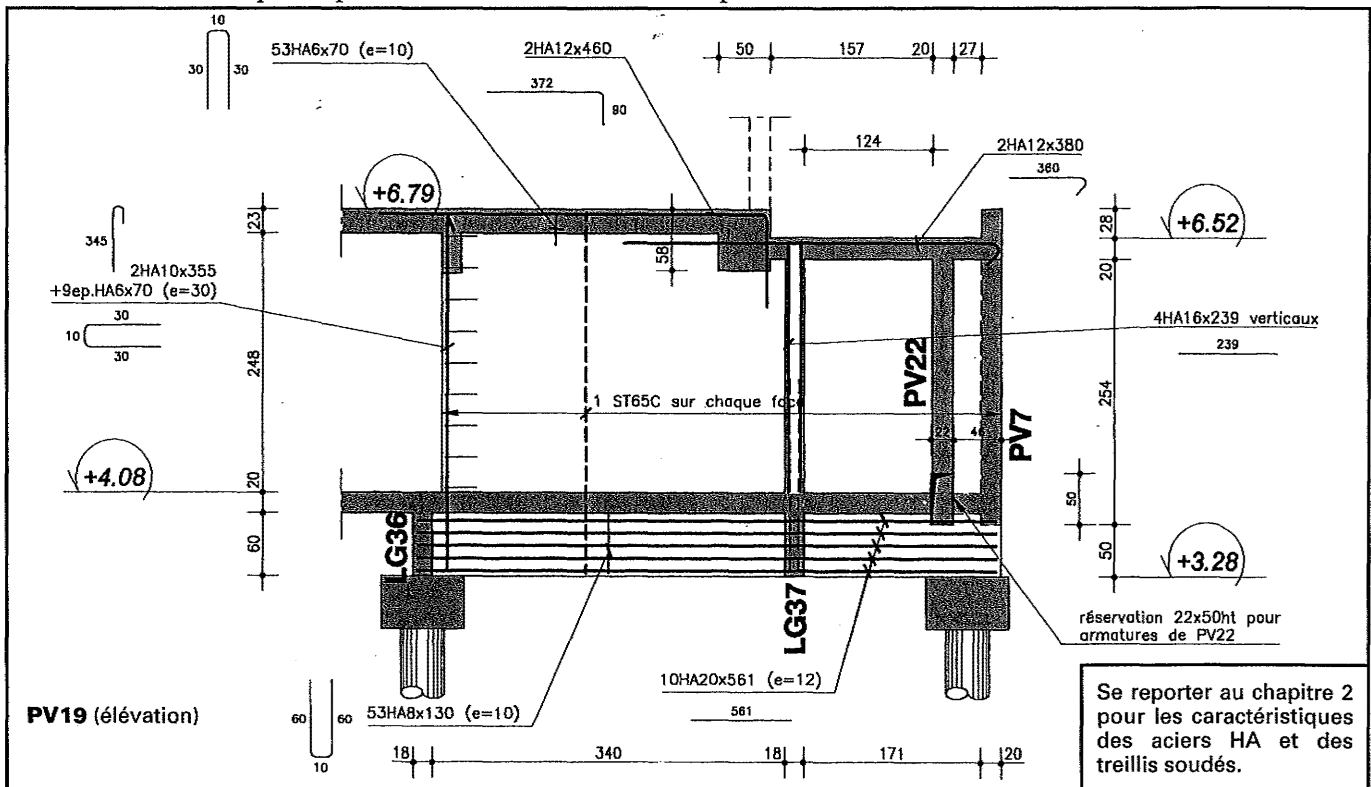
Semelle sur pieux : en béton armé, de section carrée 80 cm × 80 cm et de hauteur 50 cm

- L'armature de la semelle est constituée par des cadres croisés formant ceinturage avec 4 cadres HA 10 dans chaque sens

La poutre-voile est munie :

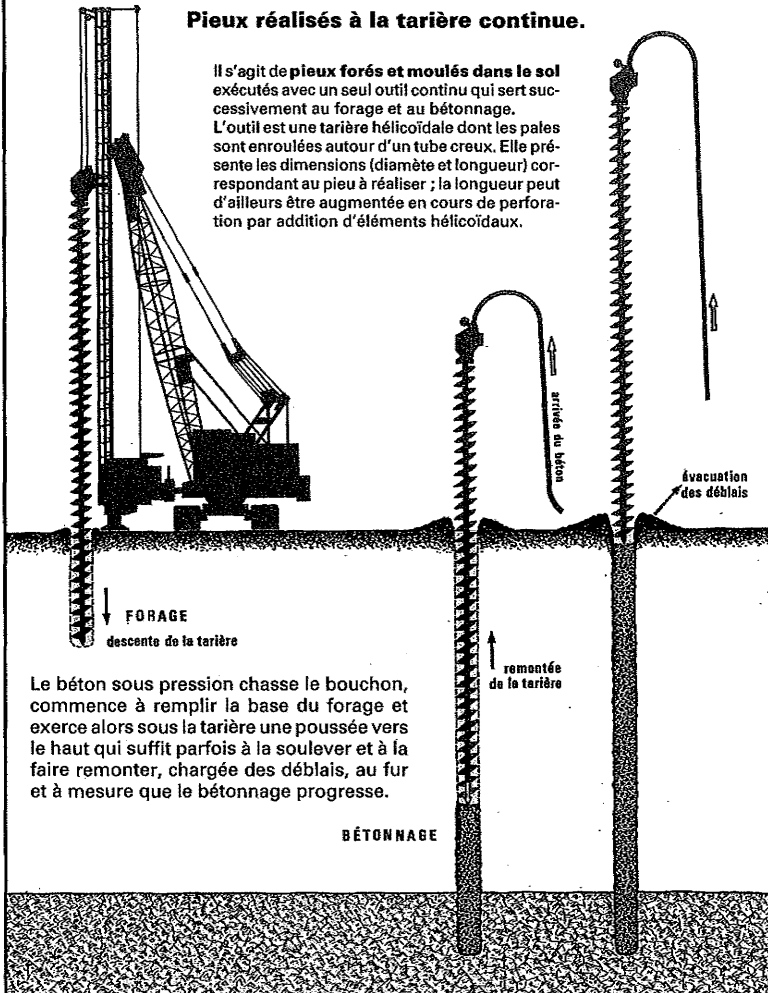
- d'un système d'armatures principales
- d'un système d'armatures réparties : treillis soudés de structures, raidisseurs d'extrémités, renforts
- des aciers verticaux formant suspentes sont disposés pour maintenir la longrine LG 37

Une réservation est prévue pour les armatures inférieures de la poutre-voile PV 22



Pieux réalisés à la tarière continue.

Il s'agit de pieux forés et moulés dans le sol exécutés avec un seul outil continu qui sert successivement au forage et au bétonnage. L'outil est une tarière hélicoïdale dont les pales sont enroulées autour d'un tube creux. Elle présente les dimensions (diamètre et longueur) correspondant au pieu à réaliser ; la longueur peut d'ailleurs être augmentée en cours de perforation par addition d'éléments hélicoïdaux.



Le béton sous pression chasse le bouchon, commence à remplir la base du forage et exerce alors sous la tarière une poussée vers le haut qui suffit parfois à la soulever et à la faire remonter, chargée des déblais, au fur et à mesure que le bétonnage progresse.

Terrains

Les terrains justiciables de ce mode de perforation sont très variés, qu'ils soient immergés ou non.

Le procédé convient notamment :

- aux terrains pulvérulents tels que limons et sables,
- aux argiles molles et aux vases,
- aux marnes très tendres.

Dimension des pieux

Diamètre utile (mm)	Profondeurs réalisables (m)	Force portante utile (t)
380	30	56
480	25	90
560	20	123
680	10 à 15	180

Forage

La tarière est entraînée par un mouvement de rotation. Par effet de vis d'Archimède, il y a d'abord remontée du terrain désagrégé, puis, les déblais détachés se tassent dans la vis, leur remontée est très ralentie ; de sorte que l'ensemble pales-déblais maintient les parois du forage. Cela écarte les sujétions dues au tubage ou à la boue bentonitique. Le forage se poursuit jusqu'à ce que la tarière atteigne la profondeur voulue dans la couche porteuse, qui a été reconnue préalablement.

Bétonnage

Dès que le forage est terminé, le **béton est injecté sous pression** à travers le tube central qui supporte les pales, ce tube étant vide de tout débris de terrain, grâce au bouchon qui l'obture hermétiquement à sa base.

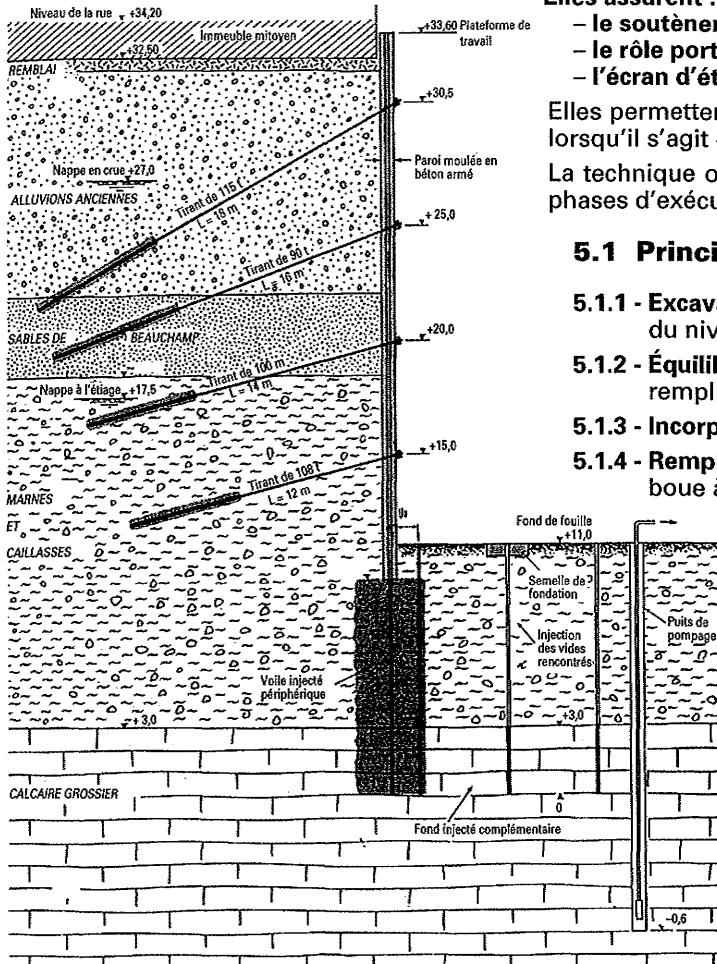
Armatures

Ces pieux peuvent être armés uniquement en tête.

5 Les parois moulées dans le sol

Qu'appelle-t-on parois moulées ?

Coupe d'une paroi moulée périmétrale



Les tirants précontraints sont destinés à stabiliser la paroi moulée. Ils sont placés au fur et à mesure des travaux d'excavation.

LES DIFFÉRENTES PHASES D'EXÉCUTION D'UN MUR MOULÉ DANS LE SOL (voir également page 107.)

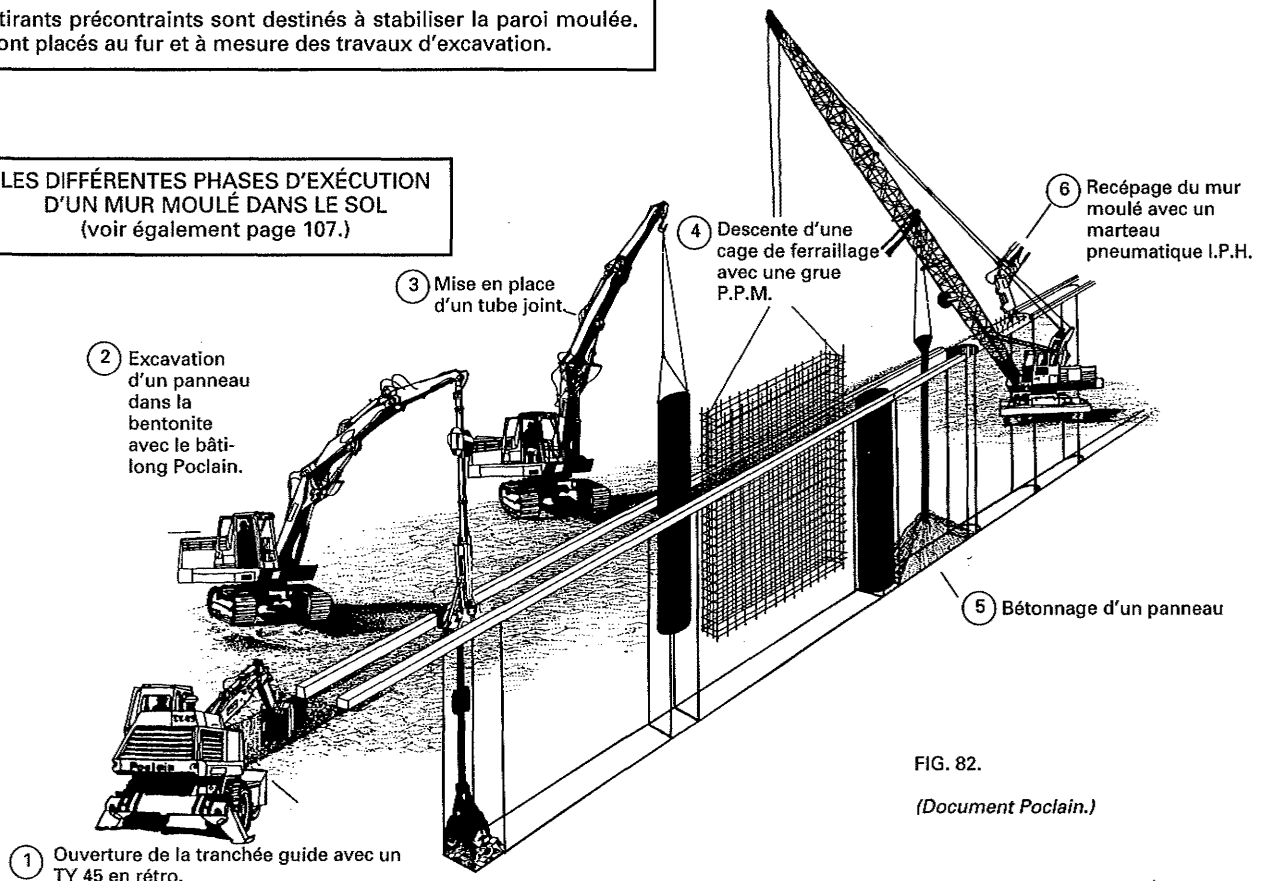


FIG. 82.

(Document Poclain.)

Ce sont des parois verticales (murs épais : 0,5 à 1,5 m) en béton ou béton armé, rectilignes ou courbes, effectuées sur une grande profondeur (jusqu'à 40 m à 50 m), pour la réalisation des fondations et sous-sols ou parkings en milieu urbain.

Elles assurent :

- le soutènement des terres sans rabattement de nappes ;
- le rôle porteur pour les constructions (fondations et murs) ;
- l'écran d'étanchéité pour les sous-sols.

Elles permettent de résoudre les fondations profondes en milieu urbain lorsqu'il s'agit d'utiliser les sous-sols.

La technique opérationnelle est résumée sur le document « Différentes phases d'exécution d'un mur moulé dans le sol » (fig. 82).

5.1 Principes de réalisation d'une paroi moulée

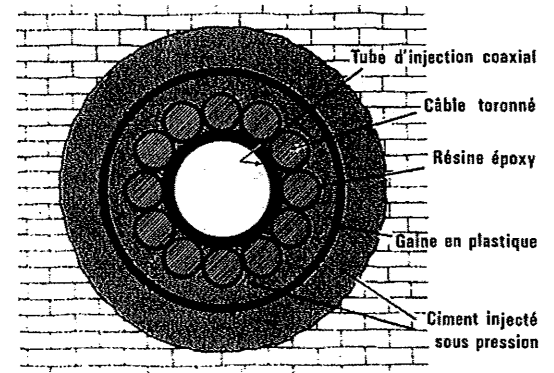
5.1.1 - Excavation d'une tranchée verticale étroite et profonde à partir du niveau du sol sans blindage ou étaieement.

5.1.2 - Équilibre des parois (soutènement) par la boue thixotropique qui remplit la tranchée au fur et à mesure de l'excavation.

5.1.3 - Incorporation éventuelle d'une cage d'armatures.

5.1.4 - Remplissage de la tranchée par du béton qui se substitue à la boue à partir du fond de la tranchée.

Détail de la section d'un tirant dans le sol



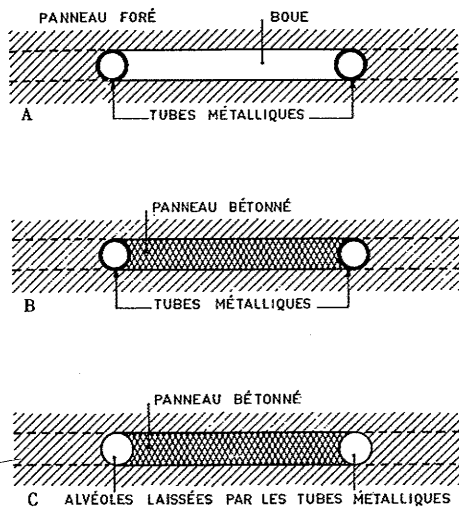
Conditions essentielles	Solutions de principe
– Éviter la détérioration des constructions mitoyennes (pas ou peu de vibrations ou chocs). – Assurer la stabilité : • Tout terrassement entraîne une décompression du terrain. Il faut donc le maintenir sans risque d'éboulement. • La poussée des terres de faible cohésion est à compenser.	– Creusement de la tranchée par forage ou machines rotatives. – Tirants d'ancrages précontraints provisoires ou définitifs pour « l'épingle » de la paroi moulée en mobilisant le terrain sous-jacent. – Poutres butons-entretoises réalisées entre les parois moulées au fur et à mesure du terrassement entre les parois.

Quelles sont les tâches à effectuer sur chantier ?

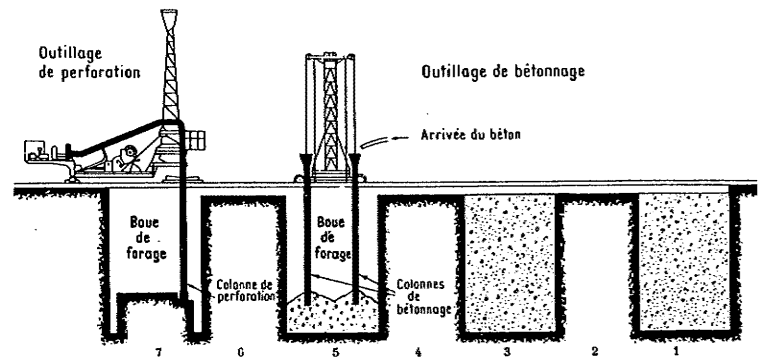
	5.2 Travaux à réaliser	Moyens de chantier
	Observer (page 105) la visualisation des différentes phases d'exécution.	
Précisons le rôle de la boue utilisée (mélange d'eau et de bentonite) • permettre de remonter les déblais • maintenir les parois de la tranchée • colmater les fissures (rôle du cake) • lubrifier et refroidir l'outil de forage	5.2.1 - Implantation et guidage de l'outil de perforation.	• Avant-tranchée guide en béton : largeur : épaisseur de la paroi + 5 cm, profondeur : 50 cm sur 100 cm.
	5.2.2 - Excavation des terres et remplissage intégral de la tranchée par de la boue thixotropique depuis le début de l'excavation jusqu'à la fin.	• Machines à travail direct <i>Exemples :</i> bennes preneuses. Cas de perforations faciles à une profondeur de 15 m à 20 m. • Machines à circulation inverse Mode d'action : la boue est déversée de façon continue dans la tranchée et aspirée avec les déblais à l'intérieur du tube outil de perforation.
	5.2.3 - Mise en place de l'armature par engin de levage. • Positionnement des aciers dans la tranchée remplie de boue. • Réservations et différents ancrages pour poteaux, poutres, planchers ou liaisons diverses. <i>Nota :</i> Il est rationnel de prévoir de larges tolérances d'implantation (± 10 cm).	• L'armature est préfabriquée sous forme de cage ou panneaux introduits verticalement dans la tranchée. • Les disques ou les cales en béton facilitent le réglage de l'armature et l'enrobage protecteur des aciers. • Les pains de polystyrène expansé ligaturés à la cage ou les boîtes en métal soudées aux aciers permettent les réservations. • Les aciers en attente sont tout d'abord repliés. Ensuite le béton sera repiqué et les aciers dépliés.
<i>Nota :</i> La boue est caractérisée par : – la rigidité au repos – la viscosité en mouvement (propriété de la thixotropie)	Forage et bétonnage avec traitement de la boue chargée des déblais.	

Comment s'effectuent le forage et le bétonnage

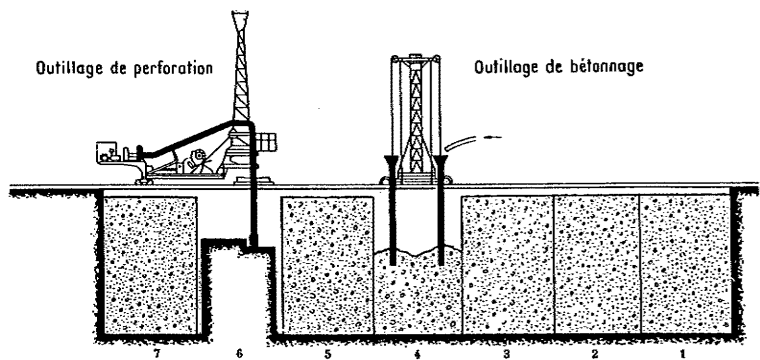
Réalisation des joints entre panneaux



5.2.4 - Bétonnage par tronçons ou panneaux limités par des tubes-joints (voir perspective d'ensemble p. 105), à l'aide de tubes plongeurs, par alimentation continue et régulière de béton.



1^{er} temps : Forage et bétonnage des panneaux impairs



2^e temps : Forage et bétonnage des panneaux pairs

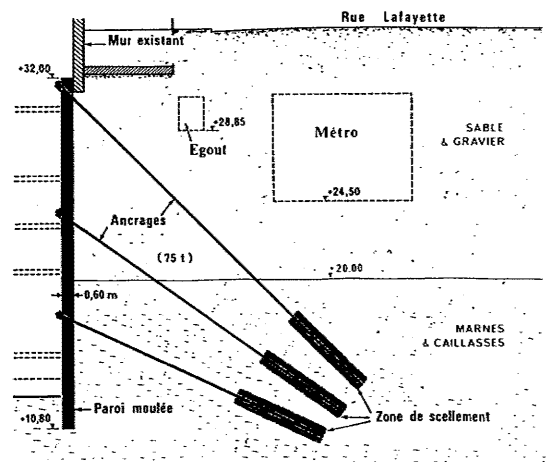
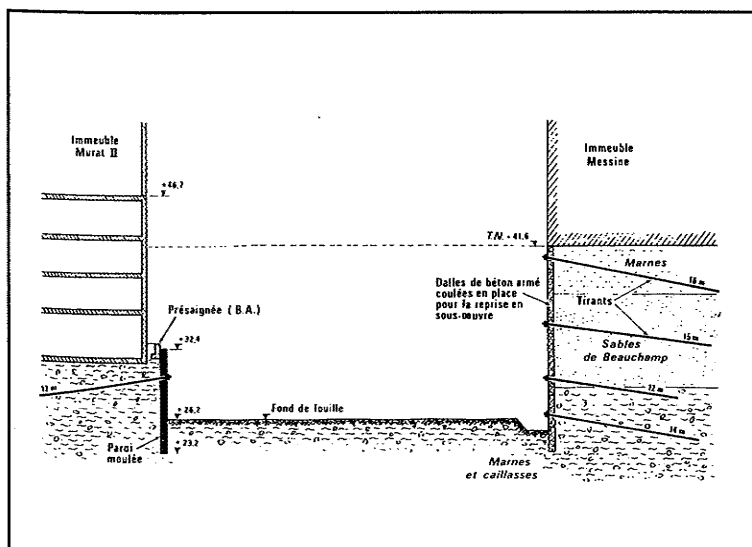
– Dosage minimal du béton : 400 kg/m³ avec plastifiants et retardateurs de prise toujours nécessaires.

Nota : Des travaux complémentaires sont à effectuer :

- le recépage du béton de surface,
- la mise en place des tirants arrière pour « l'épinglage ».

CAS D'UTILISATION DE PAROIS MOULÉES

Épinglement de paroi moulée par tirants d'ancrage.



6 Procédés de fondations et de construction

6.1 Variante de paroi moulée porteuse

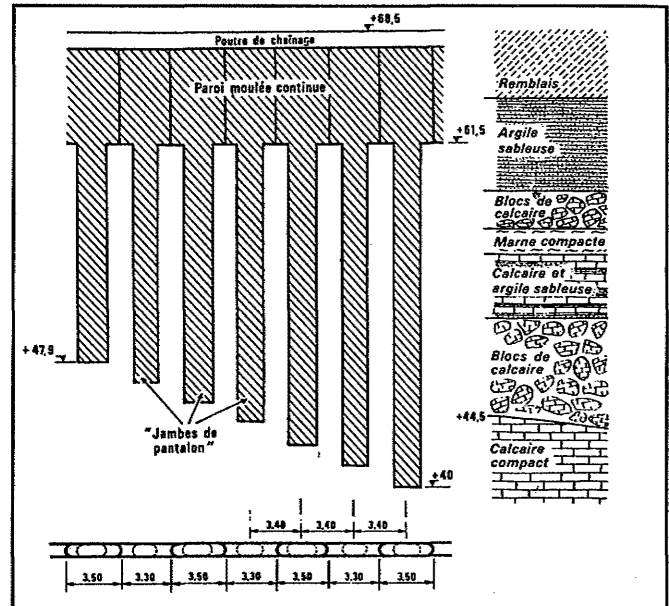
► Principe :

Chaque panneau élémentaire se prolonge par un pieu ou jambe en béton armé.

La capacité portante dépend des caractéristiques du sol. (Une paroi d'épaisseur 60 cm peut porter 300 tonnes p.m.)

► Avantages :

- la paroi continue utile est arrêtée au niveau du fond de fouilles ;
- la longueur de fiche favorise la stabilité verticale de la paroi moulée ;
- les travaux de fouilles sont facilités.



Paroi moulée avec « jambes de pantalon »

(doc. Solétanche)

6.2 Paroi moulée et méthode de construction

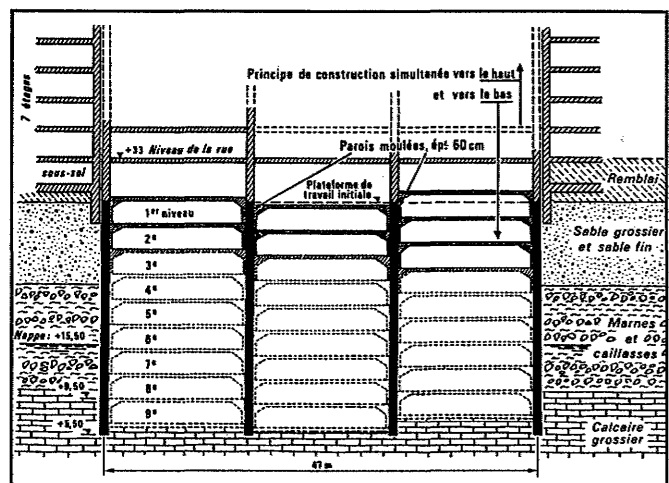
► Principe :

La construction du bâtiment peut s'effectuer à la fois vers le bas et vers le haut.

► Mode opératoire :

- réalisation de la paroi périmétrale ;
- coulage de la 1^{re} dalle en surface qui vient buter les parois moulées ;
- terrassement sous la dalle sur la hauteur du 1^{er} sous-sol ;
- coulage de la 2^e dalle et le cycle recommence.

- **Remarque :** Seules les poutres ou les nervures sont coulées pour faciliter le terrassement mécanique et le dégagement des déblais.



Paroi moulée et « creusement en taube »

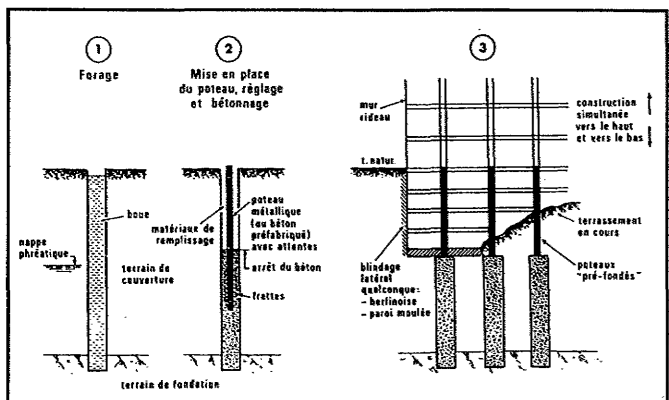
(doc. Solétanche)

6.3 Fondations avec poteaux pré-fondés

► Méthode :

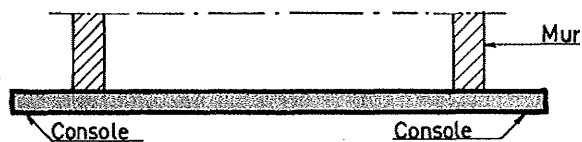
- ① Forage et boue thixotropique.
- ② Mise en place du poteau métal ou en béton armé ou précontraint et réglage en position.
- ③ Bétonnage jusqu'au niveau du dernier sous-sol.

- **Remarque :** Possibilité de construction vers le bas et vers le haut. (Travaux d'infrastructure et de super-structure.)



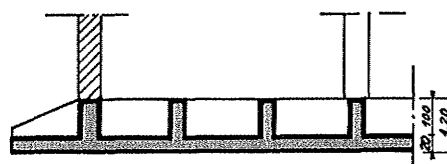
Mode de réalisation avec « poteaux pré-fondés »

(doc. Solétanche)

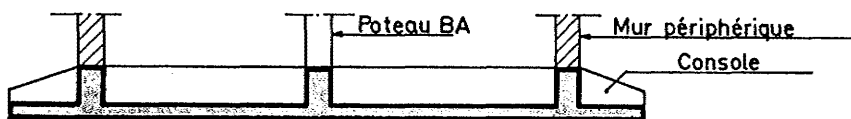
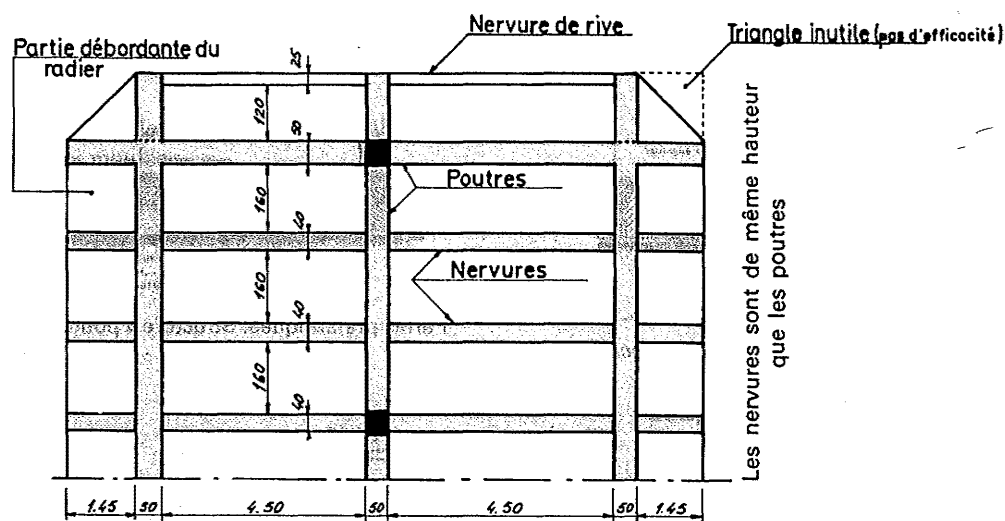


RADIER PLAN ÉPAIS AVEC CONSOLES

FIG. 1.



Coupe longitudinale partielle



Coupe transversale
RADIER AVEC POUTRES ET NERVURES

FIG. 2.

EMPLACEMENT DES SEMELLES ISOLÉES

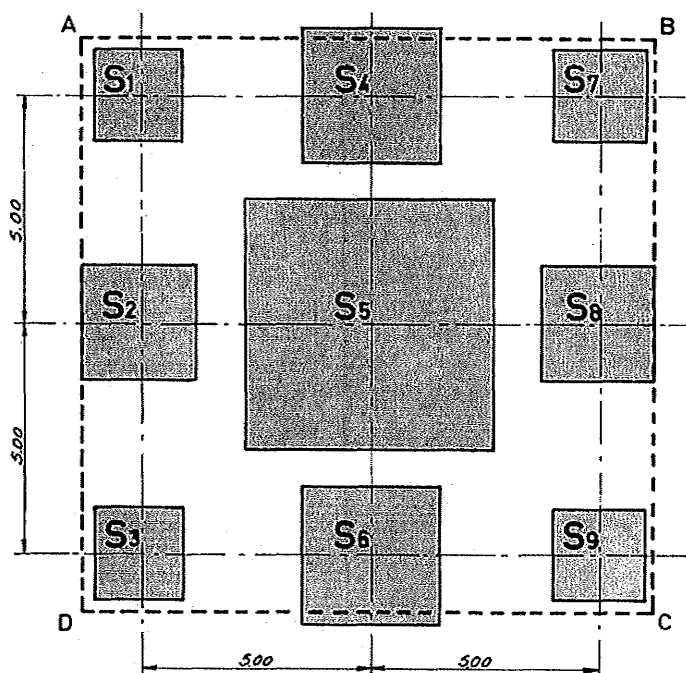


FIG. 3.

Solution : Radier A, B, C, D réduisant la contrainte sur le sol et favorisant l'exécution.

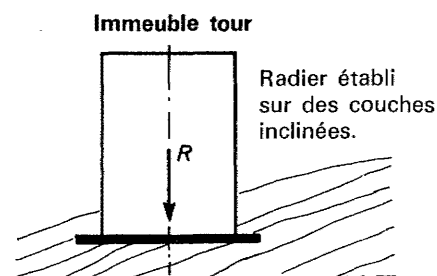


FIG. 4.

10. RADIER

1 Radier général

Qu'est-ce qu'un radier ?

Pourquoi établir un radier ?

Quelles conditions et quels principes ?

1.1 Il est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures (fig. 1 et 2).

1.2 Le radier se trouve justifié (fig. 3), si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- de la faible capacité portante du sol ;
- des charges élevées du bâtiment (immeuble) (fig. 4) ;
- du rapprochement des poteaux ;
- de la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant ;
- des difficultés d'établir des pieux (vibrations nuisibles) (fig. 5) ;
- de charges excentrées en rive de bâtiment (fig. 6 à 8).

1.3 Il est indiqué de fonder le bâtiment de type lourd sur une semelle unique constituant un radier général de répartition des charges (fig. 5 à 8).

2 Principes de construction

La solution du radier est envisageable si :

- la nature du sol et la disposition des charges et surcharges ne sont pas propices à provoquer des tassements incompatibles (fig. 9) ;
- la poussée d'Archimède ne risque pas de faire remonter l'ensemble du bâtiment sous l'effet des nappes d'eau ;
- le terrain sous le radier ne subit que des contraintes de compression, en tous points ;
- si la répartition uniforme des contraintes sous le radier est possible (poteaux ou poutres également distantes et également chargées, de préférence).

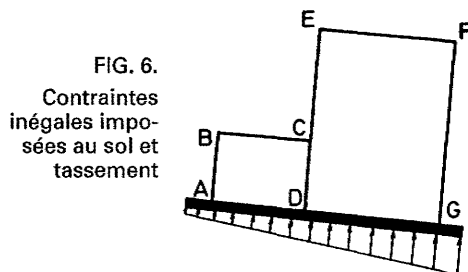
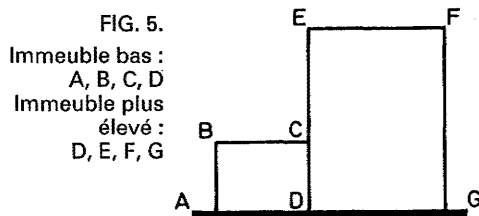


FIG. 7.
Vue en plan des bâtiments

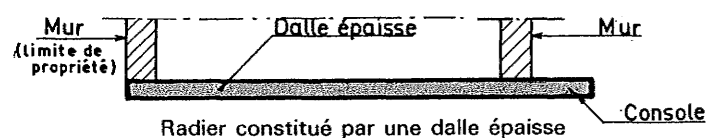
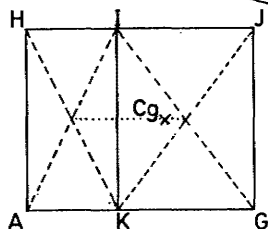
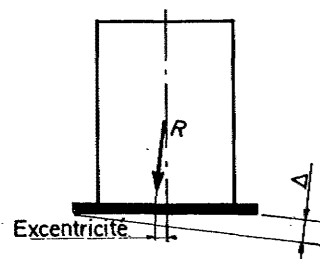


FIG. 8.



Tassement différent sous le radier, dû au terrain de résistance inégale : déversement de la construction et excentricité de la résultante par rapport au centre de gravité de la semelle.

FIG. 9.

DÉSORDRES DE CONSTRUCTION À ÉVITER

Comment réagit le radier ?



Comment est-il sollicité ?

3 Mode de fonctionnement du radier

3.1 Le radier reçoit les actions ascendantes du sol (fig. 10)

3.2 Hypothèse de la répartition uniforme

Elle exige une grande rigidité, donc de fortes sections avec armatures denses.

3.3 Différence fondamentale avec les planchers

- La dalle par sa masse propre s'oppose aux actions du sol et est portée gratuitement.
- Les poutres intermédiaires de fortes sections (40×40 , 40×100 , etc.) ont une masse propre importante qui n'est pas prise en compte pour le calcul de l'armature.

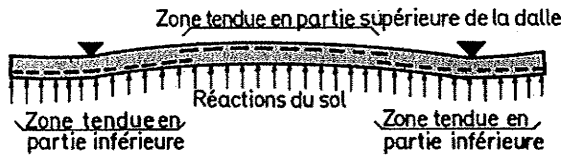


FIG. 10.

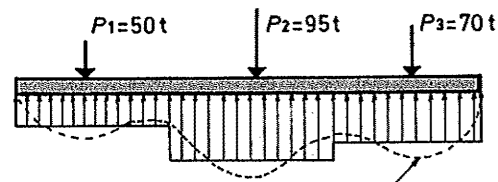


FIG. 11.

Cas d'un mur

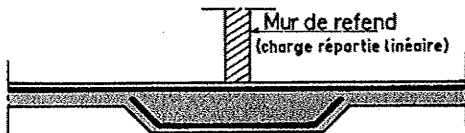


FIG. 12.

Cas des poteaux

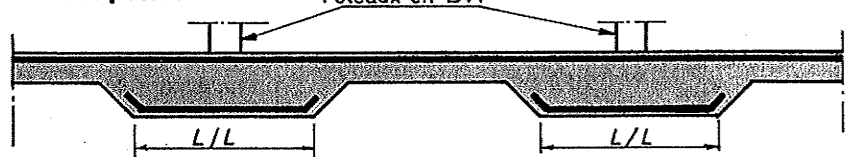
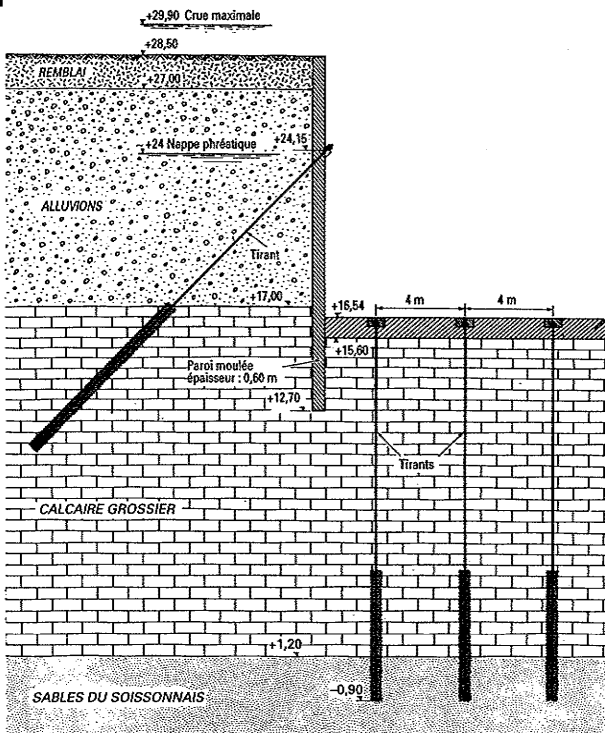
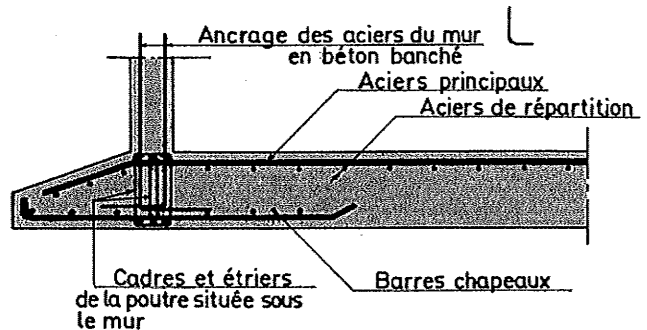


FIG. 13.

- ① Paroi moulée maintenue par tirants inclinés à 45° , espacés de 2 m, de 18 m de longueur avec scellement sur 6 m pour l'ancrage.
- ② Radier qui vient buter la paroi moulée, avec tirant de même type et même capacité.



Paroi moulée et radiers avec tirants d'ancrage (doc. Solétanche)



Armature d'un radier plan épais.

FIG. 14.

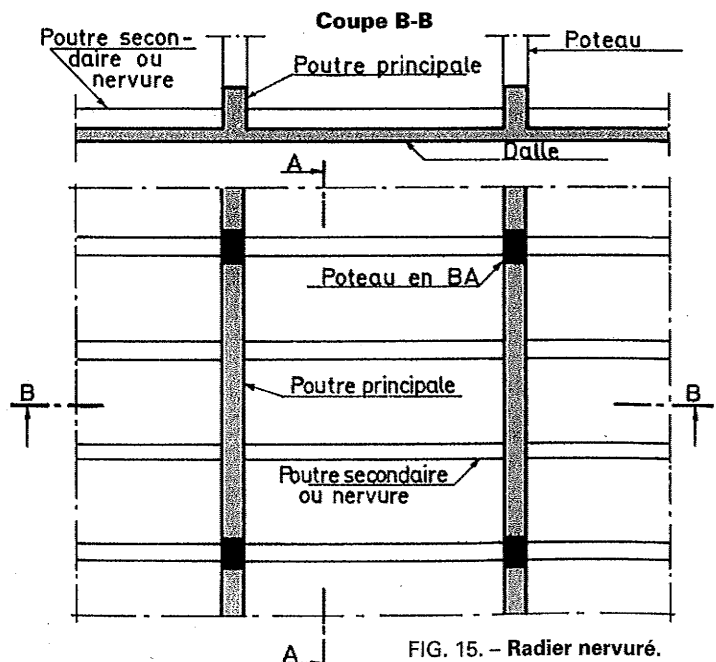


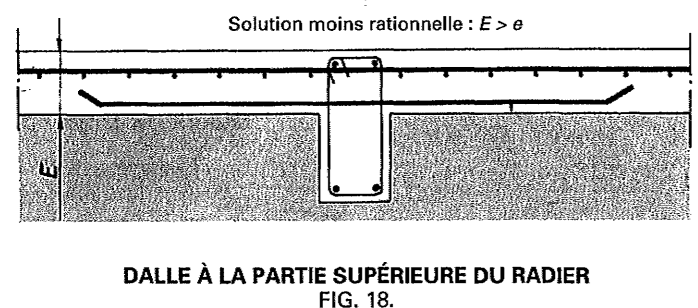
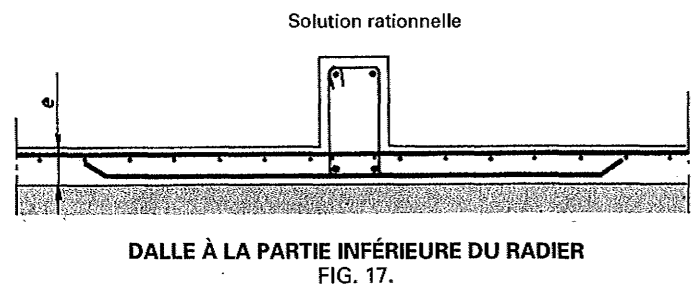
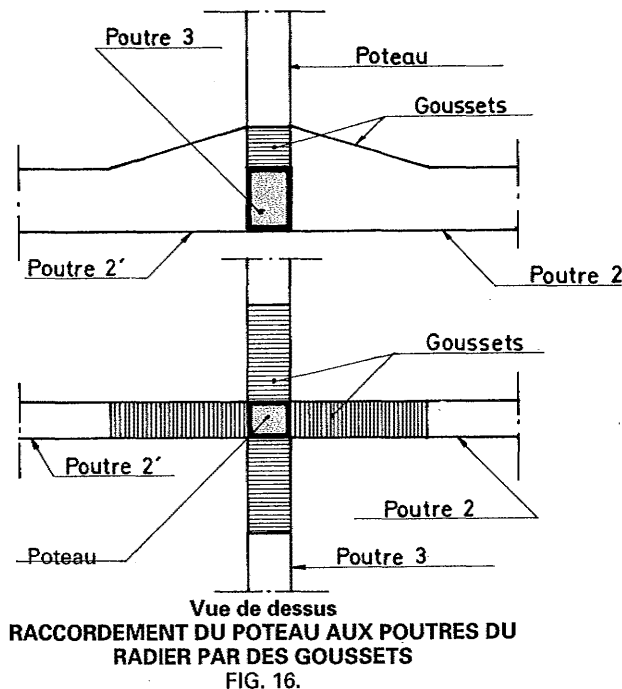
FIG. 15. - Radier nervuré.

3.4 Poteaux inégalement chargés

La pression sur le sol est variable et la répartition uniforme admise diffère d'un poteau à l'autre.

4 Étude comparative

Type de radier	Constitution	Schémas	Avantages	Inconvénients
Radier plan épais	Béton de propreté : dosage 200 kg CPJ 32,5/ m ³ . Dalle d'épaisseur uniforme avec ou sans consoles : – épaisseur : $e \leq 30$ avec $e \approx 1/20 l$; – largeur en fonction des charges et des contraintes admises sur le sol. Béton : 300 kg CPJ 42,5/m ³ . Armature : quadrillage serré. Les parties AB et EF travaillent en consoles. Nécessité de chapeaux sur appuis. La zone médiane de CD est tendue à la partie supérieure (fig. 10).	(Revoir fig. 1, 8 et 10) (Fig. 12 à 14)	Aucune difficulté de coffrage, seul le pourtour est à cofrer. Facilité de mise en œuvre des bétons. Rapidité d'exécution. Possibilité de renforcer les sections de béton au droit des appuis.	Ne convient qu'aux petites emprises de bâtiment (masse importante de béton). Surcharge sur le sol. Le sous-sol n'est pas protégé contre les inondations.
Radier plan nervuré	Béton de propreté. Dalles ou hourdis, des nervures, des poutres transversales : – espacement des poutres transversales : 2,50 m à 3,50 m ; – les nervures sont disposées de façon à former des carrés ou des rectangles peu allongés. La dalle est située : – soit en partie inférieure du radier ; – soit en partie supérieure. Armatures : poutres croisées, nœuds, travail important de façonnage	(Revoir fig. 2) (Fig. 15 à 18)	Solution rationnelle car la dalle renforce la poutre qui, de ce fait, est en forme de T renversé. Grande rigidité.	Dalle en partie inférieure : – fouille plus importante ; – coffrage important ; – nécessité de remplissage entre poutre et nervure ; – risque de sous-pression plus important ; – moments de continuité sur appuis souvent plus importants que ceux en travée. Dalle en partie supérieure : – coffrage très compliqué ; – main-d'œuvre onéreuse ; – les armatures secondaires doivent reprendre les charges pour les reporter sur les zones comprimées. La dalle se trouve « accrochée ».
NB : Ciments préconisés pour leur faible chaleur d'hydratation. Ciment portland composé : CPJ Bétons courants de construction de bâtiments Préfabrication Bétons de grande masse avec la propriété CP2 CEM-II/A ou B 42,5 ou 42,5 R (Se reporter au tableau, page 38.)		La dalle se trouve dans la zone tendue de la poutre dans sa partie médiane et ne participe pas à sa résistance.		
Ciment portland composé : CPJ CEM II/A ou B 32,5 ou 32,5 R Bétons prêts à l'emploi Travaux de masse Contre indication : Réalisation d'éléments précontraints		La dalle se trouve dans la zone tendue de la poutre dans sa partie médiane et ne participe pas à sa résistance.		



4 Étude comparative (suite)

Type de radier	Constitution	Schéma	Avantages	Inconvénients
Radier voûté	Béton de propreté. Radier voûté mince (12 à 20 cm) de fibre moyenne circulaire ou parabolique. Tirants noyés à intervalles réguliers (tous les 4 m $\approx$). Poutres horizontales au droit des murs qui transmettent au tirant les poussées des voûtes. Poutres verticales sous files de poteaux.	(Fig. 19)	La voûte ne subit pas de moment de flexion mais seulement un effort de compression. Solution économique.	Mise en forme du béton de la voûte. Coffrage des tirants. Remplissage.
Plancher champignon renversé	Dalles avec chapiteaux recevant les poteaux. Nécessité de répartir régulièrement les poteaux.	(Fig. 20)	Solution élégante. Facilité d'exécution.	Les chapiteaux forment saillie sur la dalle.

Radier soumis aux sous-pressions : figure 21.

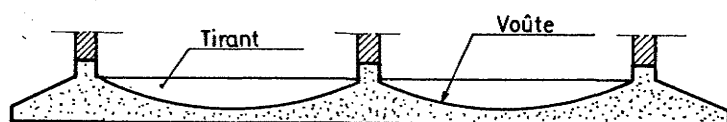


FIG. 19.
Radier voûté.

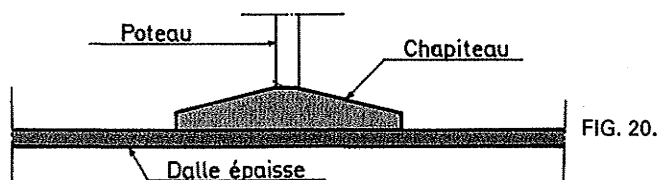


FIG. 20.

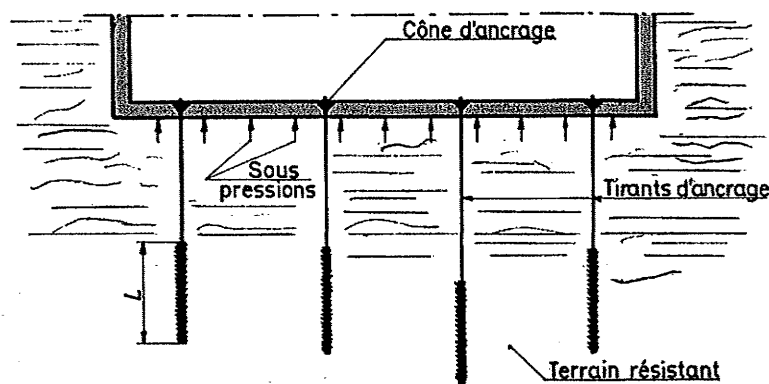


FIG. 21. - Cuvelage étanche
(Bâtiment avec sous-sol en terrain inondé.)

L : longueur de scellement des tirants dans la roche.

Problème posé : Cuvelage étanche soumis aux sous-pressions.

Solution : Tirants d'ancrage (câbles précontraints scellés) qui mobilisent la roche sous-jacente et empêchent toute remontée du radier.

TRAVAUX DIRIGÉS

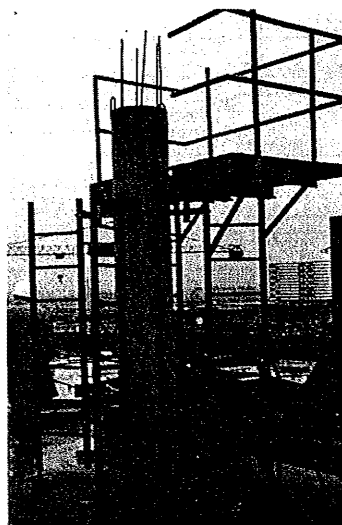
- Par groupes de 2 ou 4 élèves, réaliser le montage permettant de visualiser le mode de fonctionnement du radier simple.
- Travail identique pour chaque type de radier.

Remarque : Ces essais de fonctionnement devraient permettre de justifier les solutions constructives pratiquement adoptées.

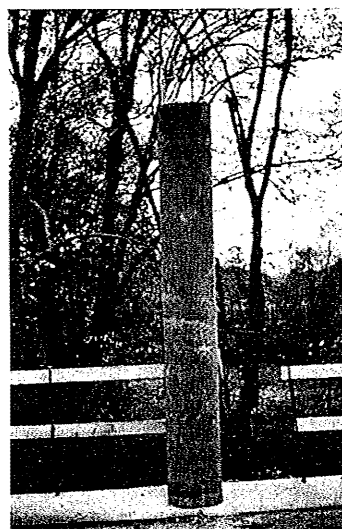
Coffrage
d'un
poteau de
section
circulaire



Sécurité
en rive :
• plinthe
de 15 cm
• lisse à
45 cm
• lisse à
100 cm



Poteau
décoffré

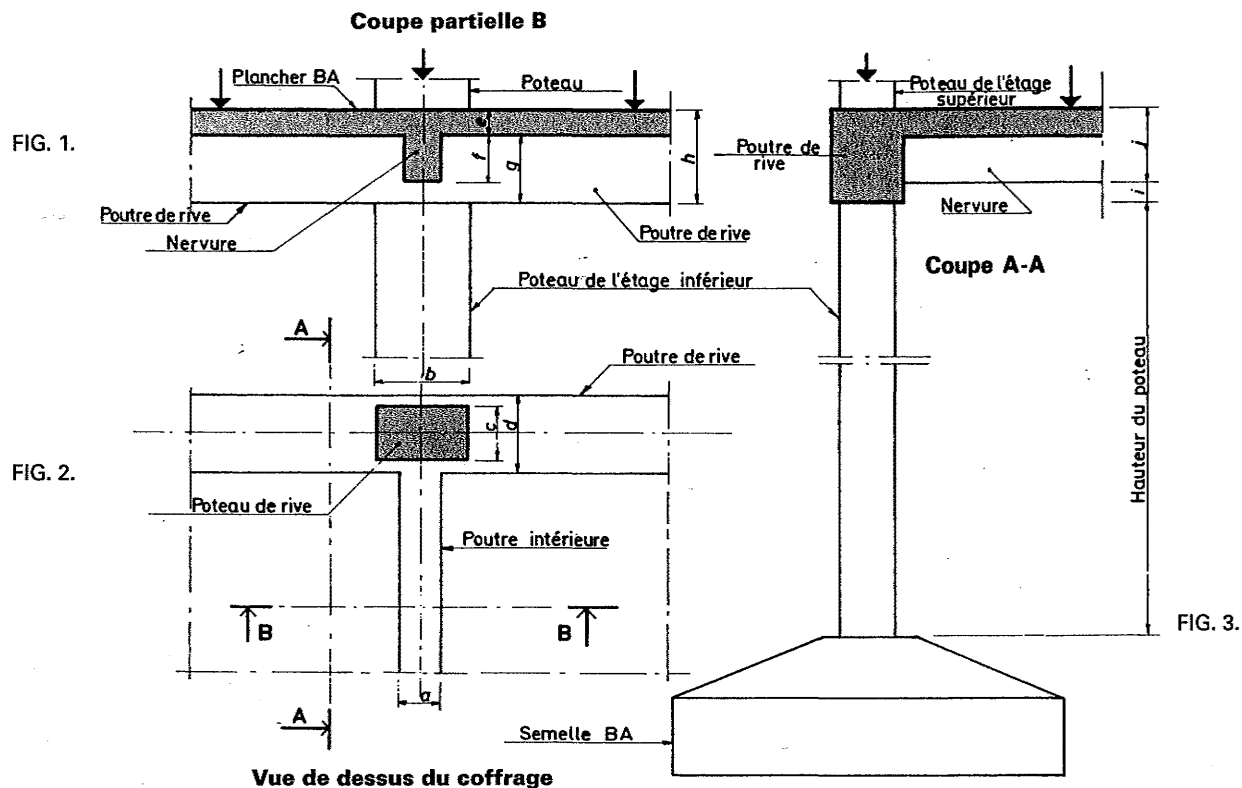


Vue d'ensemble : structure poteaux-plancher

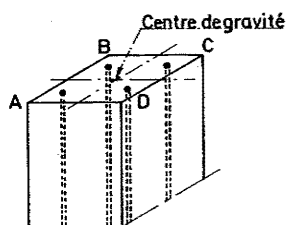
11. POTEAUX EN B.A.



Ossature – Poteaux – Poutres – Planchers – B.A.

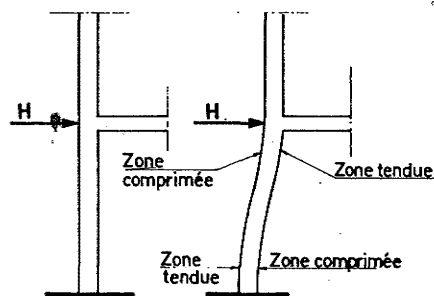


POTEAU DE RIVE AVEC POUTRES ET NERVURE



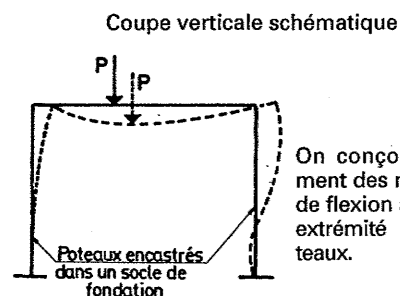
Poteau en B.A. soumis à une compression uniforme N' . La section du béton et la section des aciers ont même centre de gravité.

FIG. 4.



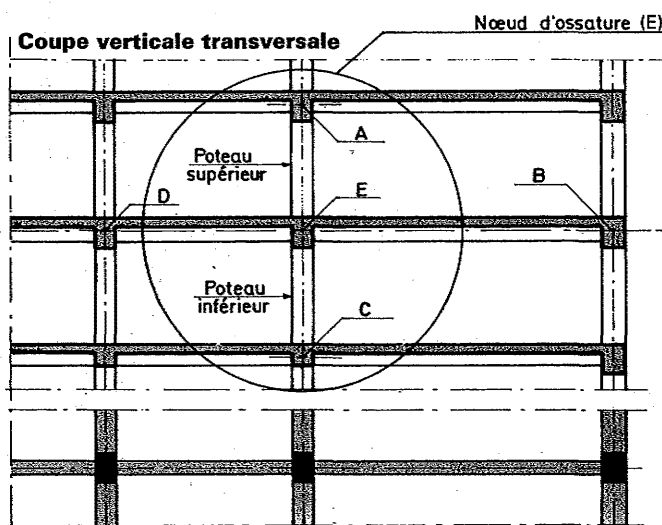
Déviation d'un poteau de rive soumis à un effort horizontal H.

FIG. 5.



Déformation d'un portique simple en B.A. chargé dissymétriquement.

FIG. 6.



Vue en plan partielle
FIG. 7.

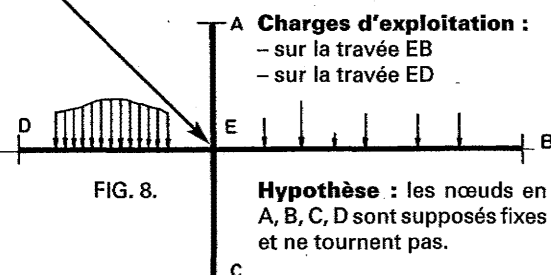


FIG. 8.

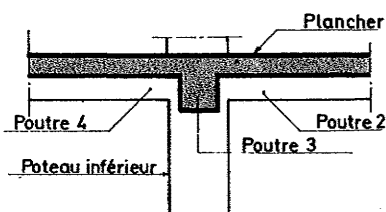


FIG. 17. - Poteau intérieur.

STRUCTURE PORTEUSE POTEaux - POUTRES

- Constituer les éléments porteurs du système planchers-poutres par points d'appuis isolés (fig. 1 à 3).
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) (fig. 4).
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour combattre les efforts horizontaux (fig. 5 et 6) :
 - effet du vent : 80 à 100 daN/m²;
 - effet de la dissymétrie des charges ;
 - effet des changements de température.
- Servir de chaînages verticaux.
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

- Compression (effet des charges verticales centrées) (fig. 7 à 16).
- Flexion (effet des charges verticales et horizontales) le poteau travaille comme une poutre verticale, qui subit aussi un effort normal de compression.
- Les sollicitations sont dépendantes de la position du poteau qui est dit :
 - intérieur
 - de rive
 - d'angle.

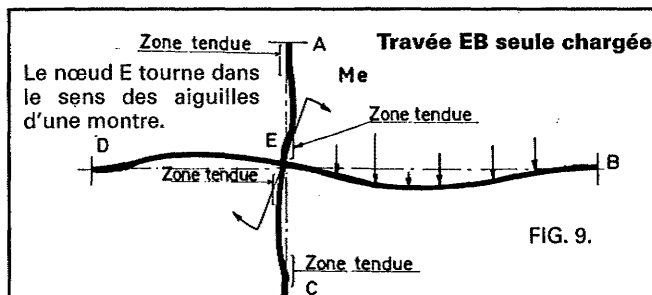


FIG. 9.

$$|M_E| = |M_{EA}| + |M_{EB}| + |M_{EC}| + |M_{ED}|$$



FIG. 10.

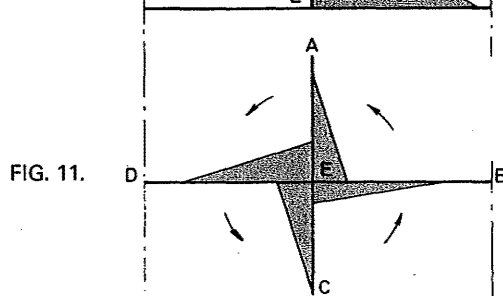


FIG. 11.

La poutre EB transmet au nœud E un moment M_E qui sera équilibré par les moments antagonistes de chaque barre.

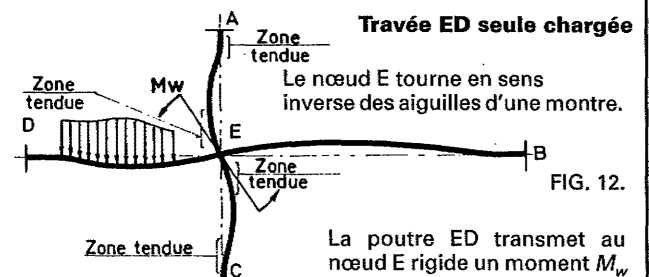


FIG. 12.

La poutre ED transmet au nœud E rigide un moment M_w qui a tendance à déformer tous les éléments (poutres et poteaux) solidaires du nœud E qui vont réagir proportionnellement à leur raideur.

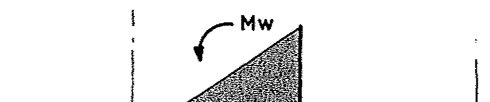


FIG. 13.

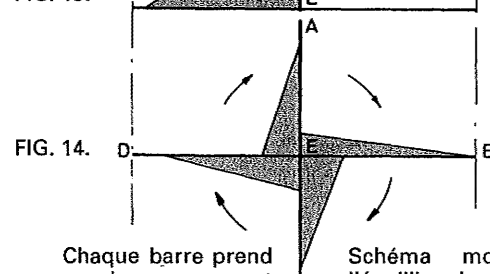


FIG. 14.

Chaque barre prend en charge une part du moment à équilibrer.

Schéma montrant l'équilibre du nœud E soumis au moment M_w .

Conclusion pratique : aciers dans les zones tendues.

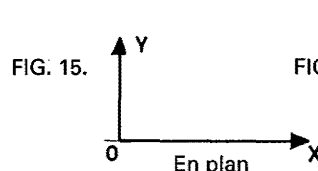


FIG. 15.

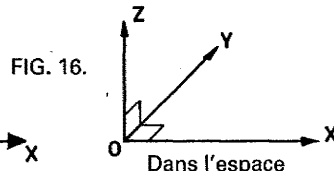


FIG. 16.

Nota : Les déformations envisagées dans le plan vertical XOZ peuvent avoir lieu dans l'autre plan vertical YOZ, avec les conséquences relatives à la stabilité à prévoir également.

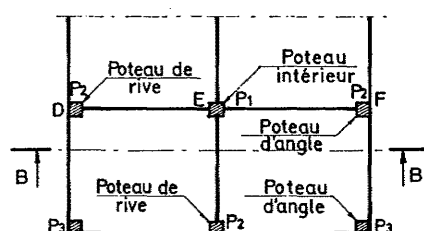


FIG. 19. – Vue en plan schématique.

Les poteaux en B.A. sont soumis à la fois :

- à un effort de compression;
- à un moment de flexion.

Ils nécessitent des aciers verticaux et transversaux (cadres). Ils sont souvent calculés conventionnellement en compression réputée « centrée ».

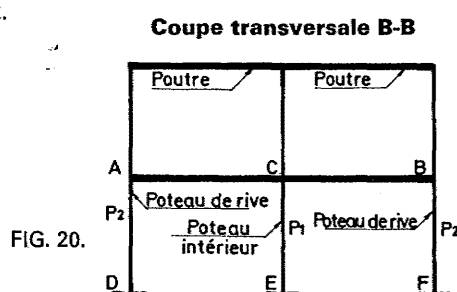


FIG. 20.

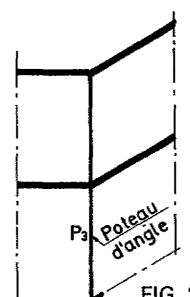
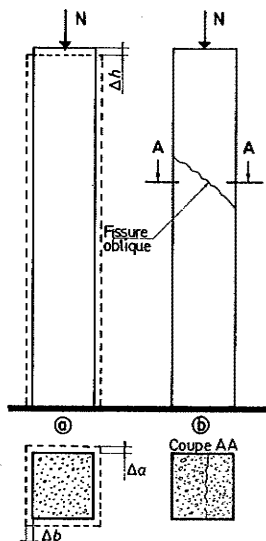


FIG. 21.



(a) Déformation longitudinale et transversale sous l'effet de N (compression élastique).
(b) Glissement par rupture (compression plastique).

FIG. 22.

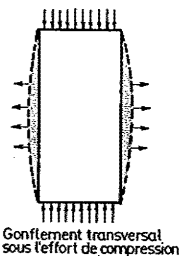
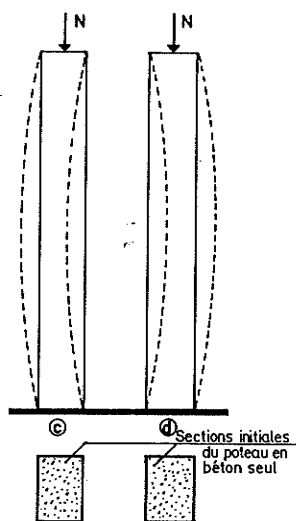


FIG. 23.



(c) Influence des dimensions (section du poteau et hauteur) et de la charge. Le poteau s'incurve. Sa concavité est tournée vers la droite, le poteau est à la fois comprimé et fléchi.
(d) Influence des dimensions et de la charge : la concavité du poteau est tournée vers la gauche.

FIG. 24.

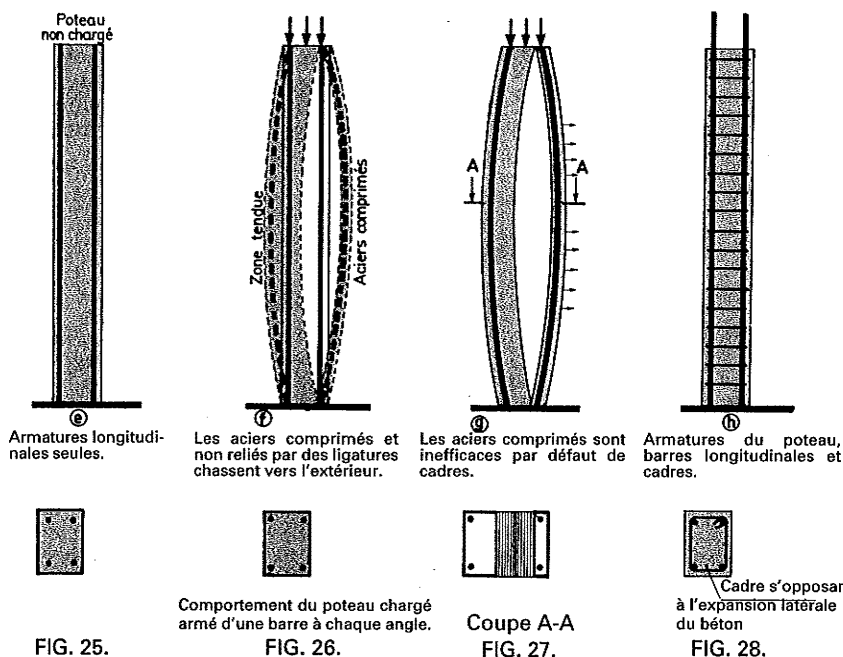


FIG. 25.

FIG. 26.

Coupe A-A
FIG. 27.

FIG. 28.

COMPRESSION SIMPLE
RV POTEAU DE RIVE
AG POTEAU D'ANGLE

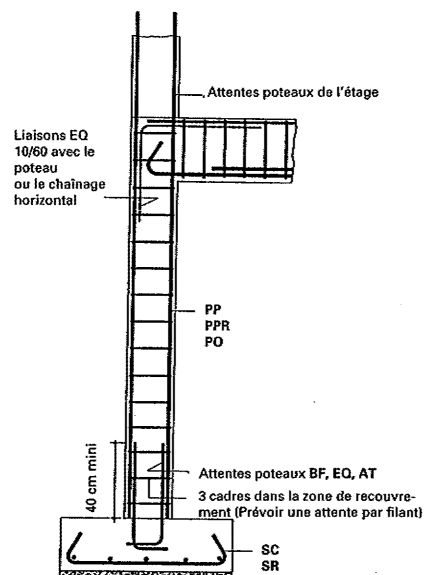
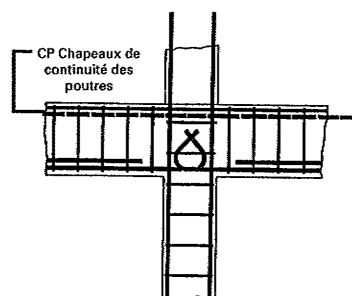


FIG. 18a. - SEMELLES ISOLÉES

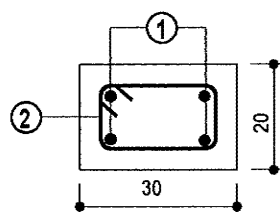
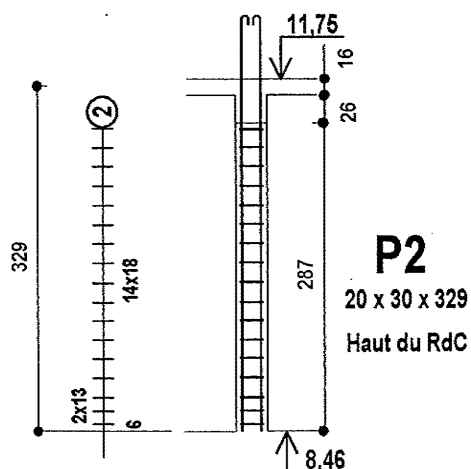
CT POTEAU CENTRAL



(Doc. Standard)

SL POTEAU ISOLÉ
• Supporte un poteau du niveau supérieur.
• Ne reprend pas de poutre à son niveau.
• Recouvrement minimum 40 cm d'étage à étage.

FIG. 18b. - DISPOSITION DES ACIERS



① 4 HA 12 L = 370
② 17 HA 6 L = 85

Enrobage : 3 cm

Acier HA : 16,4 kg
Béton (B25) : 0,197 m³

Hypothèses de l'étude :

- Aciers : nuance Fe E 500
- Béton : $f_{c28} = 25$ MPa
- Pression admise sur le sol : 0,18 MPa

ARMATURES D'UN POTEAU DE SECTION RECTANGULAIRE

3 Organisation des poteaux

L'organisation interne des poteaux en B.A. dépend de leur mode de fonctionnement sous l'effet de sollicitations.

Sollicitations	Causes	Déformations	Explication	Solution
Compression élastique	Charges verticales.	Diminution de longueur. Gonflement transversal. (fig. 22a et 23)	Le raccourcissement Δl est proportionnel à la force appliquée F' et à la hauteur du poteau H et inversement proportionnel à sa section S et au module d'élasticité E_b du béton : $\Delta l = \frac{F' \times H}{S \times E}$ (Loi de Hooke.)	Section suffisante. Matériaux de qualité (acier et béton). Béton compact obtenu par vibration interne et dosage approprié.
Compression plastique	Charges verticales introduisant des contraintes trop élevées pour le matériau.	Glissement par rupture : fissuration oblique. (fig. 22b) Voir aussi pages 42 et 43.	Efforts trop importants ou section insuffisante ou dosage trop faible.	Calcul d'une section conforme : – de béton – d'acier en fonction des contraintes admissibles des matériaux.
Flexion éventuelle (Fig. 24c et d)	Poteau élancé. Section faible. Poussée horizontale. Flambement. Mode de chargement. Situation du poteau dans la construction.	Courbure due à la compression sur une face et à la traction sur l'autre. (Fig. 25 à 28)	Le poteau se comporte comme une poutre. Le béton est à la fois comprimé et tendu dans une même section.	Disposition des aciers longitudinaux sur chacune des faces, reliés par des cadres et étriers ; section suffisante béton-acier.
Retrait	Dosage en eau important $E/C > 0,50$. E : masse de l'eau. C : masse du ciment. Écarts de température. Cristallisation.	Traction interne du béton. Mise en compression des aciers. (Fig. 29 et 30)	Si le béton diminue de volume, du fait de l'adhérence béton-acier, l'acier freine cette diminution et supporte un effort accru de compression.	Dosage en liant et en eau respecté. Acier à haute adhérence requis. Ligature du béton par des cadres.
Fluage (modification avec le temps)	Affaiblissement des caractéristiques mécaniques.	Même effet que le retrait.	Propriétés intrinsèques des matériaux constitutifs.	Joints éventuels.

Remarques :

- On distingue les poteaux soumis à une compression réputée centrée (voir p. 120) et les poteaux soumis au risque de « flambement ».
- La charge que peut porter un poteau dépend de sa longueur de flambement, donc de sa hauteur et des liaisons à chaque extrémité (voir les fig. 37 et 38) ainsi que de la section de béton et d'acier.

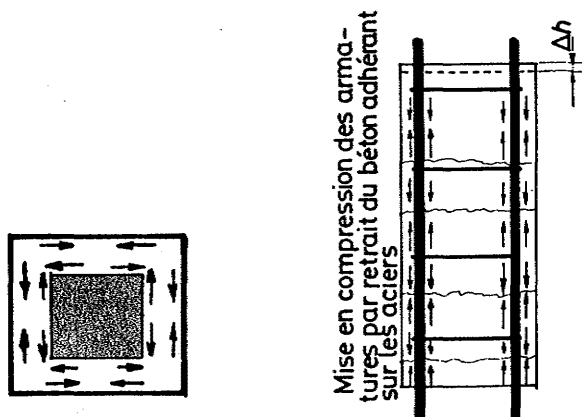
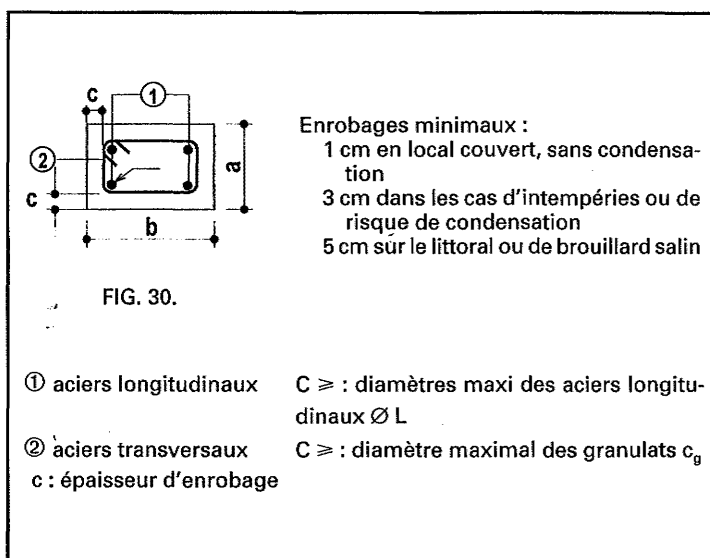


FIG. 29.

Retrait différentiel du béton.

Le béton, sur le contour extérieur, a déjà subi un retrait, alors que la zone centrale de la section n'a pas amorcé le sien. Il s'ensuit des contraintes internes de traction.



La poutre CB est chargée.
Les poteaux de rive et le poteau intérieur subissent des déformations.

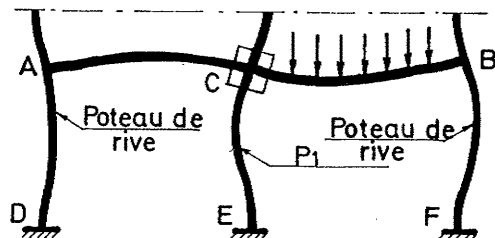


FIG. 31.

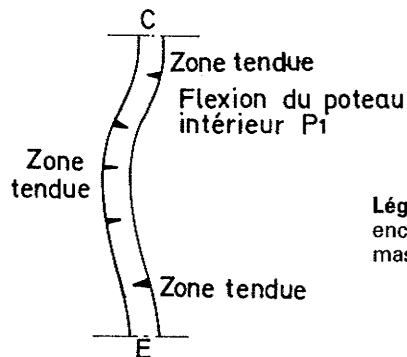


FIG. 32.

Légende : Poteau encastré dans un massif de fondation.

Poteaux soumis à une compression « centrée »

• Les poteaux de bâtiment ainsi considérés sont sollicités par :

- un effort normal de compression, jugé prépondérant ;
- un moment de flexion, jugé non prépondérant et non pris en compte (cas d'un faible excentrement e_0).

• Conditions de réalisation du poteau :

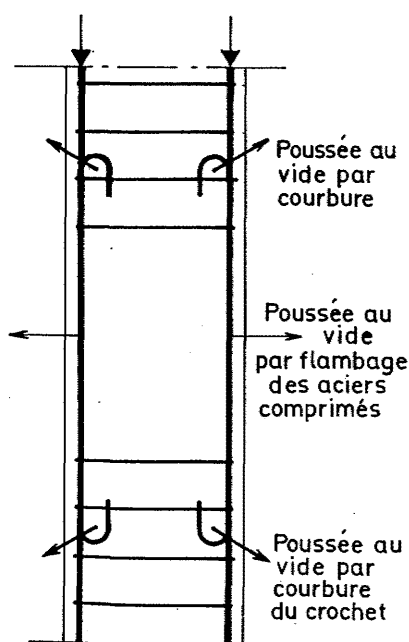
imperfection de rectitude estimée au plus égale à la plus grande des 2 valeurs : 1 cm et 1/500 de la hauteur.

• La combinaison d'action à prendre en compte dans les cas courants pour l'effort normal de compression à l'état ultime (N_u), est :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q_B \quad \text{avec} \quad \begin{cases} G : \text{charges permanentes} \\ Q_B : \text{charges variables d'exploitation} \end{cases}$$

Nota : les poteaux formant portiques de contreventement n'entrent pas dans cette catégorie.

Remarque : Les attentes façonnées avec crochets pour la sécurité des exécutants sont généralement sectionnées avant le coulage du béton.



Dans un poteau soumis à la compression simple, les crochets sont proscrits.

FIG. 33.

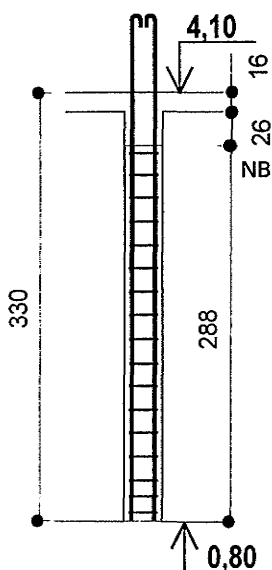


FIG. 33 bis.
Attentes avec crochets.

NB : par mesure de sécurité toutes les attentes verticales doivent être façonnées avec des crochets (angle de 180°)

P2

20 x 30 x 330

Haut du RdC

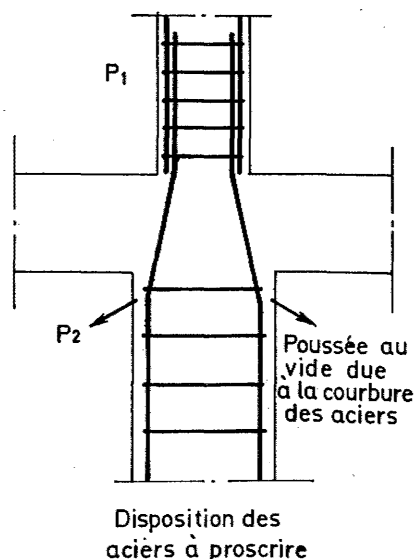


FIG. 34.

4 Conception de l'armature

4.1 Résultats d'essais

Un élément **court** non armé se rompt par écrasement.

Un élément **long** non armé se rompt par flambage si le rapport de la hauteur du poteau à sa plus petite dimension transversale est élevé.

Les mêmes éléments, supportant les mêmes charges, mais avec une **armature** bien disposée, sont stables.

4.2 Constitution de l'armature

4.2.1 - Aciers longitudinaux

- Ils favorisent l'équilibre sous l'effet de la flexion (fig. 26 à 32 et voir fig. 9).
- Ils participent à l'effort de compression avec le béton.
- Ils résistent, avec le béton, au phénomène de flambement.

4.2.1.1 - Certaines dispositions d'armature entraînent une poussée au vide (fig. 33 à 36)

4.2.1.2 - Les jonctions des poteaux sont assurées :

- en bas, par ancrage dans la semelle, la longrine, ou un poteau inférieur ;
- en haut, par ancrage dans les poutres ou les planchers.

Ces liaisons permettent aussi de déterminer la longueur de flambement suivant que le poteau est encastré ou non à une ou à ses deux extrémités (fig. 37 et 38).

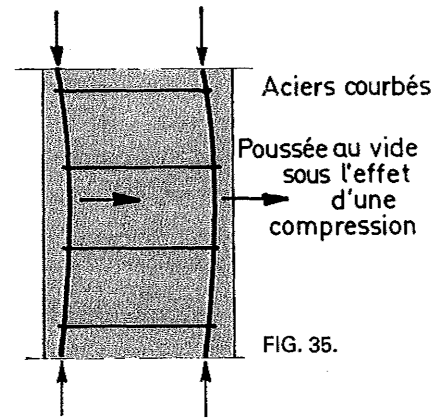


FIG. 35.

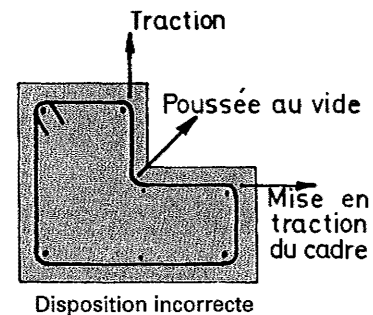


FIG. 36.

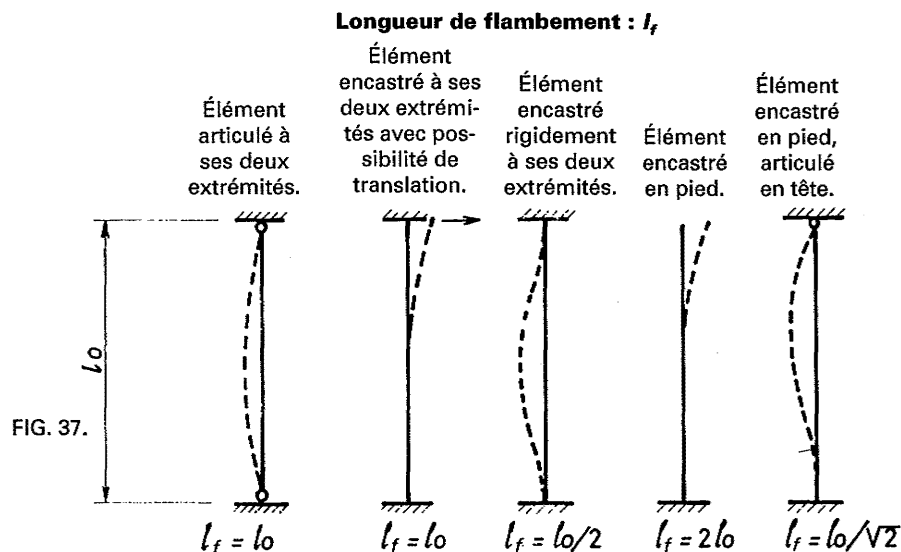


FIG. 37.

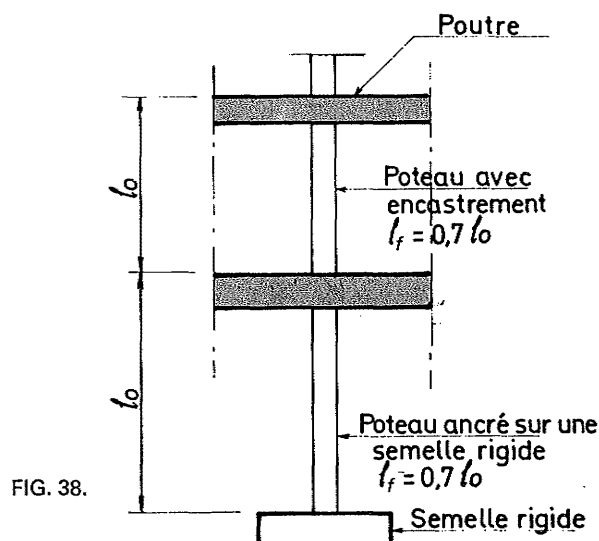
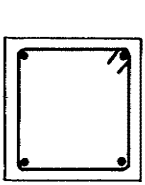
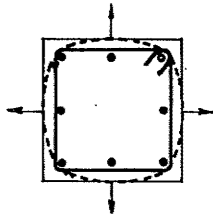


FIG. 38.

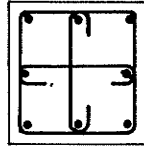
ARMATURE DES SECTIONS DE POTEAUX



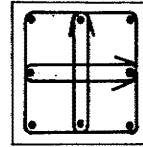
Barres longitudinales
+ cadres
FIG. 39.



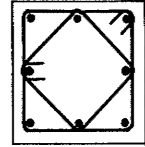
Déformations
possibles
FIG. 40.



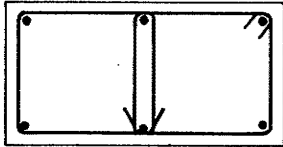
Avec cadres
et épingles
FIG. 41.



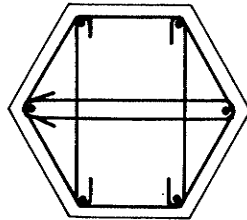
Avec cadres
et étriers
FIG. 42.



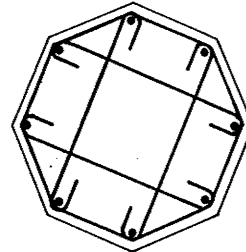
Avec double
cadre
FIG. 43.



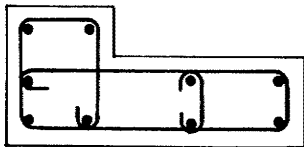
Section rectangulaire
de section allongée
FIG. 44.



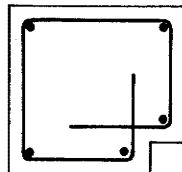
Section hexagonale
FIG. 45.



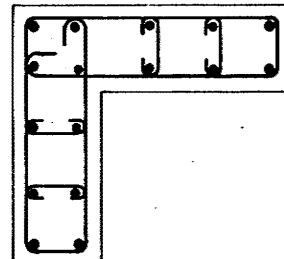
Section octogonale
FIG. 46.



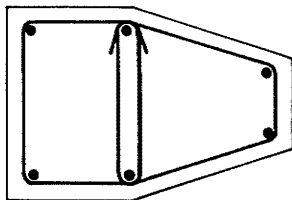
Section rectangulaire
allongée avec retour
FIG. 47.



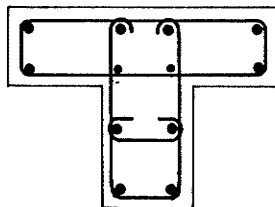
Section avec
feuillure
FIG. 48.



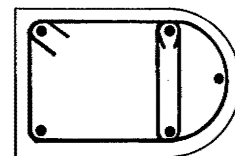
Section en L
FIG. 49.



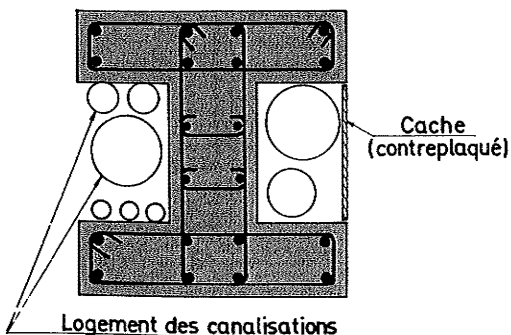
Section avec une partie
en forme de trapèze
FIG. 50.



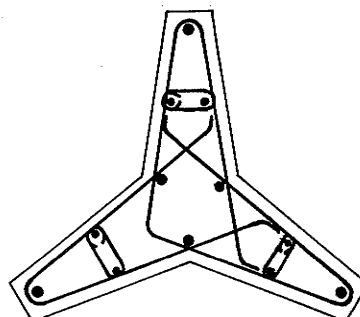
Section en T, surtout
adaptée en rive
FIG. 51.



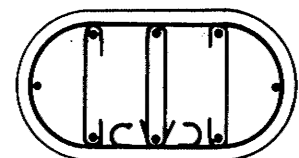
Section semi-circulaire
FIG. 52.



Section en double T
FIG. 53.



Section en étoile
FIG. 54.



Section formée
par un rectangle
et deux demi-cercles
FIG. 55.

4.2.2 - Aciers transversaux

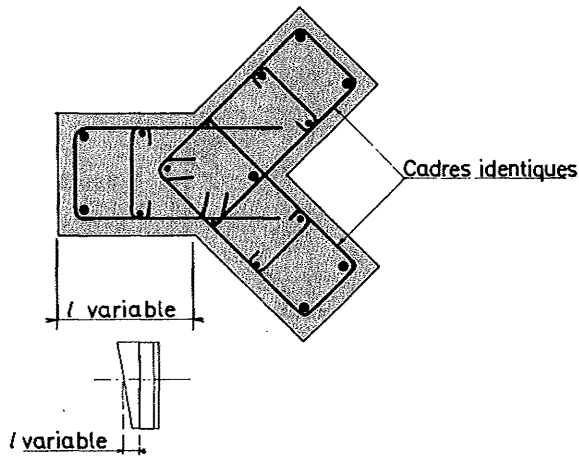
– Ils sont constitués par des :

- cadres
- étriers
- épingles
- frettes
- nappes
- cerces

(fig. 39 à 62)

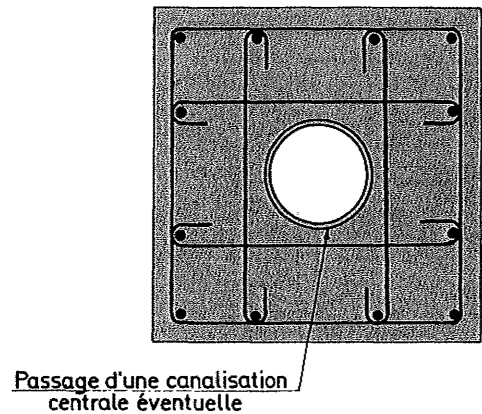
- Ils s'opposent à l'expansion latérale du béton.
- Ils relient les barres longitudinales entre elles.
- Ils augmentent la résistance du poteau :
 - à la compression ;
 - au flambement.
- Ils permettent :
 - la position adéquate de l'armature longitudinale ;
 - le respect de l'enrobage réglementaire.

POTEAUX AVEC CADRES-ÉTRIERS, CADRES FRETTES, HÉLICES



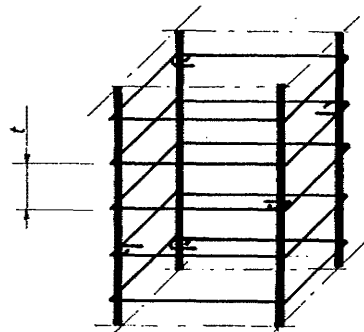
Section en y avec largeur variable sur une face

FIG. 56.



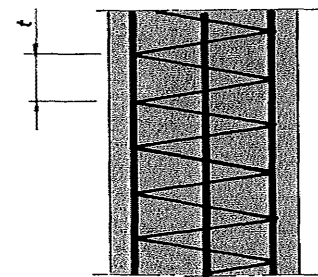
Section pour un poteau de type lourd

FIG. 57.



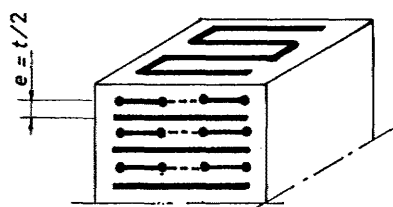
Frettage pour cadres serrés

FIG. 58.



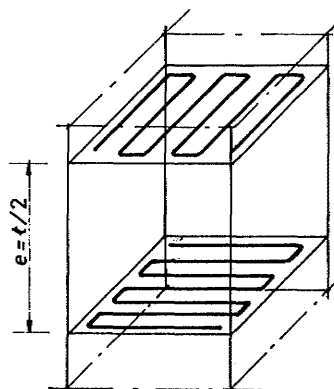
Système Caquot (hélices circulaires)

FIG. 59.



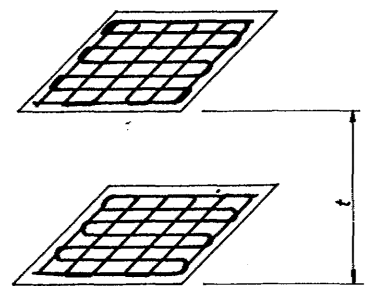
Système Freyssinet (cadres frettés)

FIG. 60.



Nappes simples

FIG. 61.



Nappes à fils croisés

FIG. 62.

4.2.3 - Exemple de disposition d'armatures d'un poteau relié à une semelle (fig. 63 à 68)

4.3 Dispositions constructives

Les dispositions constructives minimales sont mentionnées ci-après (voir aussi fig. 69 à 80).

- **Aciers longitudinaux** (diamètre : $\varnothing l$).

- **Section minimale des aciers comprimés :**

4 cm² par mètre de longueur de parement ;

0,2 % de la section totale du béton comprimée.

$$D'où A_{\text{minimal}} = \max \left[\frac{4 \times 2 (a + b)}{\text{périmètre}} ; \frac{0,2}{100} \frac{(a \times b)}{\text{section}} \right]$$

- **Distance maximale entre deux aciers longitudinaux :**

- longueur du petit côté du rectangle + 10 cm ou ($a + 10$ cm).

- 40 cm.

Longueur de recouvrement : $24 \varnothing l$ pour aciers H.A.

- **Aciers transversaux :**

- diamètre $\varnothing t$: $5 \text{ mm} \leq \varnothing t \leq 12 \text{ mm}$ avec $\varnothing t \geq 3/10 \varnothing l$

- écartement maximal :

• $15 \varnothing l$

• 40 cm

• petit côté du poteau + 10 cm.

- **Enrobage :** voir page 171 § 8.8 et 8.9.

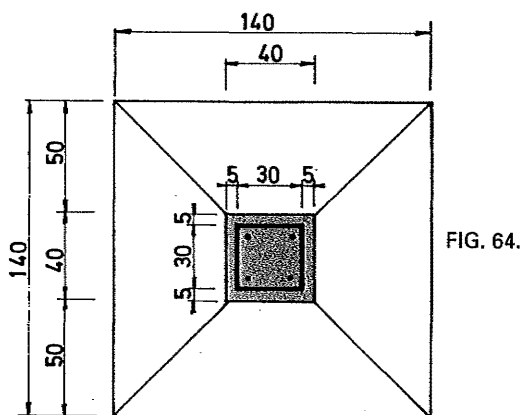
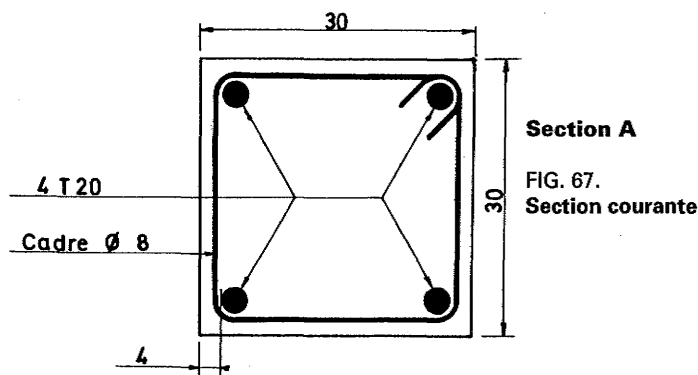
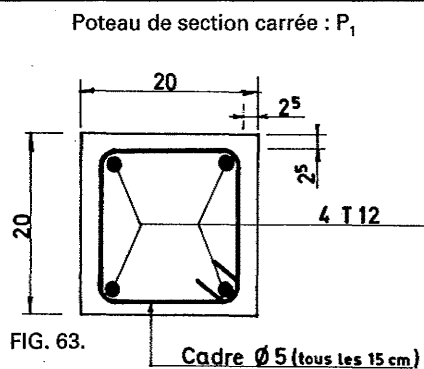
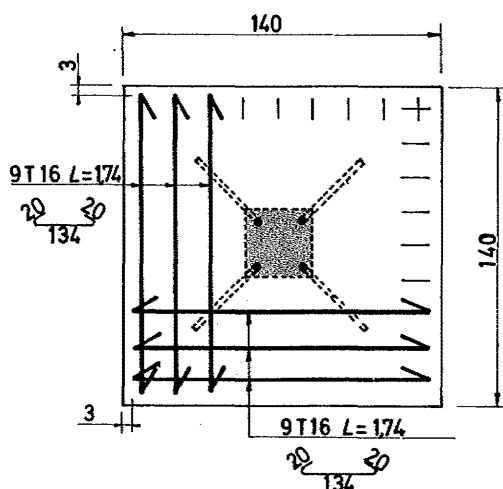
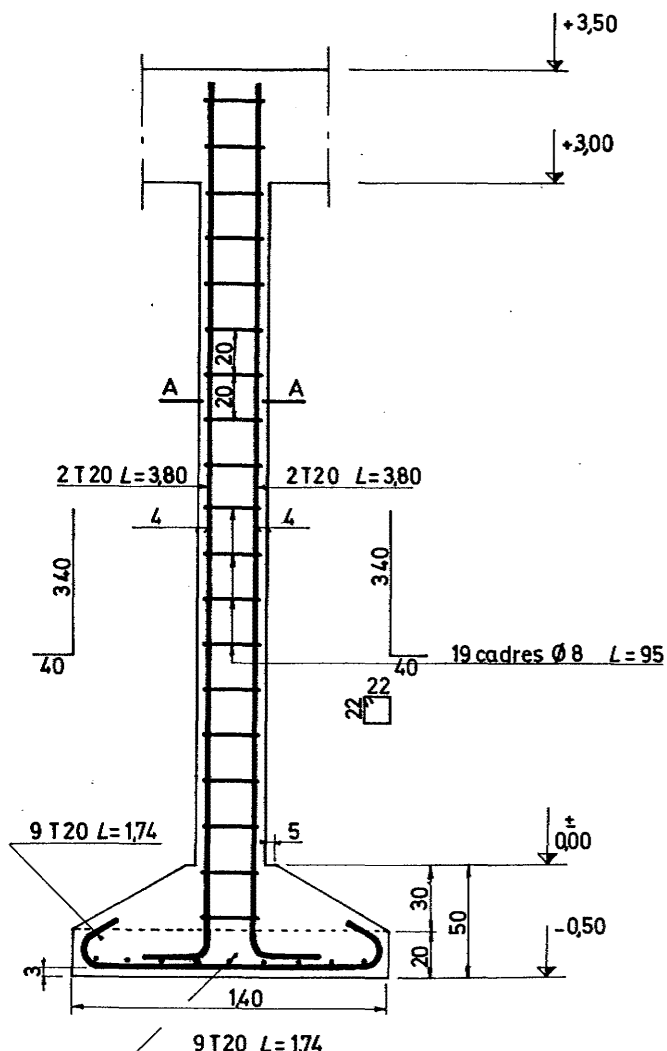


FIG. 64. - Coffrage de la semelle S₂



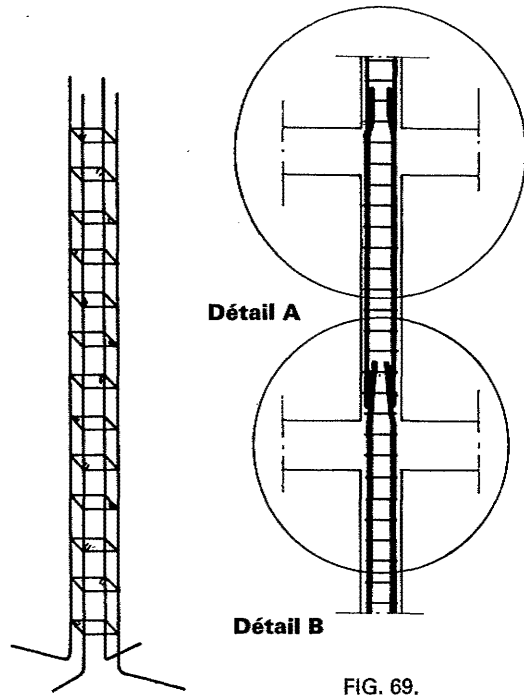
Armature de la semelle S₂



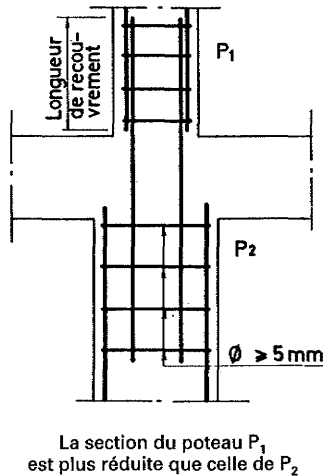
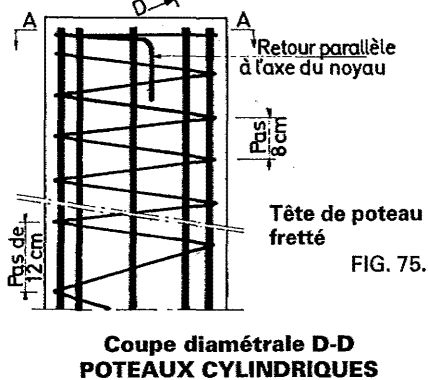
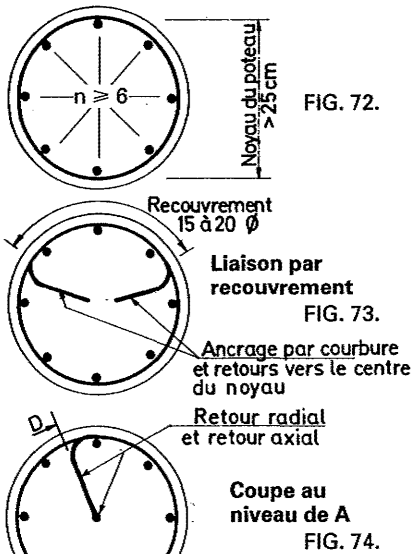
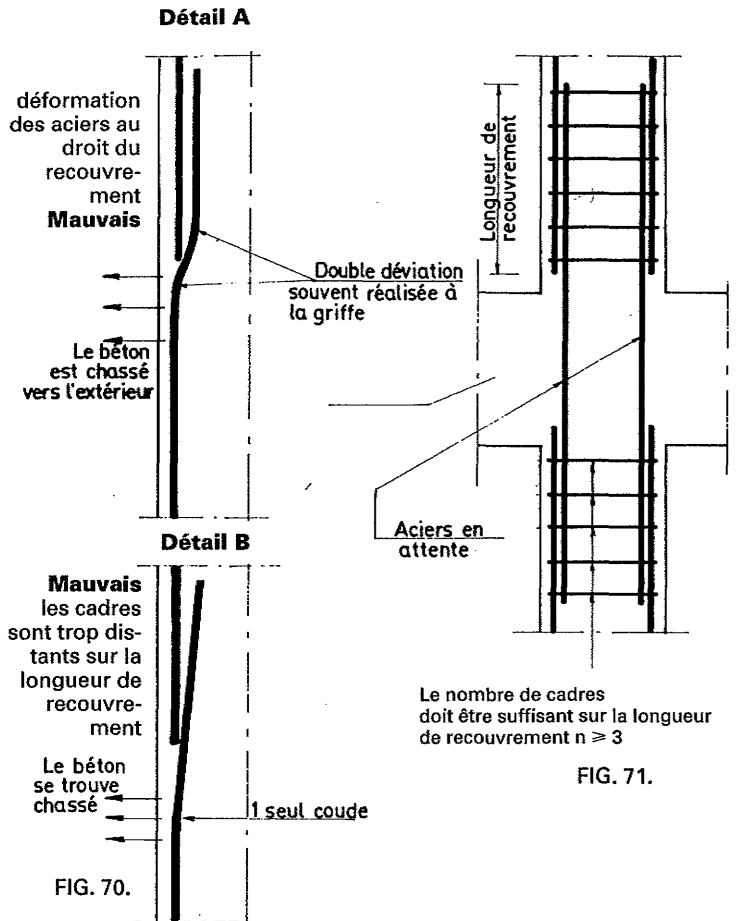
Armature du poteau P₂

POTEAUX SUPERPOSÉS

Les aciers verticaux sont dans le même alignement vertical.



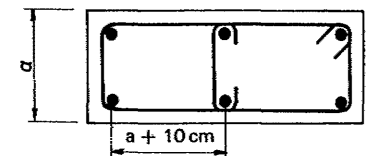
Armature d'un poteau ancré dans une semelle isolée.
FIG. 68.



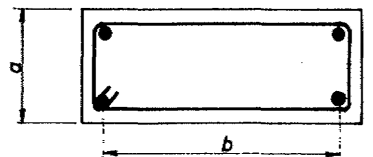
Disposition conforme des aciers.
La longueur de recouvrement est au moins égale à 0,6 fois la longueur de scellement droit; en pratique, on prend au moins : 30 Ø pour les ronds lisses, 24 Ø pour les aciers HA.

• Le nombre de cours de cadres de recouvrement est au moins égal à trois.

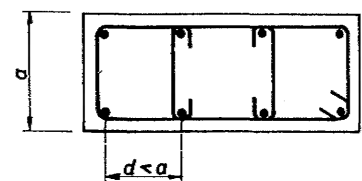
LIAISONS-RECOUVREMENT



Disposition conforme
FIG. 78.



$b > a + 10 \text{ cm}$ Disposition incorrecte
FIG. 79.



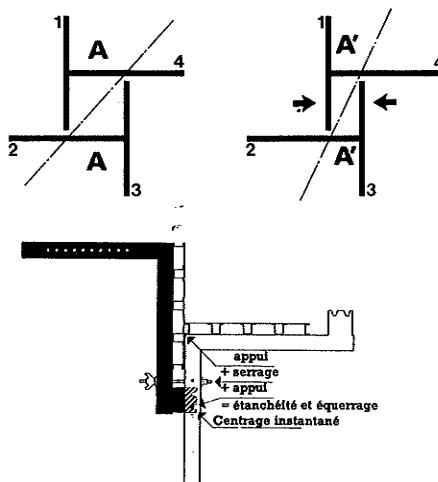
« d » est la distance entre les axes des aciers longitudinaux
Disposition recommandée
FIG. 80.

DISPOSITION CADRES-ÉTRIERS

COFFRAGE MÉTALLIQUE POUR POTEAUX DE SECTION CARRÉE OU RECTANGULAIRE

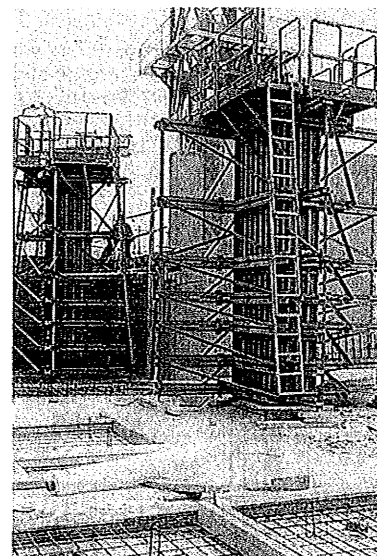
Caractéristiques :

- **Principe de coffrage-décoffrage**
par demi-poteau coffré,
→ rapidité, stabilité et sécurité en
cours d'exécution
- **Réglage des sections**
carrées ou rectangulaires de 2,5 cm
en 2,5 cm
- **Gamme des sections**
15 cm à 60 cm
20 cm à 85 cm
40 cm à 100 cm
- **Superposition**
hauteur atteinte ≤ 10 m
- Équerrage et rigidité par ceintures
de contreventement (diagonales +
moises)



1. Modification de la section A en A'.
Les panneaux 1 et 4 - 2 et 3 sont accou-
plés.

NB : Pas d'entretoise à travers les pan-
neaux.
Six écrous à ailettes sont à enlever pour
décoffrer un poteau de hauteur 3 m.

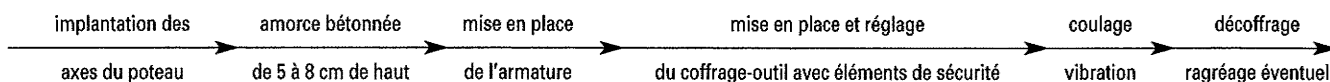


**Coffrage de poteau disposé en
« ailes de moulin »**

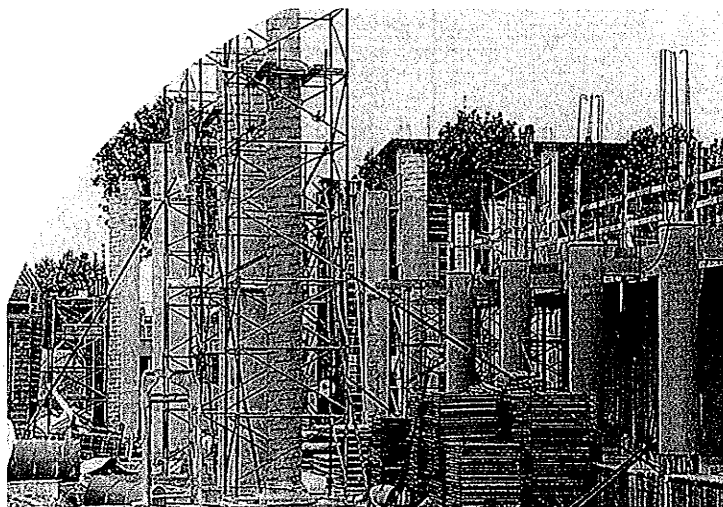
On remarque :

- la passerelle de sécurité,
- l'accès pour le coulage,
- les vérins en pied pour le réglage de
la verticalité.

Mode opératoire succinct :



COFFRAGE DES POTEAUX CYLINDRIQUES PAR TUBE CARTONNÉ



(Doc. Cicéron)

1. Principe de coffrage (voir photo ci-contre)

- Mise en place d'une tour destinée à maintenir le poteau en tête et permettre le coulage et la vibration du béton.
- Descente du tube à l'intérieur de la tour à l'aide de la grue, afin d'emprisonner l'armature.
- Stabilité verticale du tube cartonné coffrant assurée :
 - à la base, par emboîtement du tube sur une talonnette de 5 à 8 cm de hauteur,
 - en tête, par un cadre en planche ceinturant le coffrage en prenant appui sur la tour.

Remarques : • Dans tous les cas de figure, il suffit de tenir le pied et la tête du tube coffrant sans renfort intermédiaire.

- Pour la tenue en tête, on peut utiliser la bride ① et des haubans.
- Stockage du tube à l'abri.

Cicéron + combine l'utilisation de différents procédés :

- indéformabilité du cercle ;
- technique du spiralage et collage.

Ces techniques confèrent au coffrage par tube cartonné :

- une résistance exceptionnelle ;
- une mise en œuvre très rapide ;
- un moyen d'obtenir un béton à parement lisse grâce à une peau plastique intérieure (voir également les poteaux décoffrés p. 157).

Hauteur maximale de béton à couler dans CICÉRON + en épaisseur standard										
Ø en mm	200	250	300	350	400	450	500	600	700	1000
Hauteur en mètre	12	10	8	7	7	7	6	6	6	6

2. Principes du décoffrage

Par déchirement du carton encore humidifié, dès le lendemain du coulage, à l'aide d'un cutter.

Précaution : humidifier à nouveau pour faciliter le travail.

3. Fonction de la bride « Bridéco »

Elle est constituée par un feuillard acier galvanisé de 20 cm de large et de longueur 1 à 3 m suivant diamètres des poteaux et est sanglée par un tendeur. Elle permet : l'aboutage de coffrage, la tenue en pied (supprime la talonnette), la tenue en tête.

N.B. : Observer la mise en œuvre des poutres sur poteaux p. 157 et p. 158 à l'aide de tours d'étalement.

5 Réalisation des poteaux

5.1 Opérations élémentaires

- **Implantation** des poteaux suivant leurs axes par cotes cumulées.
- **Réalisation éventuelle d'une amorce** de 4 à 8 cm de hauteur.
- **Mise en place de l'armature** munie des cales pour faciliter l'enrobage.
- **Mise en place du coffrage** :
 - bois ;
 - métal ;
 - bois et métal.
- **Tracé du trait de niveau** de façon à prévoir l'arrêt du béton.
- **Coulage du béton**, dosé à raison de 300 à 400 kg/m³, et vibration.
- **Décoffrage** après début de durcissement.

5.2 Les solutions classiques de coffrage

Elles font l'objet des figures 81 à 105 :

- coffrages bois (fig. 81 et 82) ;
- coffrages métalliques (fig. 84 à 89) ;
- coffrages mixtes (bois et métal) (fig. 90 et 91) ;
- systèmes d'assemblage (fig. 93 et 95) ;
- panneaux et dispositions diverses pour formes quelconques (fig. 92 et 96 à 105).
- coffrages cartonnés pour poteaux cylindriques (type Cicéron, page 126)

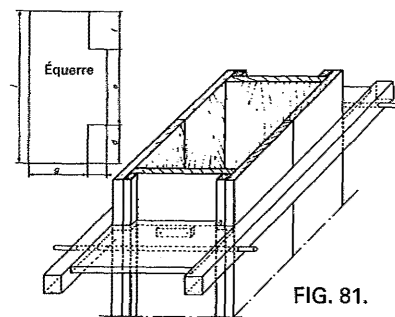


FIG. 81.

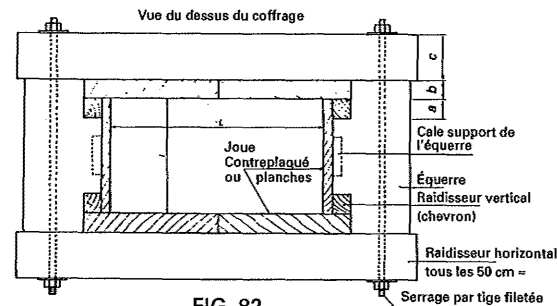


FIG. 82.

Coffrage traditionnel à montage et démontage rapide :

- panneaux coffrants : planches ou contreplaqué ;
- grands côtés avec raidisseurs et butées verticales ;
- petits côtés maintenus par les butées ;
- serrages par serre-joints ou tiges filetées ;
- étaieement par étais métalliques inclinés.

Armature d'un poteau de section rectangulaire

Exemple : Poteau repéré P₂ (fig. 83)

Vérifions si les dispositions constructives minimales pour l'armature du poteau de rive P₂ sont respectées.

Notons : 6 H.A. 12 totalisent 6,79 cm²

Parement exposé aux intempéries.

(Voir pages 124 et 125 les recommandations du B.A.E.L.)

- Section minimale des aciers comprimés :

$$A'_s = 6,79 \text{ cm}^2 > 8 (0,20 + 0,50) = 5,6 \text{ cm}^2$$

- Distance entre aciers longitudinaux :

$$21 \text{ cm} < a + 10 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement (symbole l_s) :

$$l_s = 48 \text{ cm} > 24 \varnothing = 24 \times 1,2 \text{ cm}$$

- Nombre de cours transversaux sur « l_s » :

$$n = 3 \rightarrow \text{condition satisfaite}$$

- Diamètre des aciers transversaux :

$$\varnothing_t = 6 \text{ mm} > 0,3 \varnothing_l = 3,6 \text{ mm} \text{ et } > 5 \text{ mm}$$

- Espacements des cadres et étriers :

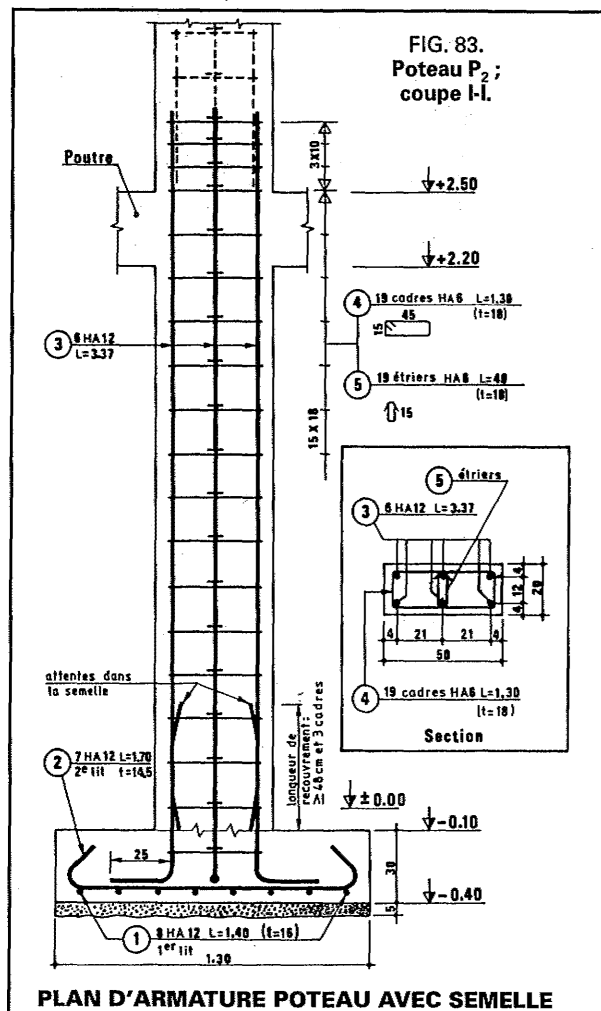
$$s_t = 18 \text{ cm} \leq \begin{cases} 15 \varnothing_l = 18 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \end{cases}$$

- Enrobage des cadres :

$$c = (4 \text{ cm} - 1/2 \varnothing_l - \varnothing_t) = 2,8 \text{ cm}$$

L'épaisseur d'enrobage convient.

N.B. Les dispositions de l'armature sont donc conformes aux prescriptions du B.A.E.L.



COFFRAGE OUTIL D'UN POTEAU (« AILES DE MOULIN »)

Effectuons tout d'abord l'inventaire des principales pièces :

- A Garde-corps.
- B Portillon ouvrant vers l'intérieur, à fermeture automatique.
- C Plancher de circulation, largeur 70 cm, en tôle galvanisée, antidérapante, avec plinthe métallique de 15 cm de hauteur.
- D Pied étau basé sur le système tire-pousse.
- E Vérin permettant un réglage fin. Course de 30 mm. Les vérins permettent d'obtenir la verticalité des panneaux.
- F Raidisseur démontable.
- G Peau coffrante en tôle de 4 mm d'épaisseur très résistante aux chocs.
- H Tige à pas rapide de diamètre 17 équipée de 2 écrous à deux branches identiques. La structure permet l'auto-verrouillage de l'un des écrous. Le serrage ne s'effectue en conséquence que d'un côté.
- I Emplacement pour dispositif de superposition.

Comment obtenir un poteau de section donnée ?

On peut réaliser des poteaux de section carrée ou rectangulaire.

Le réglage de chacune des faces est prévu pour des longueurs de 5 cm en 5 cm.

Section minimale : 15 cm x 15 cm

Section maximale : 100 cm x 100 cm

La hauteur standardisée se situe entre 240 cm et 300 cm de 10 cm en 10 cm.

Exemple : 240 . 250 . 260 . 270 . 280 . 290 . 300 cm.

Comment les panneaux coffrants sont-ils solidarisés entre eux ?

L'assemblage est obtenu par serrage de 4 entretoises disposées suivant la hauteur du poteau, à chaque angle extérieur : voir leur répartition sur la perspective du coffrage.

Remarques :

L'équerrage du poteau est systématique.

La stabilité, compte-tenu de la conception, ne pose guère de problème. On peut adjoindre un dispositif de stabilisation par contrepoids à l'aide des contrefiches repérées D sur la vue perspective.

LES PANNEAUX SONT DISPOSÉS EN « AILES DE MOULIN »

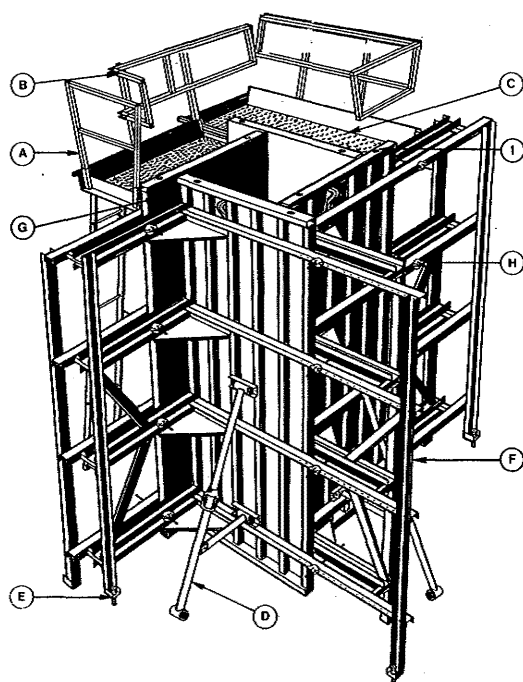


FIG. 84. - Les poteaux « ailes de moulin ».

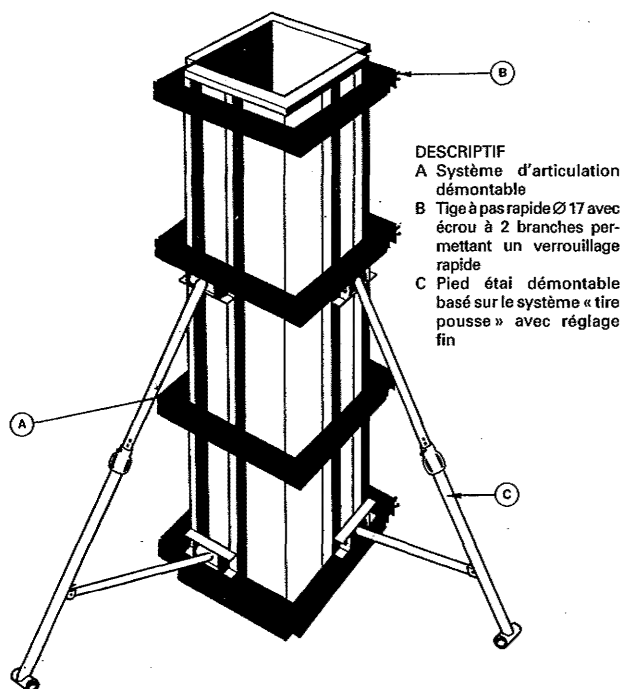


FIG. 86. - Les poteaux « 1/2 coquille ».

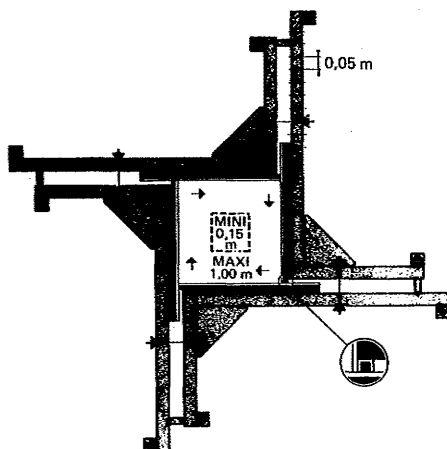


FIG. 85. - Principe de coffrage et de réglage du poteau en « AILES DE MOULIN ».
(doc. Husson)

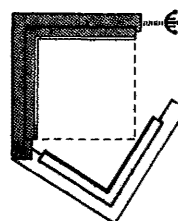


FIG. 87. - Principe de décoffrage du poteau « DEMI-COQUILLE ».

COFFRAGES DE POTEAUX DE GRANDES SECTIONS

(Coffrages mixtes : bois et métal.)

(doc Husson)

FIG. 88. – Les poteaux pistons

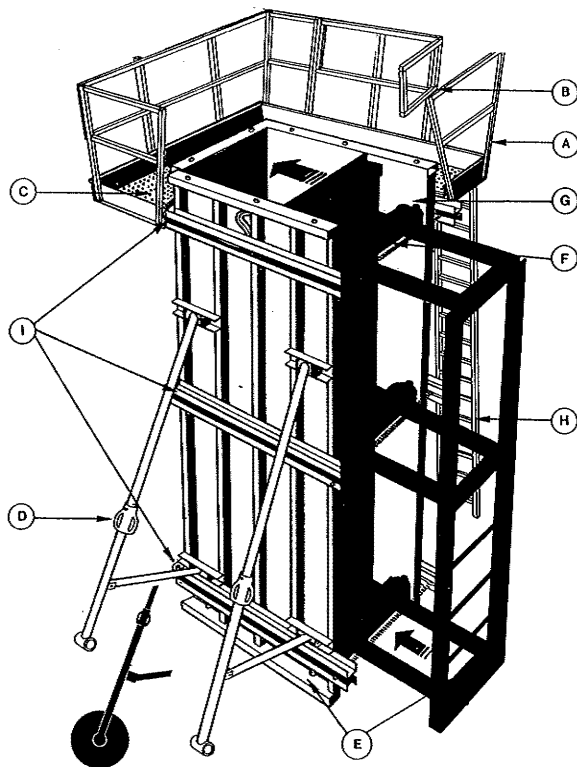
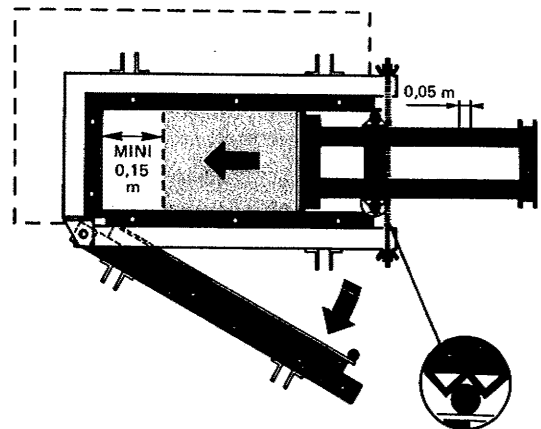


FIG. 89. – Principe de décoffrage du poteau « Piston »

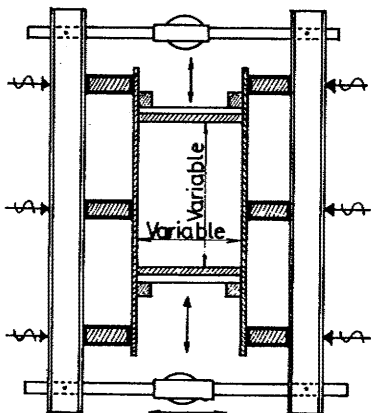


DESCRIPTIF

- A** Garde-corps d'about démontables si nécessaire.
- B** Portillon ouvrant vers l'intérieur à fermeture automatique.
- C** Plancher de circulation démontable (ensemble – plancher, garde-corps, plinthe – conforme aux normes de sécurité).
- D** Pied étau démontable basé sur le système « tire-pousse ».
- E** Vérins permettant un réglage fin. Course 30 mm.
- F** Réglage de section (course 0,05 m en 0,05 m).
- G** Peau coffrante, tôle de 4 mm extrêmement résistante aux chocs.
- H** Échelle inclinée antidérapante.
- I** Système d'articulation étudié pour le décoffrage, avec fermeture sûre et étanche.

Section rectangulaire allongée

Coupe schématique

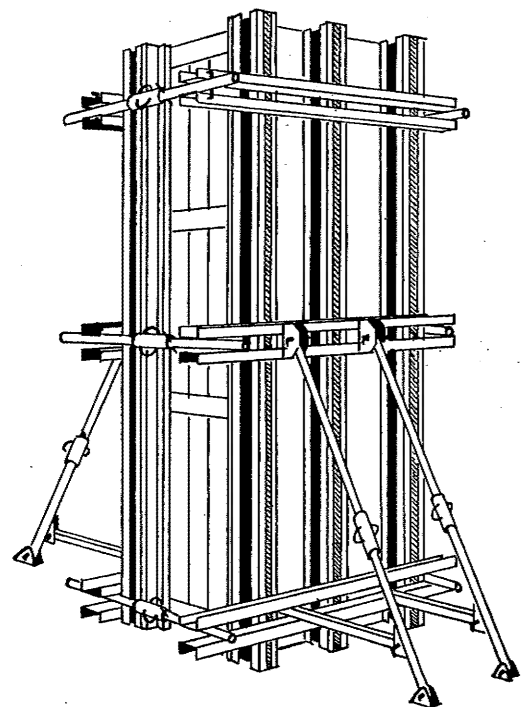


largeurs : 0,50 m et 1,00 m
hauteurs : 2,50 m et 3,00 m

L'équerrage du poteau est assuré à la base par une amorce du poteau de 5 à 8 cm de haut et à la tête du coffrage par le jeu des étais « tire-pousse ».

FIG. 90.

Coffrage des poteaux



Poteaux isolés coffrés avec des éléments de coffrages de murs.

FIG. 91.

6 Poteaux préfabriqués

Ils sont utilisés, par exemple :

- en façades industrialisées porteuses ;
- en bâtiments industriels (usines, entrepôts) ;
- en travaux publics (tribunes, parkings) ;

pour réaliser les structures par composants en béton armé ou précontraint.

6.1 Problèmes posés

Les problèmes de préfabrication et de mise en œuvre résultent :

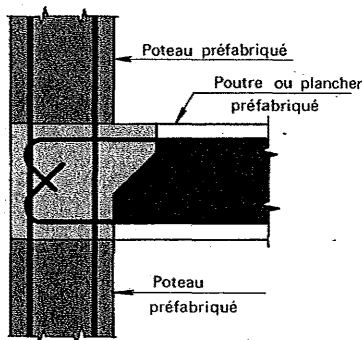
- de la conception des assemblages ou liaison entre éléments : nœuds poteaux poutres, poteaux superposés avec liaison aux poutres ;
- de la bonne transmission des charges verticales ;
- de la réalisation des clavetages béton ou des joints de mortier sur chantier.

Remarque : La participation des poteaux préfabriqués au contreventement ne peut être envisagée, sauf justification.

6.2 Solutions constructives

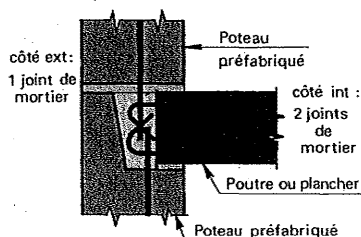
6.2.1 - Cas des nœuds complets coulés sur place

- Conditions**
- continuité des armatures (soudures, manchons, recouvrements)
 - chaînage horizontal (liaison poteaux-poutres)
 - bétonnage soigné (composition granululaire, serrage)
 - transmission directe des efforts verticaux.



NŒUD COMPLET COULÉ SUR PLACE

Croquis 1 : disposition conforme nœud complet coulé sur place.



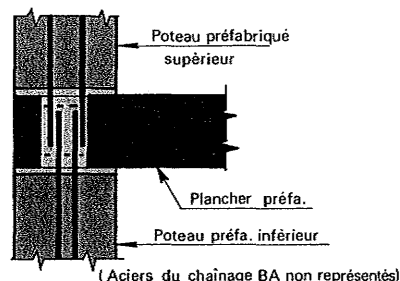
DISPOSITION DÉCONSEILLÉE

Croquis 2 : disposition déconseillée (joints dissymétriques).

6.2.2 - Cas des joints en mortier d'épaisseur réduite

- Conditions**
- les aciers de chaînage, prévus dans le plancher doivent s'opposer à tout déplacement en tête du poteau inférieur et en pied du poteau supérieur
 - disposition favorable pour transmettre les efforts.

Croquis 3 : liaison poteau-plancher.



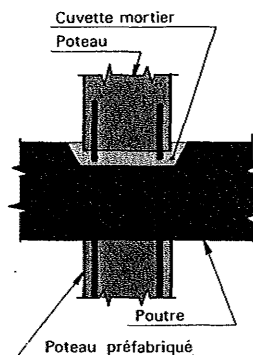
LIAISON POTEAU PLANCHER

6.2.3 - Cas des poteaux superposés

- Conditions**
- charges verticales centrées (compression simple)
 - dispositif de gougeonnage pour éviter tout déplacement relatif
 - joint réalisé avec faible épaisseur de mortier ≈ 2 cm

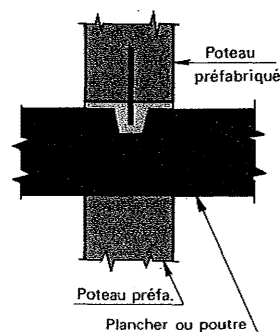
1^{re} solution : Joint débordant

Croquis 4



2^e solution : Joint non débordant avec cuvette de mortier

Croquis 5

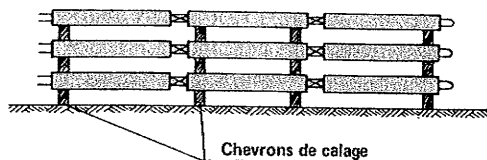


JOINT NON DÉBORDANT AVEC CUVETTE DE MORTIER

Voir « Structure avec poteaux préfabriqués et poutres préfabriquées » pour la mise en œuvre sur chantier.

7 Structure avec poteaux préfabriqués et poutres préfabriquées

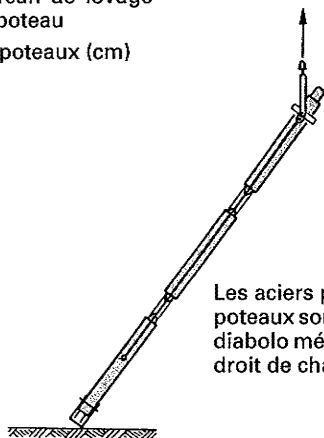
TRANSPORTS – MANUTENTION – STOCKAGE des poteaux B.A. préfabriqués



LEVAGE

Utiliser le carcan de levage pour lever le poteau

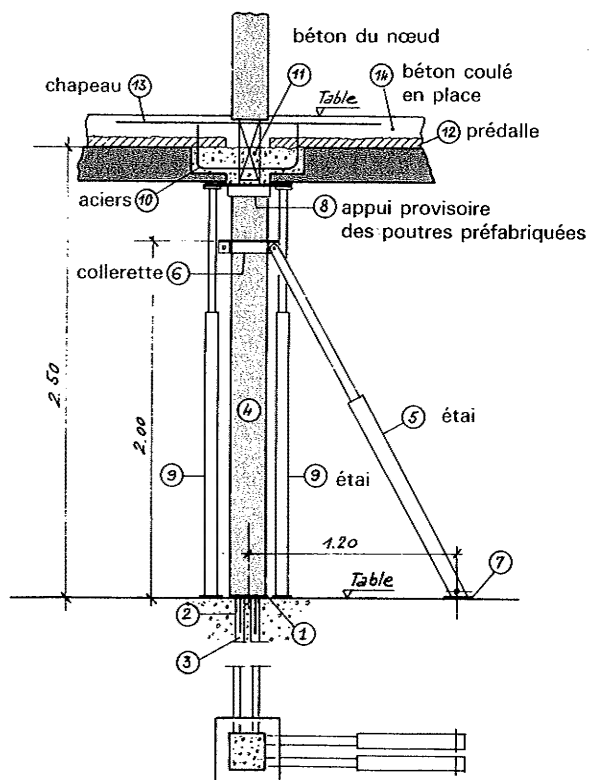
- Section des poteaux (cm)
20 x 20
25 x 25
30 x 30
- Hauteur de :
– 2 étages
– 3 étages
– 4 étages



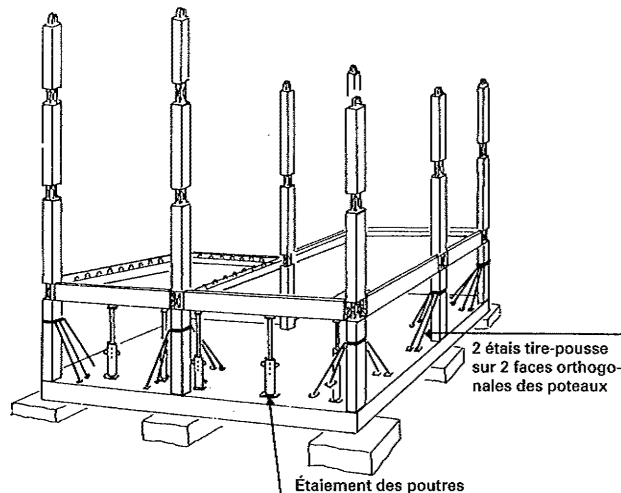
Les aciers principaux des poteaux sont raidis par un diabolé mécano soudé au droit de chaque nœud.

Nota : Utiliser le sabot de protection des aciers bas pour le relevage.

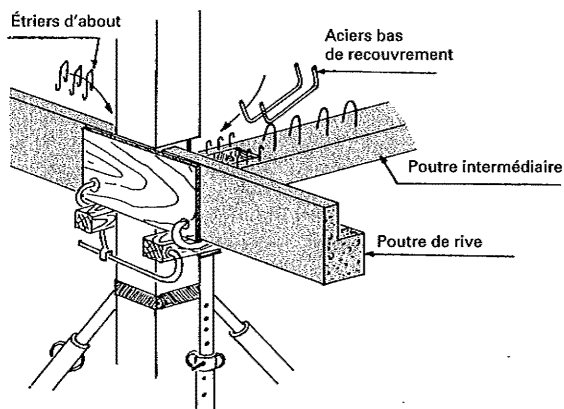
DÉTAILS DE MISE EN ŒUVRE



ÉTAIEMENT POTEAUX ET POUTRE



COULAGE DES NŒUDS



MISE EN ŒUVRE DES POTEAUX B.A. PRÉFABRIQUÉS (voir croquis ci-contre)

- (1) Mise en place des cornières de centrage en pied de poteau.
- (2) Fusée constituée de 4 tubes acier (procédé ARMATUBE).
- (3) Remplissage d'Emaco S.55.
- (4) Mise en place du poteau. Les aciers rentrant dans les tubes.
- (5) Tenue par étais tire-pousse 2 par face et sur 2 faces (4 étais au total) fixés sur le poteau par :
- (6) Collerette.
- (7) Douilles type « Vêmo » noyées dans la dalle.

(doc. P.P.B.)

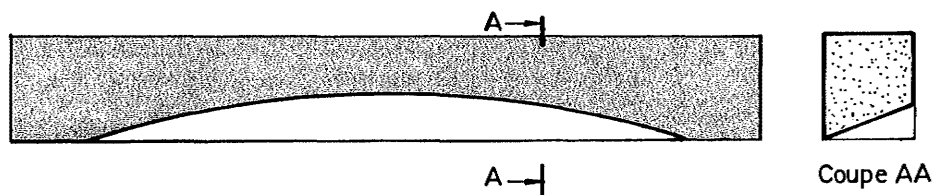
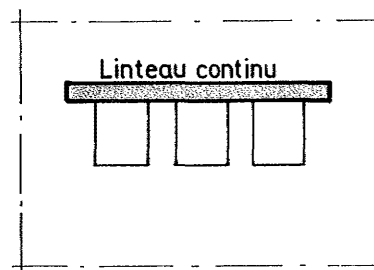
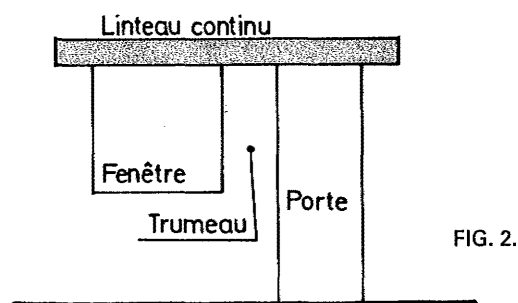
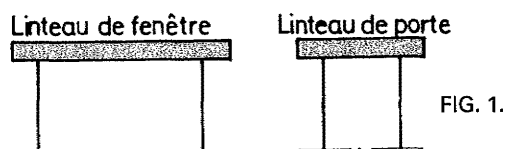


FIG. 4. – Linteau avec arête courbe du côté extérieur
et
arête rectiligne du côté intérieur.

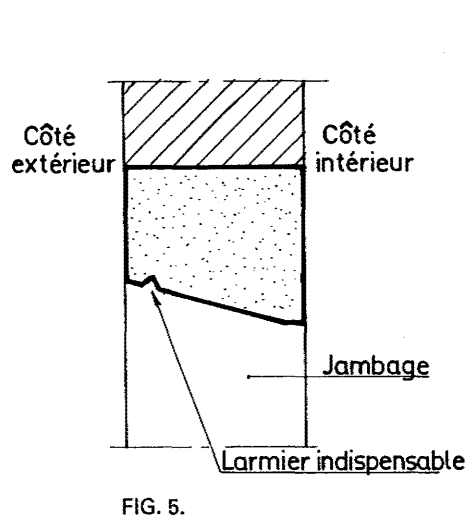


FIG. 5.

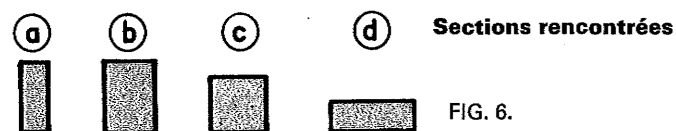


FIG. 6.

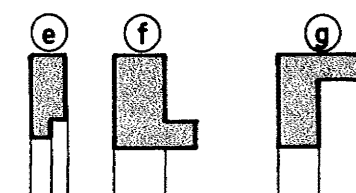


FIG. 7.

- ⓐ avec feuillure.
- ⓑ avec saillie à la partie inférieure.
- ⓒ avec saillie à la partie supérieure.

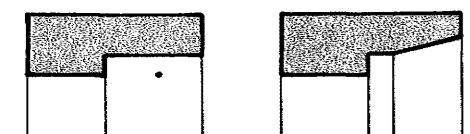


FIG. 8.

Linteaux pour
mur épais.

Avec ébrasement

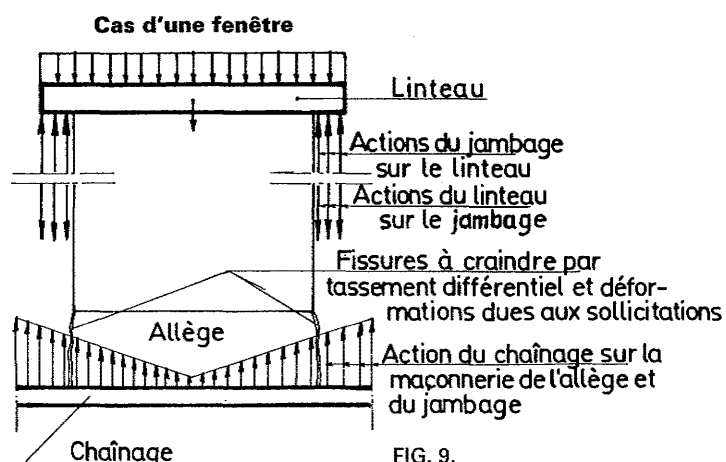


FIG. 9.

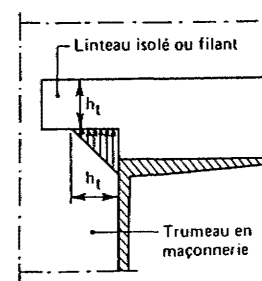


FIG. 9 bis.

La longueur d'appui du linteau est :
– ≥ 20 cm
– $\geq h_l$, h_s étant la hauteur
du linteau sur l'appui.

12. LINTEAUX EN B.A.

Le linteau est l'élément en béton armé qui limite l'ouverture de la baie à sa partie supérieure en prenant appui sur les jambages (fig. 1 à 3).

1 Rôles principaux

Les linteaux ont pour rôle :

- de relier les jambages et contribuer à leur stabilité (rôle de moise) ;
- de supporter les charges :
 - de la maçonnerie du mur de façade ou de refend ;
 - d'une partie de plancher (charges uniformément réparties) ;
 - d'une poutre (charges concentrées) ;

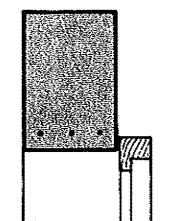
- de permettre le maintien des éléments fixes ou ouvrants de la baie ;
- d'assurer une relative isolation thermique et acoustique ;
- de permettre la mise en place et le passage des volets roulants ;
- de constituer parfois un élément décoratif par le revêtement incorporé ou une forme appropriée (anse de panier, arc surbaissé, etc.) (fig. 4 et 5).

2 Conditions de leur stabilité

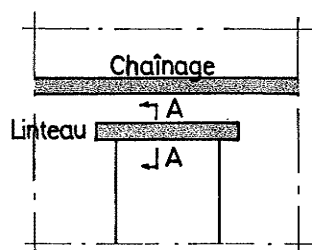
Les sections habituellement rencontrées font l'objet des figures 4 à 8.

Conditions	Éléments	Sollicitation	Règles pratiques
Résistance des supports	- Murs en blocs creux ou pleins en béton. - Murs en briques pleines ou creuses. - Murs en maçonnerie de moellons bruts ou appareillés. - Potelets en B.A. saillants, ou de l'épaisseur du mur, ou incorporés dans les éléments creux. - Jambages préfabriqués.	Compression <i>Figure 9.</i> Le diagramme des contraintes retenu est parfois de forme triangulaire sur une longueur égale à la hauteur du linteau. (D.T.U. n° 20-11.)	La qualité des supports (jambages) est en fonction des charges supportées par le linteau. La résistance admissible R_1 à la compression, ne doit pas être dépassée, soit : $R_1 = \frac{R}{4} \text{ (Résistance à l'écrasement.)}$
Repos de la surface d'appui suffisant	Surfaces portantes : - du linteau ; - de la maçonnerie.	- Compression. - Cisaillement dans le plan vertical aux extrémités du linteau en raison des charges inégalement réparties.	Longueur minimale d'appui : - 1/10 de la portée ; - au moins 20 cm.
Liaison avec les supports	- Linteau en B.A. - Terre cuite ou blocs de béton ou de pierres naturelles.	- Déversement latéral. - Glissement longitudinal ou transversal.	Aciers en attente dans les potelets en B.A. ou dans les poutrelles. Bonne adhérence, conforme au règlement B.A., entre matériaux différents.
Conformité de l'armature avec le mode de fonctionnement. <i>Figures 10 et 11</i>	- Linteau simplement appuyé. - Linteau avec un encastrement à l'une ou aux deux extrémités.	- Zones comprimées. - Zones tendues.	Aciers longitudinaux et transversaux indispensables dans les linteaux chaînages.

Coupe partielle A
Linteau faiblement armé.



Menuiserie simplement appliquée au linteau.



Le linteau est faiblement sollicité du fait de la présence du chaînage.

FIG. 10.

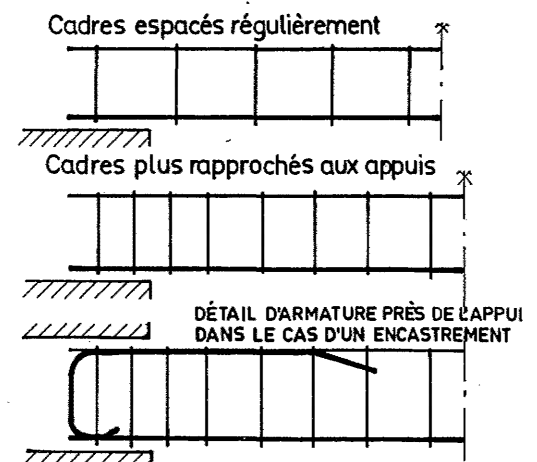
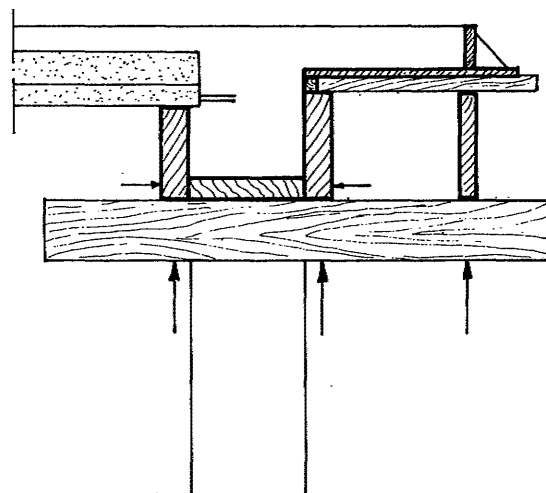
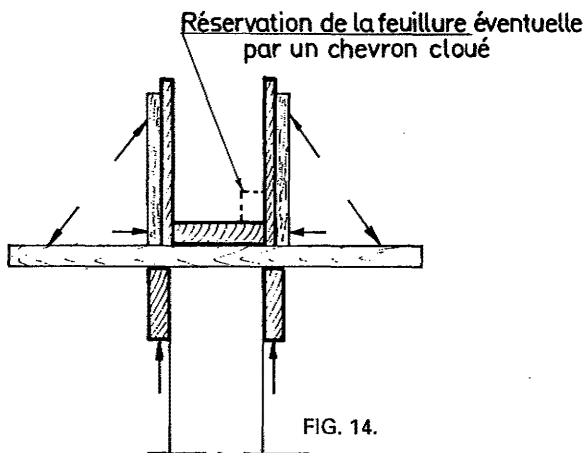
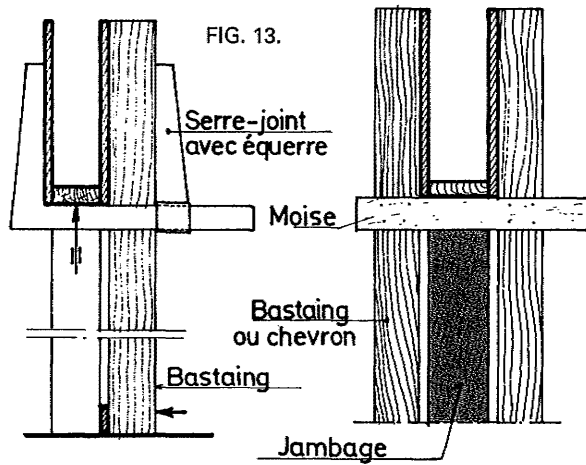
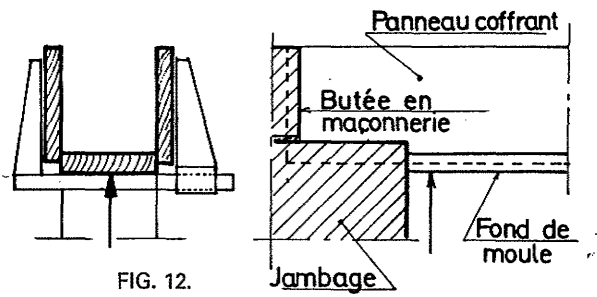


FIG. 11.



Linteau supportant un plancher et une corniche en béton armé.

FIG. 18.

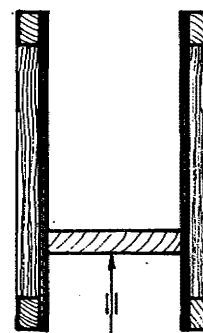
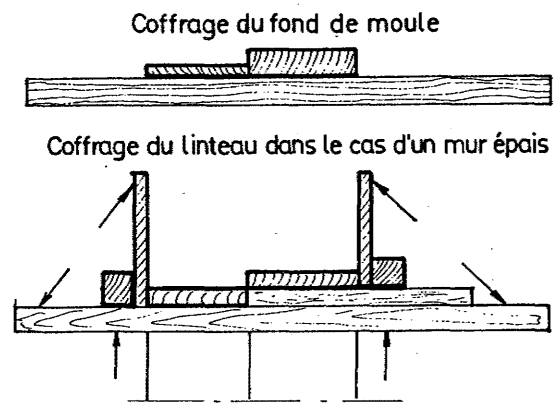
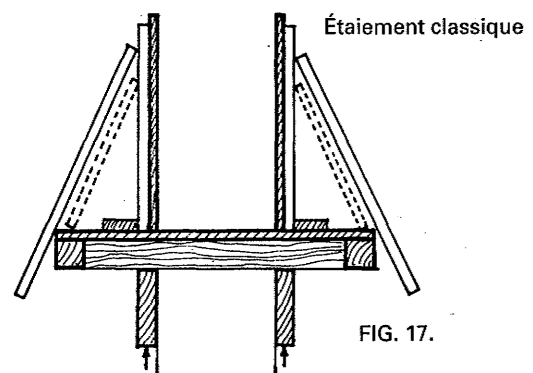


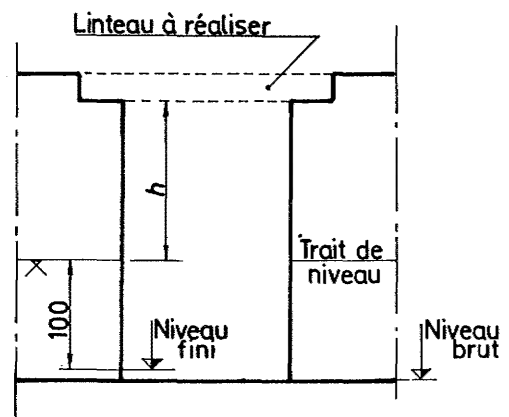
FIG. 16.

Panneaux coffrants ou banches.

Le réglage en hauteur du fond de moule s'effectue par le jeu des étais à vérin.



Fond de moule débordant par rapport aux panneaux verticaux.



Tenir compte de l'épaisseur d'enduit pour déterminer h .

FIG. 19.

3 Coffrage

3.1 La conception du coffrage dépend

De la disponibilité en matériaux :

- planches de 27, 34, 40 mm d'épaisseur ;
- madriers de 50 mm × 150 mm, 60 × 180, 80 × 200 de section ;
- panneaux de contreplaqué de 10, 15, 20 mm d'épaisseur ;
- banches préfabriquées, etc.

Du matériel :

- étais simples ou à chapeaux ;
- serre-joints avec ou sans équerre, à vis, à excentrique, à blocage, à clavettes ;
- poutrelles extensibles.

Des sections et des portées.

Des conditions relatives à la sécurité.

3.2 Les procédés habituels de coffrage du moule, compte tenu des facteurs précédents, font l'objet des figures 12 à 18.

3.3 Référentiel

Trait de niveau à + 1,00 m (fig. 19).

Niveau brut et niveau fini.

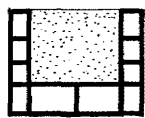


FIG. 20. – Béton coulé dans les éléments spéciaux en céramique.

La réservation de la feuillure est obtenue par suppression d'une alvéole.

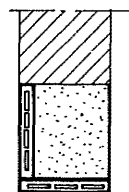


FIG. 21. Béton coulé contre un placage en terre cuite (ou en béton).

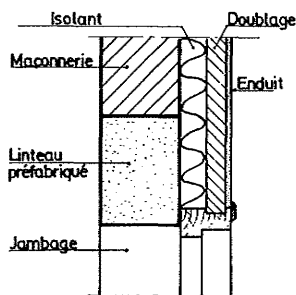
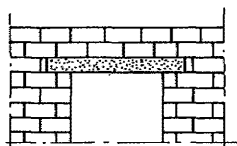


FIG. 22.



Linteau préfabriqué
FIG. 23.



Linteau évidé supprimant tout coffrage
FIG. 24.

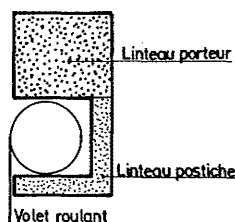


FIG. 25.

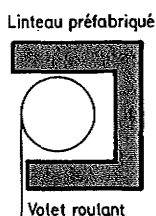


FIG. 26.

4 Coulage du béton

Le béton est dosé à raison de 300 à 400 kg/m³ et soigneusement vibré à l'aiguille vibrante.

Le décoffrage des joues peut s'effectuer après prise du béton.

Le fond de moule reste étayé jusqu'à durcissement du béton.

5 Réalisations diverses

5.1 Linteau en traditionnel avec feuillure

La feuillure est obtenue par un chevron cloué sur un parement ou par bris d'une cloison horizontale de terre cuite (revoir fig. 14 et fig. 20).

5.2 Linteau et arrière-linteau

Ils sont avec ébrasement dans le cas de mur épais (voir fig. 15).

5.3 Linteau-chaînage

Le linteau fait partie, dans ce cas, du chaînage ceinturant la construction (voir thème « les chaînages »).

Le béton est souvent coulé contre un placage en terre cuite (fig. 21) ou des planelles en bois.

5.4 Linteaux en ligne

Ils coiffent les meneaux sur une façade.

5.5 Linteau préfabriqué

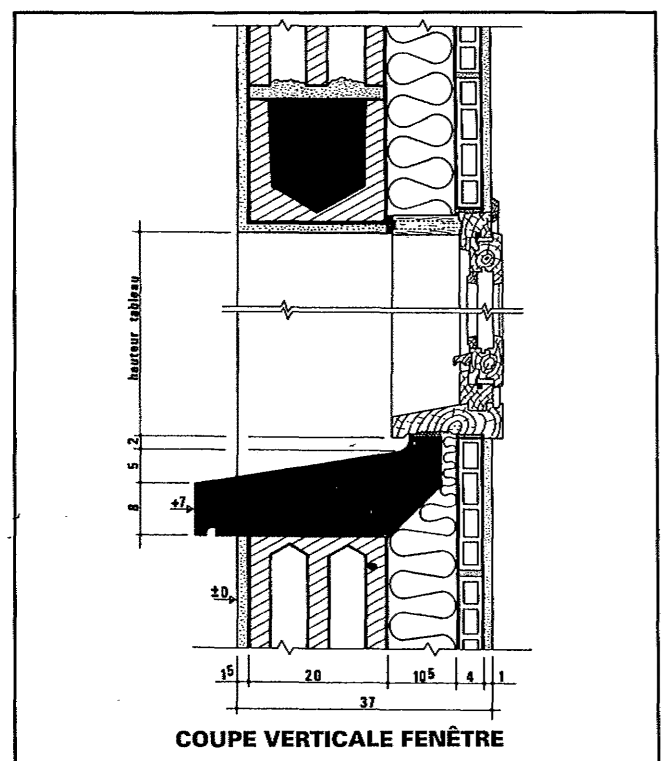
Il est simplement posé sur un lit de mortier (fig. 22 à 24).

5.6 Linteau spécial pour volets-roulants

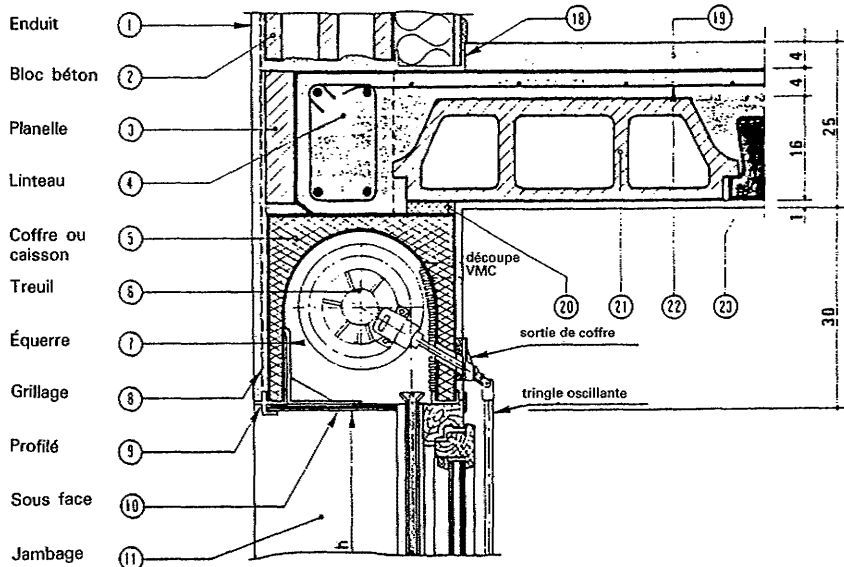
Voir figures 25 à 26.

Détail : Dispositions constructives

entre { linteau B.A.
appui de baie } et menuiserie bois.

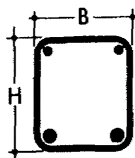


Prélinteau PPB.
Détails de la pose sur chantier.



OBSERVER les dispositions constructives :

- LINTEAU-CHAÎNAGE incorporé dans l'épaisseur du plancher.
- Caisson isolant pour volet roulant.

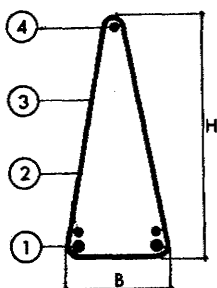
LT	B	H
 cadres Ø 5 TL e = 10	8	8
	10	10
	10	15
	10	20
	10	25
	10	30
	12	12
	12	15
	15	15
	15	20
 2 Ø 6 + 2 Ø 10 HA	15	25
	15	30
	20	20
	20	25
	20	30
	20	30
	30	30
LINTEAU		

LT	10	10
 cadres Ø 5 TL 1 Ø 6 + 2 Ø 10 HA	10	15
	12	12
	15	15
	15	20
	15	25
	15	30
	20	20
LINTEAU		

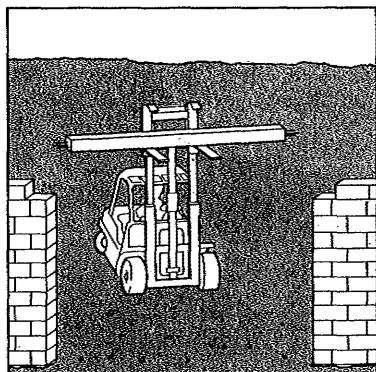
LT	4	7
 cadres Ø 5 TL e = 10 1 Ø 6 + 1 Ø 10 HA	4	10
	4	12
	4	15
	4	20
	4	25
	4	30
	4	35
LINTEAU		

Armatures standards préfabriquées (voir thème aciers).

(Extrait doc. Standarm)

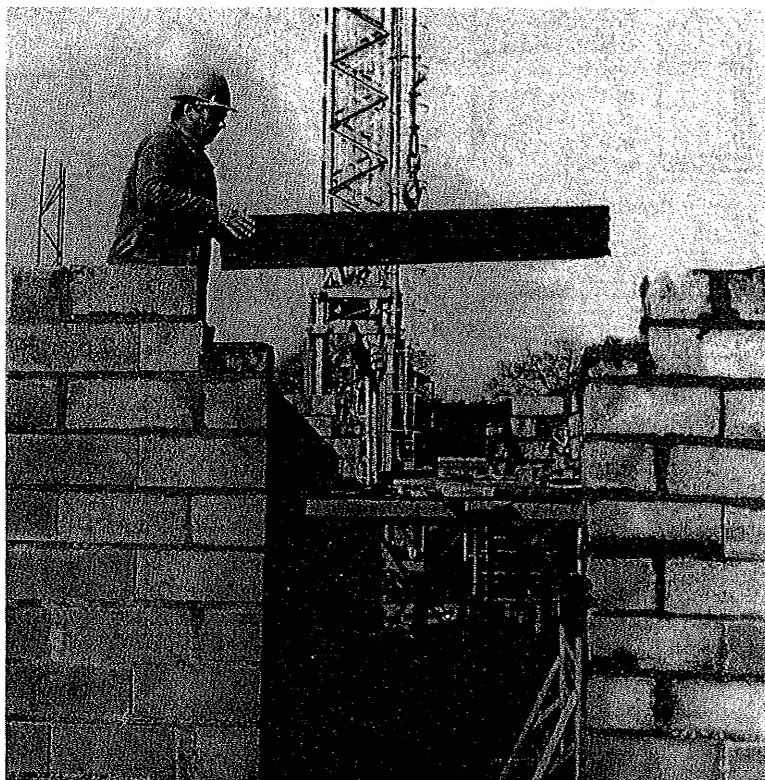


Armature de
 linteau de garage



Manutention-levage
 par chariot élévateur

(doc. P.P.B.)



Linteau préfabriqué moulé dans des blocs U.

5.7 Prélinteau

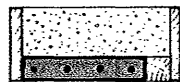
Le prélinteau est un élément préfabriqué précontraint avec acier en attente à chaque extrémité.

Cet élément est très utilisé dans le pavillon car il évite le coffrage du fond de moule.

Il est fabriqué dans les dimensions permettant son adaptation aux diverses épaisseurs de murs :

- les largeurs : 10, 15, 20, 25, 30, 35 cm ;
- les longueurs : 0,80 m à 3,20 m ≈ ;
- l'épaisseur constante : 5 cm.

Quelques dispositions constructives sont montrées sur les figures 27 à 32.



Coffrage avec réservation de la feuillure



FIG. 28.

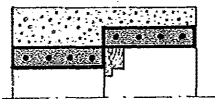


FIG. 29.

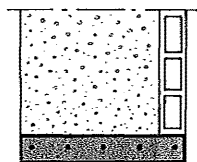
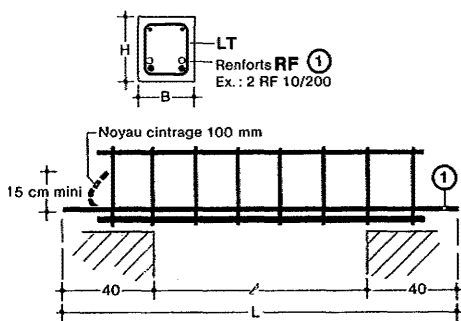


FIG. 30.

LINTEAU RENFORCÉ



Section transversale

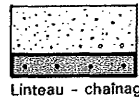
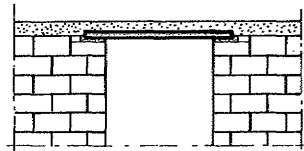


FIG. 27.



Prélinteau en fond de moule et armatures complémentaires actives pour supporter le plancher et les charges du mur de rive.

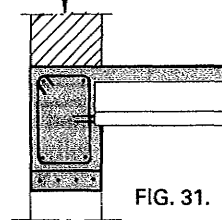
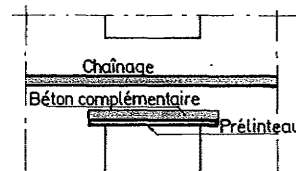


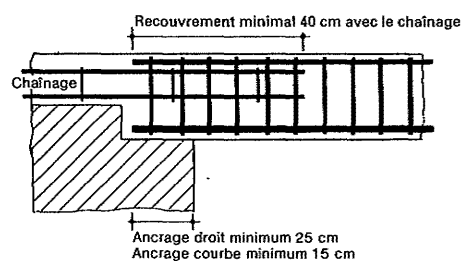
FIG. 31.



Élément de façade

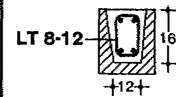
FIG. 32.

LIAISON LINTEAU-CHAÎNAGE

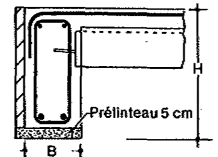


Linteaux avec habillage (Bloc U ou planelle)

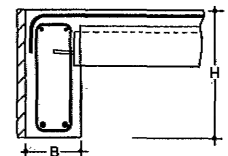
Linteaux réalisés avec blocs U



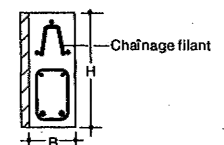
Linteau avec prélinteau et peau (planelles)



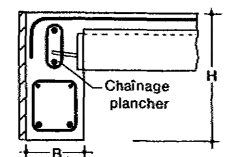
Linteau avec peau



Linteau en couronnement



Linteau en retombée



CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :	Réponses :
1° Quels sont les autres cas possibles rencontrés, différents de ceux des figures 1 et 2 ?	Série de petites fenêtres coiffées d'un linteau continu. Série de porte-balcon.
2° Pourquoi les jambages, supports de linteaux, doivent-ils être résistants ?	La réponse se déduit de l'observation de la figure 9.
3° Quelle est la largeur minimale d'un appui pour linteau ?	Au moins 20 cm. ≠ le 1/10 de la portée.
4° Justifiez la disposition des aciers, préconisée sur la figure 11.	Il s'agit de placer les armatures dans les zones tendues dans les différents cas.

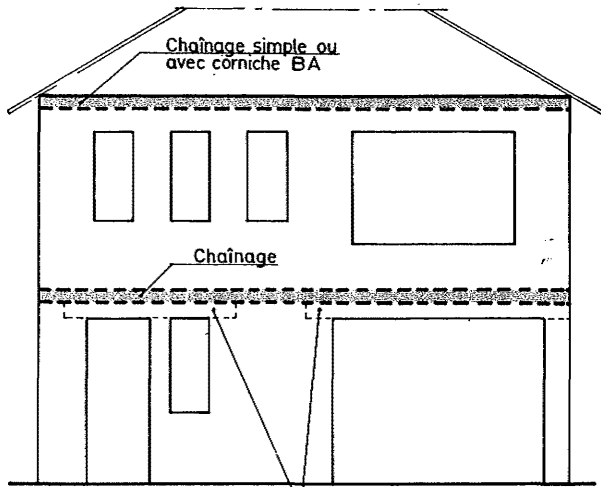


FIG. 1.

Linteaux isolés ou groupés, associés parfois au chaînage

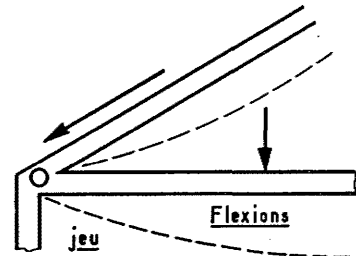


FIG. 2. - Opposition aux poussées.

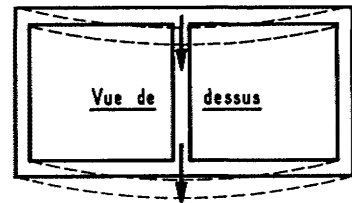


FIG. 3. - Déformation des murs sans chaînage.

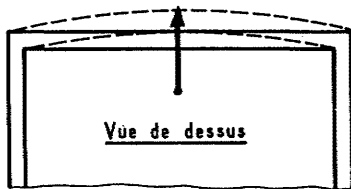


FIG. 4. - Déformation éventuelle due aux poussées.

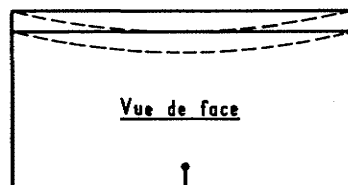


FIG. 5. - Déformation par flexion.

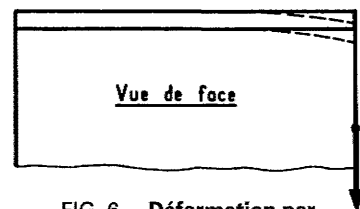


FIG. 6. - Déformation par flexion ou tassement à l'extrémité.

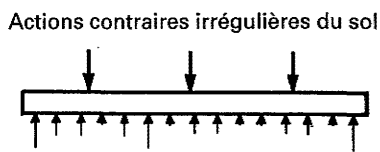


FIG. 7.

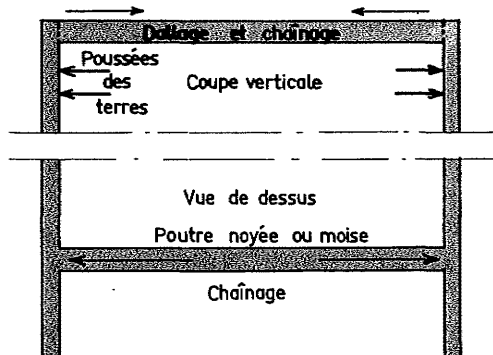


FIG. 8.

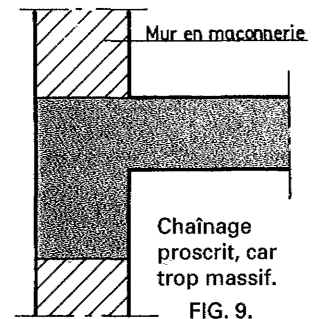


FIG. 9.

Chaînage sollicité en traction

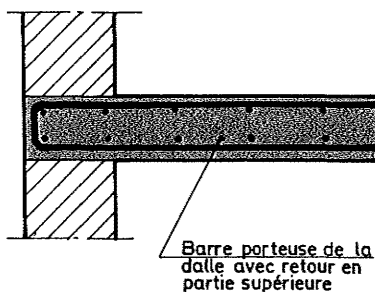


FIG. 10.

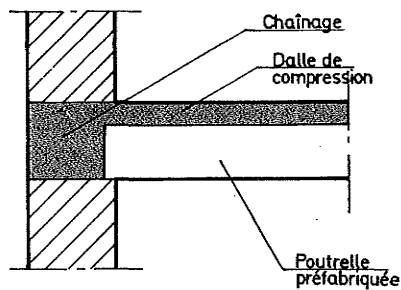


FIG. 11. - Chaîne de rive (plancher B.A.)

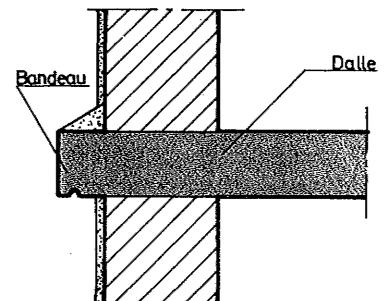


FIG. 12.

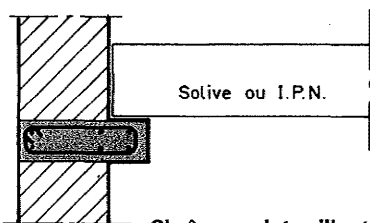


FIG. 13.

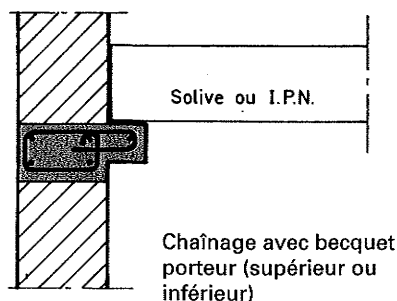


FIG. 14.

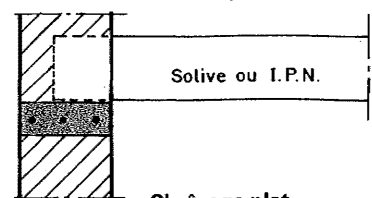
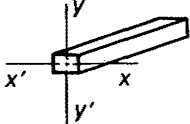


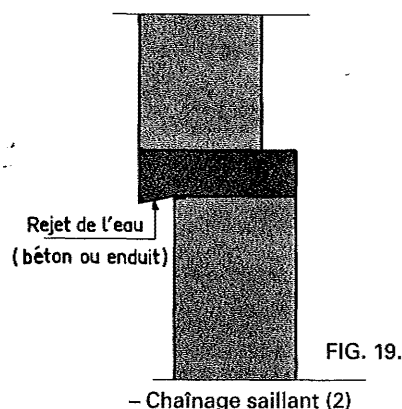
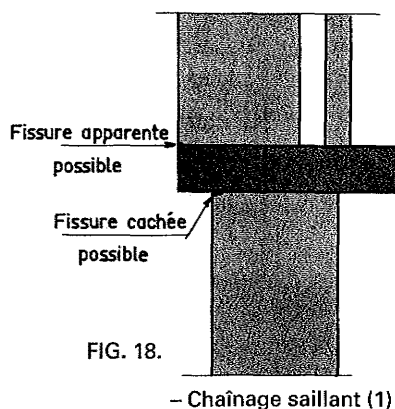
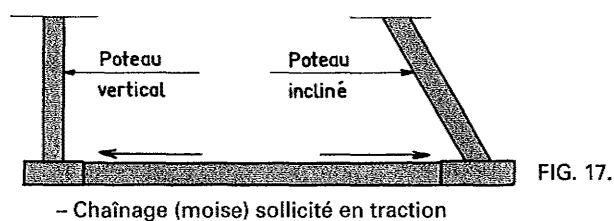
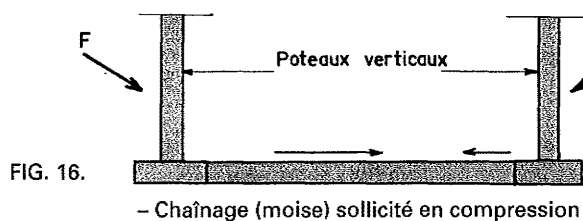
FIG. 15.

13. CHÂÎNAGES EN BÉTON ARMÉ

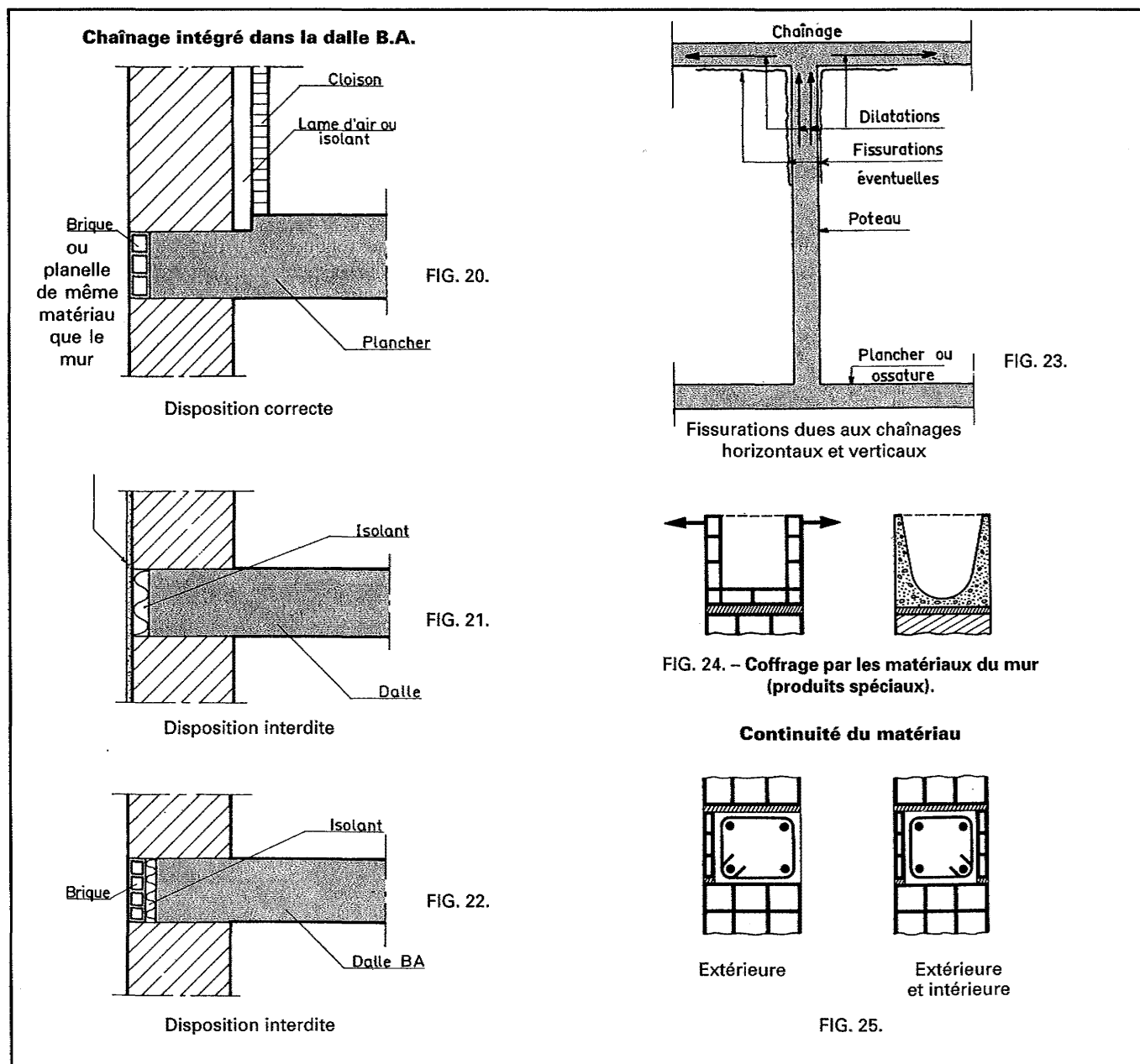
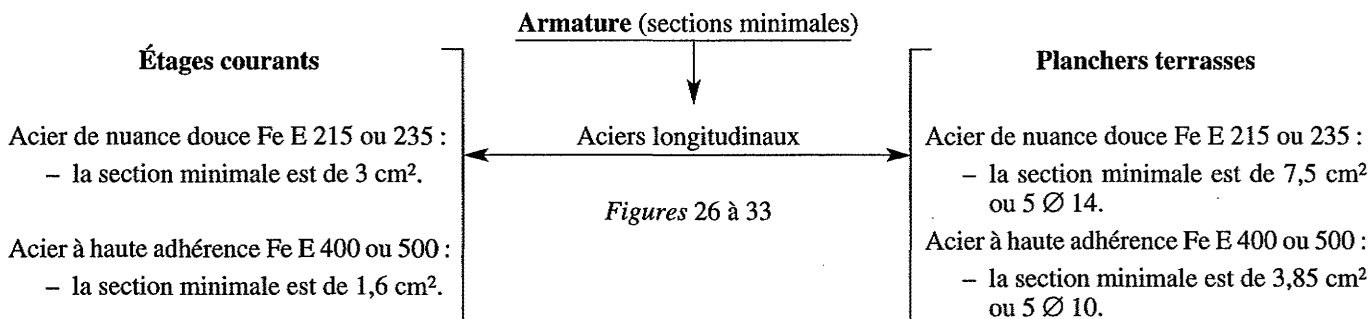
1 Chaînages horizontaux

Ils sont continus, en B.A., et ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend (voir fig. 1).

Stabilité des ouvrages en maçonnerie	Que veut-on ?	Pourquoi ?	Quels risques ?	Quelles sollicitations ?	Comment faire ?
	Buts recherchés	Causes	Déformations ou dégâts possibles	Effet	Solutions
	Liaison horizontale : – des murs ; – des poteaux. <i>Figures 2 à 8.</i>	1° Murs sollicités par des poussées : – horizontales : consécutives à la flexion des planchers ; – obliques : par exemple celles des charpentes. 2° Effort de traction dû à la dilatation des terrasses en B.A. 3° Mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou de l'effet des charges appliquées.	Allongement préjudiciable à la tenue des ouvrages. Désordres intérieurs : – sur les enduits ; – sur les faïences. Déplacement horizontal des semelles de fondation.	La mise en traction des maçonneries entraîne : – la fissuration ; – la pénétration de l'eau de pluie → humidité ; – les désordres dans les façades (lézards) ; – l'amoindrissement des résistances mécaniques des maçonneries. Efforts normaux et tranchants dans la structure et moments de flexion.	La section transversale des chaînages est limitée (<i>fig. 9</i>). La hauteur du chaînage peut être celle du plancher, qui lui est associé (<i>fig. 10 à 12</i>). Dans le cas de solivage, des chaînages plats sont réalisés (<i>fig. 13 à 15</i>). Confection d'un buton ou moise en B.A. (<i>fig. 16 et 17</i>) : – chaînages judicieusement armés ; – agencement des dispositions (<i>fig. 18 et 19</i>)
	Rigidité longitudinale. 	Poussée latérale du vent, des terres. Tassement différentiel.	Gauchissement des murs.	Flexion suivant les axes $y'y'$ et $x'x$. La zone tendue des maçonneries peut se trouver soit : – du côté intérieur ; – du côté extérieur.	Le constructeur doit tenir compte du risque de fissuration de l'enduit entre les maçonneries et les chaînages en B.A. (matériaux différents). Les aciers seront placés de façon que le chaînage travaille en : – raidisseur vertical ; – raidisseur horizontal.



Stabilité des ouvrages en maçonnerie	Que veut-on ?	Pourquoi ?	Quels risques ?	Quelles sollicitations ?	Comment faire ?
	Buts recherchés	Causes	Déformations ou dégâts possibles	Effet	Solutions
	Limitation des effets du retrait, de la dilatation et des pertes calorifiques. Bonne tenue des enduits.	Changement alterné des températures : été → hiver, jour → nuit, face exposée → face non exposée.	Allongement et raccourcissement alternés.	Id°	Habillage extérieur. Éléments spéciaux. <i>Figures 20 à 25.</i>



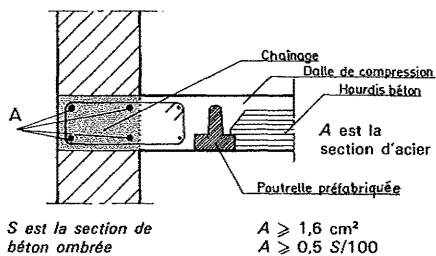


FIG. 26. - Section utile S.

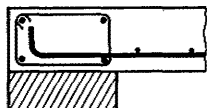


FIG. 27. - Chainage incorporé dans l'épaisseur du plancher.

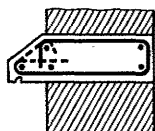


FIG. 28. - Chainage-bandeau.

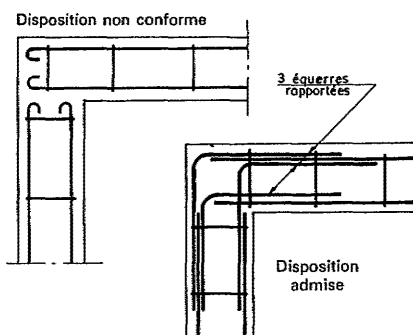


FIG. 29. - Chainage horizontal (détail d'angle).

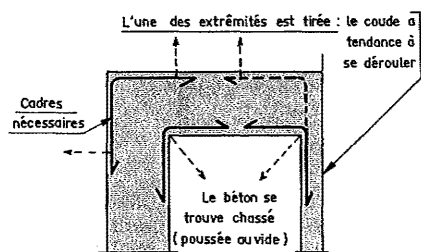


FIG. 30.

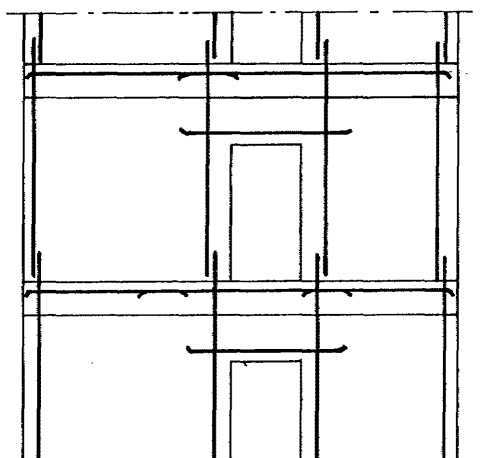
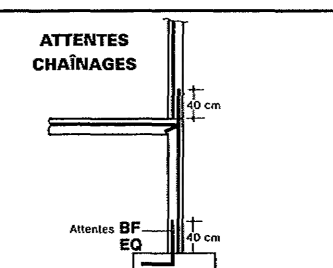
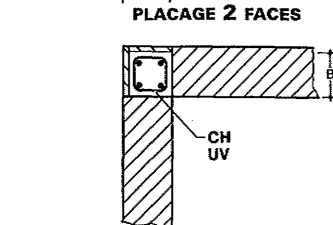
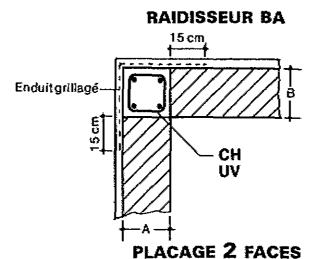
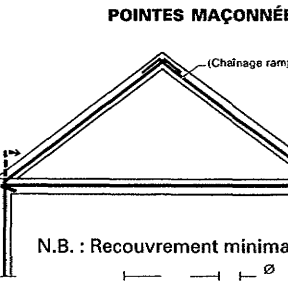
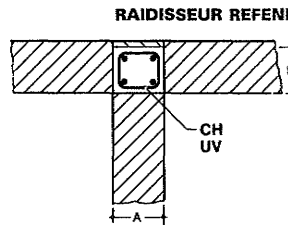
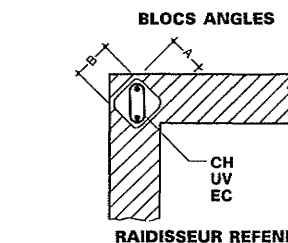


FIG. 31. - Coupe verticale schématique montrant les chaînages horizontaux de planchers et les chaînages verticaux.

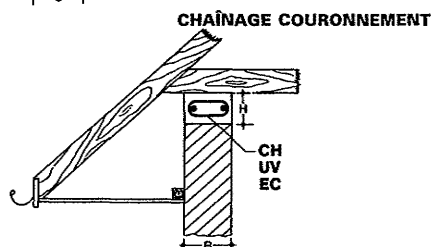
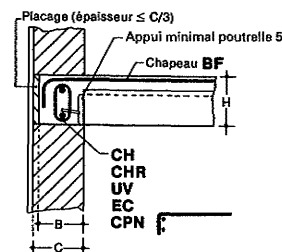
MURS MAÇONNERIE : CHAÎNAGES VERTICAUX / ÉTAGE COURANT



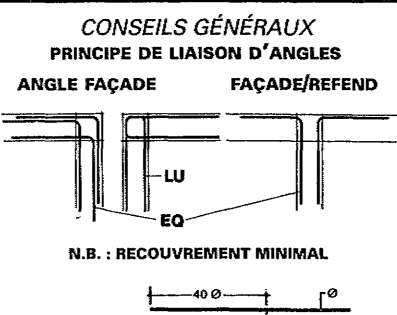
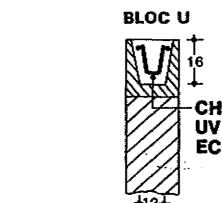
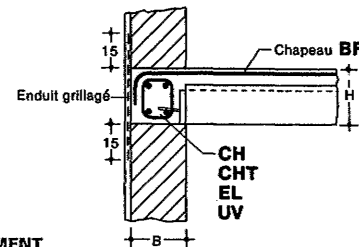
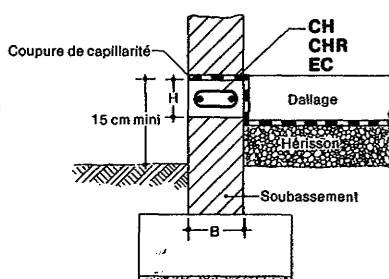
Prescriptions de mise en œuvre :

- Section minimale de chaînage équivalente à 2 HA 10 Fe E 500, soit 1,56 cm²
- Recouvrement d'étage à étage : 40 cm
- Préconisation d'un matériau de placage pour l'habillage extérieur avant enduit

MURS MAÇONNERIE : CHAÎNAGES HORIZONTAUX / ÉTAGE COURANT



CHAÎNAGES HORIZONTAUX TERRE-PLEIN



Prescriptions de mise en œuvre :

- Section minimale de chaînage équivalente à 1,56 cm² d'acier
 - soit 2 HA 10 Fe E
 - soit 3 HA 8 de nuance Fe TE E 500 ou Fe E 500
 - soit 4 HA 7 Fe TE 500
- Recouvrement minimal 50 fois le diamètre de l'acier
- Habillage extérieur par un matériau de même nature que le mur (bloc béton U ; planelle de 5 cm d'épaisseur ; 1/2 U en rive de plancher par exemple)

COLLECTIF

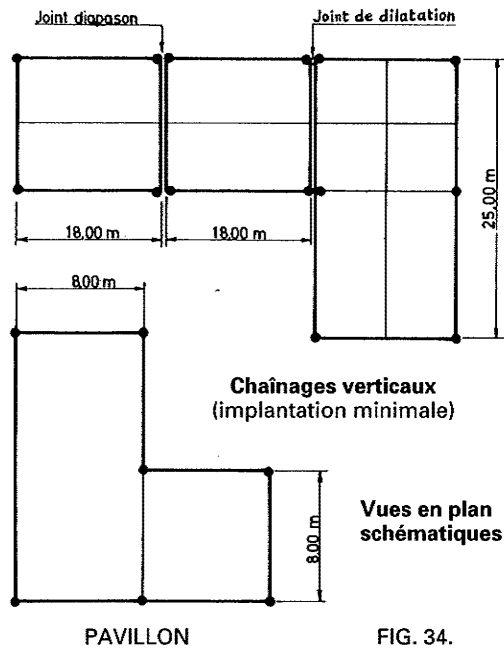


FIG. 34.

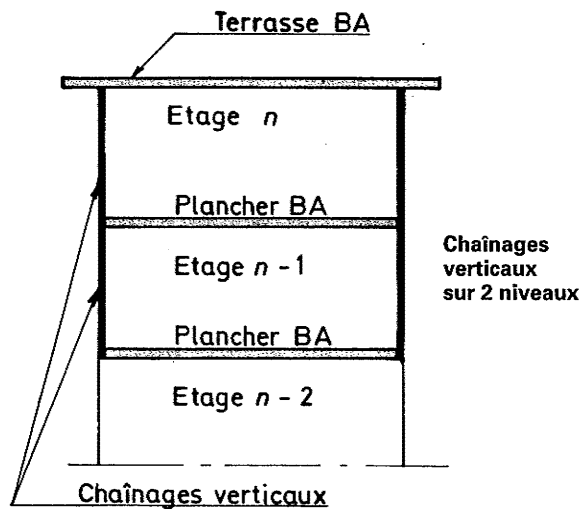
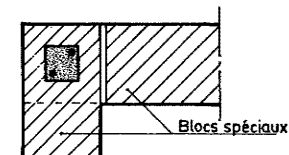
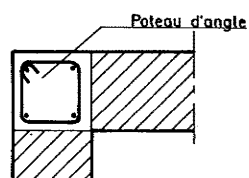


FIG. 35. - Cas d'un bâtiment avec terrasse.

Chaînage vertical

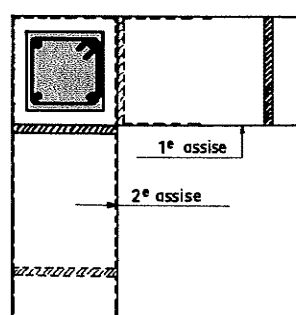


Disposition correcte



Disposition interdite
FIG. 37.

FIG. 38.



Chaînage vertical en angle
(agglomérés spéciaux)

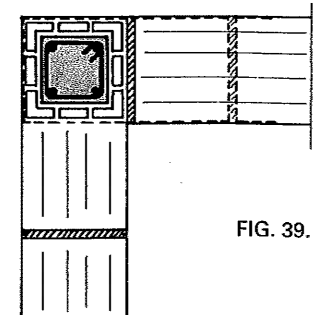
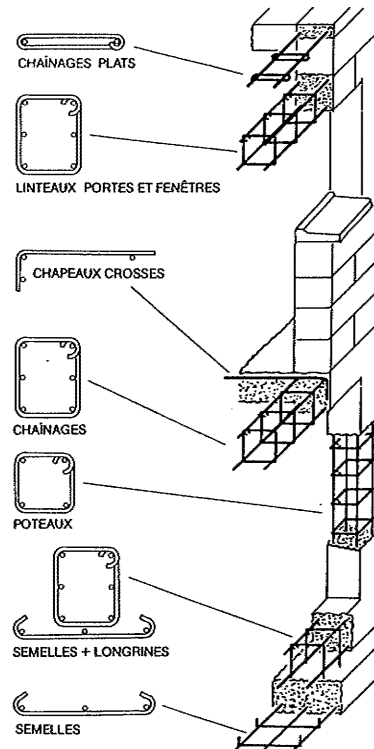


FIG. 39.

Chaînage vertical
(briques creuses spéciales)

ARMATURES CLASSIQUES D'UN BÂTIMENT



Un bâtiment a de multiples chaînages constitués :

- horizontalement par { semelles de fondations
planchers
couronnement
- verticalement par { poteaux B.A.
chaînages verticaux incorporés

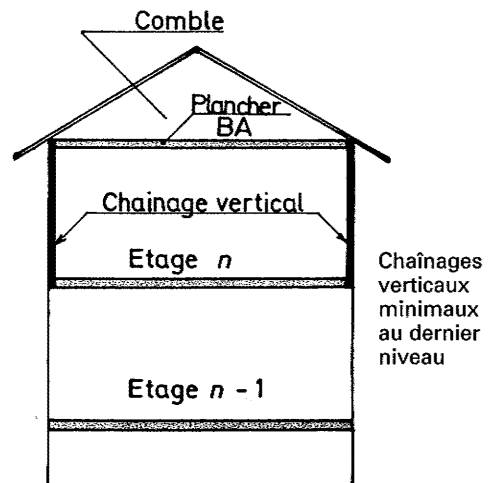


FIG. 36. - Cas d'un bâtiment avec comble.

Chaînages
verticaux
minimaux
au dernier
niveau

Les aciers transversaux servent à maintenir les aciers longitudinaux en position et ont le même rôle que dans une poutre. Dans le cas des chaînages avec saillies pour porter les solives, ils sont alors porteurs et travaillent surtout au cisaillement.

2 Chaînages verticaux

Ils sont réalisés dans les angles saillants et rentrants des maçonneries et de part et d'autre des joints de fractionnement du bâtiment.

Où !

Situation des chaînages

Cas d'un immeuble avec toiture-terrasse B.A. :

- Ils sont placés dans la hauteur des deux derniers niveaux.

Figures 34 à 36 et revoir fig. 30

Cas d'une maison individuelle avec un comble :

- Ils sont placés dans la hauteur du dernier étage.

Comment ?

Réalisation des chaînages

Les chaînages verticaux constituent de simples liaisons et n'interviennent pas nécessairement comme des poteaux d'ossature. Ils sont réalisés soit :

- en utilisant de préférence des blocs spéciaux (fig. 37 à 39) ;
- en utilisant un habillage extérieur en terre cuite ou en béton.

Avec quoi ?

Armature

La section minimale d'acier est de $1,6 \text{ cm}^2$ ($2 \text{ } \varnothing 10$) avec des aciers à haute adhérence Fe E 400 ou 500. Des ancrages par retour d'équerre dans les planchers ou les chaînages horizontaux assurent leur efficacité. Les recouvrements sont établis pour assurer la continuité (fig. 30, fig. 40).

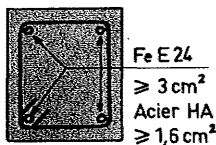
Remarques :

Les chaînages horizontaux et verticaux, ainsi que le remplissage en maçonnerie, contribuent au contreventement des murs pignons et à la stabilité générale de l'édifice (voir fig. 30).

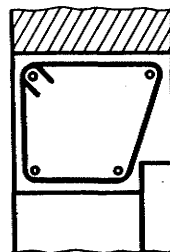
Le fonctionnement du complexe ci-dessus est étudié dans le thème des « murs ». (Tome « Travaux de construction », chapitre 13).

Les linteaux sont parfois associés au chaînage (voir fig. 1 et 41).

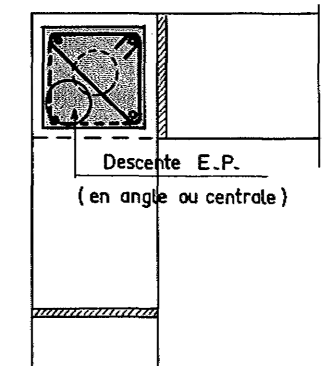
Le tuyau de descente passe parfois dans le chaînage vertical d'angle (fig. 42).



Armature minimale d'un chaînage
FIG. 40.



Chaînage-linteau
FIG. 41.



Chaînage vertical enrobant la descente d'eau pluviale
FIG. 42.

QUESTIONNAIRE

1° Quelles sont les actions qui s'exercent sur les chaînages :

- actions extérieures à l'immeuble ?
- actions provenant de l'immeuble lui-même ?

2° Pourquoi les fissures ont-elles tendance à se produire au voisinage des chaînages horizontaux et verticaux ? Aidez-vous des figures 8 et 23.

3° Quelle est la section minimale d'acier Fe E 500 à placer dans les chaînages horizontaux et verticaux ?

4° Pourquoi les dispositions données sur les figures 21 et 22 sont-elles interdites ?

5° Donnez les avantages et les inconvénients de l'association linteaux-chaînages ?

VUE PERSPECTIVE D'UNE STRUCTURE POTEAUX-POUTRES

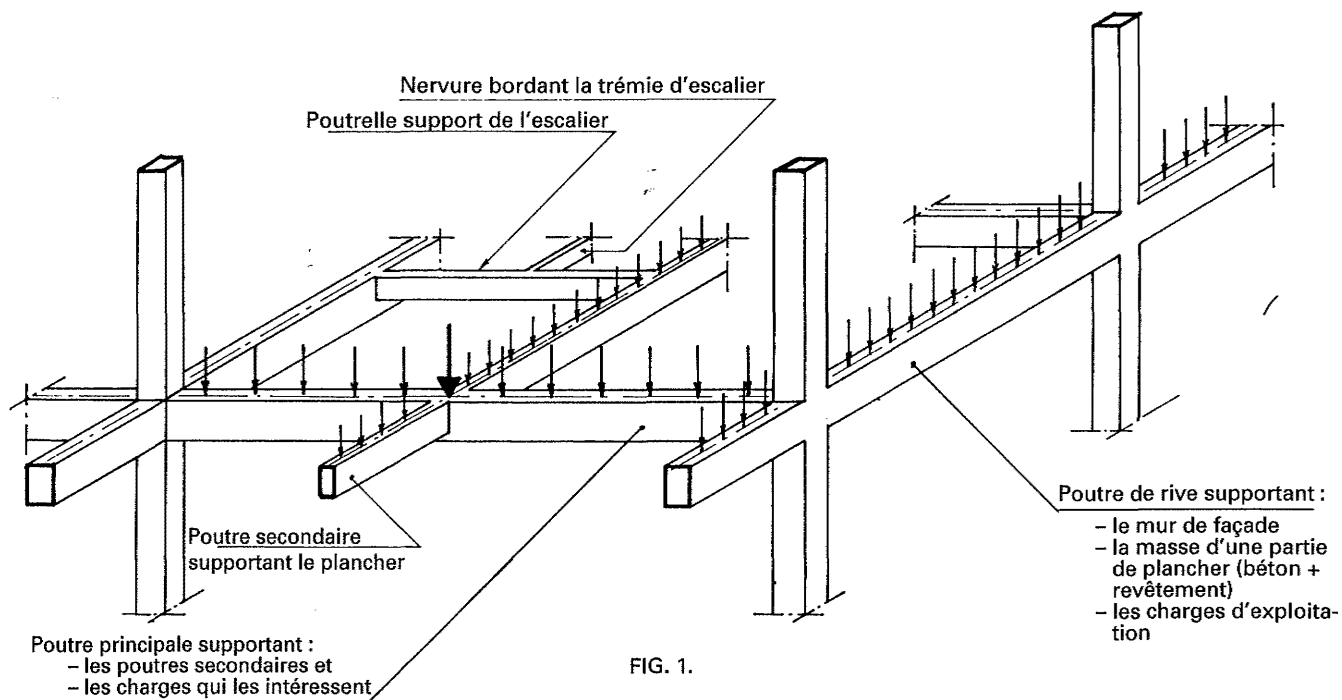
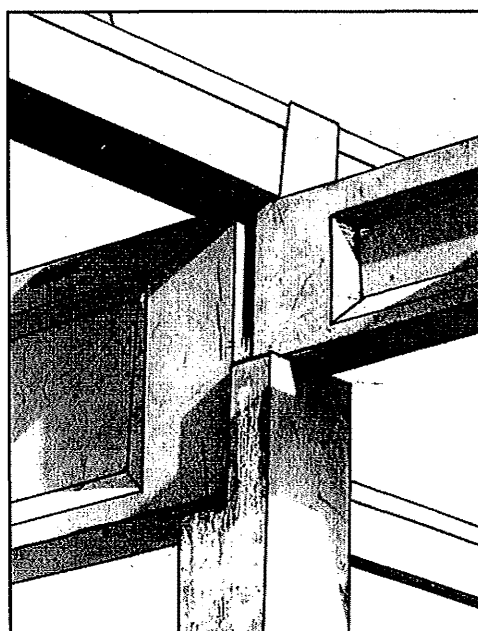


FIG. 1.



Assemblage de poutres préfabriquées au droit d'un poteau B.A.

(Doc. système Ergon)

POUTRES



poutre de section trapézoïdale - hauteur constante : panne



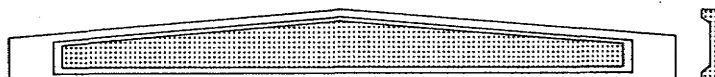
poutre de section rectangulaire - hauteur constante : panne, poutre de toiture, poutre de plancher



poutre de section rectangulaire - hauteur constante : poutre de plancher



poutre de section en I - hauteur constante : poutre de toiture



poutre de section en I - hauteur variable : poutre de toiture

PLANCHERS



dalle de plancher nervurée : plancher, toiture terrasse

FIG. 2.

Poutres préfabriquées en béton armé ou en béton précontraint.

L'organisation des chantiers fait apparaître :

- la réalisation directe et complète sur chantier des coffrages et bétonnage de poutres ;
- la préfabrication des poutres sur chantier ou en usine qui nécessite ensuite leur mise en place ;
- l'armature est :
 - soit préfabriquée entièrement,
 - soit préfabriquée partiellement (cadres et étriers façonnés et barres coudées) et assemblée sur chantier,
 - soit façonnée et assemblée sur chantier (poste de ferrailage).

14. POUTRES EN B.A.

1 Problèmes posés au constructeur par les poutres

Prenons un exemple : un étage quelconque dans un immeuble.

Le constructeur est conduit à prévoir :

1.1 La transmission des charges verticales résultant du poids des éléments constituant la construction (fig. 1) :

- les murs de façades ou de refends ;
- les cloisons ;
- les planchers ;
- les escaliers, etc. ;

ainsi que les charges d'exploitation, q_1 , q_2 , etc.

1.2 La transmission des poussées horizontales (vent ou autres causes, dissymétrie, poussées des terres).

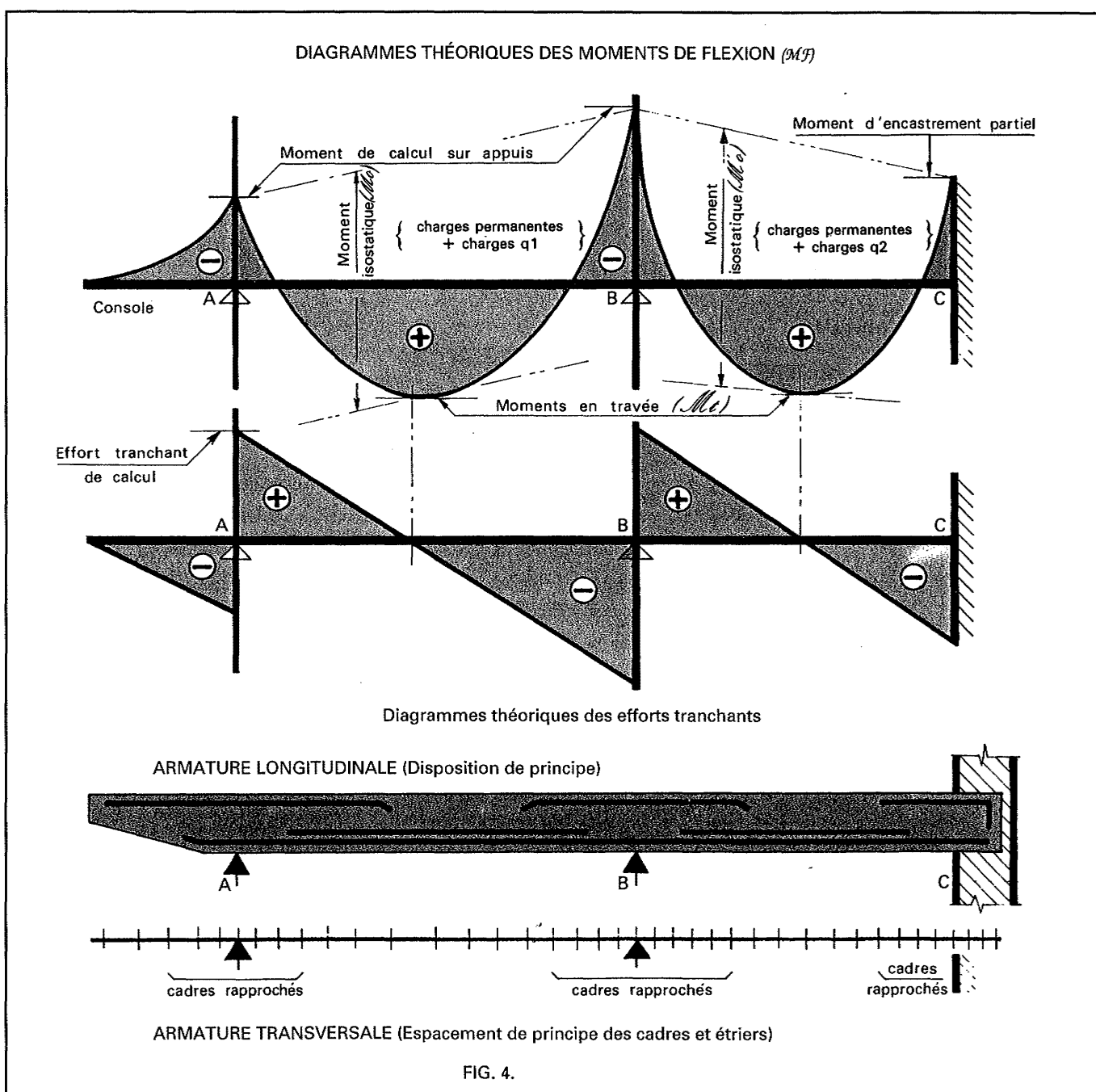
1.3 Les liaisons sur appuis isolés (poteaux) ou sur appuis continus (murs) (fig. 2)

1.4 La conception et la détermination des diverses sections des poutres en B.A. suivant le rôle et le fonctionnement des éléments constitutifs. (Voir principes généraux du B.A. page 46.)

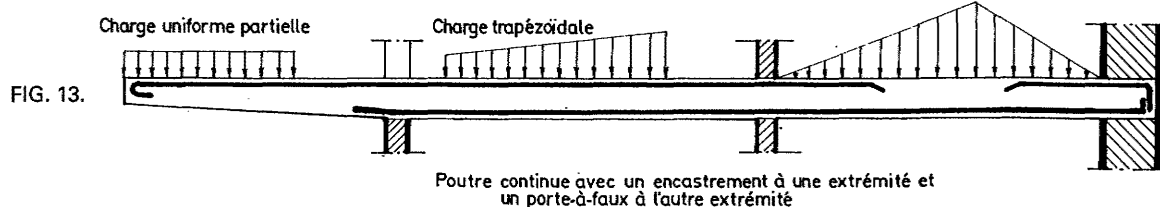
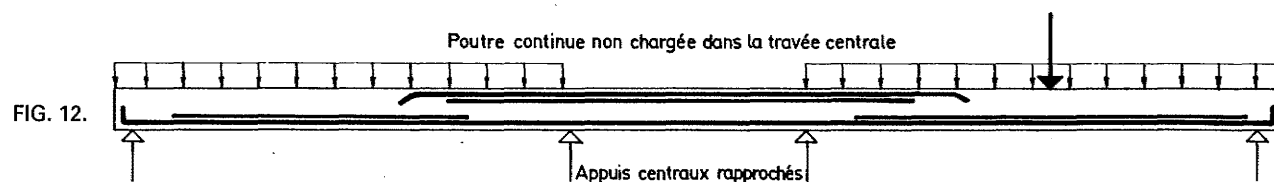
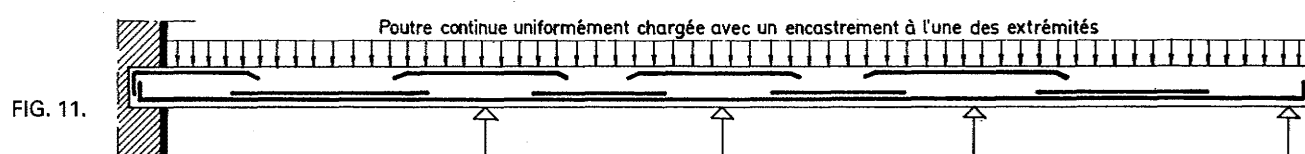
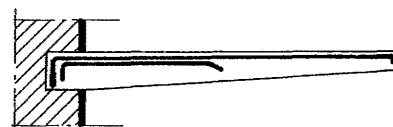
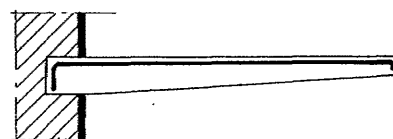
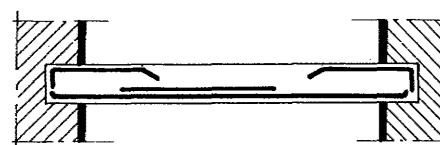
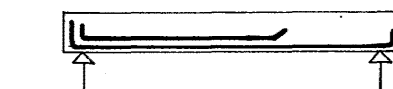
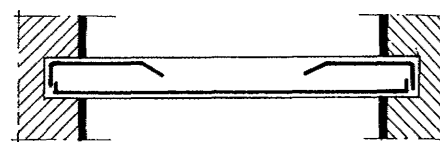
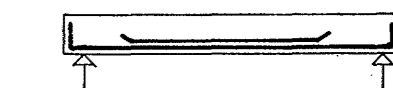
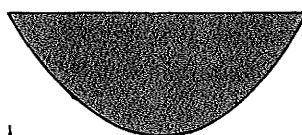
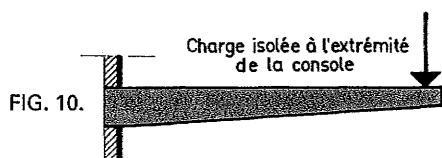
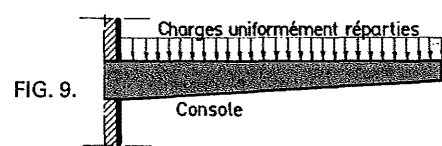
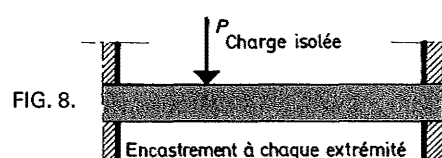
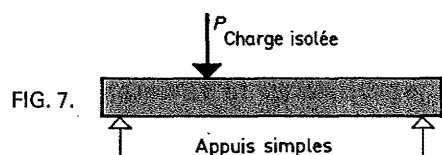
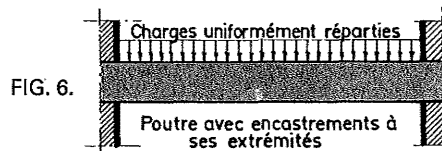
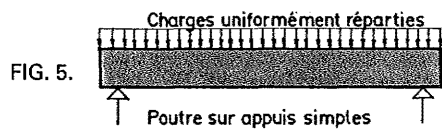
1.5 L'exécution des ouvrages

- le coffrage ;
 - l'armature ;
 - le bétonnage ;
 - le décoffrage.
- Poutres non préfabriquées
• Poutres préfabriquées soit directement sur chantier soit en usine.

1.6 La stabilité et la résistance mécanique des ouvrages élémentaires associés : poteaux, poutres, planchers.



CAS DE CHARGES

DIAGRAMMES DES
MOMENTS FLÉCHISSANTSDISPOSITIONS
CONSTRUCTIVES

SCHÉMAS DE PRINCIPE

2 Quels sont les appuis rencontrés ?

2.1 Les actions des appuis sur les poutres influencent leur fonctionnement (voir les schémas de principe, fig. 5 à 13)

Il y a lieu de distinguer la poutre :

- sur appuis libres à chaque extrémité ;
- avec encastrement à chaque extrémité ;
- avec un encastrement et l'autre extrémité libre ;
- avec encastrement à une seule extrémité (console) ;
- sur appuis multiples : poutre reposant sur plusieurs poteaux ou plusieurs murs, ou plusieurs puits (fig. 14 à 19) ;
- sur semelle de répartition si le mur ne résiste pas à un effort trop localisé (fig. 20).

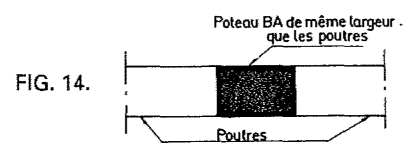


FIG. 14.

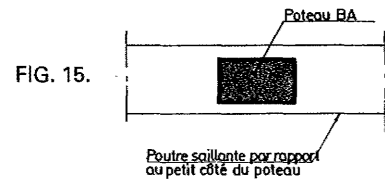


FIG. 15.

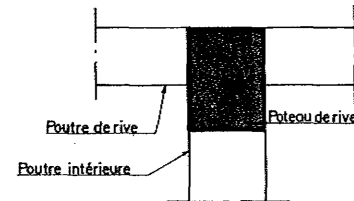


FIG. 16.

DIFFÉRENTS CAS RENCONTRÉS D'APPUI DE POUTRES (schémas de principe fig. 14 à 19)

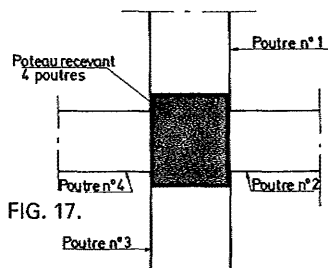


FIG. 17.

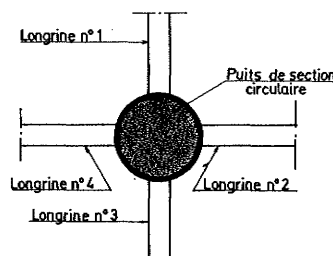


FIG. 18.

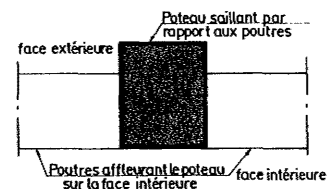


FIG. 19.

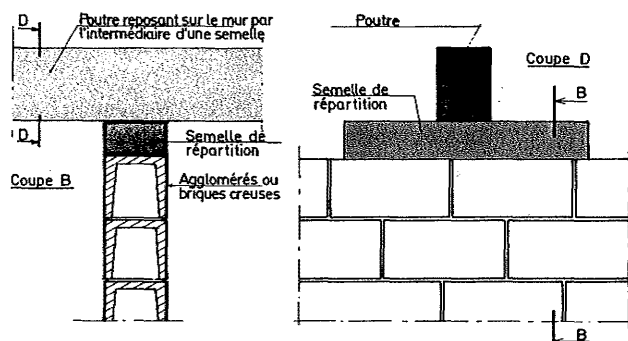
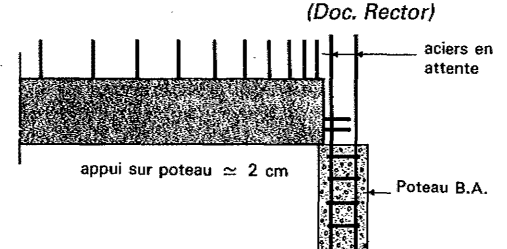
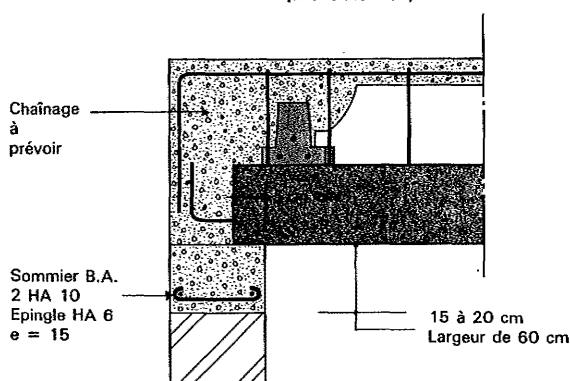


FIG. 20. - But recherché : répartir la charge pour éviter la fissuration des maçonneries.

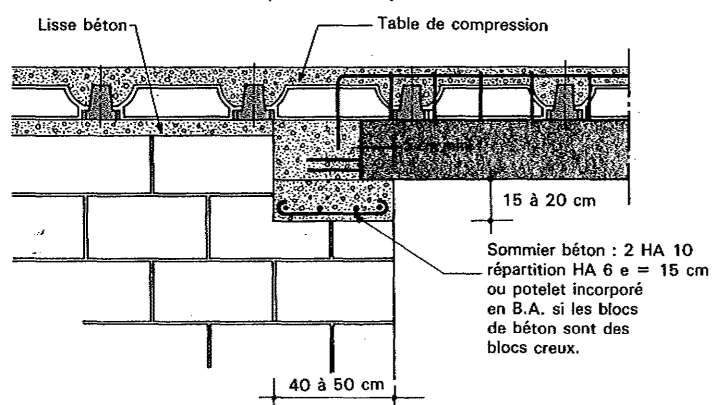
Appuis de poutres préfabriquées sur des poteaux en béton armé (Doc. Rector)



Appuis de poutres préfabriquées sur des murs de façade maçonnés (Doc. Rector)



Appuis de poutres préfabriquées sur des refends porteurs (Doc. Rector)



2.2 Nature des appuis

Les appuis rencontrés peuvent être :

- en maçonnerie de moellons, de blocs pleins ou creux en béton ;
- en béton (fig. 21) ;
- en béton armé, sans armature en attente (fig. 22 à 24) ;
- de formes diverses suivant les nécessités de la construction (fig. 25 à 28).

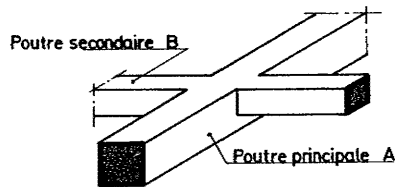


FIG. 21.

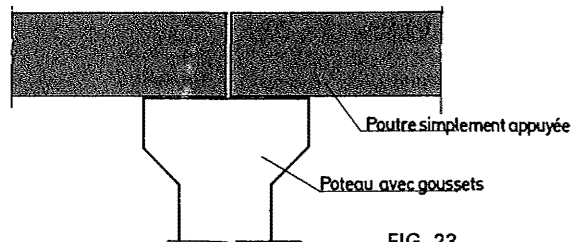
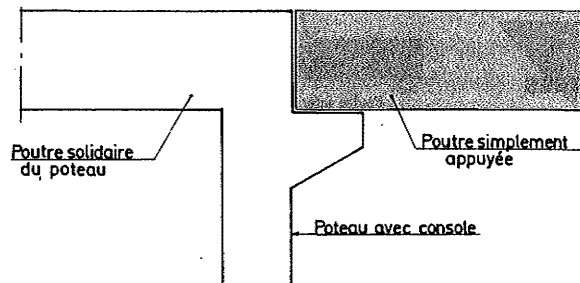


FIG. 23.

FIG. 24.

Poutre avec joint de dilatation et retrait.

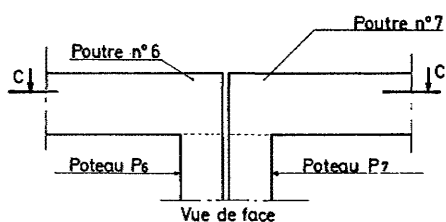


FIG. 25. - Cas d'un joint de dilatation.

Se reporter aux pages 118 et 168 pour les fonctions poteaux-poutres et le livre *Travaux de construction* chapitre 22 : « Poutres précontraintes » pour le croisement des poutres sur les poteaux

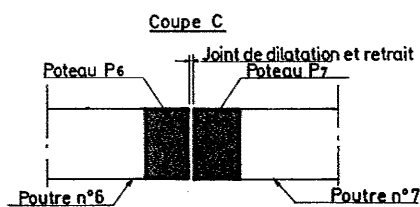


FIG. 26.

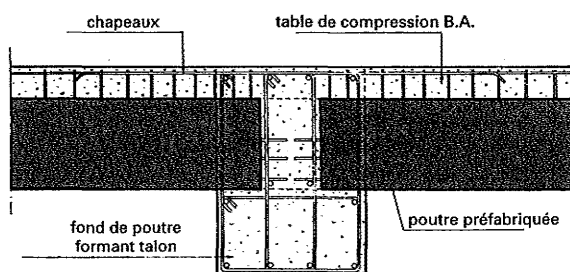


FIG. 29. - Poutre porteuse et poutres préfabriquées.

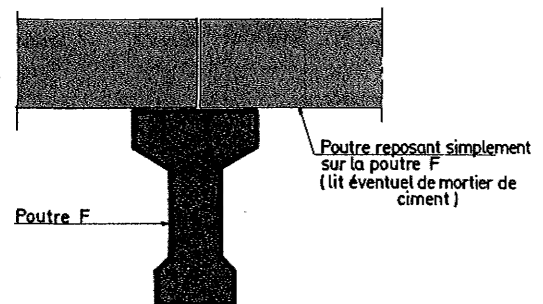


FIG. 27. - Appui sur poutre principale.

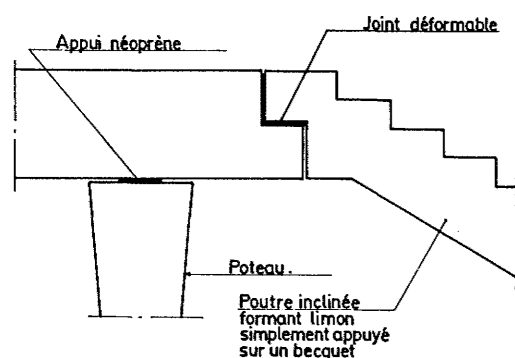


FIG. 28. - Appui d'un escalier préfabriqué.

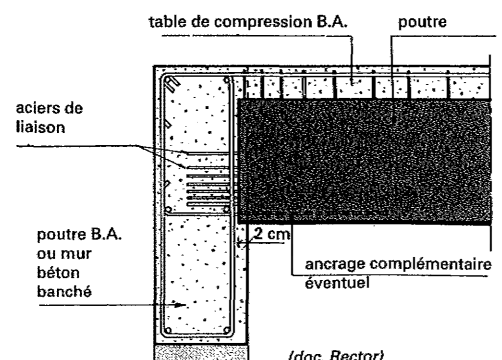


FIG. 30. - Cas d'une rive.

3 Quelles sollicitations ?

Les poutres sont soumises :

- **aux charges permanentes**, celles des masses propres des éléments intervenant (symbole G) ;
- **aux surcharges** fixées suivant les conditions d'exploitation (symbole Q_B) ;
- **aux surcharges climatiques** : neige et action du vent ;
- **aux effets de la température et du retrait**.

Les valeurs courantes de calcul des moments de flexion et d'efforts tranchants sont déterminées par :

État limite	Combinaison d'action
E.L.S.	$G + Q_B$
E.L.U.	$1,35 G + 1,5 Q_B$

4 Comment fonctionne une poutre ?

4.1 Matériel pour expérimenter

4.1.1 - Lamelles de bois ($L = 1\ 000\text{ mm}$) disposées les unes sur les autres (fig. 29).

Nota : Des traits verticaux sont tracés tous les 100 mm. Des trous, dans l'axe des lamelles, tous les 200 mm, sont prévus pour y placer des pointes.

4.1.2 - Chevrons de 20 cm de haut reliés par un fil souple (fig. 30).

4.1.3 - Poutre en treillis (fig. 31) constituée par :

- une membrure supérieure ;
- une membrure inférieure ;
- des montants verticaux ;
- des diagonales en fil recuit et torsadé ;
- des encoches sur les membrures.

Cette poutre est de longueur quelconque $> 1,50\text{ m}$.

4.2 Observations et constatations

Après disposition de charges verticales sur les 3 maquettes (fig. 29 à 31) :

- la **fibre moyenne** prend une forme courbe ;
- les **extrémités des poutres** reposant sur appuis libres ont tourné ;
- la **flèche** est maximale au milieu de la portée ;
- la **fibre supérieure** s'est raccourcie : *compression* ;
- la **fibre inférieure** s'est allongée : *traction* ;
- une fibre n'a pas varié, c'est la **fibre neutre** ;
- les **diagonales** de la poutre en treillis (en traits forts) sont **tendues** (T) ;
- celles en traits fins sont **détendues** (C) car elles subissent un effort de compression (fig. 31) ;
- les repères sur les lamelles sont décalés : **glissement longitudinal** ;
- les sections matérialisées par des chevrons ont glissé : **glissement vertical** ;
- les pointes, logées dans les trous prévus, empêchent le glissement longitudinal, justifiant ainsi le rôle des cadres.

MATÉRIEL DIDACTIQUE

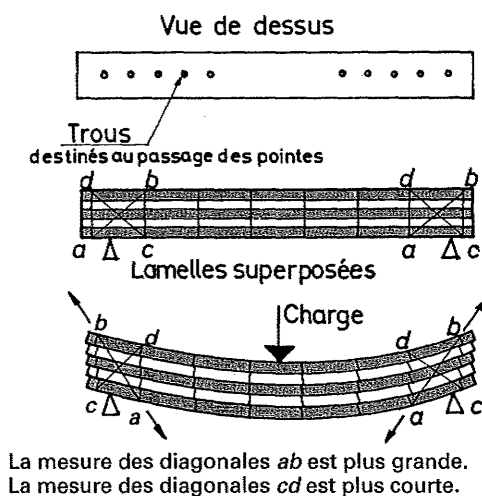
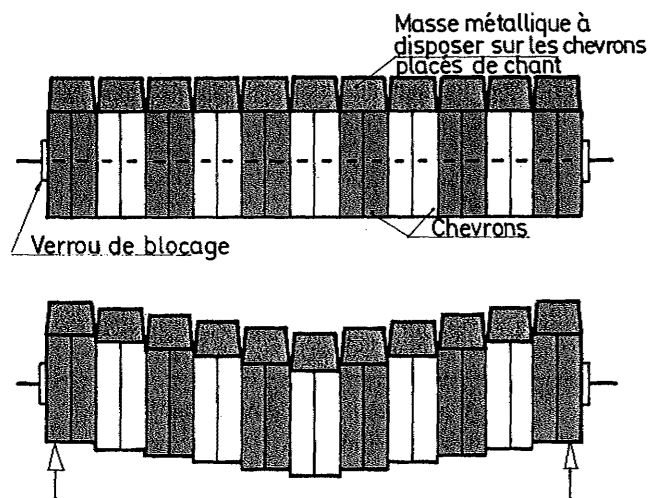


FIG. 29.



Glissement relatif des sections après chargement

FIG. 30.

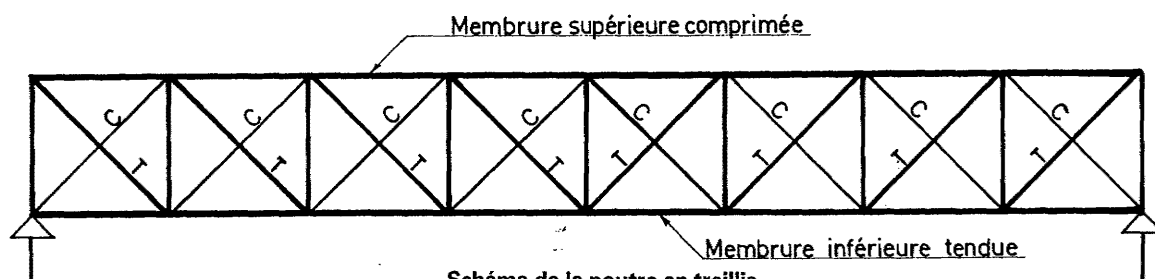


Schéma de la poutre en treillis

FIG. 31.

Légende :
Élément tendu : T
Élément comprimé : C

Nota : se reporter page 44, fig. 27 (photo d'essai à la rupture d'une poutre) et à la fig. 32 page suivante.

4.3 Vérification sur une poutre en béton armé (fig. 32)

La poutre faiblement armée, en partie inférieure seulement, repose sur 2 appuis.

Après chargement jusqu'à rupture, les constatations et observations sont portées sur le croquis et confirment les résultats expérimentaux des maquettes après essais (fig. 32 à 34).

4.4 Règles de construction (revoir fig. 5 à 13)

Il s'agit de placer des aciers dans les zones de béton tendu où le béton est défaillant :

- **barres longitudinales** qui résistent à l'effort de traction ;
- **barres transversales** qui résistent aux efforts de cisaillement.

Dans les cas où le béton comprimé ne suffit pas, il est renforcé par des aciers comprimés.

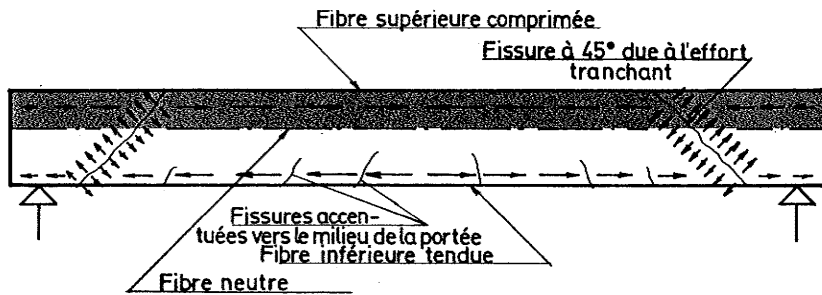


FIG. 32. – Poutre en béton armé soumise à l'essai de chargement.

5 Principes et hypothèses

- Les allongements du béton et de l'acier sont égaux du fait de l'adhérence.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les sections planes d'une poutre avant déformation sont supposées planes après déformation.
- À l'état limite de service (E.L.S.) le comportement des matériaux est élastique. La section d'acier A_s est remplacé dans les calculs par une section de béton η fois plus grande :
 $\eta = 15$ (coefficient d'équivalence).
- À l'état limite ultime, on applique la règle des 3 pivots (voir thème 5).

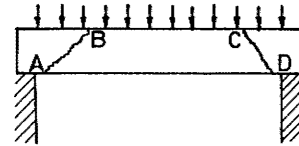


FIG. 33. – Fissures inclinées environ à 45° en AB et CD.

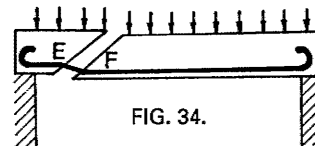


FIG. 34.

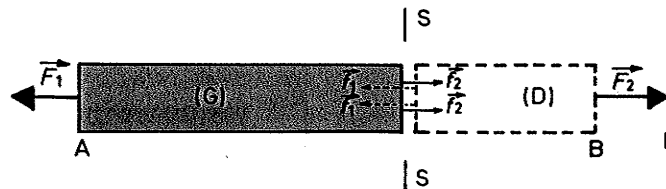


FIG. 35.

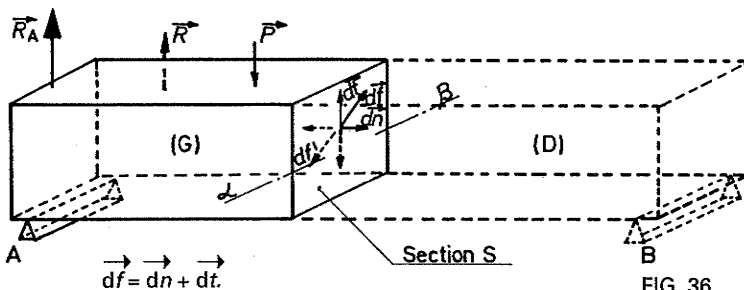


FIG. 36.

df est la force élémentaire exercée par la partie gauche (G) sur la partie droite (D).
 df' est la force élémentaire exercée par la partie droite (D) sur la partie gauche (G).
 Le principe de l'égalité des actions réciproques implique $\vec{df} = -\vec{df}'$.

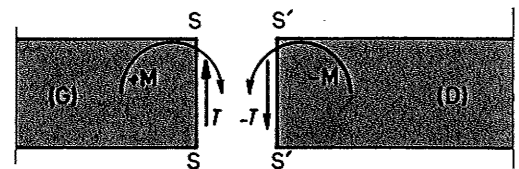
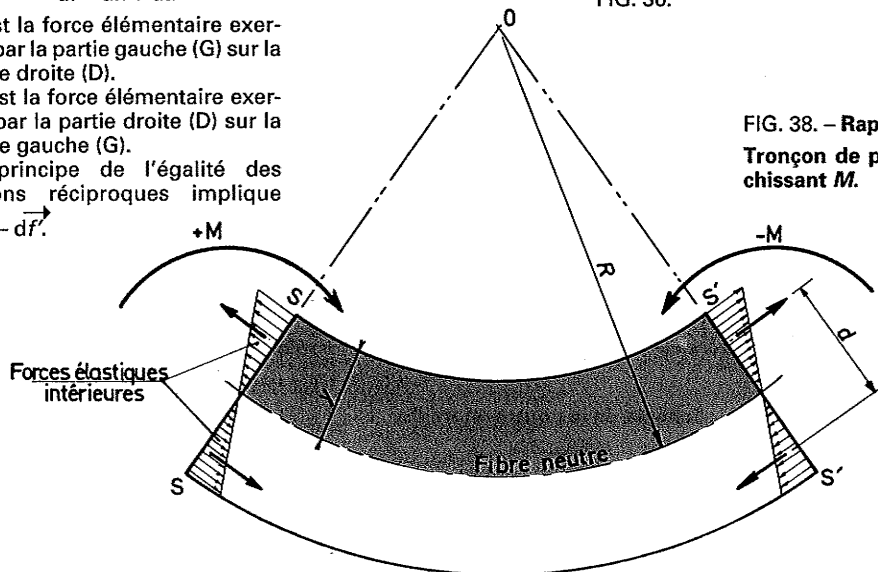


FIG. 37.

FIG. 38. – Rappel théorique sur la flexion.

Tronçon de poutre soumis à l'action d'un moment fléchissant M .



Les forces intérieures élastiques s'opposent à la rotation provoquée par le moment extérieur M en constituant un couple opposé de valeur algébrique $-M$. La fibre neutre ne subit pas de contrainte normale ; les contraintes les plus fortes s'exercent sur les fibres extrêmes, à une distance y de la fibre neutre.

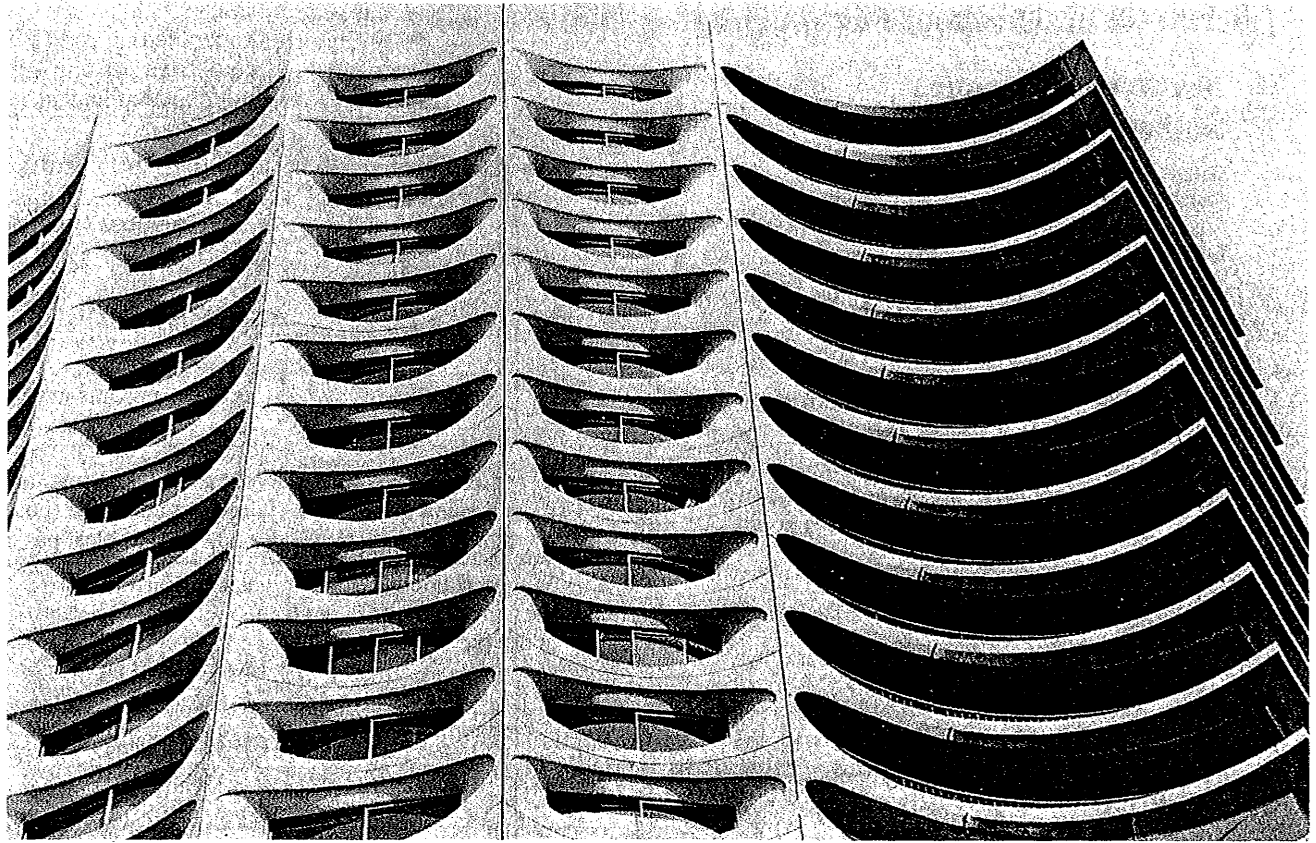
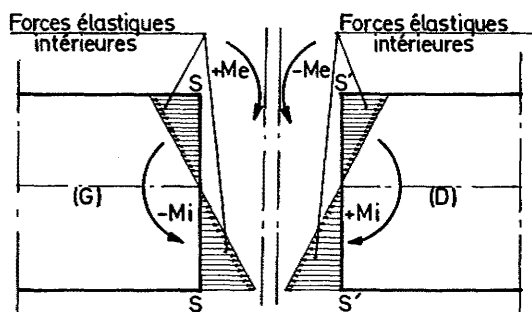


FIG. 39.

(Document C.L.F. Ciments Lafarge-France.)



Chaque élément de l'une des sections (S ou S') reçoit l'action de l'autre tronçon de la poutre.

FIG. 40. – Poutre en matériau homogène.

Moment extérieur M_e = Moment intérieur M_i

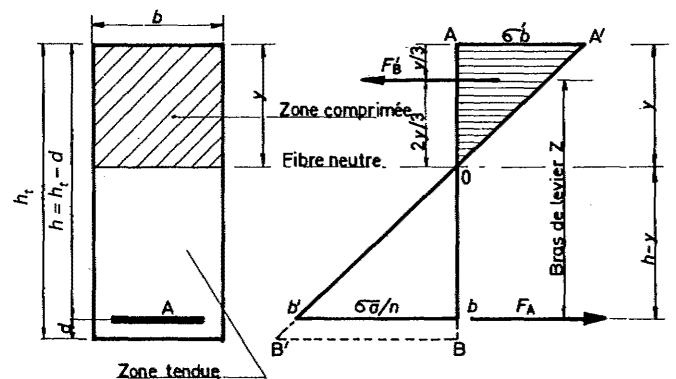


FIG. 40 bis. – Domaine élastique.

Diagramme à l'État Limite de Service (E.L.S.)

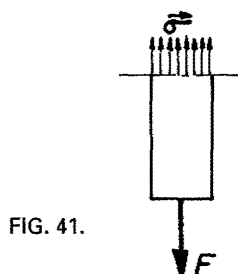


FIG. 41.

Notion de contrainte :

Soit une éprouvette métallique de section S , sollicitée par une force F . La force exercée sur chaque mm^2 de section est σ .

L'équilibre statique exige :

$$\vec{F} + S\vec{\sigma} = \vec{0}$$

Ainsi $\sigma = \frac{F}{S}$ est appelé *contrainte normale*.

Application de la règle des 3 pivots (schémas de principe déformations-contraintes)

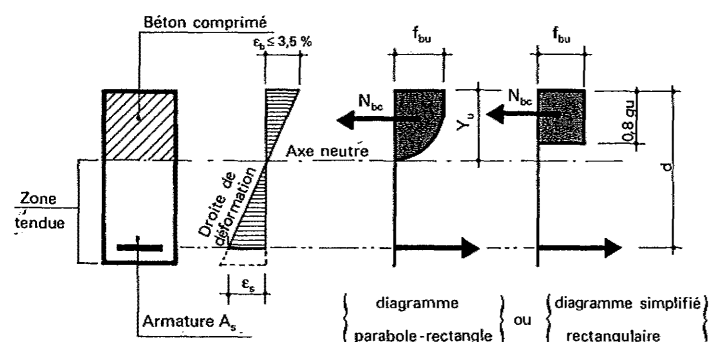


FIG. 42. – Diagramme à l'État Limite Ultime (E.L.U.)

6 Formes et dimensions des poutres

6.1 Types de poutres

1° Poutres de section :

- carrée ;
- rectangulaire ;
- en forme de T, L, Γ, I, U (fig. 49 à 54) ;
- trapézoïdale (fig. 48).

2° Poutres très hautes et très étroites (poutres-cloisons) :

$$h = 2,50 \text{ m}, e = 0,18 \text{ m}$$

Les poutres plates sont coûteuses et flexibles.

3° Estimation de la hauteur et de la largeur : en moyenne, on prend : $h = 1/12$ à $1/15$ de la portée pour les poutres des planchers d'habitation.

La largeur est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers : largeur/hauteur $\approx 0,40$ pour les poutres.

4° Poutres avec gousset : pente $> 1/3$.

5° Poutres-consoles de section variable (revoir fig. 9).

6° Poutres incorporées dans l'épaisseur d'une dalle épaisse (voir thème « les planchers »).

6.2 Les formes et dimensions des poutres sont influencées par les conditions de limitation de flèche

• Les déformations des poutres de planchers d'habitation doivent rester faibles sans nuire au bon comportement :

- des cloisons minces,
- des revêtements horizontaux et verticaux (sols, plafonds, murs) et ne doivent pas être à l'origine de désordres (fissuration, décollement, etc.) source de litiges.

• On admet que la flèche ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Flèche max	Conditions requises	
1/500	portée $\leq 5,00 \text{ m}$	éléments B.A. reposant sur 2 appuis
$0,5 \text{ cm} + \frac{1}{1000}$	portée $> 5,00 \text{ m}$	
1/250	Cas d'une console avec portée $\leq 2,00 \text{ m}$	

• Les poutres sont souvent associées à une table de compression qui renforce la section de poutre (poutre en T) et dans ce cas la déformation ou flèche n'est pas calculée si :

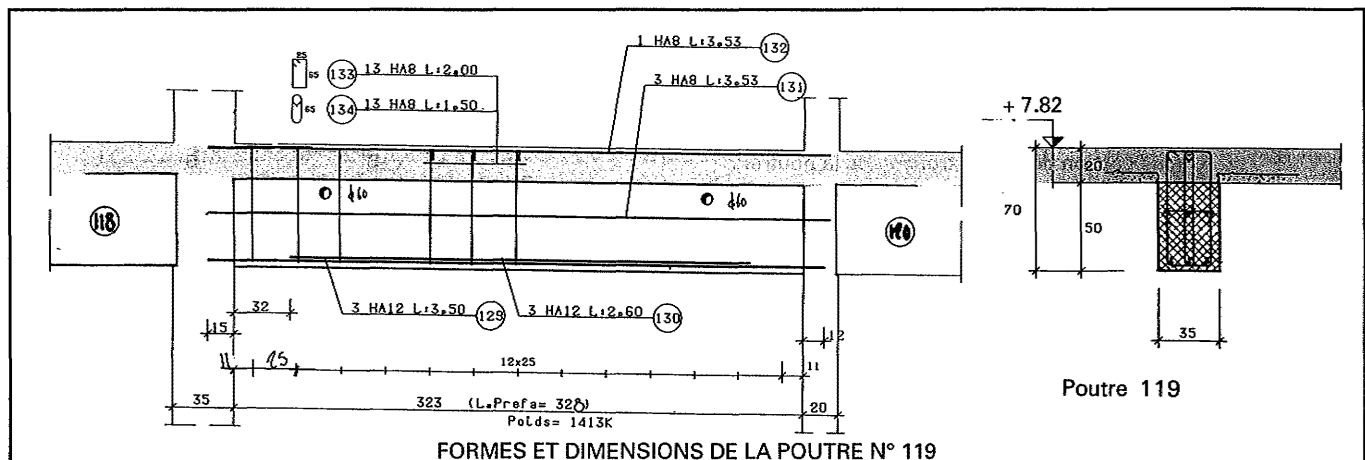
$\frac{\text{Hauteur}}{\text{Longueur}} \geq \frac{1}{16}$	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}$	M_t (Moment en travée) M_0 (Moment isostatique)
$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	avec b_0 : largeur de l'âme d : hauteur utile A_s : section d'acier f_e : limite d'élasticité de l'acier en MPa

Indications sur le prédimensionnement des poutres en B.A.

Rapport des dimensions	Poutres de section rectangulaire	
	Poutres sur appuis simples	Poutres continues
Rapport hauteur/longueur	1/10 à 1/2	1/12 à 1/15
Le rapport largeur/hauteur est compris entre 0,3 à 0,5	Exemple : portée 5,00 : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 20 \text{ cm}$	Exemple pour une travée : portée 6 m : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 20 \text{ cm}$

Remarques :

- la hauteur intervient par son carré pour équilibrer le moment appliqué dans une section,
- la largeur « b » de la poutre intervient pour équilibrer l'effort tranchant surtout aux appuis,
- la limitation de flèche est souvent une condition impérative qui intervient dans le prédimensionnement.



FORMES ET DIMENSIONS DE LA POUTRE N° 119

Poutre réalisée en préfabrication de section rectangulaire avant mise en service :

section 35 cm $\times$ 50 cm « nervure ».

Section en forme de T après coulage de la dalle d'épaisseur 20 cm formant table de compression.

- La hauteur totale est de 70 cm.
- La hauteur utile de la poutre (symbole « d ») pour la détermination de l'armature est la distance comprise entre la fibre la plus comprimée du béton et le C.D.G. de l'armature tendue. Le projecteur prendrait $d = 65 \text{ cm}$ pour la poutre intérieure N° 119.
- La largeur de la table de compression se détermine à partir de la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure qui est limitée généralement à la plus petite des valeurs ci-après :
 - le $1/10^{\circ}$ de la portée de la poutre
 - la moitié de la distance entre deux nervures voisines (largeur de la travée : 400 cm dans ce cas).

Dans notre exemple, la largeur de table (symbole « b ») serait prise égale dans la section médiane de la poutre à :

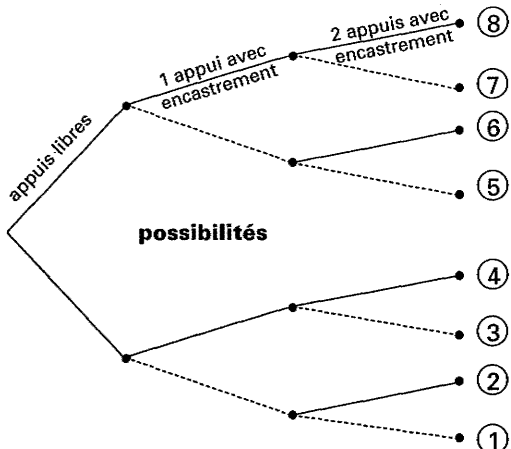
$$b = 35 + 2 \text{ fois } 323/10 = 99,6 \text{ cm arrondis à } 100 \text{ cm.}$$

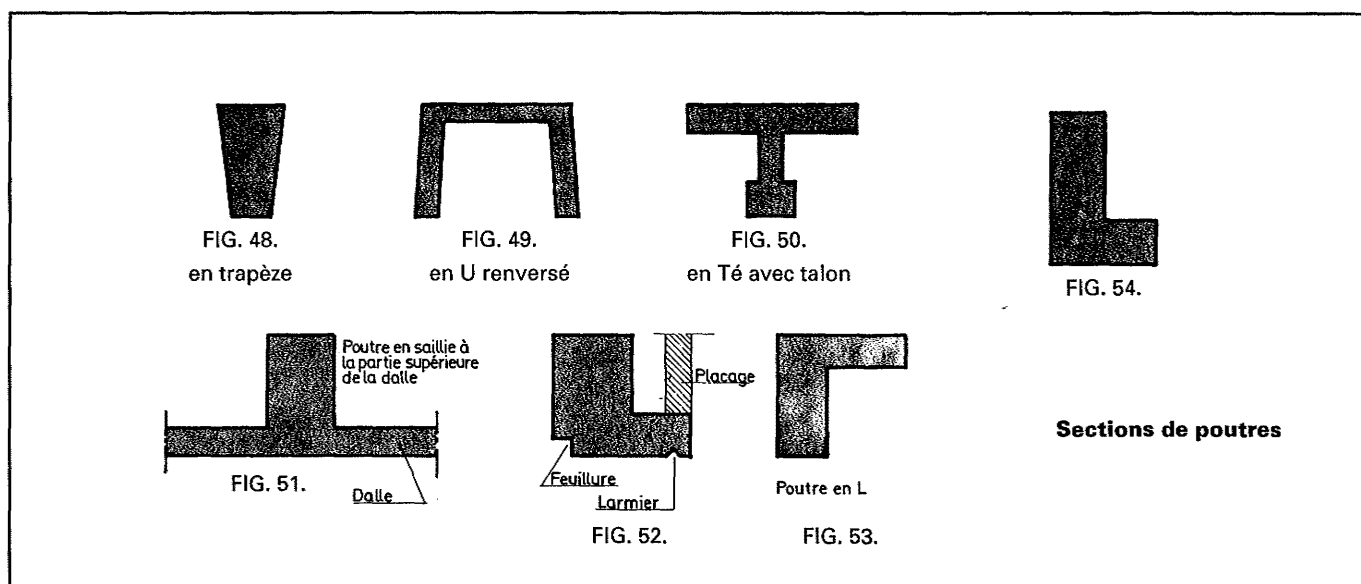
- Longueur de fabrication = portée + 5 cm = 328 cm.

- Altitude des surfaces d'appui de la poutre :

$$7,82 - 0,70 = 7,12 \text{ m.}$$

QUESTIONNAIRE SUR LES POUTRES

Questions :	Réponses :
	
1° À l'aide de l'arbre des possibilités, schématisez les différents cas rencontrés dans la construction.	
2° Schématisez les déformations possibles sous l'effet des charges uniformément réparties et disposez les aciers longitudinaux.	Voir les figures 5 à 13.
3° Quels sont les éléments porteurs qui peuvent servir d'appui aux poutres ?	Ce sont : – les poteaux en B.A. ; – les murs en maçonnerie de moellons ou de blocs ; – les murs en béton ; – les poutres porteuses des poutres secondaires ; – les têtes de puits et de pieux.
4° Les charges d'exploitation sont affectées d'un coefficient de majoration. Quel est-il ?	Le coefficient est de 1,50 dans le calcul aux états ultimes de résistance.
5° Après les essais de fonctionnement, quelles sont les principales règles de construction qui régissent l'armature des poutres ?	Les aciers longitudinaux sont placés dans les zones tendues. Les aciers transversaux (cadres, étriers, etc.) sont destinés à équilibrer l'effort tranchant.
6° Le béton tendu des poutres est-il pris en compte dans les calculs ? Pourquoi ?	Non, car le béton tendu est systématiquement fissuré.
7° Tracer le diagramme d'efforts intérieurs dans une section de forme rectangulaire soumise à un moment de flexion, à l'état limite ultime.	Réponse sur figure 42.

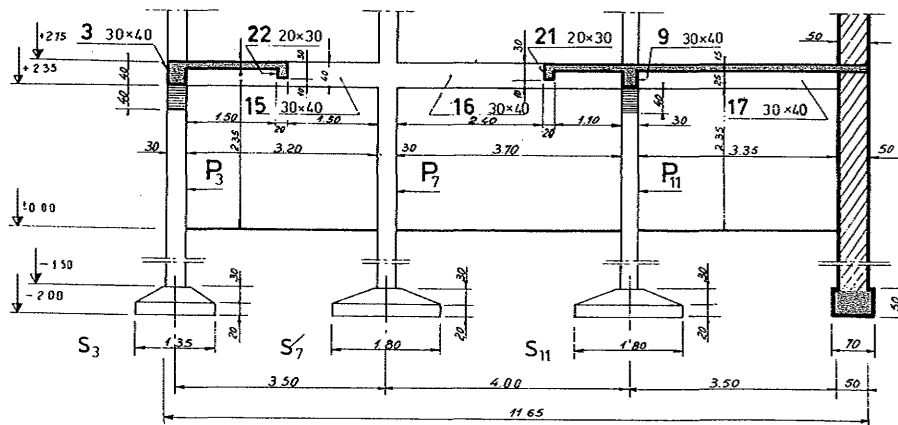


ATELIERS DU BOCAGE

BÂTIMENT INDUSTRIEL

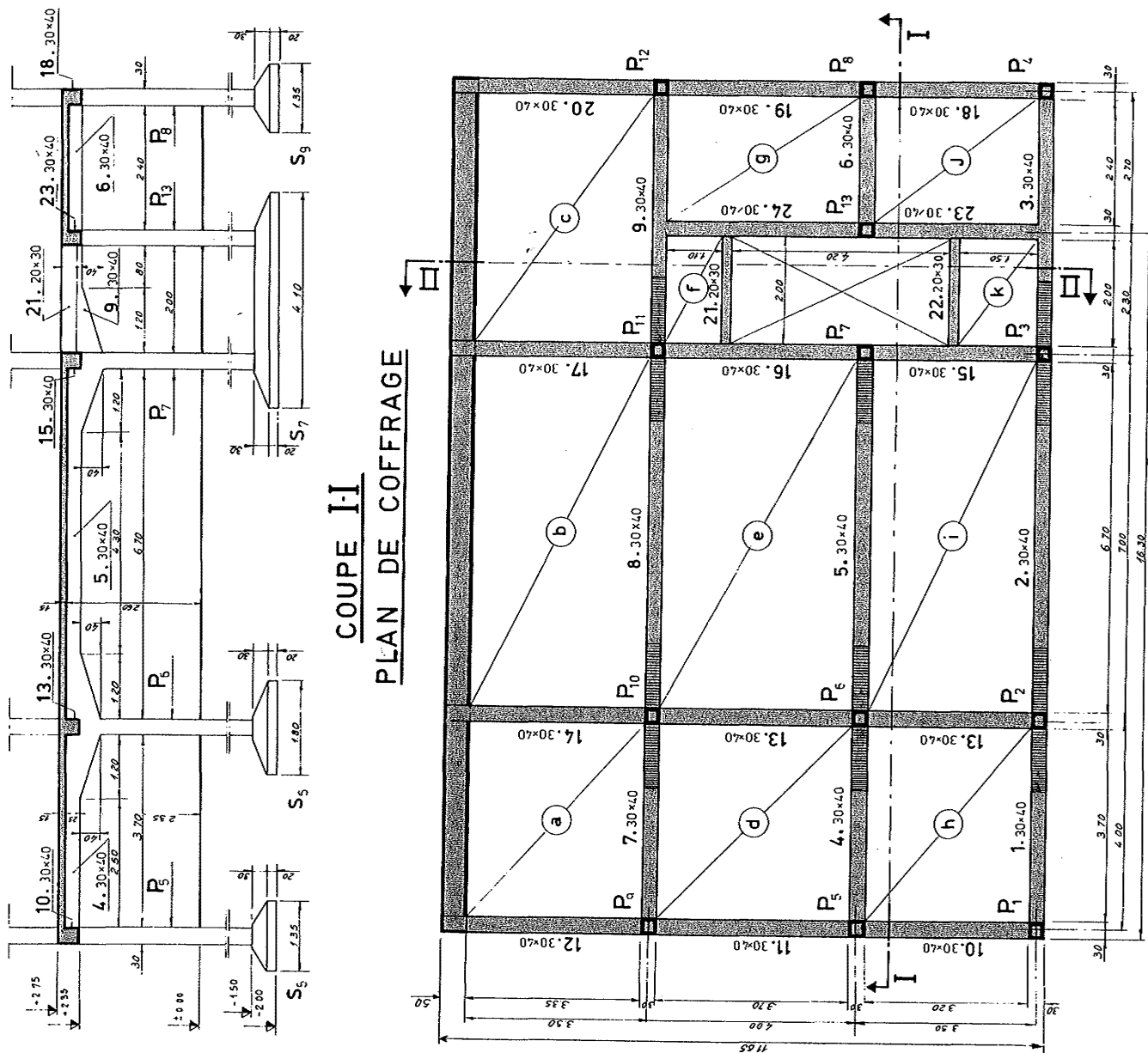
PLANCHER HAUT DU RDC

PLAN N° **COFFRAGE** ÉCHELLE : 0.02



COUPE II-II

COUPE I-I
PLAN DE COFFRAGE



7 Coffrage des poutres

Suivant leur emplacement et leur rôle, on distingue dans une construction :

- les poutres de rive ;
 - les poutres principales ;
 - les poutres secondaires ;
 - les poutres avec joint de dilatation.
- } voir fig. 1
et fig. 55.

7.1 Dispositions générales

L'implantation des poteaux et des poutres s'effectue à partir d'un plan de coffrage (ci-contre) qui fournit :

- le numéro de la poutre ;
- la section ;
- la portée ;
- les axes des poteaux et des poutres.

Les hauteurs sont déterminées à partir du trait de niveau tracé à + 1,00 m du sol fini.

Une contreflèche de 1/500 est prévue pour les fonds de moule.

Les qualités essentielles résident en :

- la stabilité et la facilité de réglage précis ;
- la résistance à la masse propre de l'armature et du béton ;
- la résistance aux effets dynamiques (chute du béton au moment du coulage, vibration, etc.) ;
- l'étanchéité du moule ;
- la facilité de décoffrage et de réemplois ;
- la rotation des coffrages-outils ;
- la sécurité en cours d'exécution.

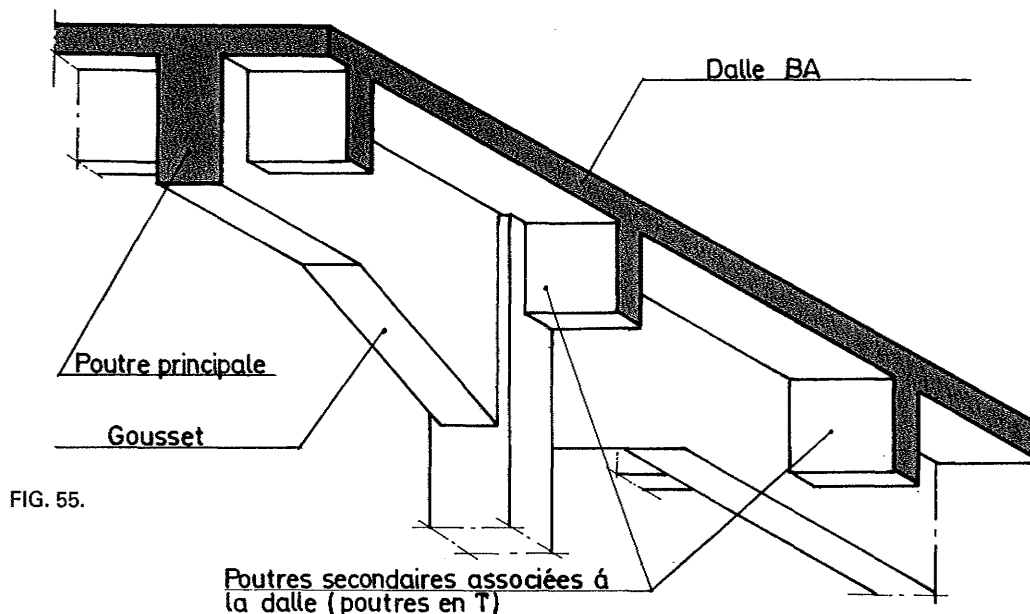


FIG. 55.

Coffrage d'une poutre principale (travaux en cours)

- Quelques caractéristiques :

- Portée de la poutre entre poteaux B.A. : 15,00 m
- Section : { Poutre de grande hauteur : 1,20 m }
constante { avec talon 25 cm x 40 cm }

- Constatation sur l'étaielement :

utilisation de **tours d'étaielement**, avec stabilité assurée par les diagonales horizontales et obliques (**principe de la triangulation**).

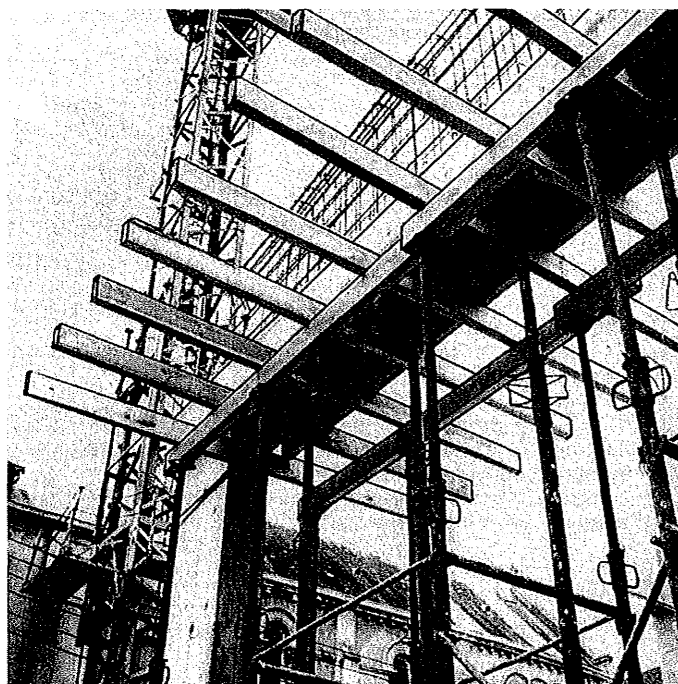
- Questions - Problèmes

Comment concevoir :

- la passerelle de travail avec **sécurité intégrée** ?
- le **coffrage et le maintien des joues** ?

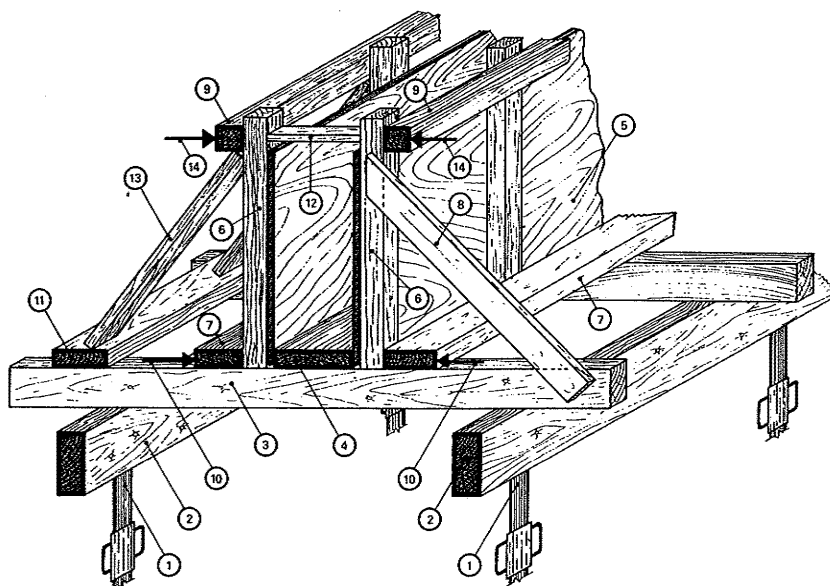
(Se reporter également :

- au chapitre 12, § 3
- aux variantes de coffrage p. 156 et p. 161)



COFFRAGE TRADITIONNEL DE POUTRES

N°	Désignation	Rôle de chaque élément
1	Étais métalliques ou tours d'étaie	Facilite l'étaie vertical et le réglage à hauteur
2	Raidisseur horizontal, longitudinal qui travaille en flexion : bastaing de section : 55 × 155 65 × 155 65 × 180 ou madrier de section : 80 × 180 80 × 205	• permet de porter le platelage ; • limite le nombre d'étais ; • facilite le réglage du fond ; • favorise le montage des éléments coffrants. Élément fléchi avec fibres comprimées et tendues ; la contrainte maximale est ≈ 10 MPa pour les résineux de qualité.
3	Raidisseur horizontal transversal • bastaing (voir sections ci-dessus) ; • chevrons de section 65 × 65 75 × 75 105 × 105	• support le fond de moule + béton + éléments coffrants ; • écartement ≈ 50 cm à 100 cm suivant : – portée entre appuis, – dimensions de la poutre, – section du fond de moule.
4	Fond de moule en : • madriers ; • bastaings ; • planches d'épaisseur 32 ou 40 mm ; • panneaux d'épaisseur 30 mm.	• supporte la masse de béton ; • délimite la largeur de poutre ; • sert de butée aux joues ; • assure le rectiligne de la poutre.
5	Joue avec : Ⓐ Peau coffrante • en planches ; • en contre-plaqué ou en panneaux standards.	• permet d'obtenir l'aspect en parement vertical ; • assure l'étanchéité de la paroi ; • s'oppose aux poussées de béton frais.
et 6	Ⓑ Montants constitués par des planches ou des chevrons.	• raidit la banche dans le plan vertical espacement ≈ 50 à 80 cm.
7	Butée basse des montants ou lisse.	• maintient le pied des montants pour équilibrer la poussée du béton.
8	Contrefiche (élément comprimé)	• assure la stabilité de la joue par triangulation.
9	Butée haute	• sert de points d'appui aux butons inclinés.
10 et 14	Serre-joint (ou tige filetée)	• serre les éléments contre le fond de moule ; • équilibre la poussée du béton armé.
11	Support de butons	• sert à reprendre la poussée oblique des butons.
12	Écarteur : liteau, tube, etc. (élément comprimé)	• permet d'obtenir une largeur constante et le parallélisme des joues.
13	Buton en planches de 27 mm ou 32 mm (élément comprimé)	• permet d'équilibrer les poussées du béton et maintenir la joue.



Coffrage traditionnel de poutres

VARIANTES DE COFFRAGE

Ⓐ Les 2 joues sont maintenues soit par des butons soit par des contrefiches.

Ⓑ 1 joue seulement est stabilisée par butons ou contrefiche, la 2^e joue par accessoires de serrage.

7.2 Matériel

Semelles de répartition sous les étais verticaux.

Étais métalliques (fig. 57) :

- avec fourches ;
- avec consoles amovibles ;
- avec chape simple ;
- avec chapes jumelées.

Étais triangulaires pour fortes charges ≈ 42 tonnes avec vérin en pied et en tête.

Pylônes : ils sont parfois groupés pour former des tours ou des palées (fig. 60).

ÉTRÉSILLONS

N° 1 Extensible de 0,50 à 0,80 m.

N° 2 Extensible de 0,70 à 1,20 m.

N° 3 Extensible de 1,00 à 1,75 m.

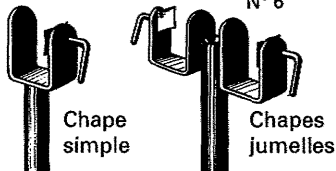
ÉTAIS

N° 3 bis Extensible de 1,50 à 2,70 m.

N° 4 Extensible de 1,60 à 2,90 m.

N° 5 Extensible de 1,90 à 3,40 m.

N° 6 Extensible de 2,50 à 4,40 m.



Chape simple

Chapes jumelées

FIG. 57. - Étai métallique.
(Documents Mag.)

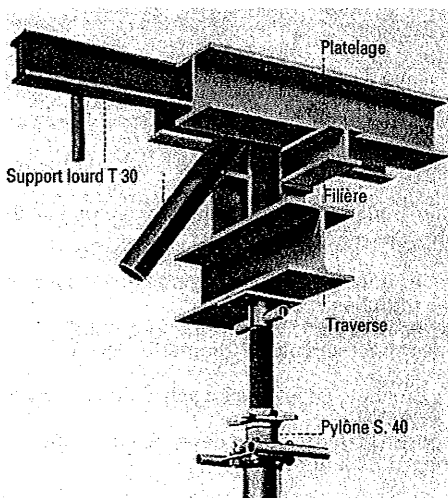
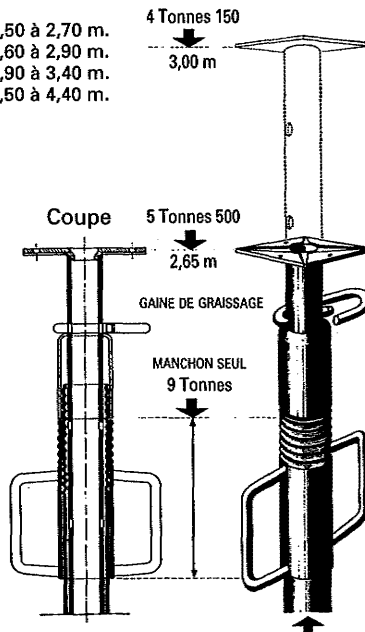


FIG. 60. - Pylône pour étalement en T.P. (travaux publics).



4 Tonnes 150

3,00 m

5 Tonnes 500

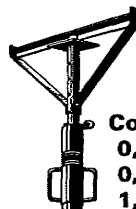
2,65 m

GAINE DE GRAISSAGE

MANCHON SEUL

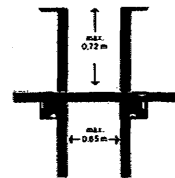
9 Tonnes

TUBE SEUL h. 1,90 m.
A RÉSISTÉ À UNE CHARGE
SUPÉRIEURE À 14 TONNES
SANS DÉFORMATION.



Consoles
0,50 m.
0,80 m.
1,00 m.

ACCESSOIRES DE SERRAGE



Ossature métallique à crémaillère

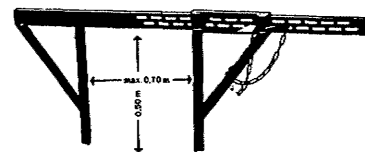
Pour coffrage de poutre.

○ Réglage de cm en cm

○ Largeur maxi. 65 cm

hauteur maxi. 72 cm

(doc. Noe)

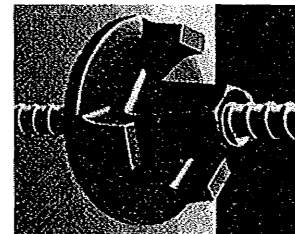


Ossature métallique pour coffrage de poutres

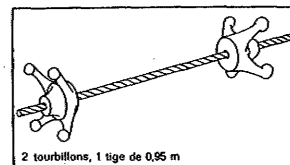
○ Variabilité continue : largeur maxi. de 70 cm et hauteur de 50 cm

○ Blocage assuré par double clavetage

(doc. Noe)

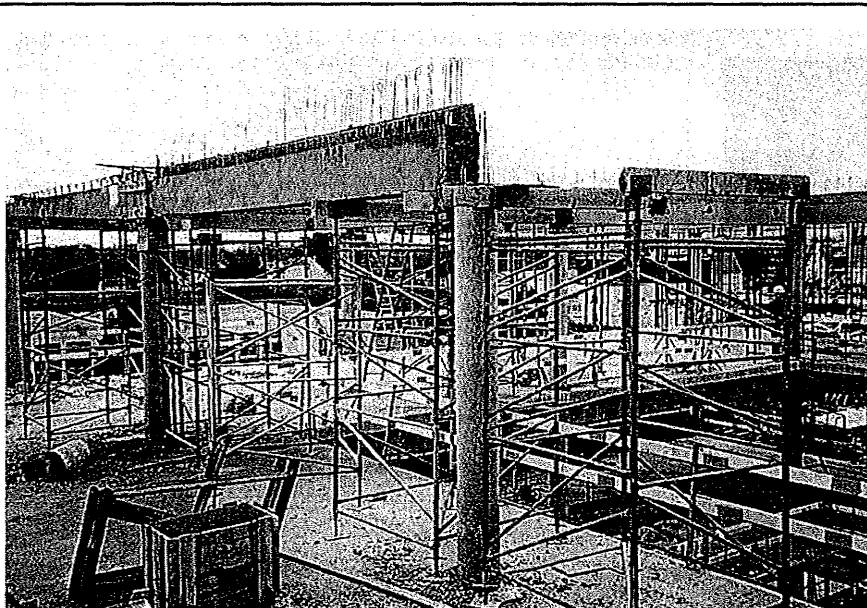


Écrou disque à 3 ergots.



2 tourbillons, 1 tige de 0,95 m

Écrou couronne et tige filetée à pas rapide.



Poteaux de section circulaire et poutres préfabriquées avec becquet.

ÉTAIEMENT DE POUTRES PRÉFABRIQUÉES

Les «tours d'étalement» favorisent :

- la stabilité de l'étalement (principe de la triangulation)

- le réglage à hauteur par :

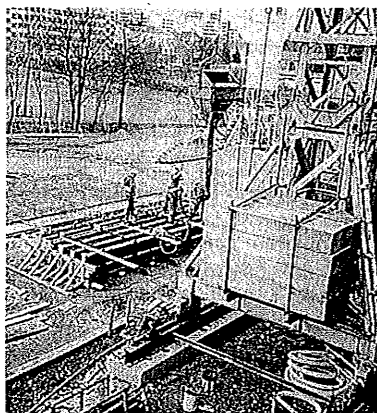
- vérins en pied
- fourches à vis en tête

- le coffrage horizontal par bas-taings ou madriers maintenus par les « fourches » à chacun des angles

- la sécurité en cours des travaux de :

- montage et réglage
- mise en place de passerelles
- démontage et manutention.

PRÉFABRICATION ET POSE DE POUTRES

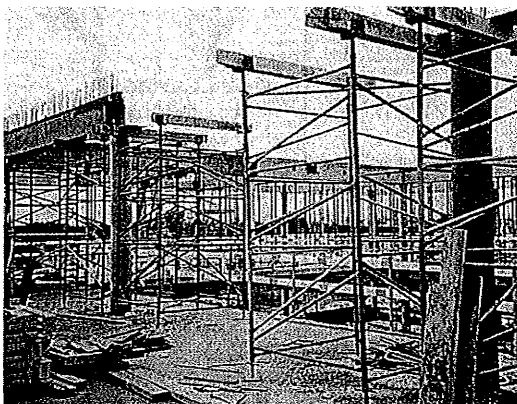


1

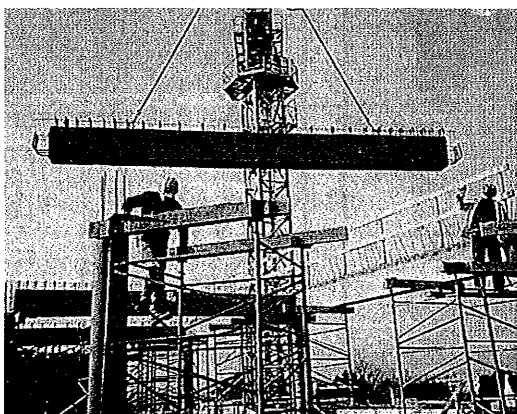


2

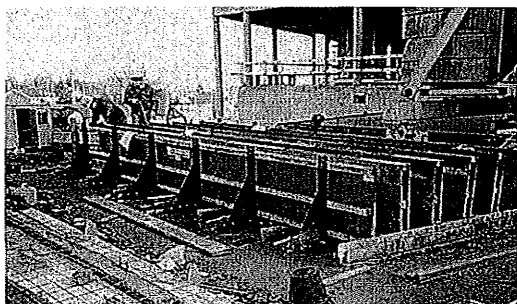
N° photos	Légendes
1	• Aire de préfabrication • Poste de bétonnage • Poste de levage
2	• Coffrage des extrémités de poutre avec aciers en attente • Bétonnage et vibration des poutres
3	• Étalement par tour • Réglage à hauteur par vérins en pied et en tête • Garde-corps autour de la trémie centrale
4	• Levage manutention à la grue • Éléments de sécurité placés en rive • Équipe de 2 hommes + grutier à la pose
5	• Coffrage-outil en cours de remontage • Seule une paroi a été décalée (à droite) pour le décoffrage des poutres
Observer - Décoder - Analyser - Déduire.	



3



4



5



Poutres alignées en rive

PROBLÈMES POSÉS SUR LES CHANTIERS DE CONSTRUCTION :

* Préfabriquer des poutres de section rectangulaire avec ou sans becquet.

1. Principales contraintes d'organisation :

- Aire de préfabrication des poutres.
- Aire de stockage des armatures préfabriquées.
- Aire de stockage des poutres préfabriquées.
- Poste de bétonnage complet.
- Levage-manutention par grue à tour
- Rapidité du durcissement du béton pour assurer la rotation des moules

{ Préfa. le plus pesant ?
 { Situation des poutres ?
 { Bâches chauffantes ?
 { Adjuvants (accélérateur) ?

2. Procédés de coffrage :

- Condition : rapidité et facilité de coffrage et décoffrage avec variables telles que Long. Larg., Hauteur.
- Coffrage-outil mixte : ossature métal et panneaux bois avec peau en contre-plaqué bakéliné.
- Coffrage traditionnel des extrémités de poutres avec passage des aciers en attente (crochets).
- Coffrage complémentaire pour réaliser le becquet après coulage de la zone rectangulaire principale.

3. Étalement par tours :

- Réglage des hauteurs sous poutres et de l'horizontalité des supports transversaux placés dans les fourches et calés.

Nota : Dans ce chantier, les appuis des poutres sont constitués par des poteaux en béton armé de section circulaire (diamètre : 35 cm).

4. Levage-Manutention :

- Angle d'élingue < 60°. Crochets de levage en aciers doux. (Voir détail sur Plan d'Armature.)
- Mise en place des supports de garde-corps dans les réservations prévues (tubes), lors du bétonnage des poutres.

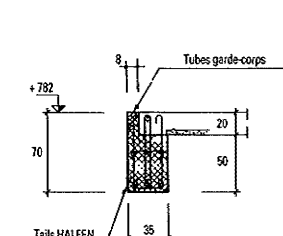
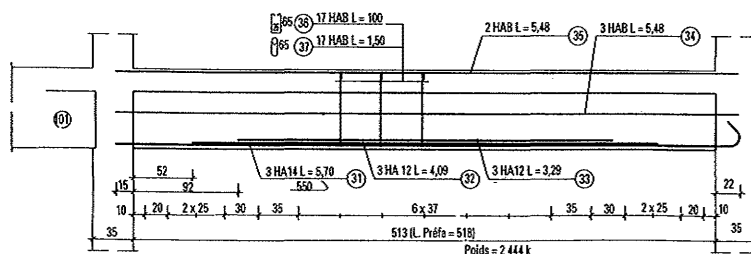
5. Contrôle :

- Alignement général des poutres (fin réglage), par ripage ou par calage.

6. Coffrage et coulage des nœuds aux jonctions (voir photo page 157) :

- Jonction poteaux-poutres de rive.
- Jonction poteaux-poutres de rive-poutres principales.

Remarque importante : l'étude de la disposition des armatures en attente aux extrémités de poutres facilite grandement la mise en place des poutres préfabriquées pour le croisement des aciers sur appuis.



Plan d'armature de la poutre de rive avec becquet.

COFFRAGE EN BATTERIE

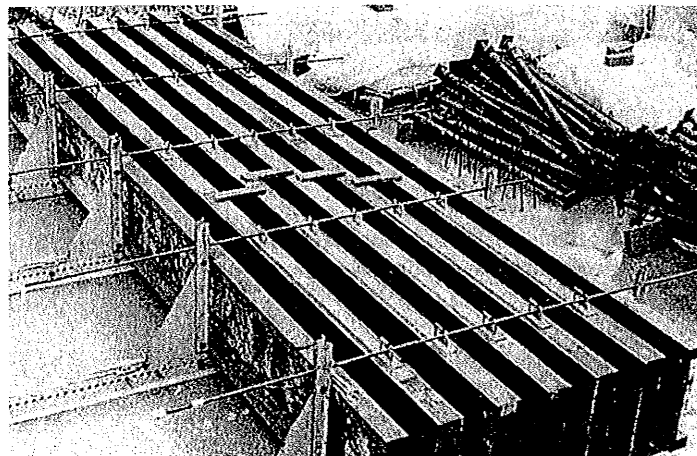
Il permet la réalisation des poutres préfabriquées.

• Principe de montage :

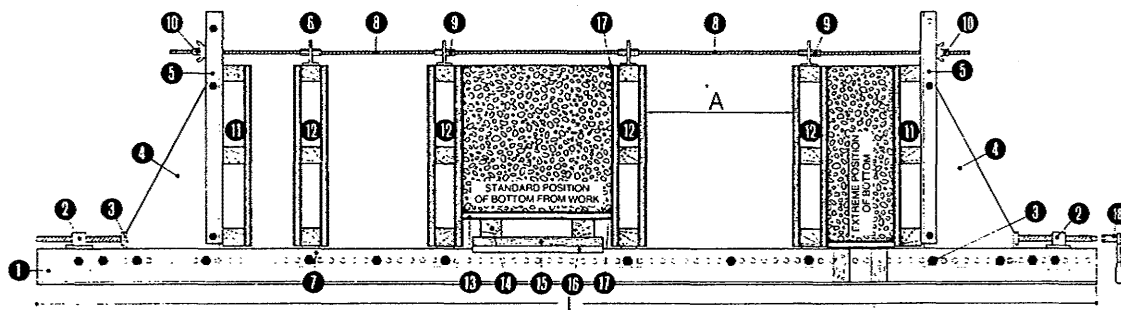
- Les **parois extérieures** sont stabilisées par des consoles d'about.
- Les **parois intérieures** sont maintenues :
 - en pied, par les fonds de moule (butées)
 - en tête, par le tirant continu avec écrou (entretoise).

• **Décoffrage** par action sur les écrous du tirant et sur les butées à vis.

Levage et manutention des poutres à la grue.



(doc. Plakabéton.)

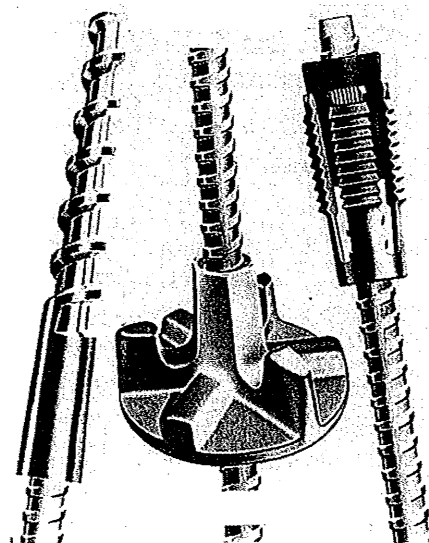
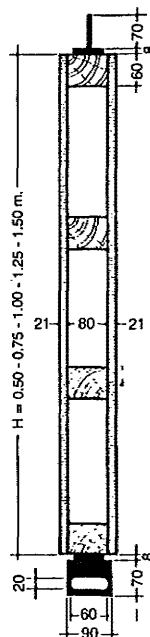
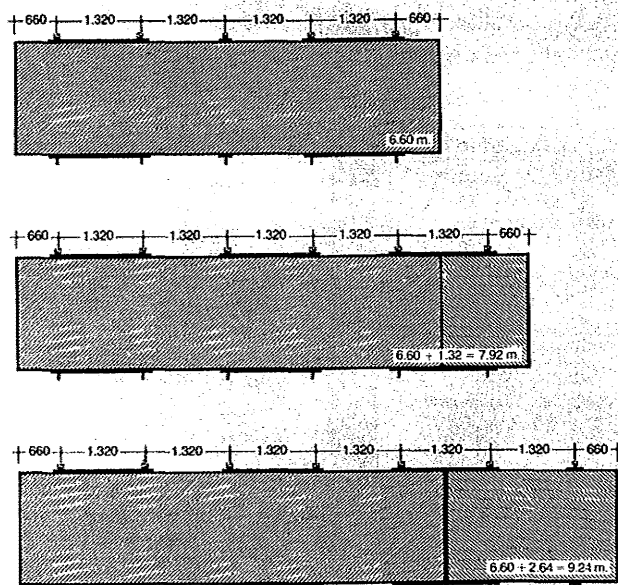


Coffrage mixte :
ossature métal
+
panneaux coffrants bois

N°	DÉSIGNATION DES ÉLÉMENTS	BUT RECHERCHÉ POUR LE COFFRAGE
1	Traverse perforée	Raidisseur pour platelage horizontal
2	Butée à vis	Réglage (coffrage-décoffrage)
3	Broche d'assemblage	Assemblage des éléments
4	Console d'about	Stabilité des joues extérieures
5	Montant vertical	Raidisseur de paroi coffrante
6	Plat avec encoches	Maintien en partie supérieure de joue
7	Plat ou té	Maintien en partie inférieure de joue
8	Tirant avec écrous (écrous N°s 9 et 10)	Entretoise continue et réglage des largeurs de poutres en partie supérieure
11	Paroi extérieure	Coffrage de paroi (Banche)
12	Paroi intérieure	id.
13	Panneau de fond	Paroi horizontale raidie par chevrons filants
14	Chevrons	Raidisseurs horizontaux
15	Traverse	Réglage du fond de moule en hauteur
16	Profilé en U	id.
17	Profil	Étanchéité → qualité des arêtes
18	Outil de montage	Montage-démontage

COMBINAISON DE PAROIS INTERMÉDIAIRES STANDARDS

ANCRAGES TENDEURS



(Doc. Plakabéton.)

Accessoires de serrage des joues :

- serre-joint à excentrique (fig. 65);
- serre-joint à coincement (fig. 66);
- console avec équerre (fig. 67);
- verrous de serrage (fig. 69);
- entretoises et tiges de serrage avec filetage (fig. 68). Voir les photos d'écrous page 157.

Coffrage métallique constitué par des portiques c'est-à-dire des ensembles poteaux-poutres (fig. 71).

L'assemblage s'effectue par demi-coquilles rendues solitaires par des pinces à montage et démontage à quart de tour.

FIG. 65. - Serre-joint à excentrique.

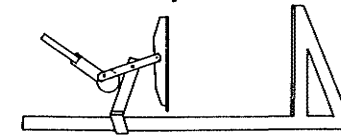


FIG. 66. - Serre-joint à coincement.

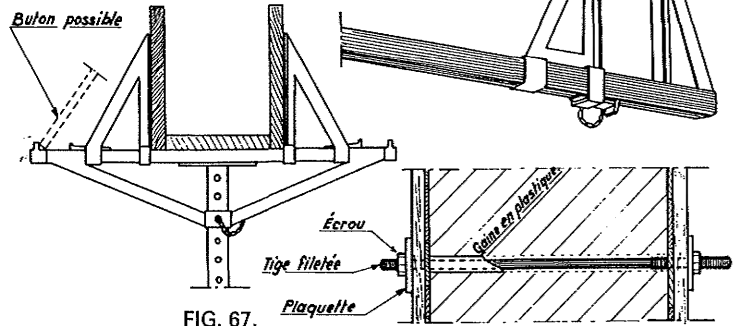
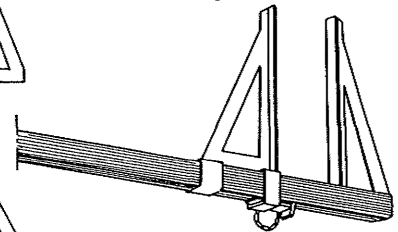
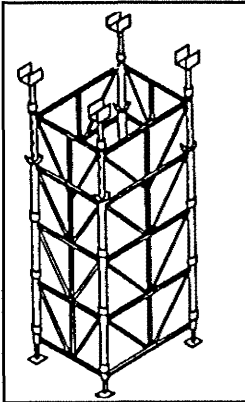


FIG. 67.

FIG. 68.

Étaieement par tours



(Doc. Mills.)

Étaieement vertical à réglage coulissant. Tours, palées, plots et système télescopique, 6,5 et 10 T par poteau.

FIG. 70.

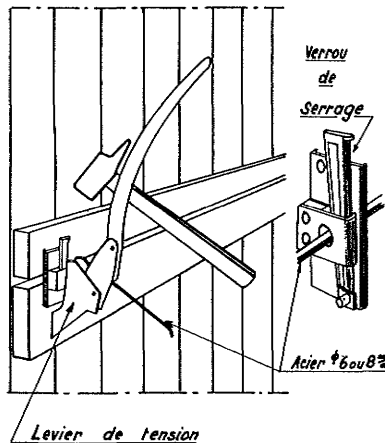


FIG. 69.

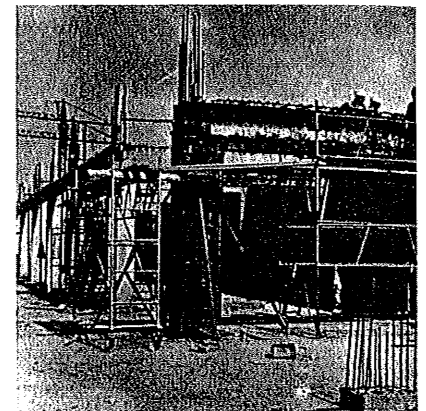


FIG. 71. - Coffrage monobloc : demi-portique en reprise sur voile périphérique. Coffrage simultané poteaux-poutres.

Exemple :

- tour de base carrée 1,60/1,60
- hauteur d'étaieement ≤ 9 m
- montage rapide par verrouillage automatique et instantané
- transport à la grue

COFFRAGE TRADITIONNEL (poutre de rive et poutre intérieure)

FIG. 72. - Coffrage d'une poutre de rive.

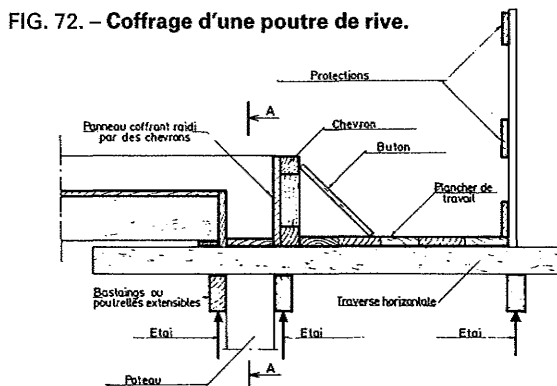


FIG. 73 bis. - Platelage pour fond de poutre et passerelle de circulation.

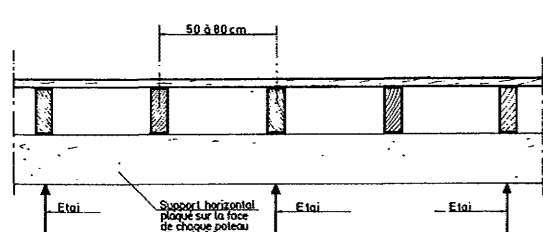
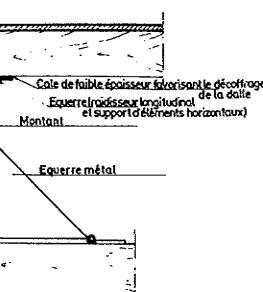
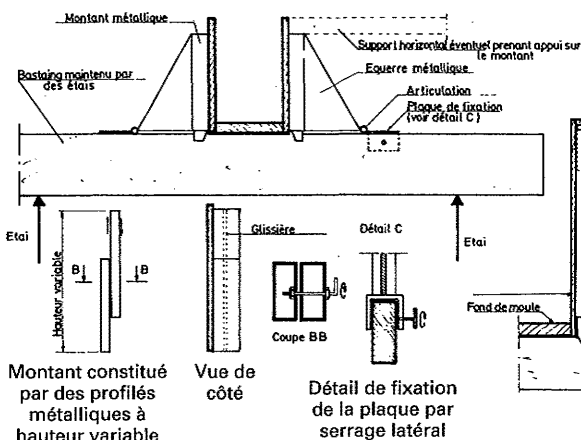


FIG. 73. Poutre intérieure.



COFFRAGE-OUTIL

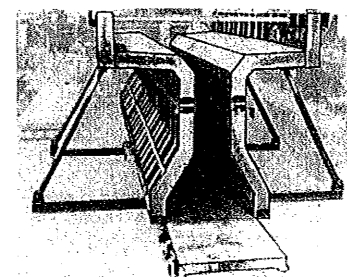


FIG. 74. - Coffrages métalliques pour poutres préfabriquées (stabilité des joues articulées en pied par des contrefiches à vérin). (doc. Deburaux.)

7.3 Matériaux

Contre-plaqué bakélisé pour des réemplois nombreux.
Tôle métallique de 2 à 3 mm.

Les raidisseurs longitudinaux ou transversaux peuvent être constitués par :

- des bastings ou des madriers ;
- des profilés métalliques en forme de U.

(Voir thème « les coffrages » livre *Travaux de maçonnerie et finitions.*)

7.4 Différents modes de coffrage

- Ils varient suivant :
 - le matériel disponible dans l'entreprise ;
 - la nature des travaux :
 - fortes ou petites sections,
 - grandes ou faibles portées,
 - travaux à l'unité, en petite ou en grande série.
- Les procédés classiques font l'objet des figures 72 à 82.

PROCÉDÉS TRADITIONNELS DE COFFRAGE

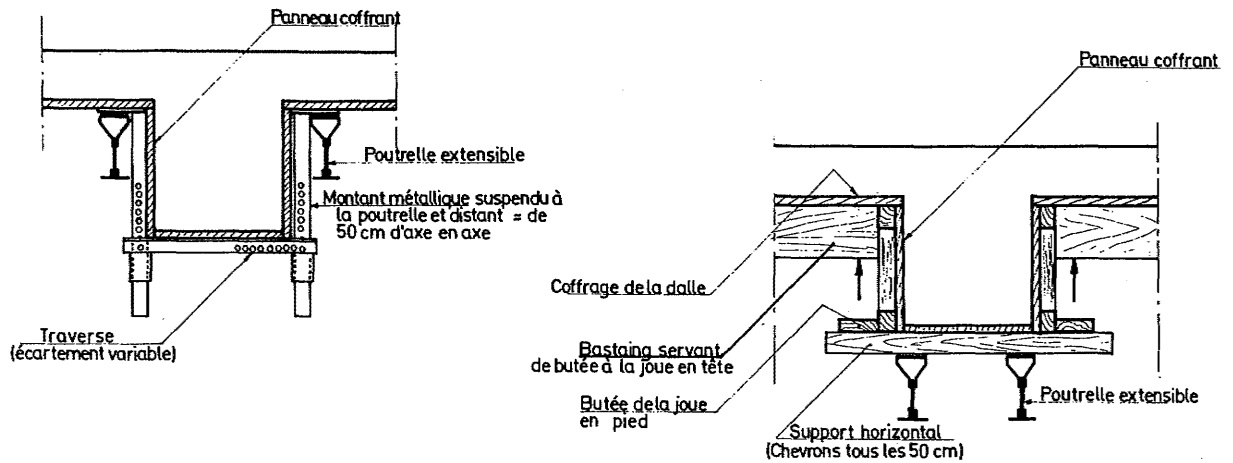


FIG. 75.

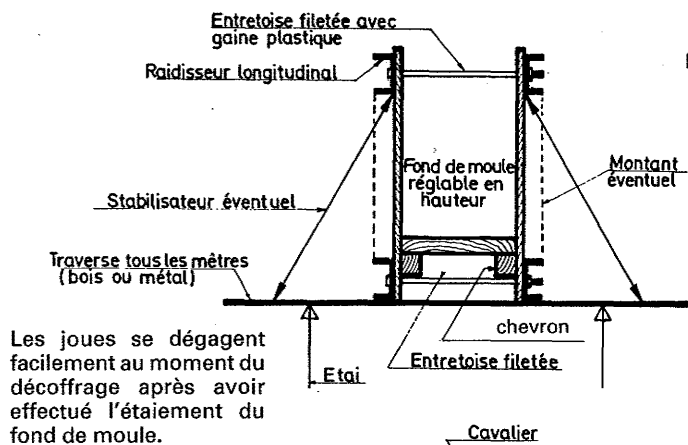
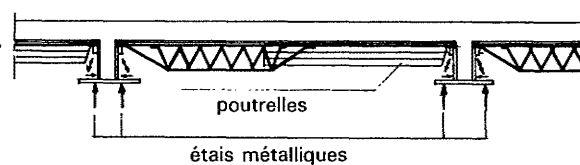
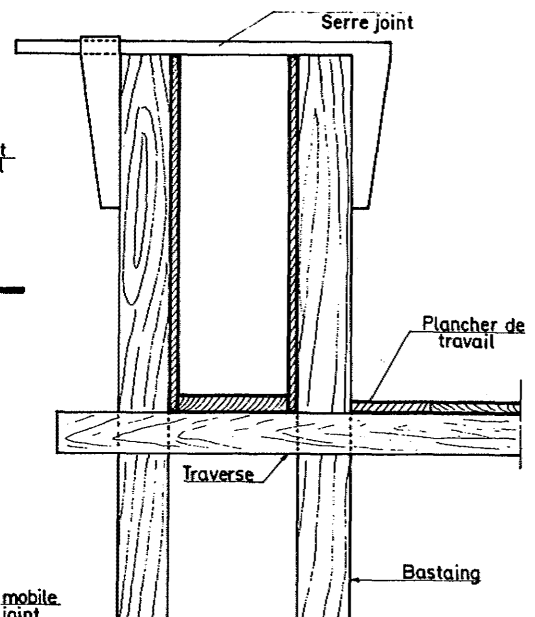
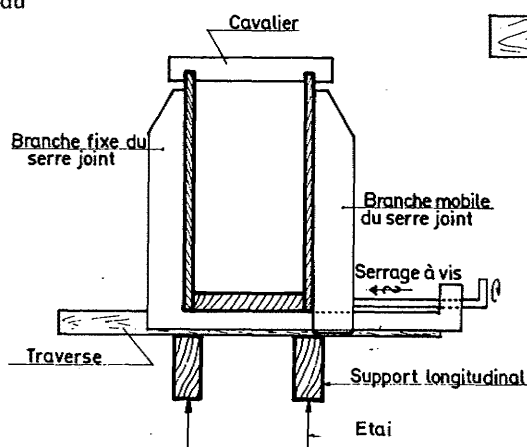


FIG. 76.



L'équerrage de la section est obtenu par le serre-joint à grandes branches (voir page 158).

Poutre à joint de dilatation

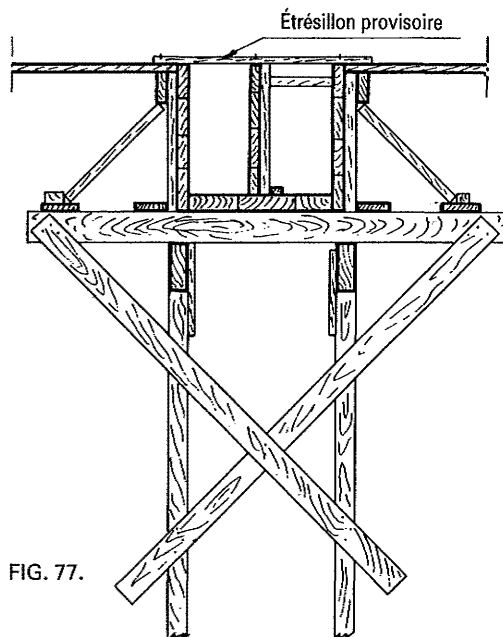


FIG. 77.

Poutre avec gousset

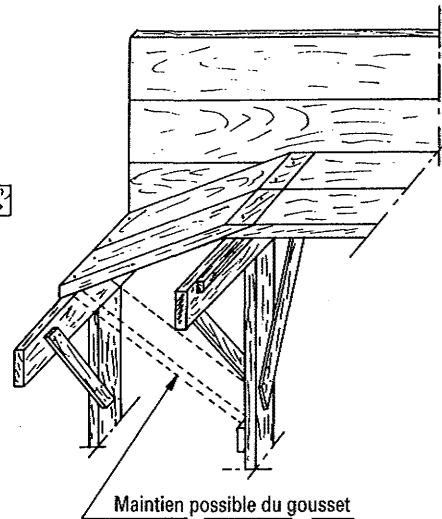


FIG. 78.

Poutre secondaire et plancher

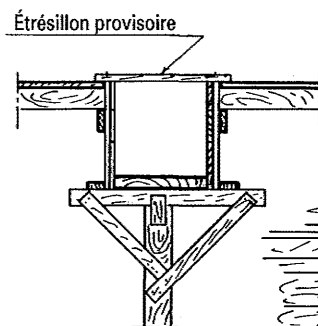


FIG. 79.

Jonction poutre principale et poutre secondaire

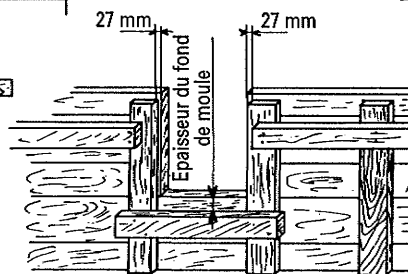


FIG. 80.

Poutre de rive avec auvent

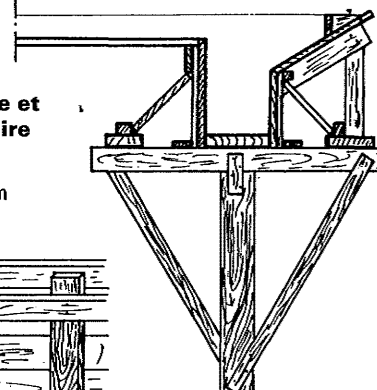


FIG. 81.

COFFRAGE DES POUTRES

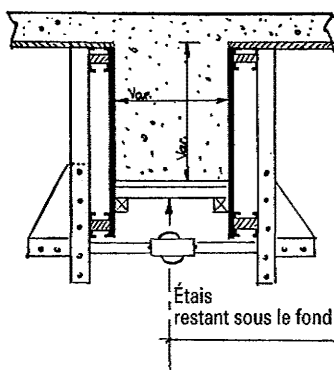
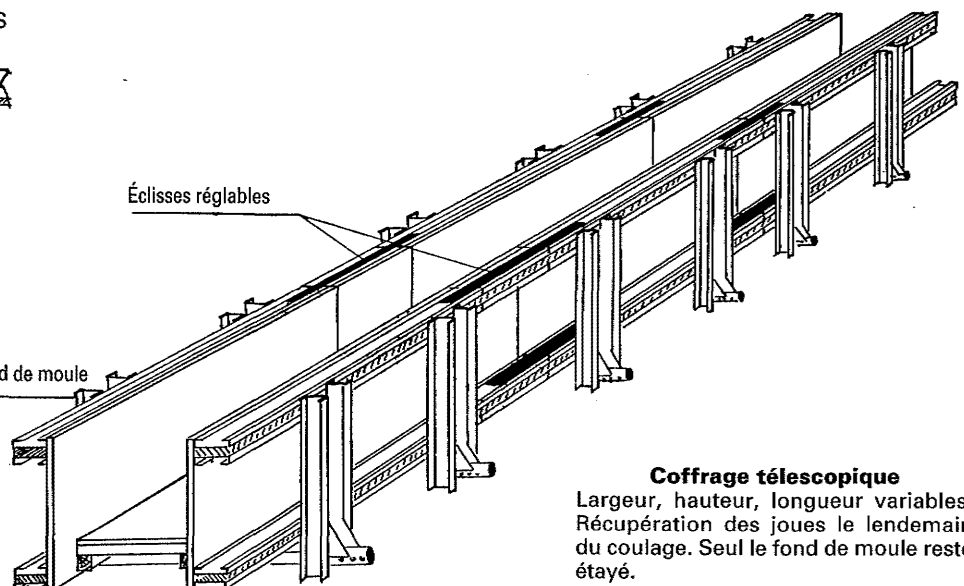


FIG. 82.



Coffrage télescopique

Largeur, hauteur, longueur variables. Récupération des joues le lendemain du coulage. Seul le fond de moule reste étagé.

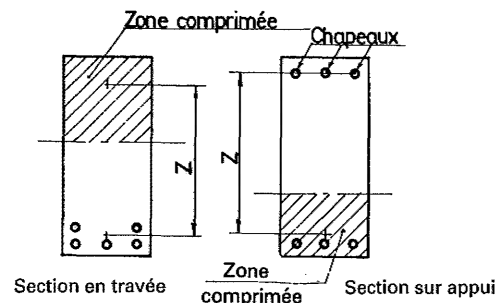
8 Armature des poutres

(Voir également p. 146)

8.1 L'organisation de l'armature des poutres dépend

- du mode de chargement (charges réparties ou partielles ou isolées);
- de la portée et du nombre d'appuis et de leur type (appuis libres ou avec encastremets);
- des sections considérées (section en travée et sections au droit des appuis) (fig. 83 et revoir fig. 5 à 13);
- des cas de charges d'exploitation défavorables (fig. 84);
- des formes, sans ou avec goussets (fig. 85 à 89).

FIG. 83.



Travée intermédiaire d'une poutre continue. La section M est la section située au milieu de la travée. La section E est la section située à l'extrémité de la travée. Théoriquement, le bras de levier Z varie le long de la poutre.

Cas de chargement	But recherché
N° 1	Recherche du moment fléchissant maximal positif dans la travée BC.
N° 2	Recherche du moment fléchissant maximal négatif sur l'appui B et de l'effort tranchant au voisinage de B.
N° 3	Recherche du moment fléchissant maximal négatif sur l'appui C et de l'effort tranchant au voisinage de C.
N° 4	Recherche du moment fléchissant minimal dans la travée BC.
N° 5	Recherche des moments sur appuis et en travée dus à la seule charge permanente.
N° 6	Recherche de l'effort tranchant dans la travée BC.
N° 7	Recherche de l'effort tranchant dans la travée BC.

Principes de calcul dans les différents cas envisagés :

- la charge d'exploitation est supposée régner dans la travée entière;
 - les moments ne sont calculés qu'en tenant compte des charges permanentes et d'exploitation encadrant l'appui considéré;
 - chaque poutre est supposée d'inertie constante;
 - la charge d'exploitation est à répartition uniforme.
- Il s'agit, en fait, d'une méthode simplifiée (voir annexe B du règlement BAEL).

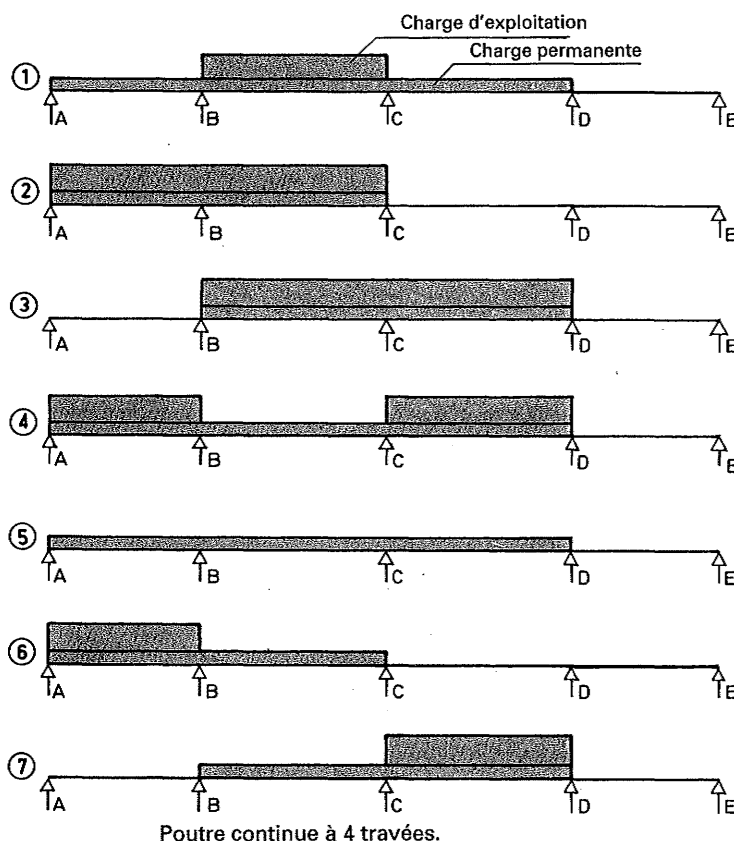


FIG. 84. - Différents cas de chargement à envisager pour l'étude de la seule travée BC.

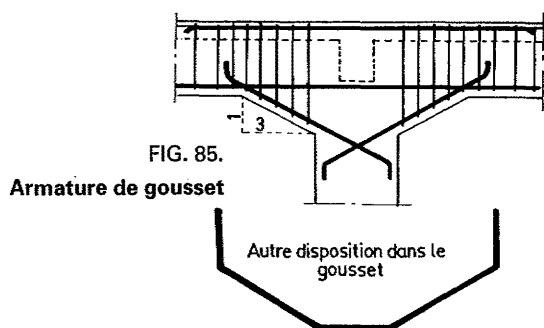


FIG. 85. Armature de gousset

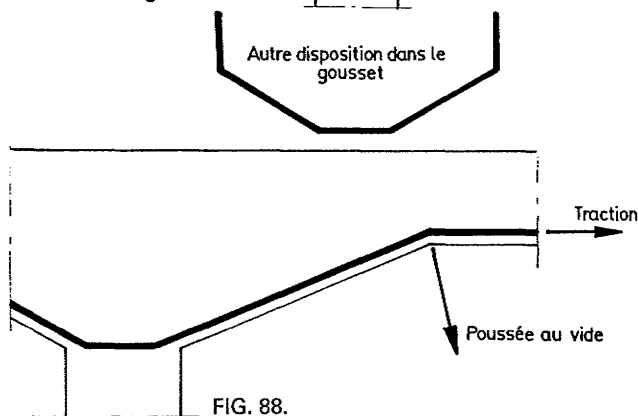


FIG. 88. Disposition incorrecte des aciers du gousset.

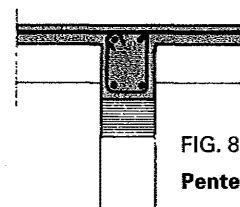


FIG. 86.

Pente du gousset $\leq 1/3$.

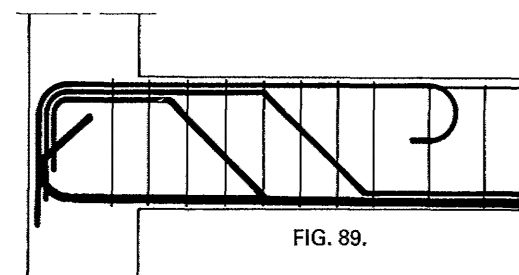
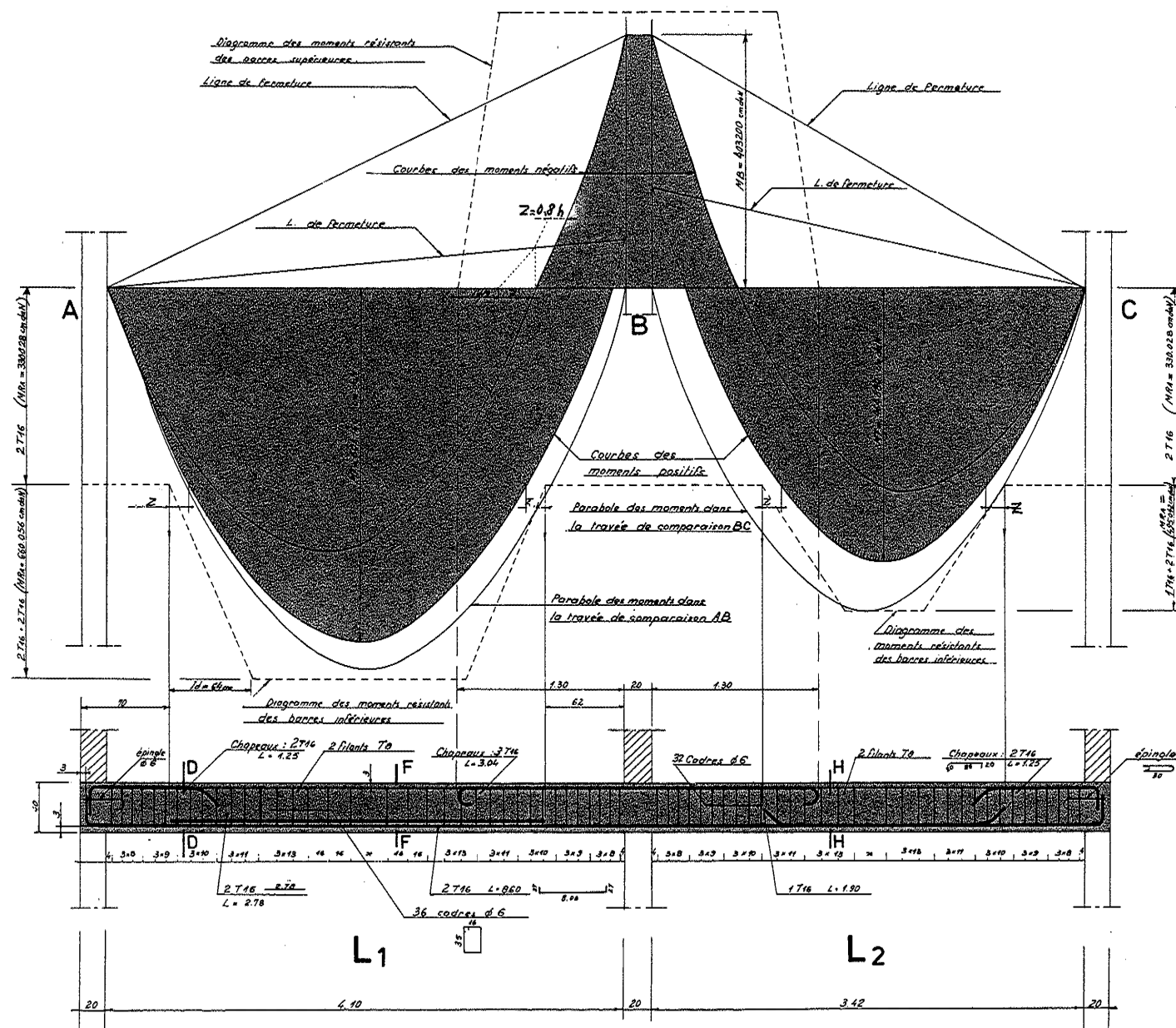


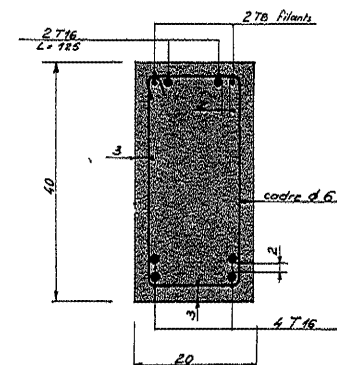
FIG. 89.

Barres relevées à l'extrémité d'une poutre prenant une part de l'effort tranchant (couture de la fissure possible).

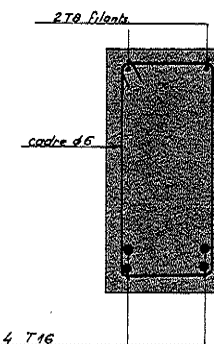
ÉPURE D'ARRÊT DES BARRES



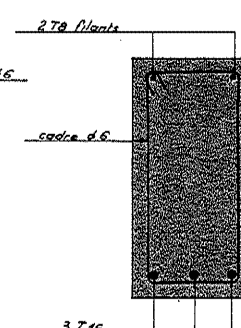
Section DD



Section FF



Section HH



PLAN D'ARMATURES

8.2 Le bureau d'études fournit

- le plan d'armatures (voir planche ci-contre);
- le tableau de nomenclature des aciers (ci-dessous : extrait de la norme NF P 02-015).

Une nomenclature peut, soit figurer sur le plan lui-même, soit constituer un cahier d'armatures séparé.

Chaque armature doit être complètement définie dans la nomenclature.

On peut compléter la nomenclature par les longueurs cumulées et les tonnages d'acier.

Repère	Nuance	Diamètre (mm)	Nbre par élément	Nbre d'éléments	Nbre total	Espacement (mm)	Longueur de coupe (mm)	Code forme	Façonnage	Longueur totale (m)	Indice de modification
1	HA	12	4	6	24	200	1 750	1 043	200  1 600	42,000	

- Repère : numéro de repérage de l'acier.
- Nuance : – les aciers lisses sont désignés par le symbole $\emptyset$ (on précise les nuances d'acier différentes de celles indiquées dans la note (voir paragraphe 8)),
 - les aciers à haute adhérence sont désignés par le symbole HA,
 - les treillis soudés sont désignés par le type de panneau utilisé en précisant dans la note à quel catalogue de fabricant on se réfère.
- $\emptyset$: diamètre de l'armature (mm).
- Nbre par élément : nombre d'armatures pour un élément.
- Nbre d'éléments : nombre d'éléments identiques.
- Nbre total : produit des deux nombres précédents.
- Espacement (mm).
- Longueur de coupe : longueur développée (mm).
- Code forme : il est défini par la norme NF P 02-016 et indiqué de façon optionnelle dans cette nomenclature.
- Façonnage.
- Longueur totale (m).

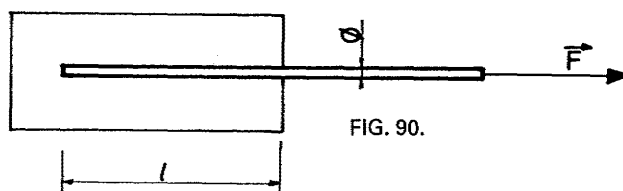
Intérêt de ce tableau

Il permet :

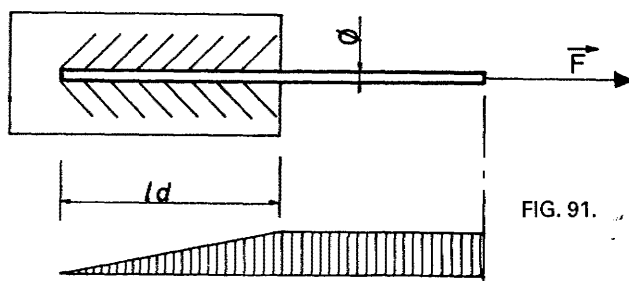
- l'établissement de la commande d'acier;
- l'évaluation des dépenses;
- l'organisation de coupes de barres en série ainsi que leur façonnage;
- une exploitation aisée sur le chantier.

8.3 Longueur de scellement droit

C'est la longueur de scellement « l_s » nécessaire à une barre rectiligne de diamètre $\emptyset$, soumise à sa contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$, pour être ancrée totalement (fig. 90 et 91).



N.B. : La condition d'équilibre a été étudiée page 48.



On admet, en pratique :

$l_s = 40$ fois le diamètre pour les aciers à haute adhérence.

Fe E 400

$l_s = 50$ fois le diamètre pour les ronds lisses et Fe E 500.

Exemple : pour un acier de $\emptyset 10$:

- barre lisse, $l_s = 50$ cm;
- barre à haute adhérence, $l_s = 40$ cm si $f_e = 400$ MPa.

8.4 Ancrage par courbure

Nécessité : la longueur de scellement est souvent importante vis-à-vis de la place disponible, surtout aux abouts de poutre. Il est par suite nécessaire de réaliser des ancrages courbes (voir fig. 97 à 99).

Risque : l'opération de cintrage d'une barre entraîne :

- un allongement de la partie convexe;
- un raccourcissement de la partie concave;
- une modification des caractères physiques qualitatifs et quantitatifs.

Il s'ensuit que le rayon de courbure ne doit pas être trop réduit.

Mode d'action :

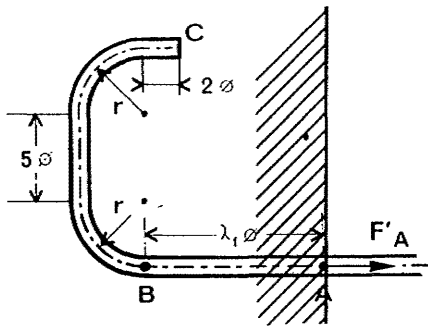
- à l'effet d'adhérence, s'ajoute l'effort de frottement de l'acier sur le béton ; la longueur d'ancrage sera plus faible que dans le cas du scellement droit;
- l'ancrage par courbure tend à se dérouler si la barre est sollicitée en traction.

Règles pratiques : on admet :

- un rayon de courbure égal à 3 diamètres pour les aciers de nuance Fe E 215 et Fe E 235 pour les barres longitudinales (deux diamètres suffisent pour les cadres et étriers);
- le rayon de courbure des aciers à haute adhérence est au moins égal à :
 - cinq fois le diamètre de la barre,
 - la valeur minimale fixée par la fiche d'homologation,
 - la valeur satisfaisant la condition de non écrasement du béton.

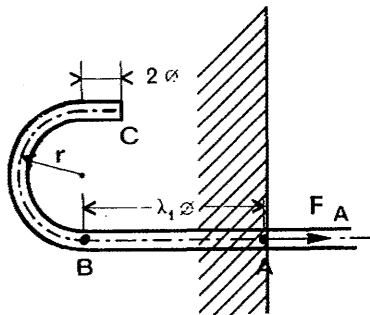
La désignation des crochets et leur équivalence en scellement droit est portée sur la figure 92.
Voir également les pages 19 et 20.

Ancrage à double coude



BC est équivalent à $(16,59 \varnothing + 6,39 r)$ en scellement droit.

Crochet normal

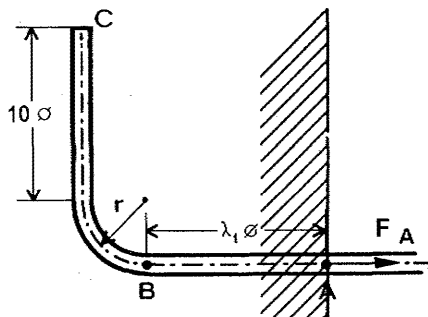


BC est équivalent à $(7,14 \varnothing + 6,39 r)$ en scellement droit.

Si $r = 3 \varnothing \Rightarrow BC \Leftrightarrow 26,31 \varnothing$.

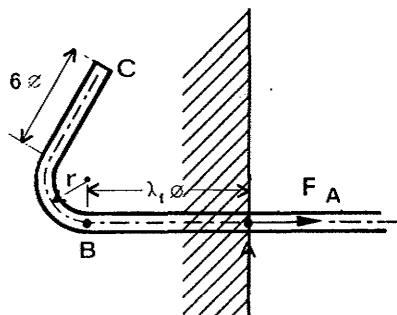
Si $r = 5 \varnothing \Rightarrow BC \Leftrightarrow 39,09 \varnothing$.

Retour d'équerre



BC est équivalent à $(18,9 \varnothing + 2,24 r)$ en scellement droit.

Crochet à 120°



BC est équivalent à $(13,92 D + 3,30 r)$ en scellement droit.

8.5 Dispositions constructives

8.5.1 - Recouvrement des aciers

La longueur totale d'ancrage, mesurée hors crochet, d'une barre munie d'un crochet normal, est égale :

- pour un rond lisse à $0,60 l_s$;
- pour un acier HA à $0,40 l_s$ (fig. 93).

Si les barres sont distantes d'une longueur « c », on ajoute cette valeur à « l_s » (fig. 94).

Nota : « l_s » est la longueur de recouvrement de deux barres rectilignes (fig. 95).

Le recouvrement par soudure est défini par la figure 96.

8.5.2 - Extrémités de poutre :

- une ligature égale à $\varnothing/4$ relie le retour de la barre à la masse de béton (fig. 97) ;
- les crochets sont tournés vers l'intérieur et des aciers transversaux peuvent les entourer (fig. 98 et 99).

8.5.3 - Ancrage des cadres et étriers

L'ancrage est assuré dans les cas suivants : figures 100 à 102.

8.5.4 - Arrêt des barres dans une poutre (voir planche p. 162).

8.5.4.1 - Pour obtenir les points d'arrêt des barres longitudinales :

- on trace l'épure des moments fléchissants ;
- on porte les moments résistants de chaque nappe d'acier ;
- on tient compte de la longueur de scellement droit ;
- on décale le diagramme des M_f de $0,8 h$ (h étant la hauteur totale de la poutre) dans la direction où le moment augmente en valeur absolue (voir fig. 103 et le plan d'armatures p. 164).

8.5.4.2 - La disposition des ancrages de chapeaux et des barres inférieures de renfort :

- ne doit pas favoriser la formation de fissures à 45° d'où $l \geq h$ (fig. 104) ;
- doit assurer un fonctionnement mécanique de l'ensemble porteur satisfaisant, d'où la justification de règles pratiques (fig. 105).

Crochet à 135°

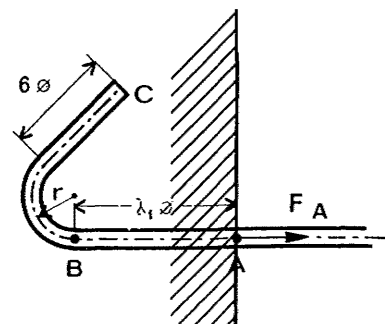


FIG. 92.

ANCRAGES : RECOUVREMENTS

Crochet normal
 $r \geq 3 \varnothing$ pour les ronds lisses
 $r \geq 5,5 \varnothing$ pour les aciers HA

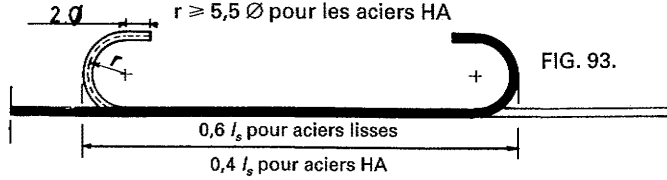


FIG. 93.

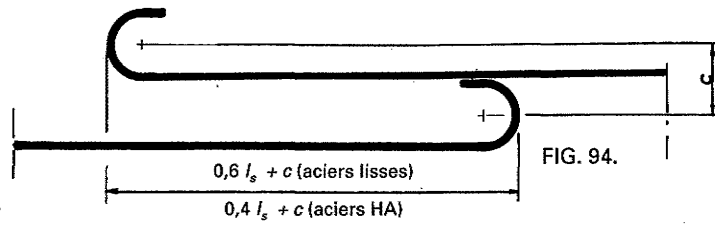


FIG. 94.

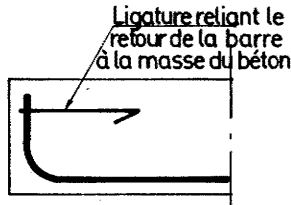
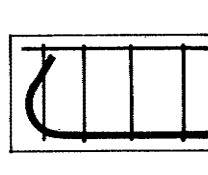
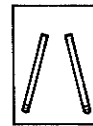


FIG. 97.

EXTRÉMITÉS DE POUTRES



Crochet + armatures transversales
 FIG. 98.



Extrémité de poutre.
 Crochets tournés vers l'intérieur
 FIG. 99.

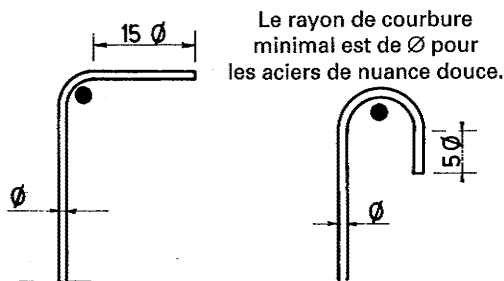


FIG. 100.

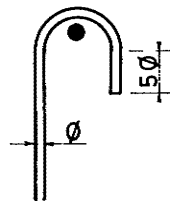


FIG. 101.

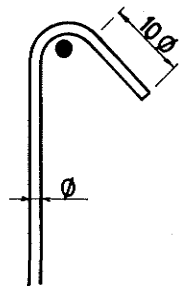


FIG. 102.

FAÇONNAGE DES CADRES ET ÉTRIERS

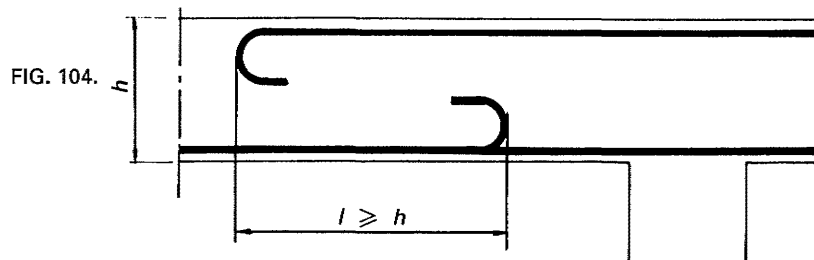


FIG. 104.

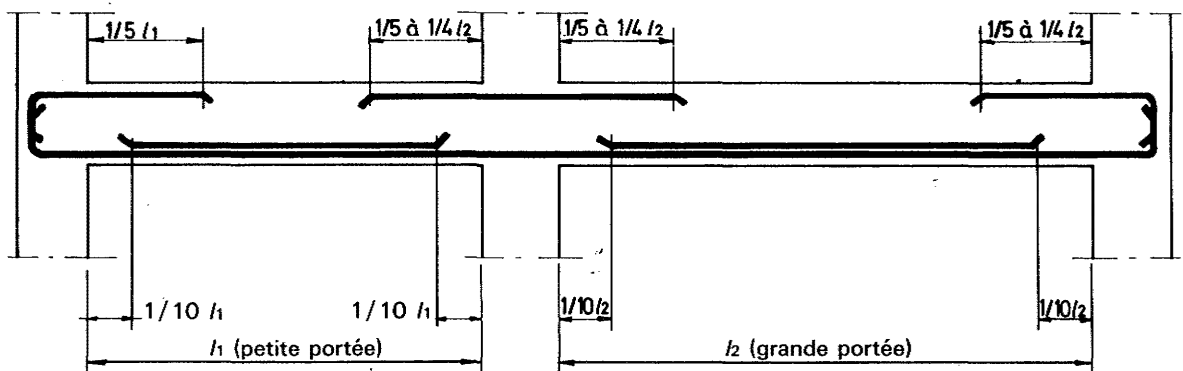


FIG. 105. - Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.

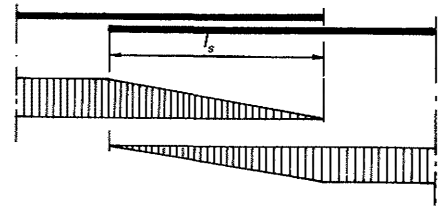


FIG. 95. - Recouvrement de deux barres.

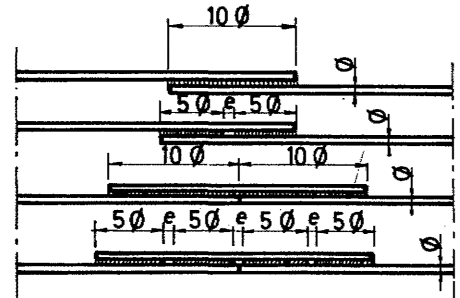


FIG. 96. - Recouvrement par soudure.

Pour éviter l'échauffement trop important des $\varnothing > 25$ mm, on laisse un intervalle e de 20 mm entre deux cordons de soudure.

En traits interrompus courts : courbe des moments.
 En trait plein : courbe des moments décalée de $0,8 h$.

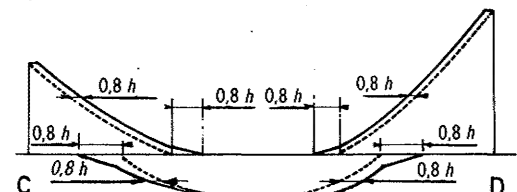
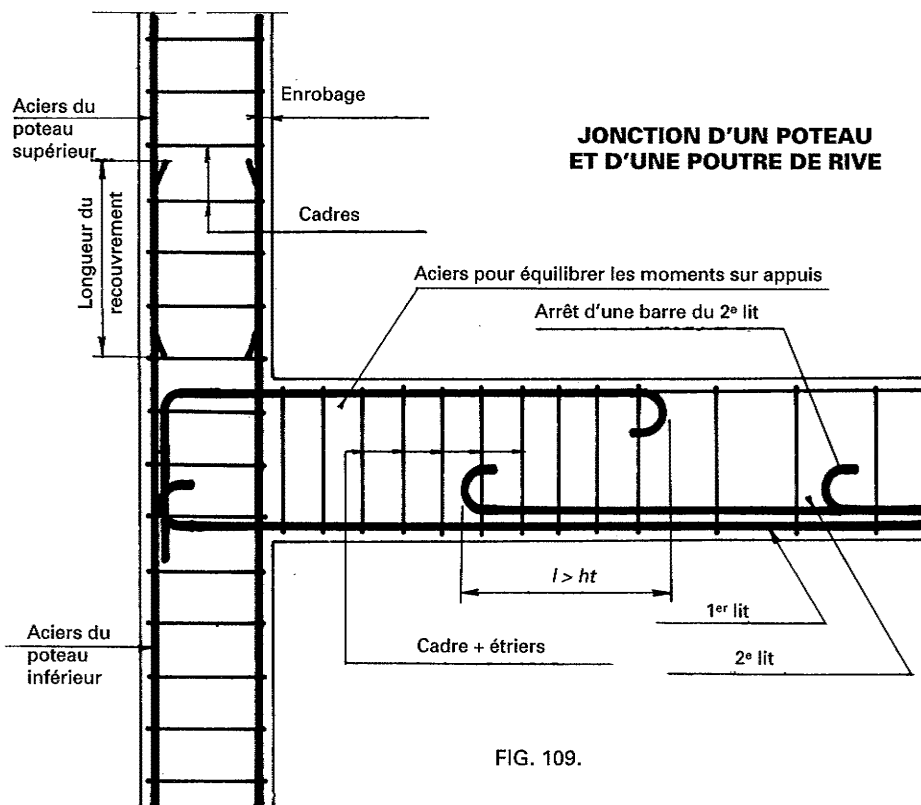
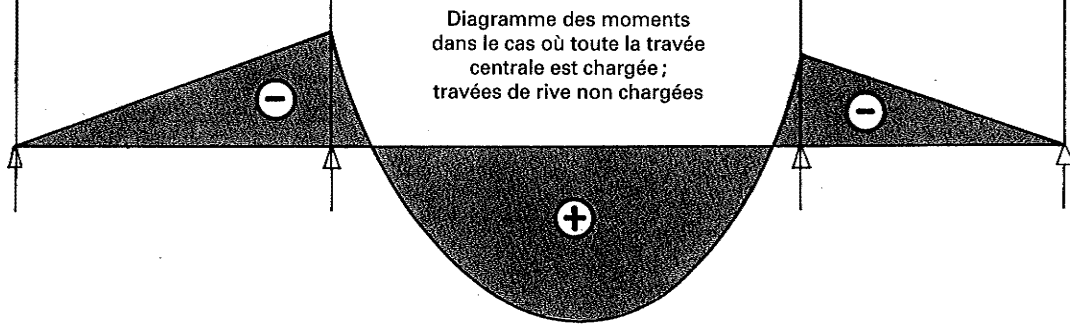
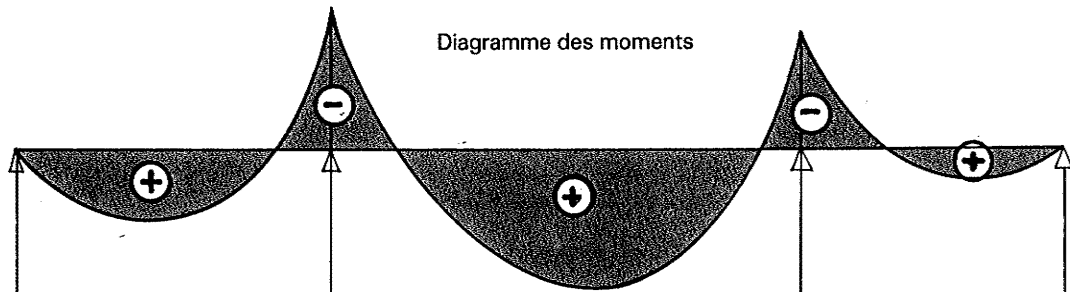


FIG. 103. - Courbes enveloppes des moments fléchissants.

ARRÊT DES BARRES

EFFET DES SEULES CHARGES D'EXPLOITATION

HYPOTHÈSE DE CHARGEMENT : TOUTES TRAVÉES UNIFORMÉMENT CHARGÉES.



Exemple d'application à un nœud d'ossature : jonction poteaux-poutres (fig. 109).

8.6 Remarques

- Dans une poutre horizontale fléchie, il est permis d'utiliser :
- des barres à haute adhérence comme armature tendue inférieure et supérieure et des ronds lisses comme barres de montage ;
- des barres à haute adhérence comme chapeaux et des ronds lisses comme armature longitudinale inférieure.
- Ainsi, les aciers ayant la même direction et subissant la même déformation seront tous de même type et de même nuance.
- L'intérêt du chantier est d'utiliser un nombre aussi réduit que possible de diamètre de barres.
- Les armatures (en acier) longitudinales de compression, qui sont ligaturées par des armatures transversales dans les mêmes conditions que dans les poteaux, peuvent être prises en compte pour participer à l'effort de compression du béton.
- L'armature longitudinale permet d'équilibrer le moment fléchissant dans une section mais n'est pas suffisante pour combattre l'effort tranchant. L'armature transversale est indispensable.

8.7 Armature transversale

Elle est destinée à équilibrer l'effort tranchant.

8.7.1 - Effet de l'effort tranchant (voir p. 150 et 170)

Il provoque :

- un glissement longitudinal (fig. 110) ;
- un glissement transversal, mis en évidence par les expérimentations (voir p. 149).

Chaque petit parallélépipède de la poutre est soumis à des contraintes tangentielles (fig. 111 et 112) :

* τ_x contrainte dans la direction de l'axe Ox.

* τ_y contrainte dans la direction de l'axe Oy

$$\text{avec } |\tau_x| = |\tau_y|.$$

Ces contraintes provoquent dans les poutres une traction du béton sur des plans inclinés à 45° et par suite des fissures (fig. 112 à 117).

Les cadres et étriers ont pour rôle de « coudre » ces fissures qui se produisent près des appuis où l'effort tranchant est le plus élevé (revoir la fig. 4, page 145).

La section minimale des armatures d'âme (cadres et étriers éventuels) doit être telle que la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t}$

soit au moins égale à $0,13 f_{tj}$:

A_t : section minimale des armatures d'âme

f_e : contrainte caractéristique de l'acier utilisé

b_0 : largeur de l'âme de la poutre

s_t : espacement d'un cours d'armatures d'âme

f_{tj} : contrainte caractéristique à la traction du béton

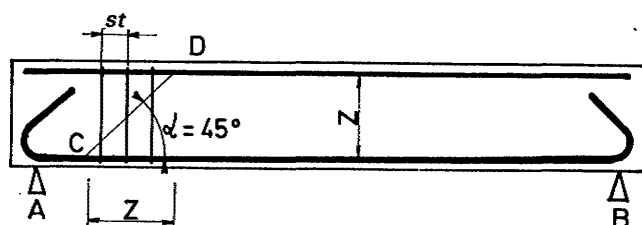


FIG. 113. - L'effort tranchant est prépondérant au voisinage des appuis.

8.7.2 - Dispositions pratiques

- Les cadres et les étriers peuvent être disposés en étant :
 - perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre (fig. 109) ;
 - inclinés d'un angle α (entre 45° et 90°) (fig. 114) ;
 - perpendiculaires et associés à des barres relevées (fig. 89).
- Le diamètre $\varnothing_t$ des armatures d'âme (cadres) d'une poutre est tel que :
 - $\varnothing_t \leq 1/35$ hauteur totale de la poutre
 - $\varnothing_t \leq \varnothing$ des aciers longitudinaux
 - $\varnothing_t \leq 1/10$ de la largeur « b_0 » de l'âme. (Voir fig. 118.)
- L'espacement « s_t » de deux cours successifs est au plus égal à :

$$s_t = \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\}$$

- Le premier plan de cadres-étriers est placé à une distance de l'appui avec un écartement égal à $s_t/2$.
- Les cadres sont toujours plus rapprochés au voisinage des appuis, en raison de l'effort tranchant (voir page 145).
- Les armatures de compression sont maintenues tous les 15 diamètres au plus par des cadres ou des étriers.

- La liaison des membrures d'une poutre avec l'âme :

exemples {

- poutres à talon (voir page 148)
- poutres en forme de I, T (fig. n° 122)
- poutres associées à une dalle pleine s'effectue avec des cadres par application de la « règle des coupures » (voir B.A.E.L., et croquis nos 122 et 123).

FIG. 110. - Section de poutre soumise au moment de flexion et à l'effort tranchant.

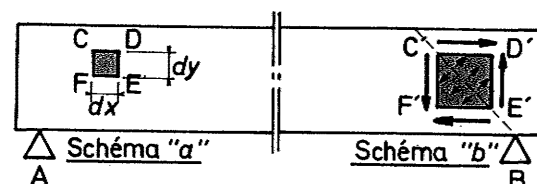
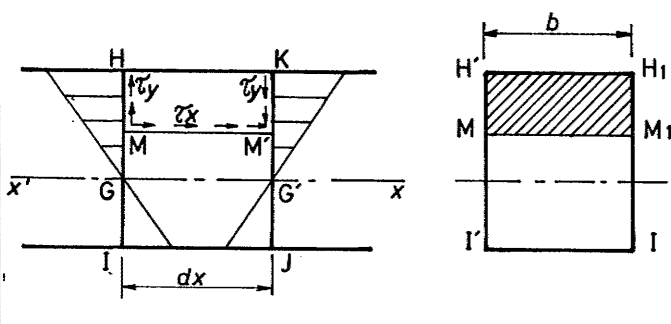


FIG. 112.

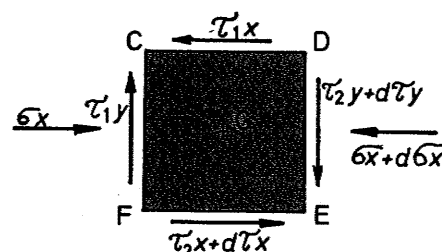


FIG. 111. - Élément « ds ».

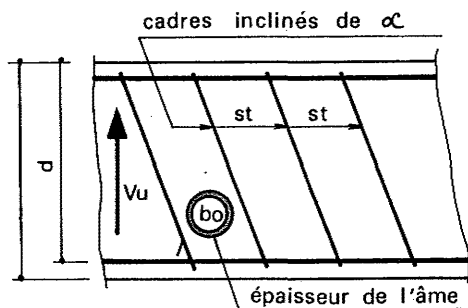


FIG. 114.

V_u : effort tranchant de calcul

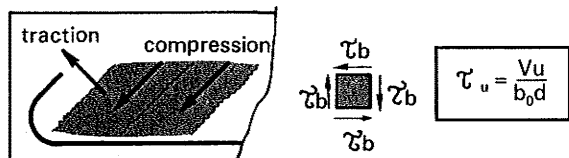
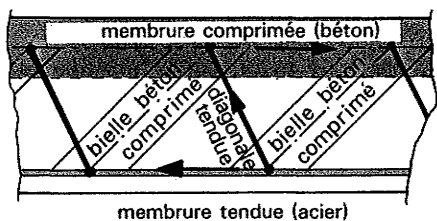


FIG. 115.

Extrémité de poutre sur un appui

τ_b : contrainte tangente

τ_u : contrainte conventionnelle



Théorie du treillis de Ritter-Mörsch

FIG. 116.

Les cadres jouent le rôle de la diagonale tendue

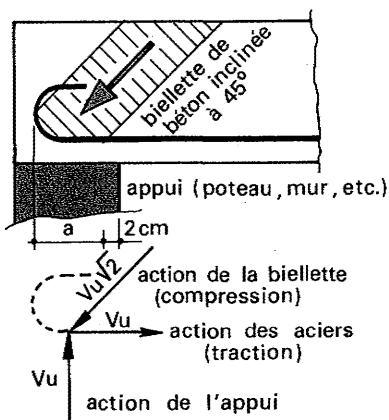


FIG. 117.

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui.

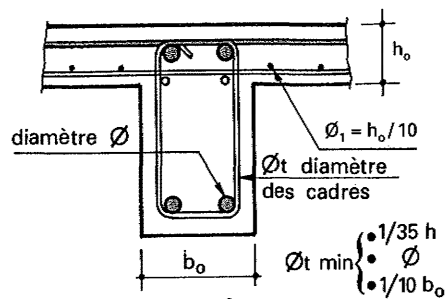


FIG. 118.

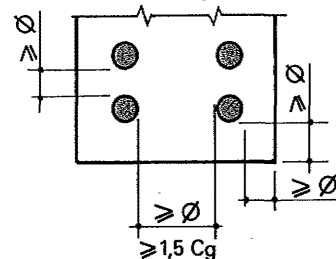


FIG. 119.

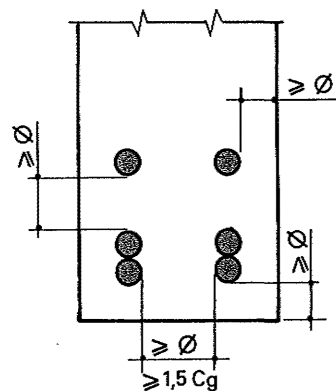


FIG. 120.

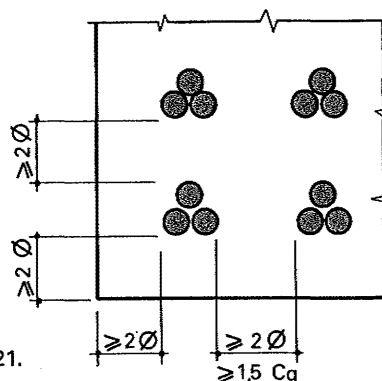


FIG. 121.

CONDITIONS DE BÉTONNAGE CORRECT

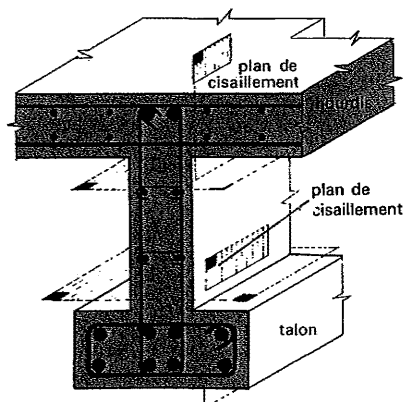


FIG. 122. - Liaison des membrures à l'âme par des cadres.

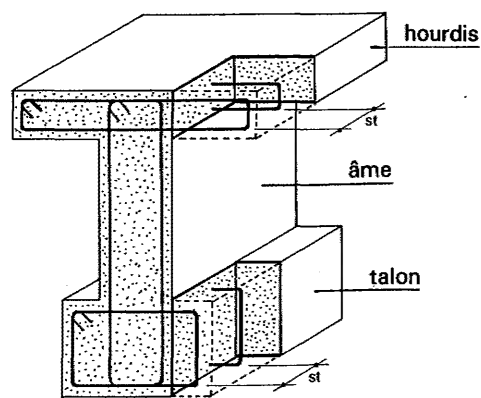


FIG. 123. - Armature transversale d'une poutre avec hourdis et talon.

8.8 Protection des armatures

L'enrobage (symbole c) de toute armature longitudinale ou transversale est au moins égal à :

- $c \geq \left\{ \begin{array}{l} \bullet 5 \text{ cm pour les ouvrages à la mer,} \\ \bullet 3 \text{ cm pour les parements non coffrés (dessus poutres-dalles) soumis à des actions agressives,} \\ \bullet 3 \text{ cm pour les parements exposés aux intempéries, exposés aux condensations,} \\ \bullet 1 \text{ cm pour parois dans les locaux couverts non exposés aux condensations.} \end{array} \right.$

8.9 Conditions d'enrobage et de bétonnage correct (fig. 118 à 121)

8.10 Châssis d'armature

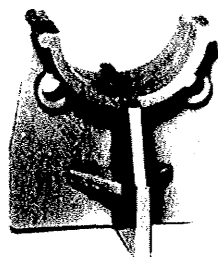
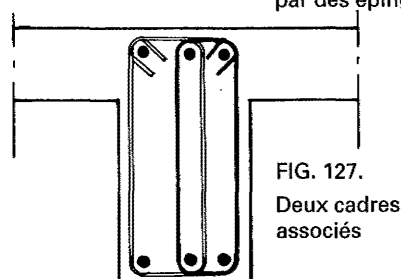
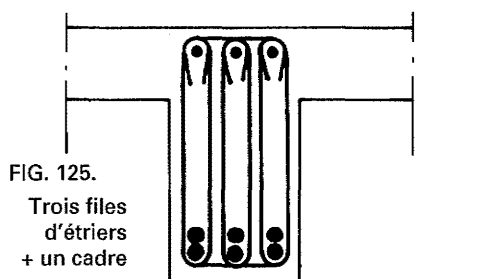
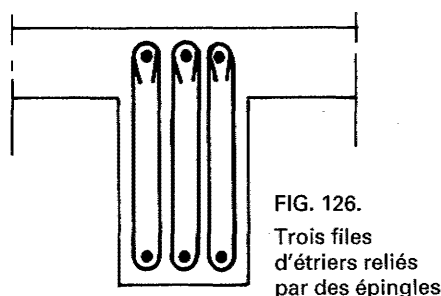
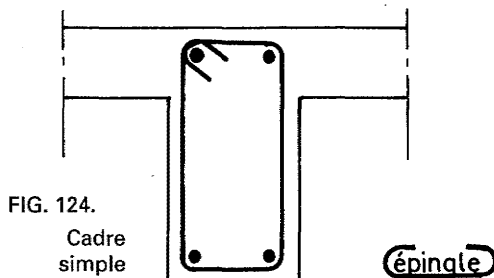
Prescriptions de mise en place des châssis d'armature :

Prescriptions	Armatures isolées	Armatures en paquet
• d'enrobage	$c \geq \emptyset$	$c \geq \text{largeur du paquet}$
• de bétonnage correct	distance libre verticale max $\{\emptyset ; Cg\}$	distance libre verticale max $\{\text{largeur du paquet} ; Cg\}$
• d'espacement (Cg désigne la grosseur du plus gros granulat utilisé)	distance libre horizontale : max $\{\emptyset ; 1,5 Cg\}$	distance libre horizontale max $\{\text{largeur du paquet} ; 1,5 Cg\}$

- le respect des cotes est nécessaire, autant pour le coffrage que pour l'armature ;
- l'huile de démoulage est passée avant de placer les châssis ;
- la position rigoureuse des châssis est obtenue par des cales ou distanciers afin d'obtenir un enrobage correct ;
- si la mise en place est délicate aux croisements de poutres :
 - les cadres peuvent d'abord être emboîtés mais non fixés pour permettre le chevauchement des barres,
 - les cadres sont fixés mais ouverts et leurs extrémités rabattues après emboîtement ;
- les barres complémentaires :
 - chapeaux sur appuis,
 - barres de recouvrement sur barres inférieures, peuvent être placées indépendamment (fig. 124 à 127) ;
- un châssis peut être façonné par éléments à condition de les relier ensuite par des cadres ou des épingles ;

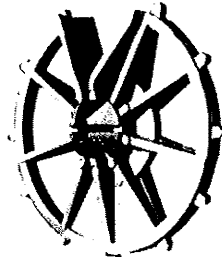
NB : Les mailles formées par les armatures longitudinales et transversales doivent permettre le libre passage de l'aiguille vibrante (voir fig. 131).

ARMATURE TRANSVERSALE DES POUTRES



ROBOT

Hauteurs : 30, 50 mm
Aciers : 3 à 32 mm



REA

Hauteurs : 20, 25, 30 mm
Aciers : 5 à 14 mm



PAPILLON

Hauteurs : 15, 20, 25, 30, 400 mm
Aciers : 3 à 14 mm

CALES EN MATIÈRE PLASTIQUE POUR ARMATURES (DISTANCIERS)

- dans le cas du croisement poutre porteuse-poutre portée, il est indispensable d'équilibrer l'action de l'appui par des suspentes (fig. 128 à 130).

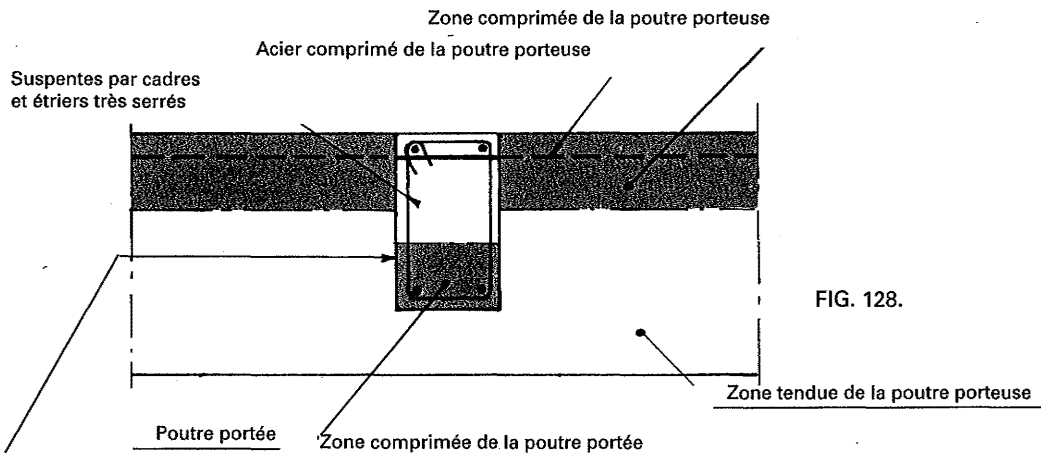


FIG. 128.

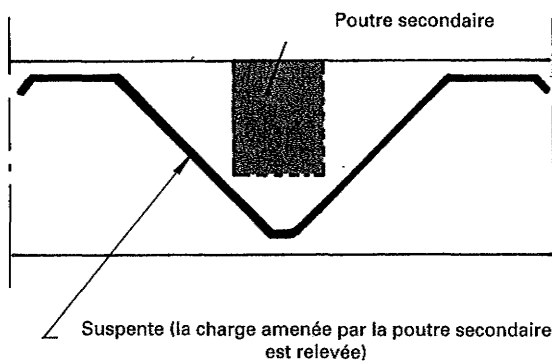


FIG. 129.

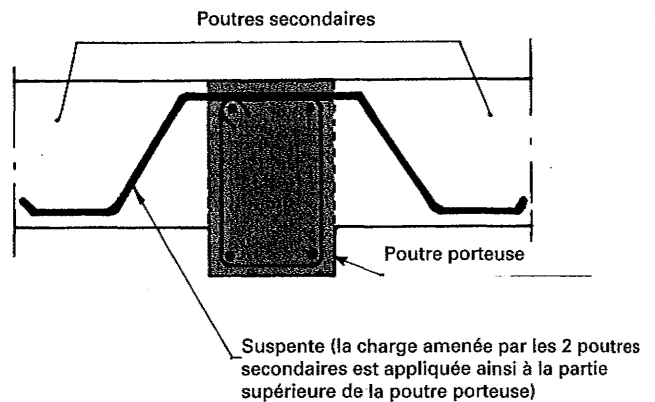


FIG. 130.

8.11 Bétonnage

8.1.1 - Les mailles des grilles

Formées par les aciers que le béton frais traverse à sa mise en place, elles doivent être assez larges pour ne pas affecter son homogénéité. Pour une maille, on définit son rayon moyen « r » par :

$$r = \frac{ab}{2(a+b)} \text{ ou } \frac{\text{surface}}{\text{périmètre}} \text{ (fig. 131)}$$

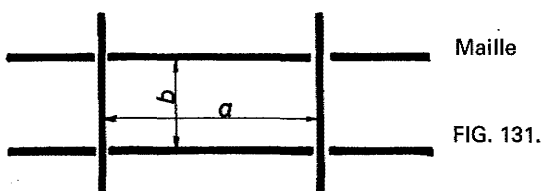


FIG. 131.

Règle pratique : on doit avoir :

$$r \geq \frac{C_g}{1,4} \text{ si les gros éléments sont roulés ;}$$

$$r \geq \frac{C_g}{1,2} \text{ si les gros éléments sont concassés.}$$

8.1.1.2 - Le dosage classique varie de :

- 300 à 350 kg de C.P.J. 42,5 ;
- 350 à 500 dm³ de sable de rivière de 0 à 5 mm (maille carrée) ;
- 750 à 850 dm³ de graviers $10 \geq C_g \geq 25$;
- 140 à 180 dm³ d'eau.

8.1.2 - Les nœuds d'armature

Ils doivent être soigneusement vibrés pour obtenir :

- un excellent enrobage ;
- une compacité maximale ;
- un parement soigné ;
- des résistances optimales.

8.12 Décoffrage

Les joues peuvent être décoffrées dès le début du durcissement.

Le fond de moule doit rester étayé jusqu'à obtention d'une résistance minimale du béton de 120 bars.

Un étalement partiel permet de libérer les coffrages jusqu'à complet durcissement.

La prudence est de bonne règle à chaque décoffrage tant sur le plan de la sécurité des travaux que celui des manutentions.

Nota : les vérifications relatives à :

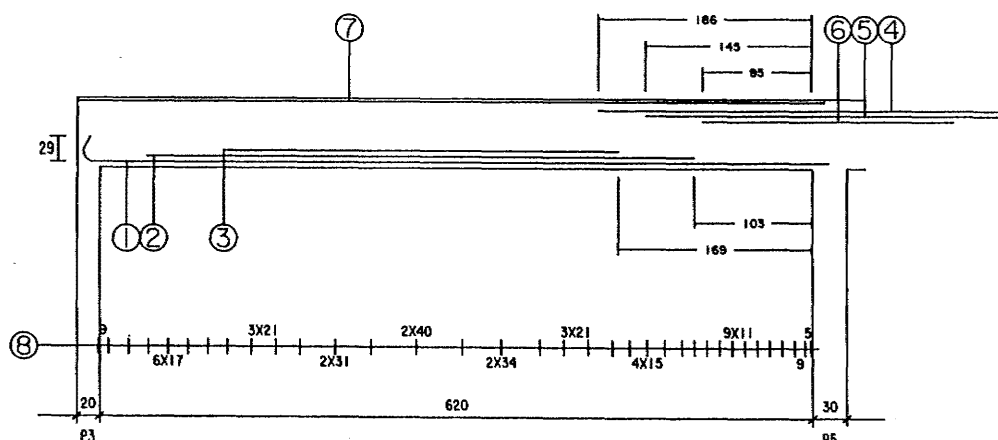
- l'adhérence ;
- la longueur d'ancrage ;
- la condition de non écrasement du béton ;
- les conditions relatives à la fissuration ;
- les conditions de non fragilité

appartiennent au bureau d'études responsable de l'organisation de l'armature et des calculs.

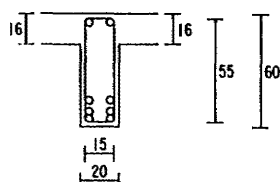
CE QU'IL FAUT RETENIR

Questions :	Réponses :
1° Comment sont repérées les poutres sur les plans de coffrage ? Donnez un exemple définissant l'élément.	Poutre n° 5. Section 30×40 , gousset d'extrémité de 40×120 . Portée 6,70 m.
2° Quelle est la valeur moyenne admise pour la contre-flèche de coffrage ?	1/500 de la portée.
3° Quelle charge peut supporter un étau classique en tube acier de 2,65 m de hauteur ?	On peut compter environ 5 tonnes.
4° Quelle est la longueur de scellement droit pour les aciers H.A. ?	40 fois le $\varnothing$; pour $f_e = 400$ MPa et 50 $\varnothing$ pour $f_e = 500$ MPa.
5° Quelle est la longueur d'ancrage si la barre présente un crochet à 180°, avec un acier de nuance 500 MPa ?	0,4 l_d soit $0,4 \times 50 \varnothing = 20 \varnothing$ pour les aciers H.A. Pratiquement, on compte la moitié de l_d . Voir aussi les figures 93 et 94.
6° Schématisez le mode de transmission des efforts lorsqu'il y a recouvrement.	Voir la figure 95.
7° Comment sont disposés les ancrages aux extrémités des poutres ?	Voir les figures 97, 98 et 99.
8° Quelles sont les conditions d'ancrage des cadres et étriers suivant le façonnage des extrémités ?	Réponses sur les figures 100, 101 et 102.
9° Peut-on utiliser à la fois en barres inférieures d'une poutre des aciers H.A. et des aciers lisses de nuance douce ?	Non, car la mise en charge des aciers H.A. est différente des aciers de nuance douce.
10° Quelles sont les conditions relatives aux enrobages minimaux des barres isolées ?	Réponse en 8.9.
11° • Justifiez la disposition des aciers de la travée de rive de la poutre continue à trois travées représentée ci-dessous. • Précisez l'enrobage vis-à-vis des conditions de bétonnage correct.	- Analysez les cas de chargement possible fig. 84. - Observez les schémas de principe page 146 et page 168. - Utilisez les recommandations des figures 119-120 et des paragraphes 8.8 et 8.9.

TRAVÉE 8

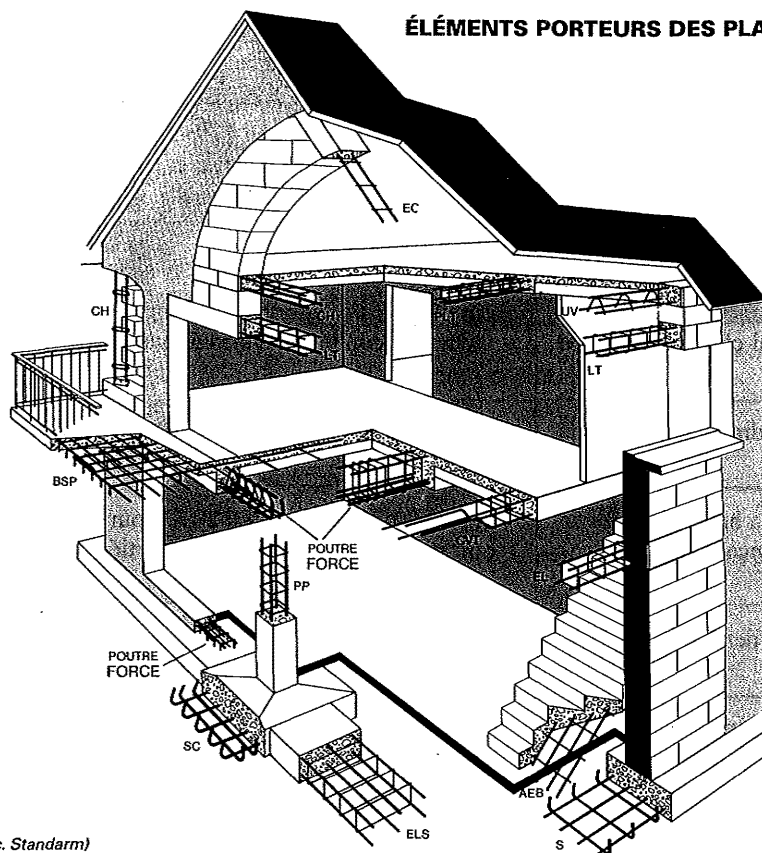


ÉCHELLES 3 ET 5 CM/M



1	2	HA14 • 06.71	
2	2	HA14 • 04.76	
3	2	HA14 • 03.44	
4	2	HA16 • 04.09	
5	2	HA14 • 03.18	
6	2	HA10 • 02.20	
7	2	HA08 • 06.50	
8	33 CAD	HA08 • 01.57	POIDS = 85,5 KG

ÉLÉMENTS PORTEURS DES PLANCHERS



(doc. Standarm)

FIG. 1. - Visualisation de la structure en béton armé d'un pavillon à deux niveaux.

On observe :

- **les porteurs verticaux**
 - . poteaux sur semelle isolée (SC)
 - . mur sur semelle continue (S et ELS)
- **les chaînages verticaux (CH)**
- **les éléments horizontaux** tels que :
 - . poutres de rive en façade et poutres intérieures
 - . poutre chevêtre (CVT) pour la trémie d'escalier
 - . linteaux (LT) des baies larges ou étroites
 - . balcon associé au plancher haut du rez-de-chaussée
- **les planchers** constitués soit par une dalle épaisse ou soit par des poutrelles précontraintes + une dalle de compression
- **les éléments BA inclinés** : chaînage rampant (EC) et escalier

• *Remarque : les escaliers participent à la stabilité en constituant des éléments de triangulation (contrefiche) en reliant les planchers ou dallages armés (voir fig. 5)*

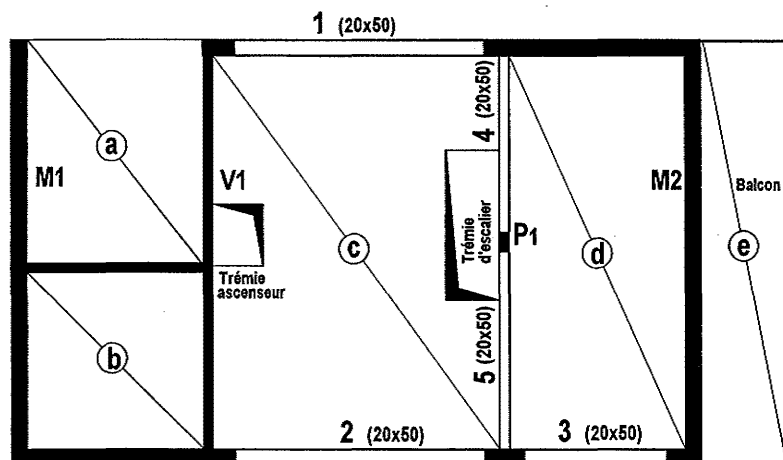


FIG. 2. - Structure porteuse : fondations + (murs, voiles, poteaux) + poutres.

Plancher de bâtiment en dalle pleine et comprenant les zones repérées par une lettre à l'intérieur d'un cercle situé sur la diagonale du panneau.
Exemples : a, b, c, d, e

Nature des appuis : murs, voiles, poutres de rive, poutres intérieures.
Trémies : pour l'escalier intérieur et pour l'ascenseur.

Mode de fonctionnement du plancher :

On considère une poutre continue avec console à l'extrémité droite.

Appuis de la poutre : mur M1-voile V1-poutres N°4 et N°5-mur M2.

Armatures à prévoir sur appuis : le panneau « b », par exemple, repose sur quatre côtés.

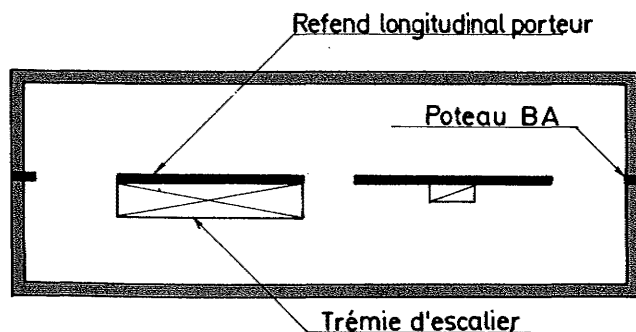


FIG. 3. - Plancher reposant sur murs extérieurs et un retend.

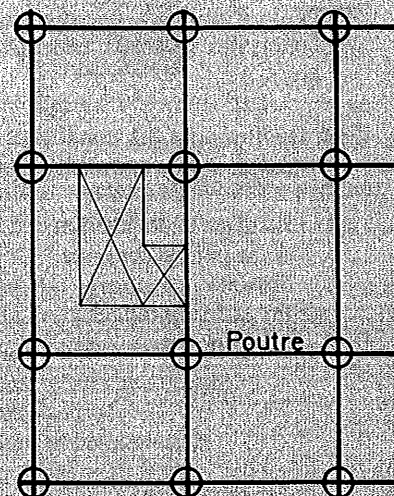


FIG. 4. - Dalle reposant sur des poutres principales et secondaires.
Vue en plan

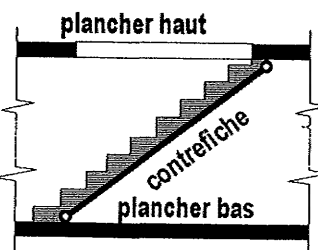


FIG. 5. - Escalier BA

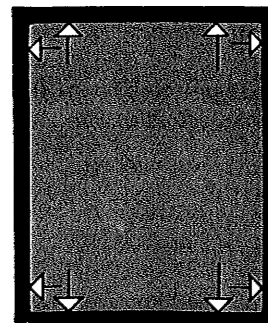
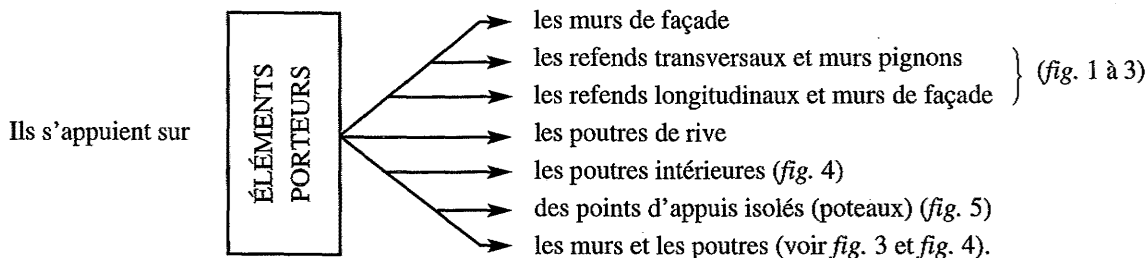


FIG. 6. - Le plancher sert d'entretoise rigide entre les murs : angles indéformables.

15. PLANCHERS B.A.

15.1. GÉNÉRALITÉS

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction pour porter les charges d'exploitation.



LEURS RÔLES ESSENTIELS

Les planchers jouent le rôle :

- de plate-forme porteuse pour l'étage considéré
- de toit pour l'étage sous-jacent
- d'écran permettant le confort de l'habitant
- d'élément de stabilité

CONDITIONS REQUISES

- **Résistance** aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (voir *Renseignements techniques*, p. 40).
- **Circulation** possible entre étages par des trémies :
 - pour escalier;
 - pour ascenseur.
- **Passage** des conduits de :
 - fumée;
 - ventilation;
 - vide-ordures.
- **Support des plafonds** :
 - adhérents;
 - suspendus.
- **Écran isolant** entre étages :
 - masse suffisante 300 kg/m²;
 - étanchéité au bruit au voisinage des conduits;
 - rigidité en n'émettant pas de vibration.
- **acoustique**
- **thermique**, en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire.
- **Par chaînage** (rôle de buton, rôle d'entretoise (fig. 6 et 7)) des éléments verticaux de la structure porteuse soumis entre autres :
 - aux poussées du vent;
 - aux poussées des terres.

ANALOGIES * sous une forme imagée, chaque cellule de bâtiment possède :

- un fond (plancher bas);
- un couvercle (plancher haut).

* Chaque plancher peut constituer les semelles d'une poutre :

- en forme de T;
- en forme de I;
- ou une poutre-caisson

avec les voiles ou les murs en B.A. (fig. 8).

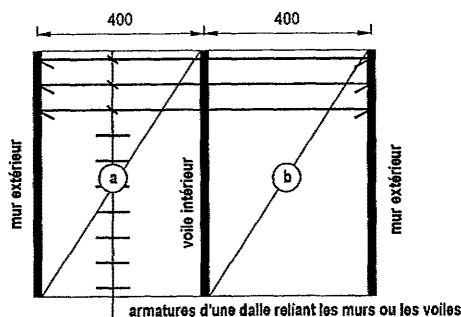


FIG. 7. - Chaînages multiples dans le plan de la dalle.

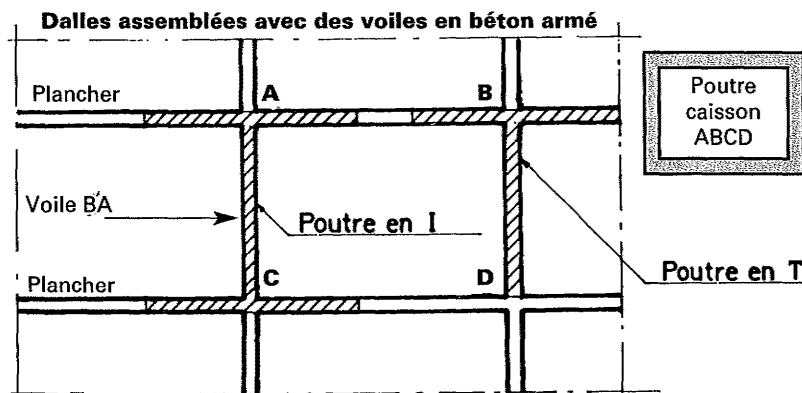


FIG. 8. - Coupe verticale schématique.

Remarque importante.

Actuellement, il est tenu compte, suivant la destination des locaux, de la résistance à l'incendie. **Pourquoi ?**

Au voisinage de 500 °C, les caractéristiques mécaniques sont inférieures de plus de 50 %, tant celles de l'acier que celles du béton (fig. 9 à 11).

Les allongements deviennent alors considérables et la rupture s'ensuit.

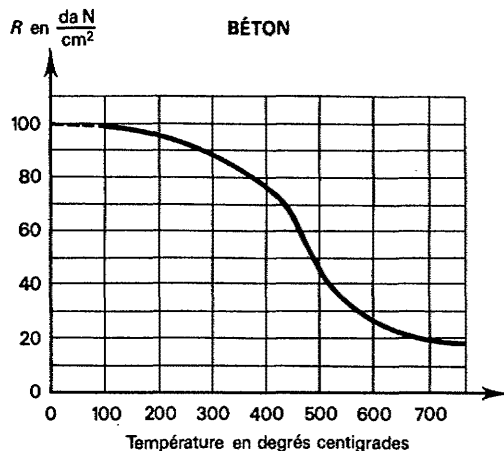


FIG. 9.

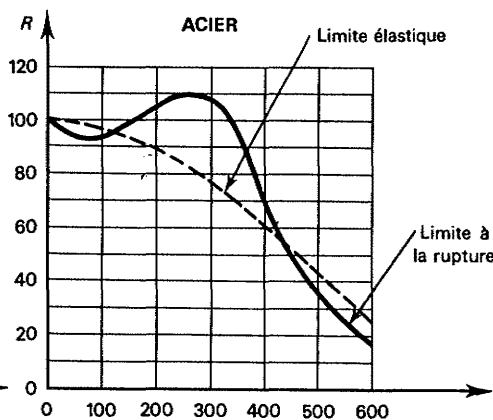


FIG. 10.

Températures en degrés centigrades
Résistance à la rupture en % ———
Limite élastique en % - - - - -
La température moyenne dans le béton dans le cas d'une dalle soumise au feu d'un seul côté en fonction de l'épaisseur « e » d'enrobage et du temps « T »

	1/2 h	1 h	1 h 1/2	2 h
e = 1,5 cm	340	550	650	700
e = 3 cm	220	400	500	600

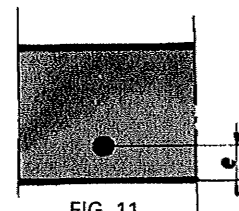


FIG. 11.

RENSEIGNEMENTS TECHNIQUES

Les charges permanentes comprennent :

- la masse propre du plancher, pour une dalle pleine : 25 kg/m² de surface/cm d'épaisseur.

Exemple : dalle de 16 cm d'épaisseur et 1 m² de surface : masse en kg/m² = 25 × 1 × 16 = 400 kg/m² :

- les cloisons légères ;
- les plafonds et les revêtements.

Les charges d'exploitation sont évaluées :

- pour les planchers à usage d'habitation : 150 kg/m² ; (150 daN/m² ou 1,5 kN/m²)
- pour les planchers à usage de bureaux : 250 kg/m² ; (250 daN/m² ou 2,5 kN/m²)
- pour les planchers à usage de salle de classe : 250 kg/m² ; (250 daN/m² ou 2,5 kN/m²)
- pour les planchers à usage de magasins et lieux publics : 500 kg/m² ; (500 daN/m² ou 5 kN/m²).

Les combinaisons d'actions à considérer sont dans les cas les plus courants :

- à l'état limite ultime (E.L.U.) de résistance :

$$1,35 G + 1,5 Q_B \quad (\text{voir le thème n° 5})$$

- à l'état limite de service (E.L.S.)

$$G + Q_B$$

pour les états limites suivants {

- de compression du béton
- d'ouvertures de fissures
- de déformation

CONTRÔLE DE L'ACQUIS

Questions :	Réponses :
1° Quelles sont les principales fonctions d'un plancher ?	Fonction résistance aux charges et charges d'exploitation Fonction circulation : – horizontale – verticale des personnes ou des machines. Fonction isolation. Fonction support de revêtement appliqué à la partie supérieure et à la partie inférieure (plafond). Fonction résistance à l'incendie.
2° Comment les planchers assurent-ils la stabilité d'une cellule de bâtiment ?	C'est surtout par leur rôle : – d'entretoise – de buton que la stabilité d'une cellule est renforcée.
3° Quels sont les éléments porteurs d'un plancher ?	Les éléments porteurs peuvent être : – verticaux : murs, poteaux ; – horizontaux : poutres, nervures ; – verticaux et horizontaux : poteaux, poutres.

15.2 PLANCHERS : DALLE SIMPLE

De quoi s'agit-il ?

Particularités
des appuis ?

1 Caractéristiques

La dalle est constituée d'une plaque de béton de 8 cm à 20 cm avec armature incorporée.

Cette dalle en béton armé peut reposer sur deux ou plusieurs appuis.

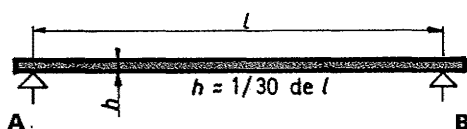
1.1 Appuis rencontrés

Ils influent sur le mode de fonctionnement et la disposition des aciers, par suite, on distingue les cas suivants :

- dalle sur appuis libres, dans le cas d'une dalle formant terrasse (fig. 12) ;
- dalle avec extrémités encastées (fig. 13) ;
- dalle continue avec encastrement à chaque appui ou reposant sur plusieurs appuis (fig. 14 et 15) ;
- dalle prenant appui sur 3 côtés ou 4 côtés ou seulement deux côtés (fig. 16 et 17).

Analogie : la dalle est une poutre plate de grande largeur et les supports sont ceux des poutres (voir thème : « Les poutres »).

FIG. 12. – Dalle simplement appuyée en A et en B.



Elle nécessite cependant une armature complémentaire sur chaque appui, en partie supérieure de la dalle pour équilibrer un moment égal à $0,15 M_0$.

M_0 est le moment isostatique maximal en travée dans le cas de charge qui est imposé.

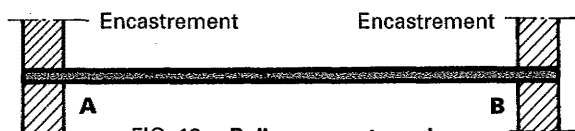


FIG. 13. – Dalle reposant sur deux murs avec encastrement à chaque extrémité.

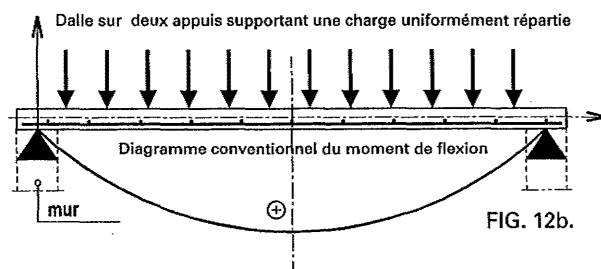


FIG. 12b.

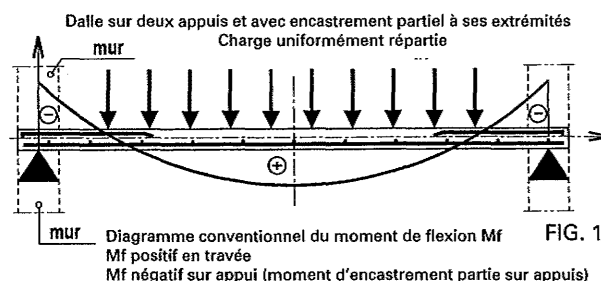


FIG. 13b.

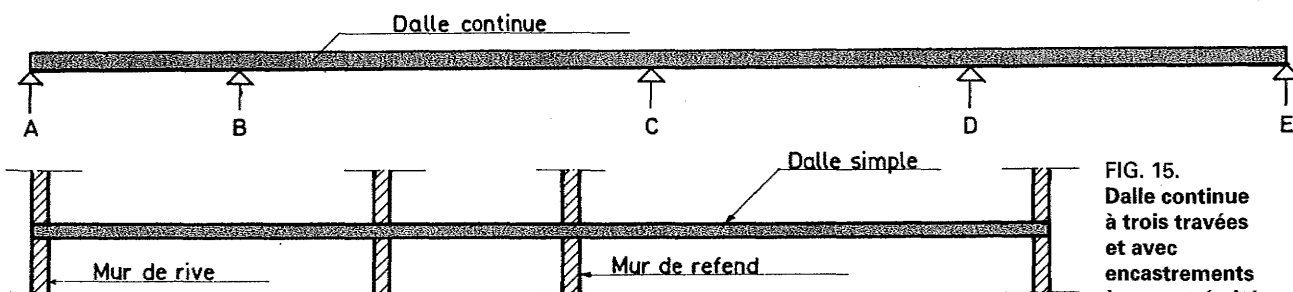


FIG. 15. Dalle continue à trois travées et avec encastrement à ses extrémités.

Actions sur les dalles et moment de flexion

Une dalle reposant sur plusieurs appuis (fig. 14 et 15) a le même mode de fonctionnement qu'une poutre continue supportant :

- des charges permanentes (exemple : poids propre)
- des charges d'exploitation (exemple : $1,5 \text{ kN/m}^2$).

Elle est soumise au moment de flexion sous l'effet des actions précédentes :

- en travée : zone inférieure tendue
- sur appuis intermédiaires : zone supérieure tendue
- sur appuis de rive dans les cas d'encastrement (se reporter au chapitre 14, figure N° 4).

Les dalles sont généralement armées par des panneaux de treillis soudés disposés en simple lit ou double lit (voir les caractéristiques des treillis soudés page 22).

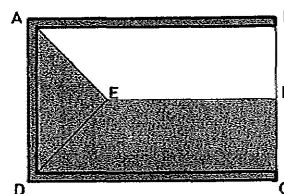


FIG. 16. – Dalle avec appui sur trois murs.

Le triangle AED intéresse le mur AD
Le trapèze EFCD intéresse le mur CD

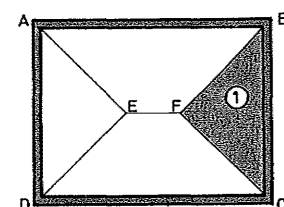
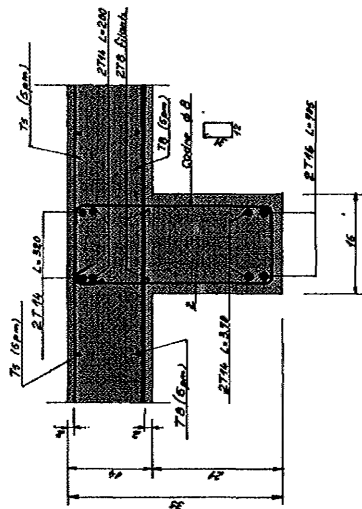
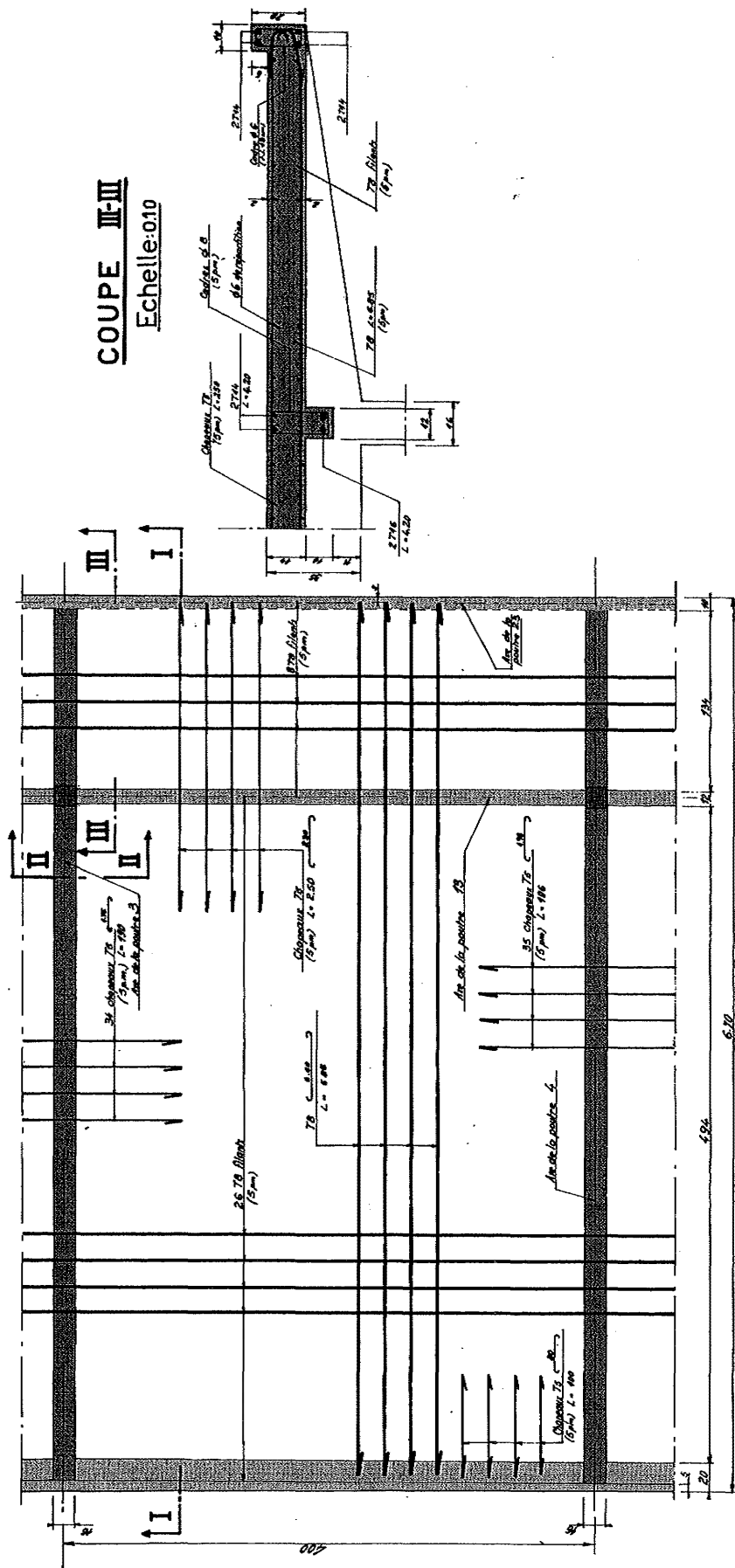


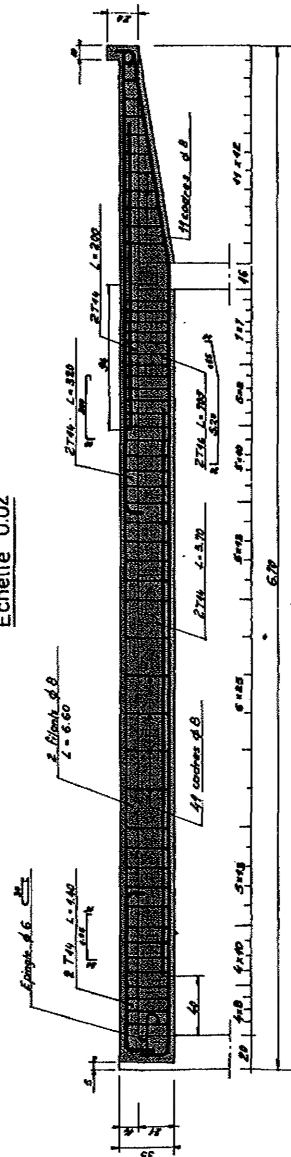
FIG. 17. – Dalle avec appui sur quatre murs.

La zone BFC en triangle est portée théoriquement par le mur BC



PLAN D'ARMATURES DE LA DALLE

Echelle 0.02



– Le **quadrillage** ainsi formé est souvent constitué par des treillis soudés (fig. 19 ou voir fig. 30).

Nota : le fonctionnement d'une dalle continue reposant sur plusieurs appuis est analogue à celui d'une poutre continue.

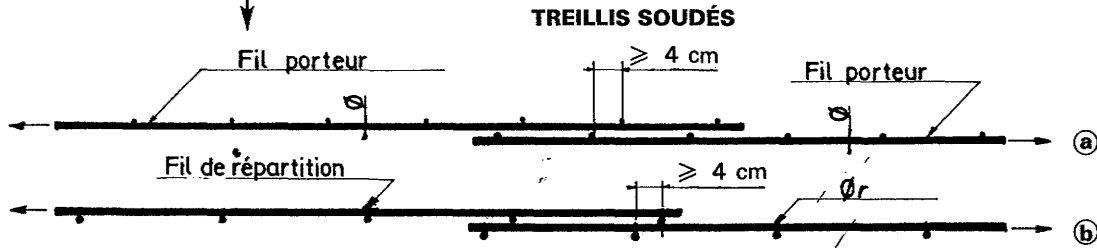


FIG. 19.

Méthode pratique d'arrêt des barres et longueur des chapeaux

Cette méthode forfaitaire est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Valeur des charges d'exploitation (Q) < valeur des charges permanentes (G).
- Charges uniformément réparties sur la dalle (charges permanentes et d'exploitation).
- Les portées des travées successives sont dans un rapport compris entre **0,80 et 1,25**.
- Les dalles sont considérées comme des éléments fléchis portant dans un seul sens.
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé.

Les prescriptions de mise en œuvre sont les suivantes :

- La moitié au moins de la section des **armatures inférieures** nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance inférieure ou égale à $1/10$ de la portée.
- Dans une dalle continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les **chapeaux** doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées.
- Dans le cas d'utilisation de **barres avec crochets**, se reporter à la figure 21.
- En règle générale dans le cas de planchers, des armatures supérieures doivent être disposées sur appuis pour équilibrer un moment égal au moins à $0,15 M_0$, même dans l'hypothèse d'un calcul sur appuis simples.

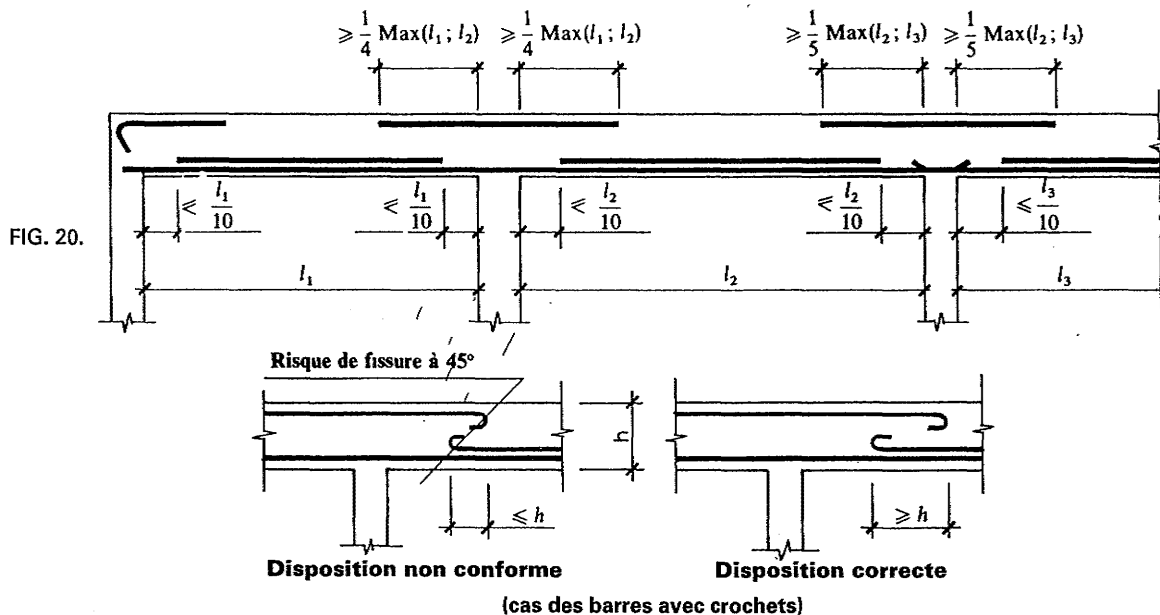


FIG. 21. – Détermination forfaitaire de la longueur des chapeaux et arrêts des barres inférieures.

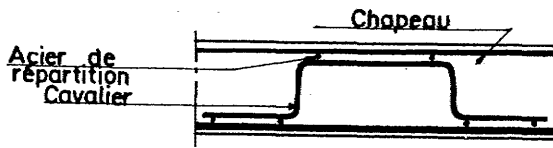


FIG. 22. – Cavalier support permettant la fixation des barres de répartition et des chapeaux.

Comment disposer les aciers ?

1.3.2 - Dispositions pratiques (fig. 20 à 22)

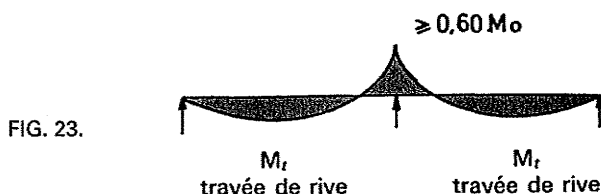
Le maintien des chapeaux sur appuis peut s'effectuer :

- en s'appuyant sur l'armature des chaînages de rives et de refends ;
- en relevant une barre sur l'appui ;
- en effectuant un retour sur la barre porteuse ;
- en façonnant des chapeaux formant cavaliers.

L'effort tranchant est faible et la section cisailée est grande, si bien que les aciers de coutures (cadres, étriers) ne sont pas nécessaires.

L'enrobage des aciers placés à la partie inférieure est obtenu grâce à des cales plastiques ou béton (distanciers).

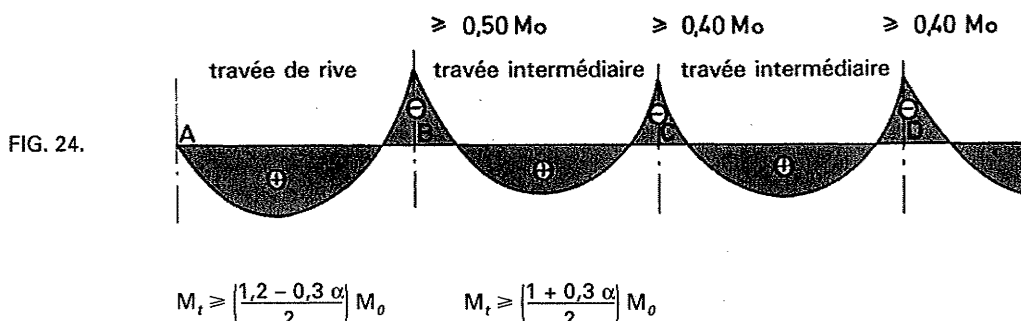
Cas rencontrés	Principe	Choix possibles
1^{er} cas : panneaux longs uniformément chargés condition : $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,40$ l_x est la petite portée l_y est la grande portée (forme rectangulaire allongée).	– L'étude s'effectue sur une bande élémentaire de 1 m de largeur. – La longueur est celle de la petite portée. – Les moments de flexion sont obtenus à partir du moment fléchissant d'une poutre reposant simplement sur 2 appuis. (M_0 est le moment isostatique ci-dessus.)	Si le rapport entre deux travées voisines est compris entre 0,80 et 1,25, les choix possibles font l'objet des figures 23 et 24. Évaluation de moments forfaitaires. Moment en travée de rive : $M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$ avec $\alpha = \frac{Q_B}{G + G_B}$ et M_0 : moment isostatique dans la travée



Condition d'application (B.A.E.L. B.6 2,2)

La charge d'exploitation est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou à 5 000 N/m².

Évaluation de moments forfaitaires pour planchers à charge d'exploitation modérée



Symboles :

M_t : Moment en travée
 M_w : Moment sur appui de gauche
 M_e : Moment sur appui de droite

On doit avoir aussi l'inégalité suivante satisfaite :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0]$$

• Les dalles rectangulaires sont ainsi calculées comme des poutres afin de déterminer la section des aciers porteurs placés dans le sens de la petite portée.

• La section des aciers de répartition par unité de longueur est au moins égale au 1/4 de celle des aciers porteurs (ou principaux).

• Les chapeaux sur appuis sont indispensables :

- sur les appuis de rive pour équilibrer un moment égal ou supérieur à $-0,15 M_0$;
- sur les appuis intermédiaires (grands côtés) pour équilibrer un moment égal à :
 - $0,60 M_0$, cas de deux travées,
 - $0,50 M_0$, cas de plus de deux travées pour les appuis voisins de la rive,

– $0,40 M_0$, pour appuis intermédiaires non voisins de la rive, cas de plus de 3 travées ;

– sur les autres appuis (petits côtés), la section des chapeaux par unité de longueur est au moins égale à celle des chapeaux disposés sur les grands côtés.

• Le diamètre $\varnothing$ des aciers utilisés est tel que :

$$\varnothing \leq \frac{1}{10} \text{ épaisseur de la dalle.}$$

• Ce sont les treillis soudés qui servent d'armature inférieure à 1 ou 2 lits et d'armature supérieure en chapeaux (voir fig. 19 et thème 2).

3 Principes de calcul et règles pratiques (suite)

Cas rencontrés	Principe	Indications et choix possibles
2^e cas : Panneaux portés suivant deux directions l_x et l_y Le rapport l_x/l_y est compris entre 0,4 et 1. On recherche le moment au centre de la dalle : • M_x dans le sens de la petite portée ; • M_y dans le sens de la grande portée.	– La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés. Hypothèses : considérons 2 bandes : – l'une de largeur « d_x » ; – l'autre de largeur « d_y » ; et une charge élémentaire p appliquée sur la partie commune aux deux bandes. Constatations : sous l'effet de la charge : – chaque bande se déforme ; – chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives ; – les lignes de rupture déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus. Conclusion : deux moments fléchissants agissent et sont évalués forfaitairement. Les aciers sont porteurs dans les 2 sens. Si les forces appliquées sont localisées, la résistance au poinçonnement doit être vérifiée.	Voir figure 25 Voir figures 28 et 29 $M_x = \mu_x p l_x^2$ $M_{yt} = \mu_y M_x$ Voir figure 30

N.B. μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés à l'annexe E3 du B.A.E.L. en fonction du rapport l_x/l_y .

Exemple : Dalle de plancher repérée **D₁** (Fig. 25)

• $l_x = 6,70$ m ; $l_y = 7,60$ m ; $l_x/l_y = 0,88$

Le rapport des dimensions l_x/l_y est compris entre 0,40 et 1 et permet d'avoir un panneau porté dans les directions l_x et l_y .
 On effectue le choix de la valeur des moments sur les appuis de façon à satisfaire la condition :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25 M_o$$

M_t varie entre 0,75 à 0,85 M_o pour le moment en travée.

Les moments sur appuis varient entre 0,3 M_o à 0,5 M_o .

Notations

M_o : moment maximal au centre de la dalle en la considérant comme articulée à ses contours

Dans le sens l_x , le moment $M_{ox} = \mu_x \times p l_x^2$

Dans le sens l_y , le moment $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

La charge par unité de surface (m^2), symbole **p** , prend les valeurs suivantes pour une charge uniforme :

$p = 1,35 G + 1,5 Q$ à l'état limite ultime (**E.L.U.**)

$p = G + Q$ à l'état limite de service (**E.L.S.**)

M_t : moment maximal considéré en travée

Dans le sens l_x le moment **M_{tx}** est compris entre 0,75 M_{ox} et 0,85 M_{ox}

Dans le sens l_y le moment **M_{ty}** est compris entre 0,75 M_{oy} et 0,85 M_{oy}

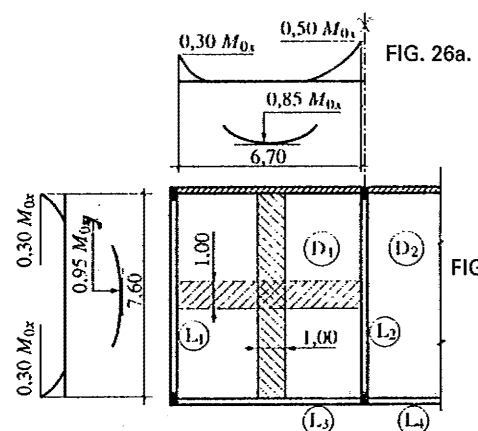


FIG. 26. – Moments forfaitaires en travée et sur appuis.

M_w et **M_e** sont les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur l'appui de gauche (M_w) et l'appui de droite (M_e).

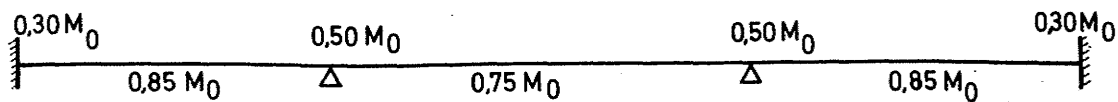
NB : les valeurs forfaitaires sont indiquées sur la figure 27.

Conditions en considérant chaque sens du panneau :

Sens l_x : $M_{tx} + (M_{wx} + M_{ex})/2 \geq 1,25 M_{ox}$

Sens l_y : $M_{ty} + (M_{wy} + M_{ey})/2 \geq 1,25 M_{oy}$

FIG. 27.



Cas d'une dalle continue uniformément chargée avec la condition : $M_t + \frac{M_w + M_g}{2} \geq 1,25 M_0$

M_w et M_g étant les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis de gauche et de droite.

4 Dispositions réglementaires applicables à tous les panneaux

Quelle est l'armature minimale à prévoir ?

- La section de l'armature de répartition, parallèle au grand côté, doit être au moins égale au quart de la section de l'armature principale.
- Dans le cas d'une dalle ne supportant que des charges uniformément réparties, l'écartement des aciers ne doit pas dépasser :
 - 3 fois l'épaisseur de la dalle, ni 33 cm pour les aciers disposés suivant la petite portée ;
 - 4 fois l'épaisseur de la dalle, ni 45 cm pour les aciers disposés suivant la grande portée.
- La condition de « non fragilité » impose un pourcentage minimal d'acier afin d'équilibrer le moment de rupture du béton (règlement B.A.E.L.).

Dimension du panneau :

$$l_x = l_y$$

L'essai de chargement jusqu'à rupture entraîne d'abord une fissuration suivant les diagonales (**lignes de rupture**).

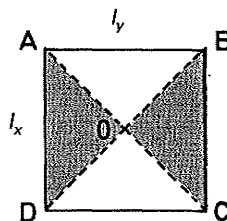


FIG. 28.

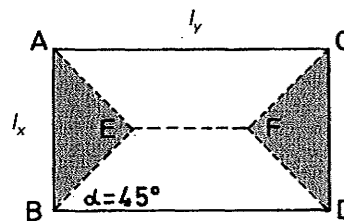


FIG. 29.

Dimension du panneau :

$$l_x < l_y$$

La fissuration se produit à partir des angles suivant une direction à 45°.

Panneau ABCD faisant partie d'une dalle continue

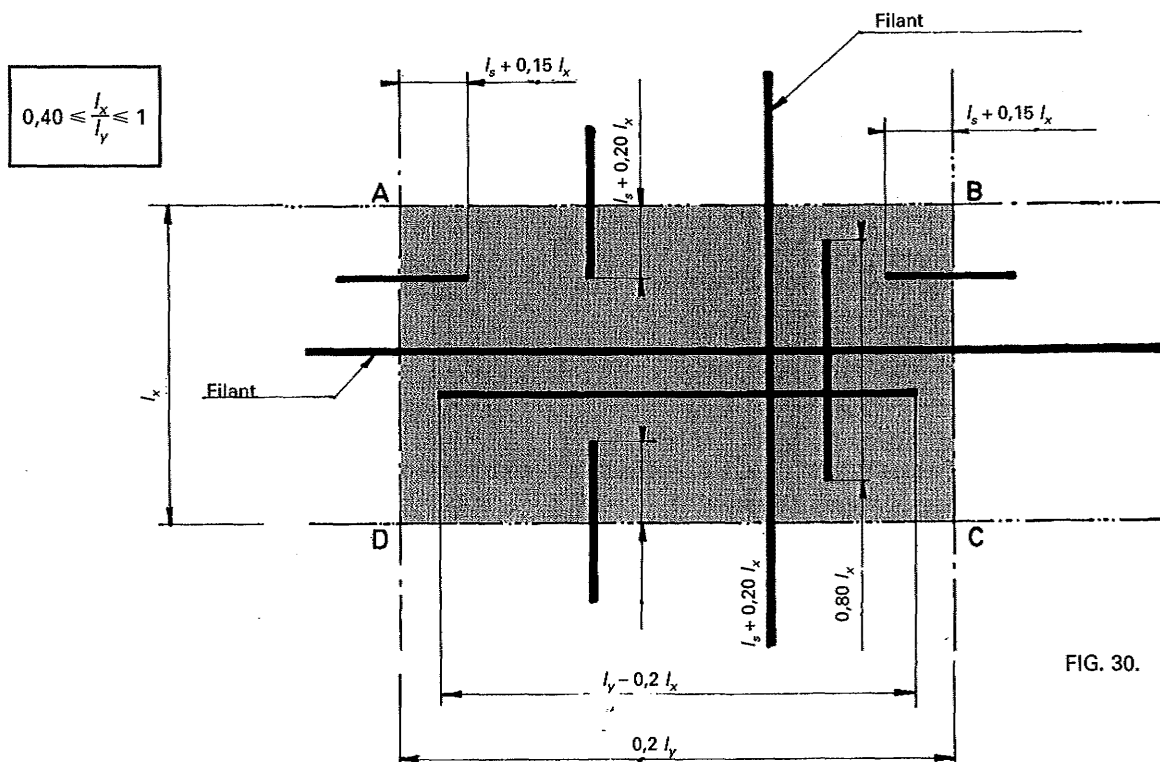


FIG. 30.

Dispositions pratiques pour les arrêts des barres inférieures et supérieures :

- l_s est la longueur du scellement droit.
- Le contour ABCD délimite les portées l_x et l_y entre nus d'appuis.
- La longueur d'un chapeau, dans le cas de panneaux identiques, s'obtient par :

$$L = 2 \left(l_d + \frac{0,15}{0,20} l_x \right) + \text{épaisseur du mur.}$$

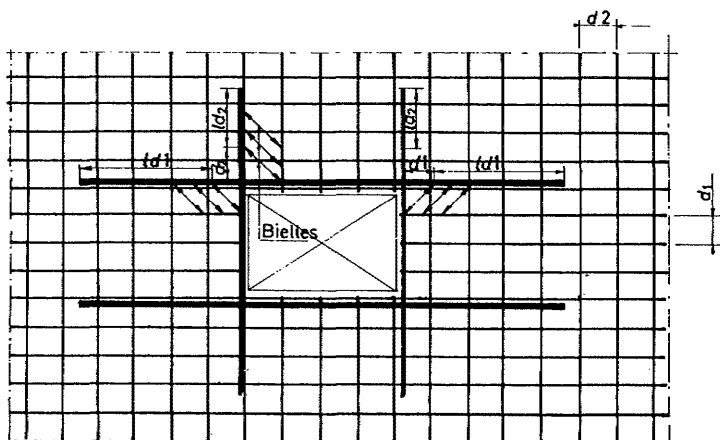


FIG. 31. - Ouverture dans les dalles.

La longueur de scellement droit des aciers, ld_1 ou ld_2 , est augmentée de l'écartement d_1 ou d_2 de l'espacement entre aciers.

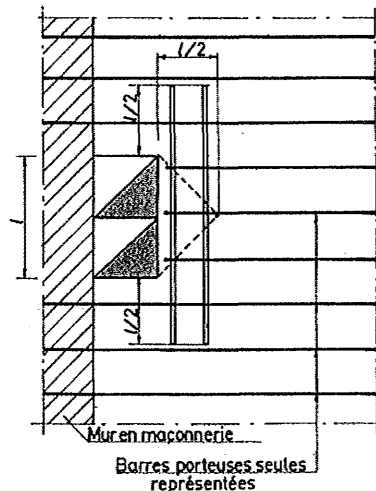


FIG. 32.

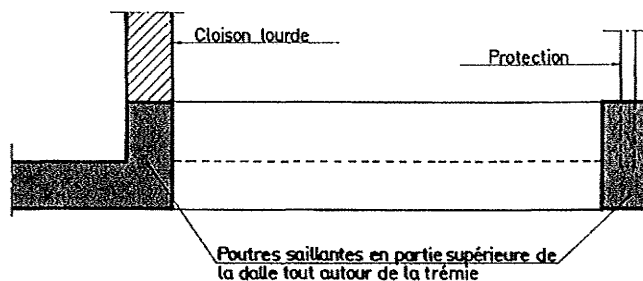
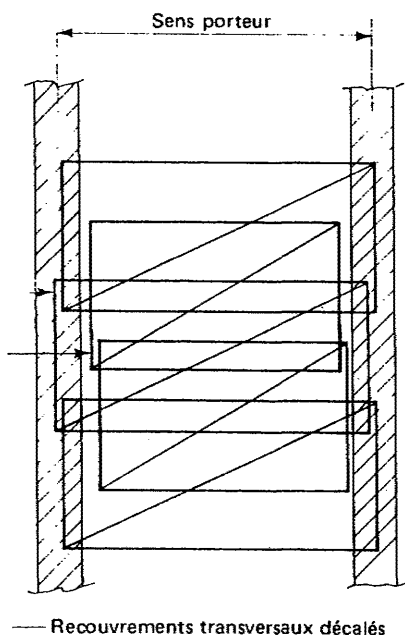


FIG. 33. - Coupe partielle verticale du plancher.

DISPOSITION DES PANNEAUX DE TREILLIS SOUDÉS

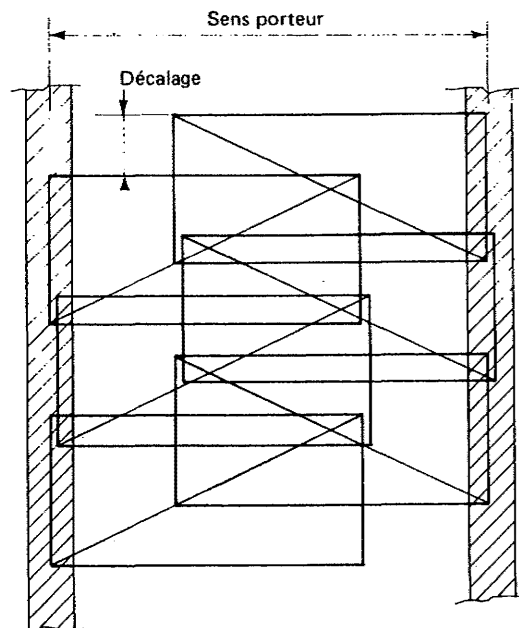
1^{er} cas : les panneaux les plus longs couvrent la portée.

Disposition A

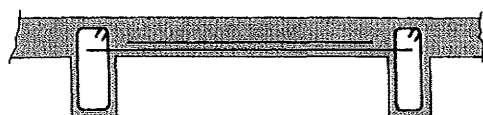


2^e cas : grandes portées.

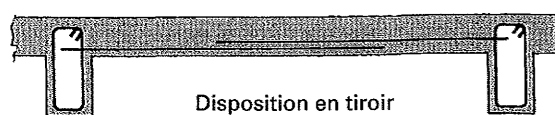
Disposition B
dite « en tiroir »



N. B. : Se reporter page 22 pour le tableau des caractéristiques des treillis soudés en rouleaux et en panneaux.



Disposition avec second lit
(voir page 180, fig. 20).



Disposition en tiroir

(Doc. Adets)

5 Ouvertures dans les dalles

Pourquoi ?



Quels moyens ?



5.1 Elles sont nécessaires pour le passage :

- des gaines ;
- des conduits (fumées, ventilations) ;
- des ascenseurs ;
- des escaliers.

5.2 Les ouvertures de **faibles dimensions** nécessitent :

- la réservation de l'évidement (coffrage) ;
- des aciers de renfort au pourtour de la réservation.

La transmission des efforts dans le béton s'effectue par des bielles horizontales inclinées à 45° (fig. 31 et 32).

La section des aciers sectionnés étant égale à « A », la section minimale à disposer de chaque côté est d'au moins 0,55 A.

5.3 Les ouvertures de **grandes dimensions** (trémie d'escalier) nécessitent à leur pourtour, des poutres ou des nervures :

- incorporées dans l'épaisseur de la dalle ;
- en saillie en sous-face ;
- en saillie sur la face supérieure.

Les solutions pratiques font l'objet des figures 33 à 36 :

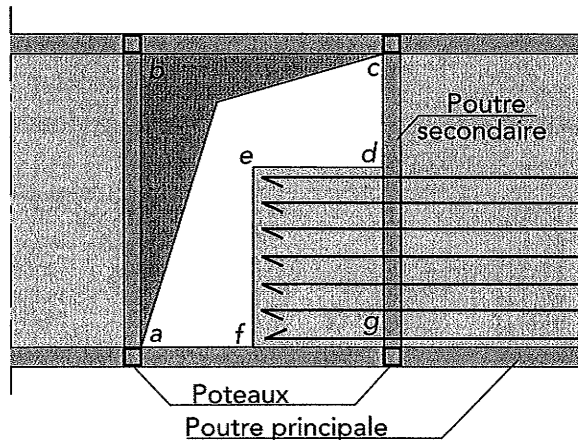


FIG. 34.

Trémie abcdefa.
La partie de dalle edgf est en encorbellement.

Armature du lit inférieur constituée par un quadrillage.

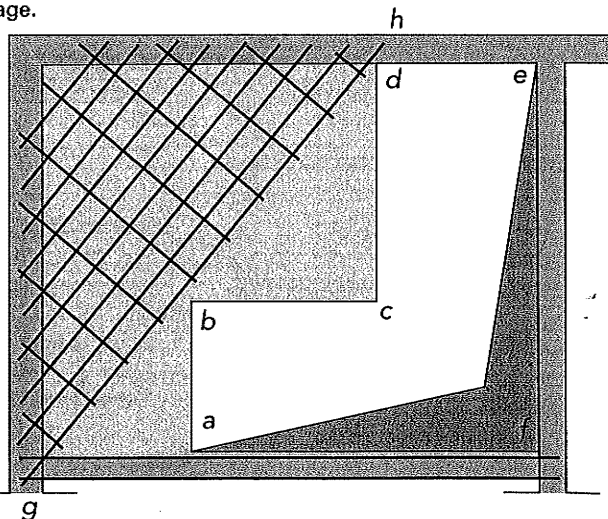


FIG. 36.

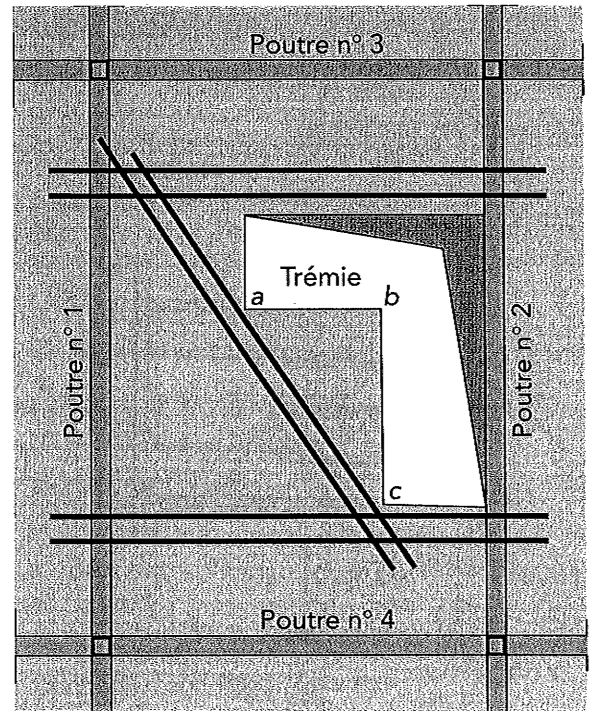


FIG. 35. - Schéma de poutres noyées dans l'épaisseur de la dalle.

La partie triangulaire abc est ensuite armée en console.

	H/Filants
	9 ⁵ /8.8.8
	11 ⁵ /8.8.8
	Support TS
	9 ⁵ /5.7.5
	11 ⁵ /5.7.5



Armature de la poutrelle gh.

	B	H
	4	10
	4	12
	4	15
	4	20

	B	H
	10	15
	10	20
	10	25
	10	30
	12	12
	12	15
	15	15
	15	20

Trémie abcdefa.

La dalle repose en grande partie sur les deux murs de rive où elle se trouve encastree.

La poutrelle gh sert à fixer les aciers du lit supérieur pour les parties bcd et gba en encorbellement.

6 Coffrage des dalles

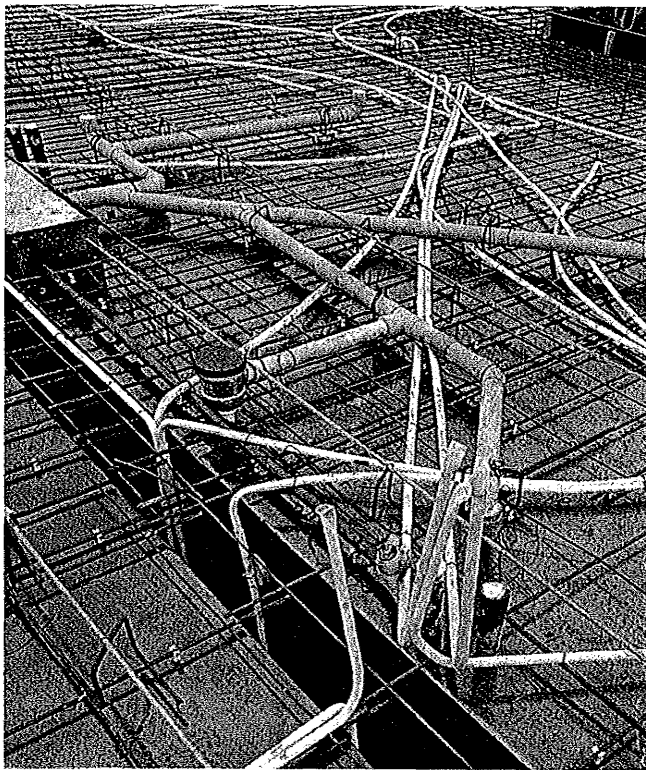


FIG. 37. - Coffrage pour dalle en béton armé.

On remarque :

- les gaines électriques
- les évacuations d'eaux usées qui sont incorporées dans la dalle.

Le coffrage des dalles a trouvé une solution industrielle avec l'arrivée sur le marché des tables coffrantes.

Le développement des prédalles apporte une solution rapide en constituant à la fois le coffrage et l'armature.

Il en est de même pour les planchers réalisés avec des bacs d'acier galvanisés juxtaposés.

La solution par réalisation simultanée des murs et planchers-dalles à l'aide d'un coffrage tunnel est également très utilisée.

L'examen de ces méthodes ou solutions doit permettre de les adapter dans chaque cas particulier suivant les impératifs du chantier.

6.1 Coffrage traditionnel (fig. 38 à 43)

6.1.1 - Il peut s'effectuer par des procédés classiques :

- Supports primaires horizontaux constitués par des files de madriers (files latérales et centrale).
- Supports secondaires constitués soit par :
 - des bastaings croisés sur la file centrale pour éviter les coupes (fig. 38) ;
 - des poutrelles métalliques extensibles qui évitent souvent les étais verticaux (fig. 41).
- Peau de coffrage en contreplaqué bakélinisé d'épaisseur 14 à 21 mm.

La protection en rive de bâtiment est obligatoire et assurée par divers accessoires pour fixer :

- une plinthe basse de 15 cm de haut
- une lisse à 45 cm
- une lisse garde-corps à un mètre de haut.

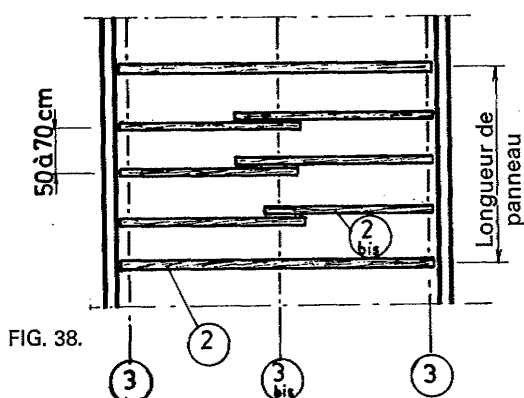


FIG. 38.

- 2 bis. Bastaings croisés
3. Madrier
3 bis. Madrier axial

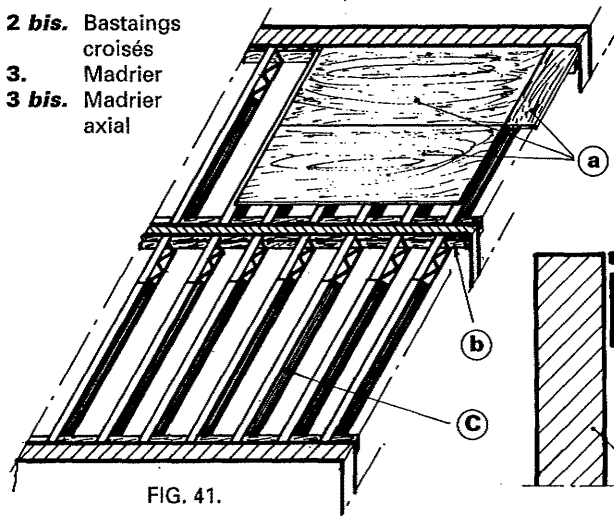


FIG. 41.

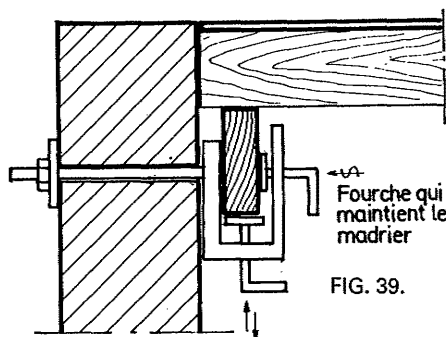


FIG. 39.

- a Panneau de contreplaqué
b Madrier support
c Poutrelle extensible

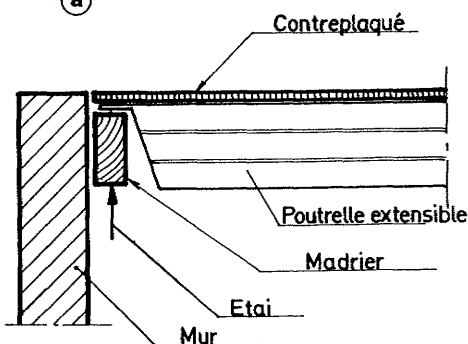


FIG. 42.

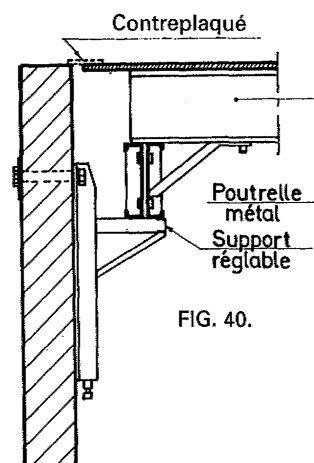


FIG. 40.

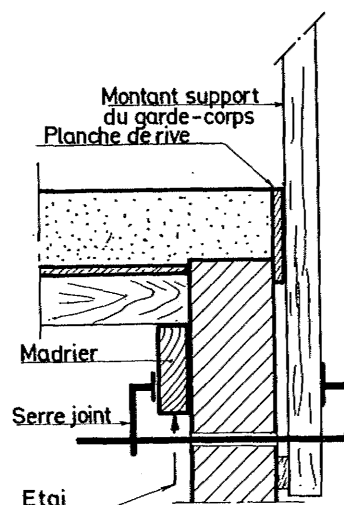


FIG. 43.

6.1.2 - Coffrage horizontal des dalles avec des poutrelles en bois traité (procédé DOKA)

• Caractéristiques des composants pour la peau de coffrage, l'étaie-ment horizontal, l'étalement vertical (voir fig. 44)

1) Panneaux de coffrage fabriqués à partir d'épicéas

- Épaisseurs courantes : 22 et 27 mm
- Longueurs : 1 m à 6 m
- Largeurs : 0,50 m à 1,00 m
- Qualités : stabilité dimensionnelle, résistance aux fissures et aux chocs, surface coffrante utilisable des deux côtés traitée par injection de résine synthétique.

2) Poutrelles en bois à âme pleine et section en forme de I

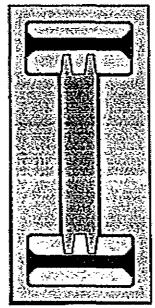
- Elles sont utilisées comme poutrelles principales ou transversales

3) Système d'étalement vertical

Il utilise :

- Une tête de coffrage-décoffrage grâce à une fourche de maintien des poutrelles en tête d'étau et une clavette de décoffrage pour obtenir avec un coup de marteau un jeu de 6 cm pour décoffrer la dalle en sécurité.
- Un étau classique de charge admissible 20 kN.
- Un trépied parapluie (repliable), à la base.

Doka H20 P		
Références et caractéristiques techniques :		
Longueurs standards	Poids	Repérage couleurs sur les faces frontales
2,45 m	13,7 kg	marron
2,90 m	16,2 kg	noir
3,60 m	20,2 kg	rouge
3,90 m	21,8 kg	vert
4,90 m	27,7 kg	-
5,90 m	33,0 kg	-
M adm. = 5,0 kNm		
Q adm. = 11,0 kN		
Conformément à l'homologation de l'institut de la technique de construction, Berlin.		



Section d'une poutrelle bois.

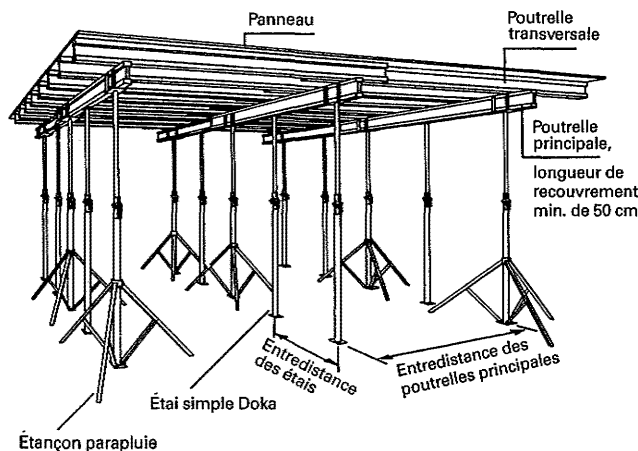


FIG. 44. - Vue d'ensemble du matériel de coffrage « DOKA ».

Détermination d'un étalement

Exemple : dalle de plancher en BA de 20 cm d'épaisseur.

Largeur à coffrer : 5,00 m

Longueur à coffrer : 9,00 m

Matériel :

Panneau coffrant en contreplaqué bakélinisé

• Epr : 21 mm • larg = 125 cm • long = 250 cm

Poutrelles bois type DOKA H20

Étais normalisés : charge < 25 kN pour h = 3 m

Lecture du tableau

- Choix d'un espacement de poutres secondaires : 0,625 m d'axe en axe
- Portée admissible des poutres secondaires : 2,69 m
- Distance entre files d'étais avec une file centrale et deux latérales (on compte 43 cm pour disposer le trépied à partir de l'axe d'une file)
- $5,00 \text{ m} - (2 \times 43) = 4,14 \text{ m}$ entre files extrêmes
- Les distances entre axes des poutres secondaires seront de 2,07 m
- La lecture du tableau pour la portée est : $2,00 \text{ m} < 2,07 \text{ m} < 2,25 \text{ m}$

Espacement des étais sur tableau : 1,35 m

Contrôle pour la charge portée par un étau

Par mètre carré coffré, on compte les charges :

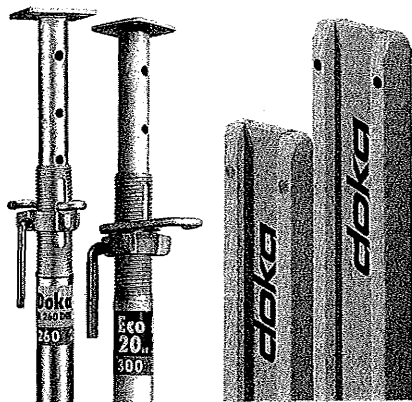
Béton + deux ouvriers + coffrage → 710 daN/m²

Charge sur un étau :

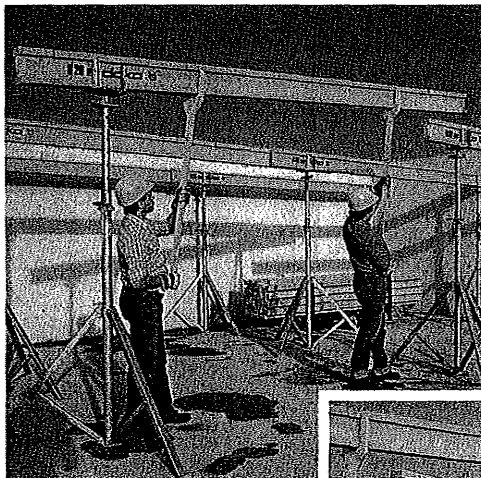
$1,35 \text{ m} \times 2,07 \text{ m} \times 710 = 1\,984 \text{ daN/m}^2 (< 25 \text{ kN})$.

Tableau de dimensionnement du coffrage de dalles avec poutrelles Doka H20													
épaisseur de la dalle en mm	poids propre du béton kN/m ² (kg/m ²)		espacement des poutres secondaires (m)			portée des poutres secondaires (m)							
						0.50	0.625	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
100	2,60	(260)	3.55	3.30	3.10	2.82	2.62	2.40	2.22	2.08	1.96	1.86	1.59
120	3,12	(312)	3.37	3.13	2.95	2.68	2.48	2.28	2.11	1.97	1.86	1.71	1.43
140	3,64	(364)	3.23	2.99	2.82	2.56	2.38	2.17	2.01	1.88	1.73	1.56	1.30
160	4,16	(416)	3.10	2.88	2.71	2.46	2.27	2.08	1.92	1.78	1.58	1.42	1.19
180	4,68	(468)	2.99	2.78	2.61	2.38	2.18	1.95	1.84	1.64	1.46	1.31	1.09
200	5,20	(520)	2.90	2.69	2.53	2.30	2.10	1.92	1.74	1.52	1.35	1.22	1.01
220	5,72	(572)	2.82	2.61	2.46	2.23	2.03	1.85	1.62	1.42	1.26	1.13	0.94
240	6,24	(624)	2.74	2.55	2.39	2.18	1.97	1.77	1.52	1.33	1.18	1.06	0.89
260	6,76	(676)	2.67	2.48	2.34	2.12	1.91	1.67	1.43	1.25	1.11	1.00	0.83
280	7,28	(728)	2.61	2.43	2.28	2.07	1.85	1.58	1.35	1.18	1.05	0.94	0.79
300	7,80	(780)	2.56	2.37	2.23	2.02	1.80	1.49	1.28	1.12	0.99	0.89	0.74
350	9,10	(910)	2.44	2.26	2.13	1.87	1.54	1.28	1.10	0.96	0.85	0.77	0.64
400	10,40	(1040)	2.34	2.17	2.02	1.69	1.35	1.12	0.96	0.84	0.75	0.67	0.56
450	11,70	(1170)	2.25	2.09	1.91	1.51	1.21	1.00	0.86	0.75	0.67	0.60	0.50
500	13,00	(1300)	2.17	1.99	1.82	1.36	1.09	0.91	0.78	0.68	0.60	0.54	0.45
			portée admissible des poutres secondaires (m)			écartement des étais = portée admissible des poutres principales (m)							

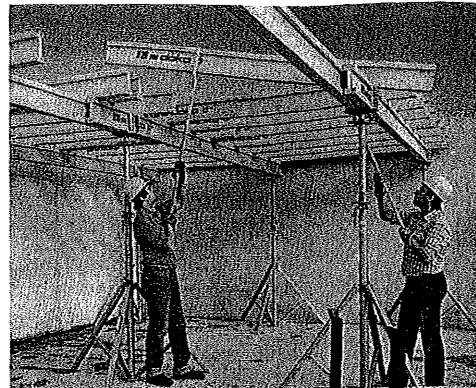
Une surcharge de 1,5 kN/m², ou au-delà de 300 mm d'épaisseur de dalle : 20 % du poids propre béton, est incluse dans le tableau ci-dessus. La flèche à mi-travée est limitée au 1/500.



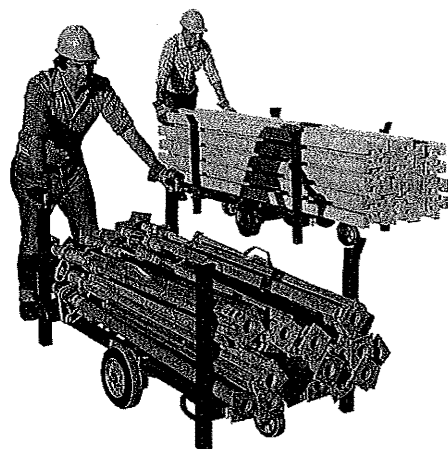
①



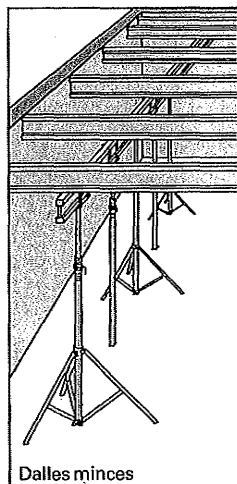
②



③

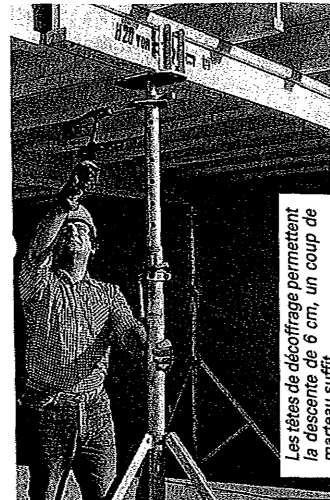


④



⑤

- 1 : Étais et poutrelles
- 2 : Pose des poutrelles principales
- 3 : Pose des poutrelles secondaires
- 4 : Approvisionnement en matériel
- 5 : Étalement avant pose des panneaux
- 6 : Décoffrage



⑥

Mise en œuvre des poutrelles principales et des transversales secondaires.

6.2 Coffrage avec tables coffrantes

6.2.1 - Principe : les tables coffrantes ont pour but de réaliser à la fois :

- l'étalement vertical ;
- l'étalement horizontal ;
- le fond de moule.

Constitution des tables coffrantes :

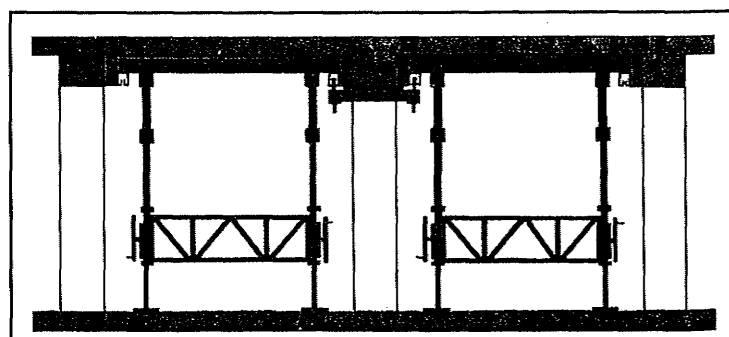
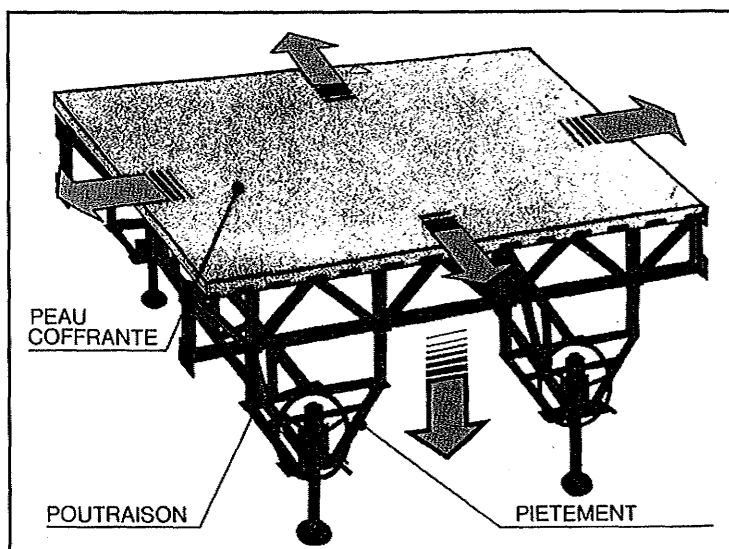
a) Une ossature métallique composée de pièces standard, galvanisée, permettant de constituer des tables extensibles ou réductibles dans les trois dimensions (hauteur – longueur – largeur).

b) Un piétement métallique muni d'un système à crémaillère permettant un décoffrage quasi-instantané pour une course de 0,60 à 1,50 mètre.

c) Un platelage (peau coffrante) métallique en bois ajustable en longueur et en largeur.

Utilisation : coffrage simultané dalles et poutres.

TABLE DE COFFRAGE
(schéma de principe)



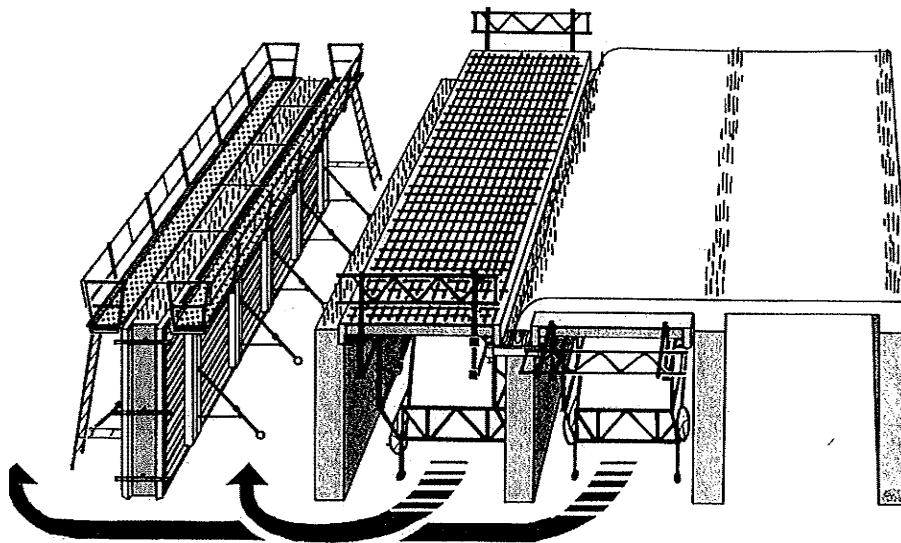


Schéma de visualisation :
rotation matériel de banches et de tables coffrantes.

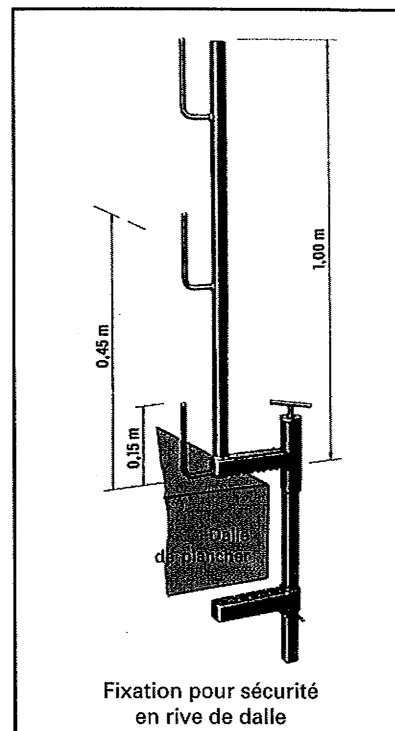


FIG. 51. – Protectors à auvent.

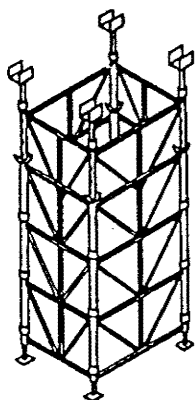
Tours d'étaie

Elles permettent le réglage en hauteur par action :

- sur les vérins de pied ;
- sur les vérins de tête.

Leur embase est carrée ou rectangulaire.

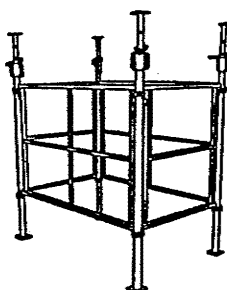
Le platelage est réalisé par poutrelles et panneaux de contreplaqué coffrage.



MILLS TOUR

Étaie vertical à réglage coulissant.
Tours, palées, plots et système télescopique, sans accessoires spéciaux.
6,5 et 10 T par poteau.

Embases : 1,00 × 1,00 (m)
1,60 × 1,60 (m)
2,20 × 2,20 (m)



TOURETAI

Système léger d'étaie de poutres et dalles (simplicité et sécurité d'emploi)

6.2.2 - Conditions de leur utilisation

La constitution des tables doit permettre :

- d'assurer la protection en bordure du vide ;
- le réglage à hauteur de la plate-forme horizontale ;
- l'obtention d'une contreflèche au milieu de la portée ;
- la translation à l'intérieur d'une cellule et la facilité du transfert au même étage ou à l'étage supérieur ;
- le décoffrage aisé de la table en dépit des imperfections d'alignement ou de verticalité des murs latéraux ;
- le passage sous les retombées de poutre ;
- l'étaie partiel de la dalle avant décoffrage total ;
- une rotation rapide du matériel utilisé ;
- une grande souplesse d'emploi pour s'adapter aux variations rencontrées dans les portées, dans le sens longitudinal et transversal.

6.2.3 - Constitution des tables

6.2.3.1 - Tables réalisées avec du matériel classique de coffrage et d'étaie (voir page 192) :

- charpente avec poutrelles extensibles ;
- panneaux de contre-plaqué, disposés sur les poutrelles (voir page suivante).

On utilise également les **tours d'étaie**.

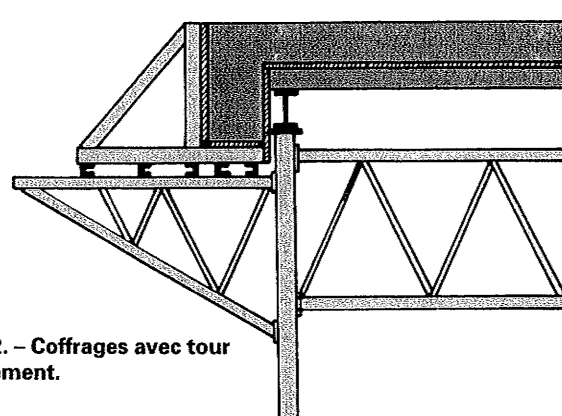
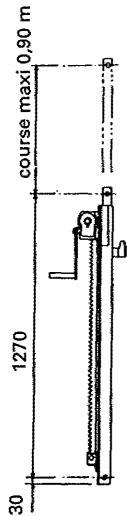


FIG. 52. – Coffrages avec tour d'étaie.

6.2.3.2 - Tables spécialisées de dimensions constantes ou légèrement variables par interposition d'un panneau d'appoint :

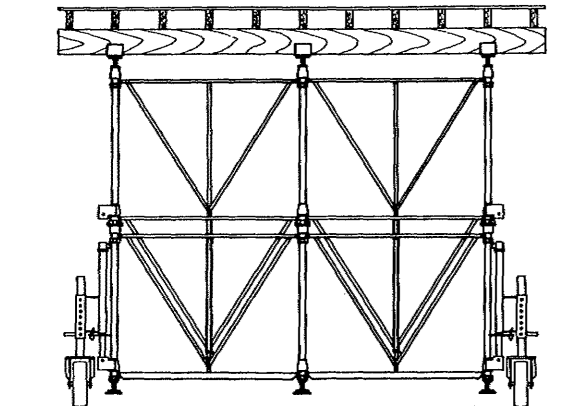
- charpente constituée par des portiques triangulés ;
- platelage métallique ;
- transport par galets orientables et manutention à l'aide d'un palonnier équilibré.



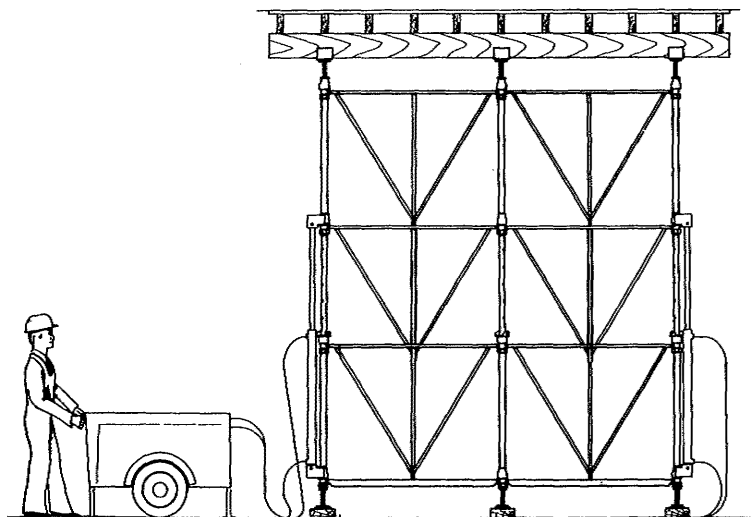
CRIC À FÛT

- Étalement par tours télescopiques à embase carrée ou rectangulaire.
- Télescopage manuel par cric ou télescopage hydraulique des cadres coulissants.
- Ce procédé permet une grande souplesse d'utilisation.

COFFRAGE AVEC TOUR D'ÉTAIEMENT

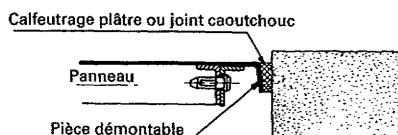


En phase de repérage – manutention



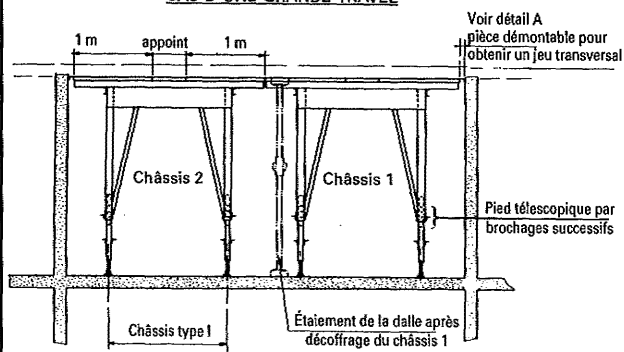
En phase de réglage par télescopage hydraulique

DÉTAIL «A»



COFFRAGE PAR TABLES COFFRANTES

CAS D'UNE GRANDE TRAVÉE



CAS DES PETITES TRAVÉES

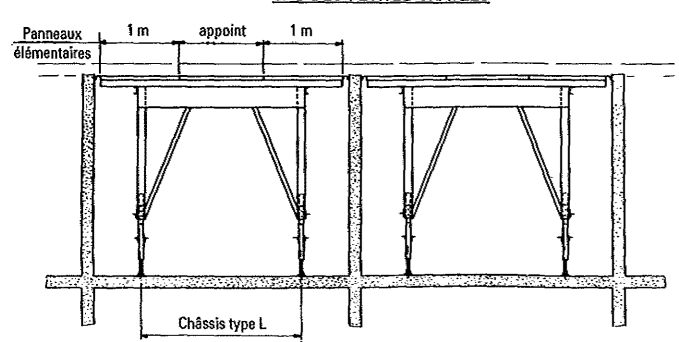


FIG. 53.

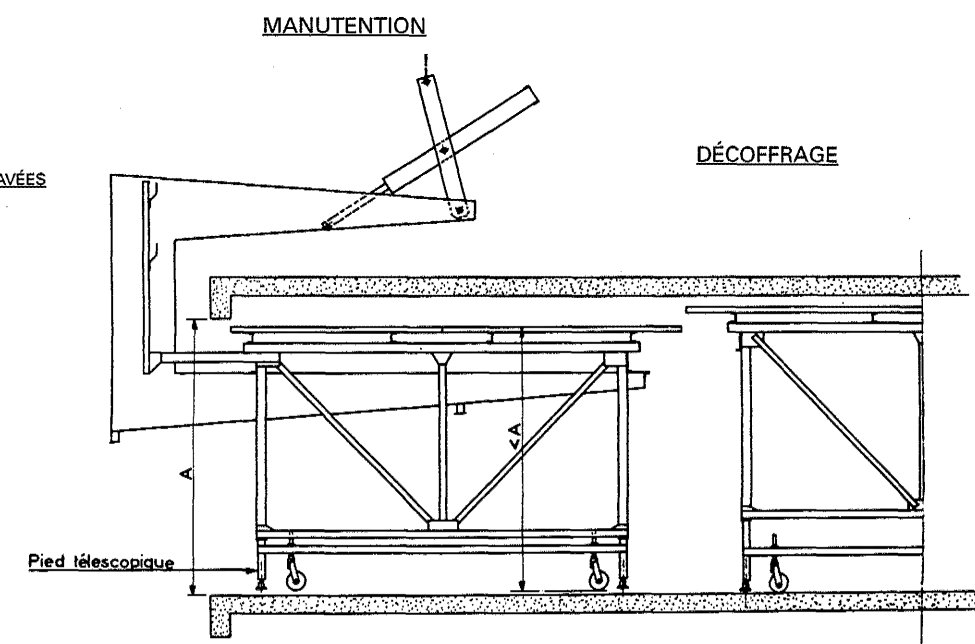
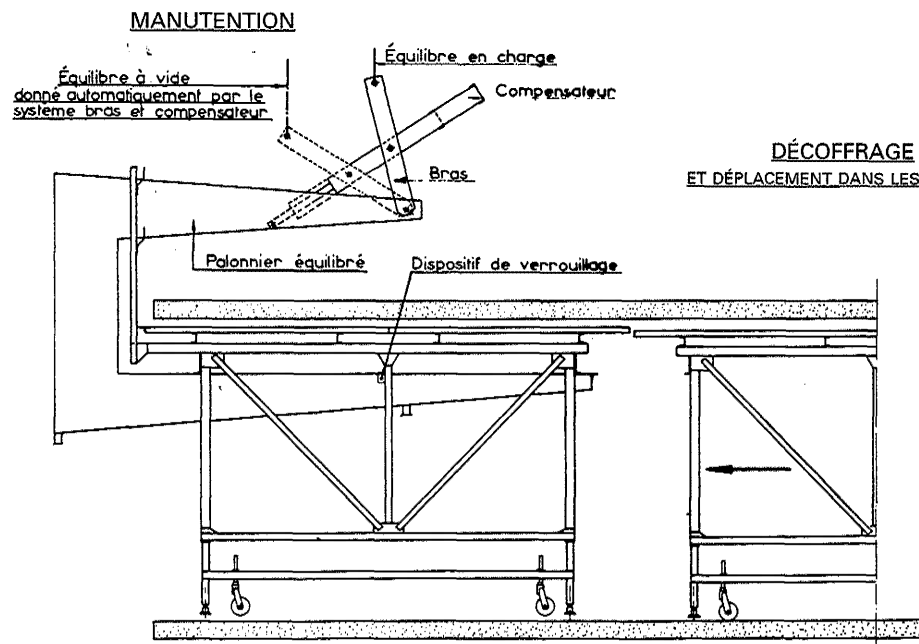
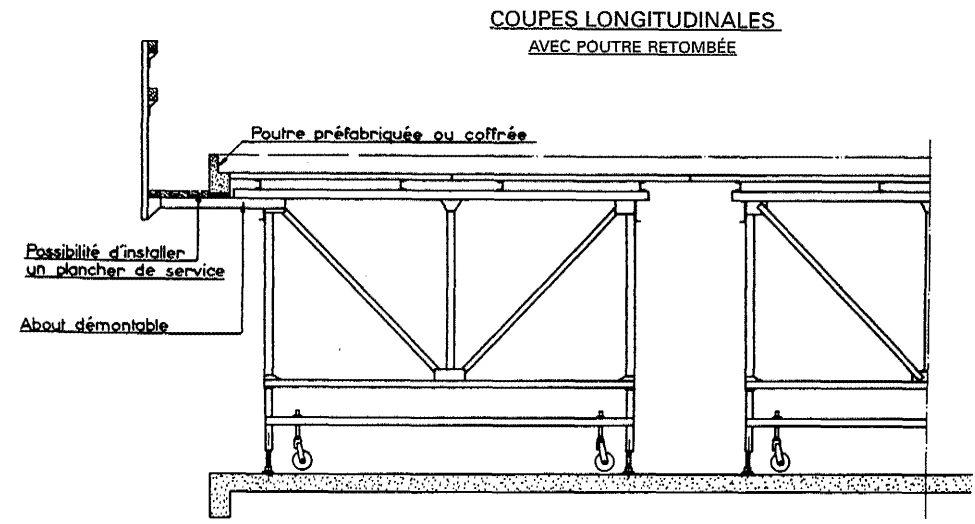
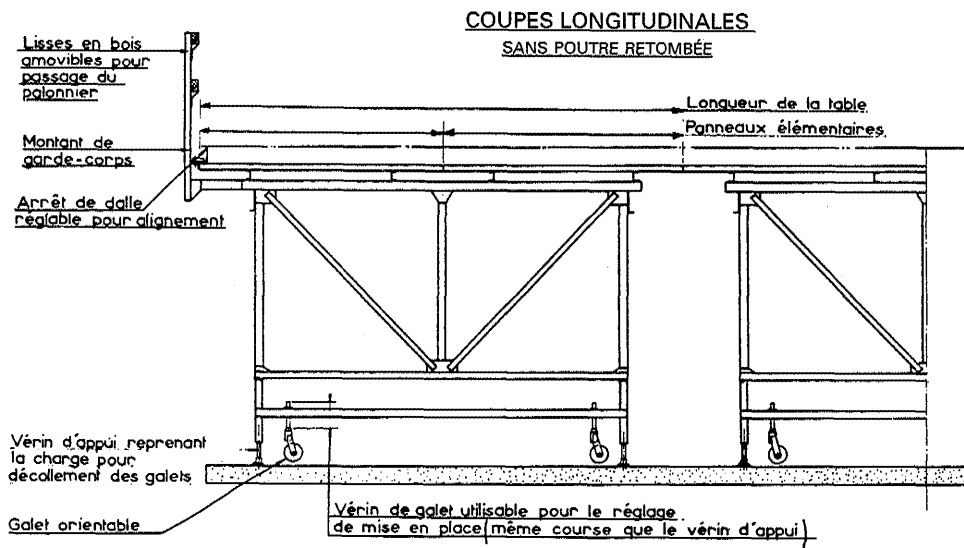


FIG. 54.

FIG. 55.

- 1 - Vérin roulant de décintrage (éventuellement pivotant)
- 2 - Poteau carré (éventuellement repliable)
- 3 - Croisillon de contreventement et d'écartement
- 4 - Poutre porteuse en treillis tubulaire
- 5 - Console support de la passerelle
- 6 - Poutrelle transversale support de platelage
- 7 - Crapaud d'assemblage de longeron
- 8 - Longeron support de contreplaqué
- 9 - Longeron de rive avec rattrapage de cueille
- 10 - Traverse distributrice des longerons
- 11 - Règle d'about de dalle
- 12 - Garde-corps démontable
- 13 - Coulisse métallique de bordure

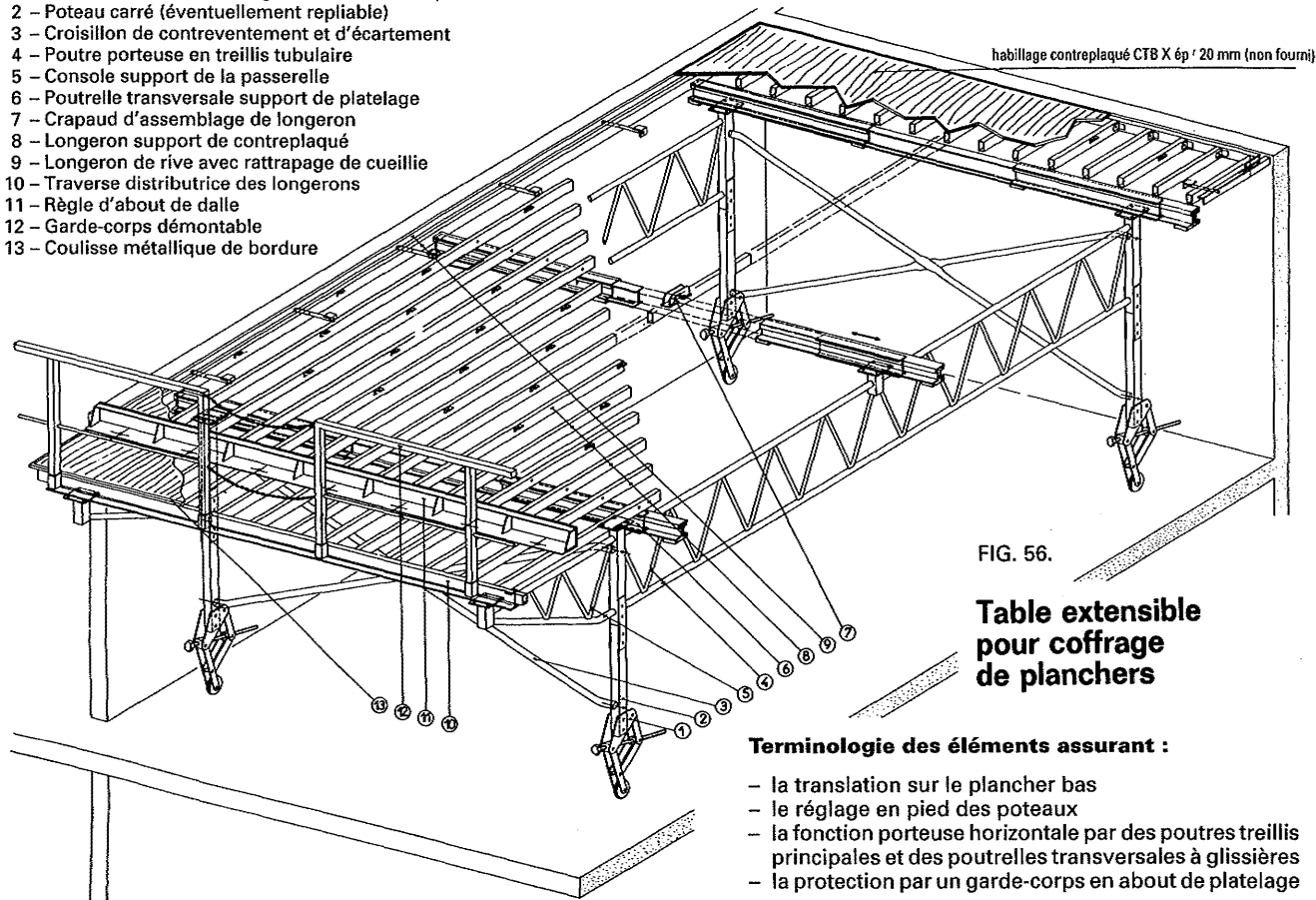


FIG. 56.

Table extensible pour coffrage de planchers

Terminologie des éléments assurant :

- la translation sur le plancher bas
- le réglage en pied des poteaux
- la fonction porteuse horizontale par des poutres treillis principales et des poutrelles transversales à glissières
- la protection par un garde-corps en about de platelage

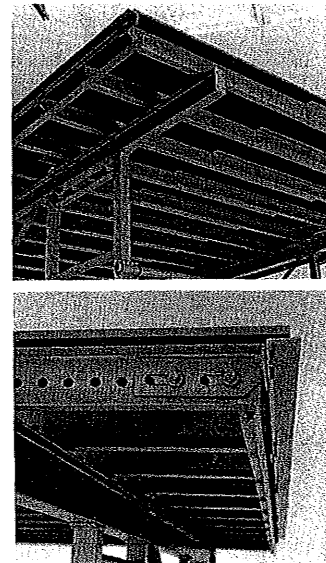
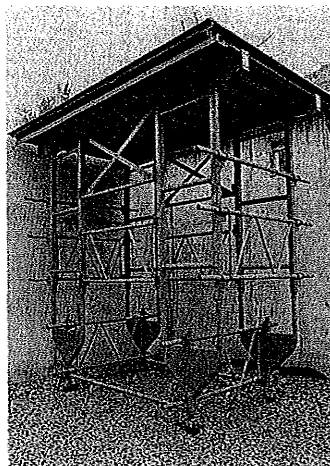
6.2.3.3 - Coffrage de dalles avec structure particulière des porteurs verticaux (table à pieds de lyre)

La conception originale de cette table en fait un outil économique parfait pour la réalisation de planchers d'ensembles universitaires, administratifs ou hospitaliers.

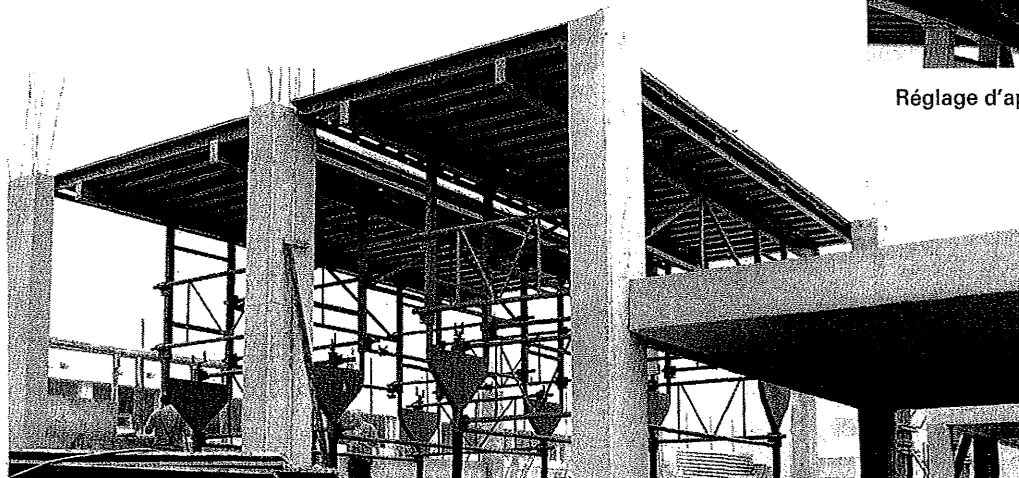
Cette table est donc composée d'un équipement relativement simplifié facilitant la juxtaposition de coffrages traditionnels.

Bien entendu, elle peut également être employée pour des programmes de logements individuels ou collectifs.

- Très extensible en hauteur, la gamme de rehausses proposée lui permet d'être utilisée sur des planchers allant jusqu'à 5 m de hauteur ;
- Rapide à monter.
- Légère, ce qui permet l'utilisation d'une grue de faible puissance.
- Peu encombrante pour le transport d'un chantier à l'autre.



Réglage d'appoint en rive



(Doc. Outinord)

6.2.3.4 - Tables tiroirs sur consoles murales

Principe : le poids de la table coffrante et la charge de béton sont transmis aux voiles en béton par des consoles.

Équipement des consoles :

Elles sont munies :

- d'un rouleau pour la translation horizontale
- d'un vérin pour le réglage en hauteur (course jusqu'à 260 mm).

Une file d'étais en zone médiane est nécessaire si la portée est de grande largeur (> 4 m).

Translation et manutention de la table :

Le déplacement de la table peut s'effectuer à l'aide d'un palonnier avec un système de rééquilibrage.

Un jeu d'élingage constitue un procédé moins rationnel parfois utilisé.

On peut également utiliser un chariot de décintrage pour le décoffrage et la translation avant reprise à la grue.

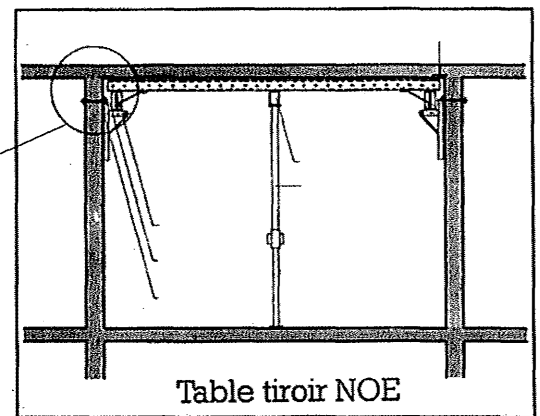
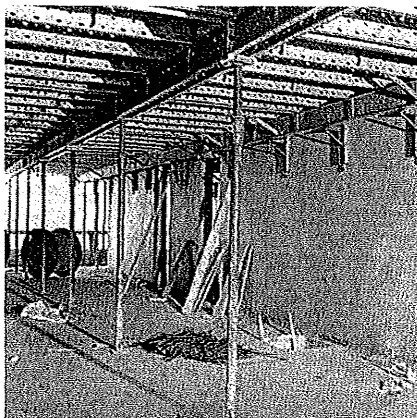
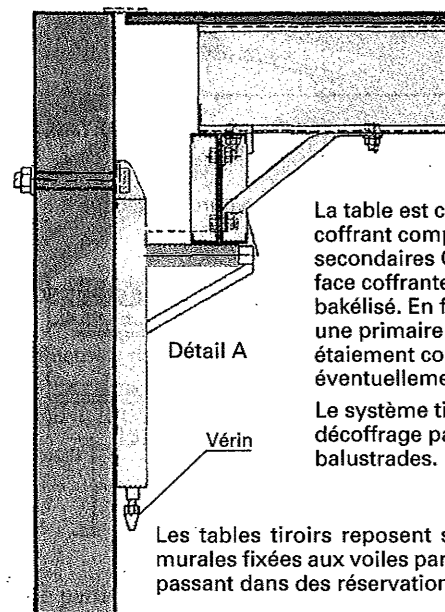


Table tiroir NOE



Détail A

Vérin

La table est constituée d'un plateau coffrant composé de primaires et de secondaires Combi 20 NOE avec face coffrante contre-plaqué bakéliné. En fonction de la portée, une primaire médiane avec étaie complémentaire est éventuellement nécessaire.

Le système tiroir permet un décoffrage par-dessus parapets et balustrades.

Les tables tiroirs reposent sur des consoles murales fixées aux voiles par des tiges filetées passant dans des réservations.

6.2.3.5 - Tables extensibles

Elles constituent le coffrage-outil par excellence, car elles s'adaptent à la multiplicité des dimensions suivant les trois axes de l'espace.

Les raidisseurs horizontaux sont parfois escamotables pour faciliter les manutentions (parties oscillantes) (fig. 57, 58, 59, 60).

6.2.3.6 - Indications sur les dimensions des tables

2,50 à 7,50 m de longueur par fraction d'un 1/2 mètre : soit 2,50-3,00-3,50-4 m, etc.

2,10 à 2,60 m de hauteur réglable pour échapper aux linteaux et aux autres obstacles.

6.3 Coffrages avec tôles ou bacs en acier

Ces coffrages sont utilisés avantageusement dans le cas d'une ossature métallique (poteaux et poutres).

Les éléments coffrants sont profilés à froid avec des nervures pourvues de perforations qui favorisent la liaison béton-acier.

La face inférieure du bac peut constituer le plafond.

Les coffrages et décoffrages sont ainsi supprimés, seul un étaie partiel est nécessaire avec une file d'étais à 1,20 m d'écartement (fig. 61 à 67).

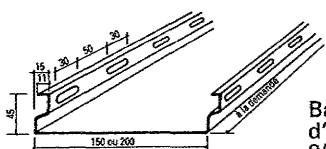


FIG. 61. - Plancher et plafond « Coframa ». Bac standard en tôle d'acier galvanisé de 8/10 mm.

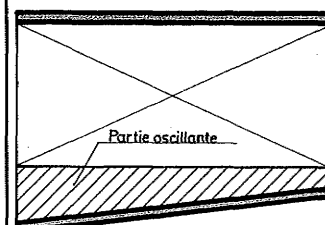


FIG. 57. - Dalle en forme de trapèze.

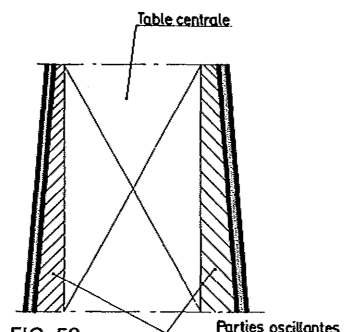


FIG. 58.

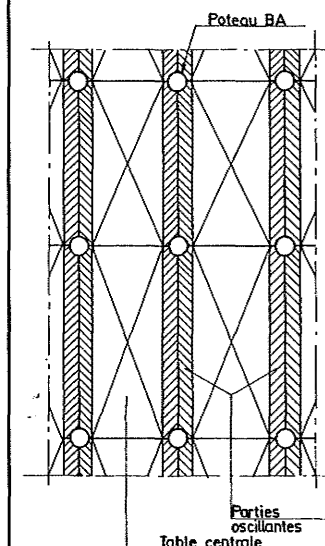


FIG. 59. - Coffrage de dalles entre poteaux.

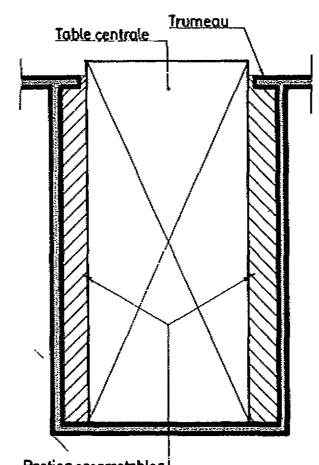


FIG. 60. - Coffrage entre trumeaux.

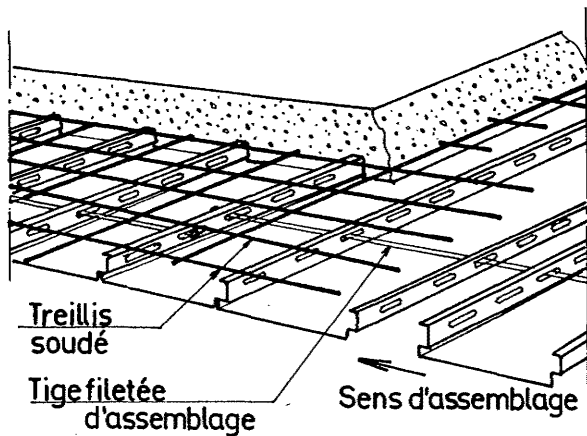


FIG. 62.

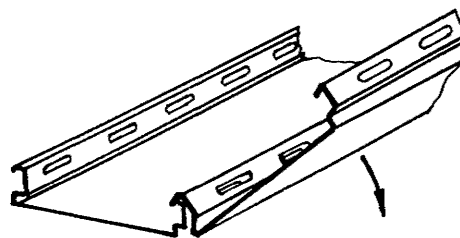


FIG. 63. – Bac auto-accrocheur.

COFFRAGE RÉALISÉ AVEC DES BACS EN ACIER

DÉTAILS DE MISE EN ŒUVRE

Détail de liaison sur ossature métallique

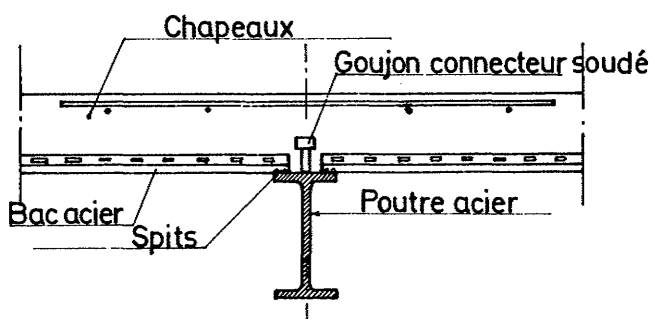


FIG. 64.

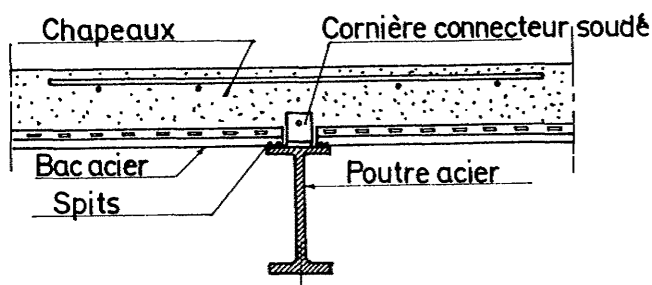


FIG. 65. – Poutre mixte béton armé.

Détails de liaison sur l'appui (chaînage)

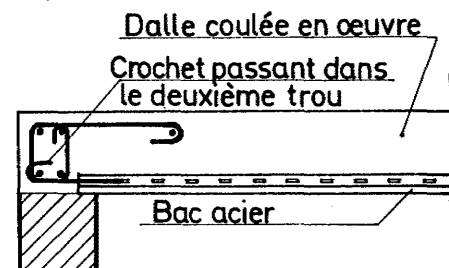


FIG. 66.

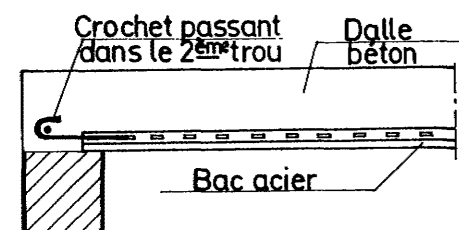
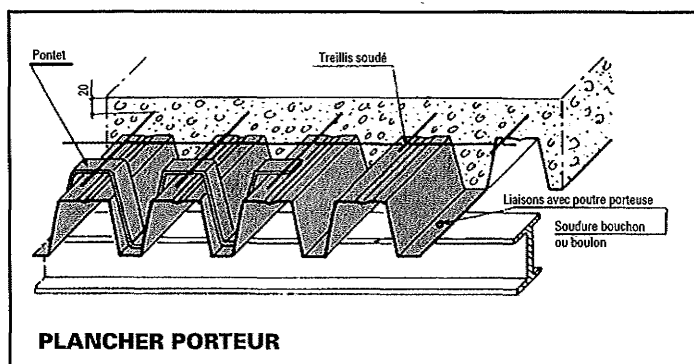


FIG. 67.



PLANCHER PORTEUR

Planchers réalisés à partir d'éléments métalliques profilés à froid et galvanisés.

Ces éléments associés au béton peuvent assurer les deux fonctions suivantes :

- coffrage du béton ;
 - armature dans le cas des éléments porteurs et collaborants.
- Utilisation : Planchers d'immeubles d'habitation, de bureaux.

7 Bétonnage

Le dosage en liant, par m^3 de béton mis en œuvre, varie entre 300 à 350 kg de CPJ.

Le béton mis en place par vibration est dressé à la règle vibrante qui prend appui sur des guides préalablement réglés.

15.3. PLANCHERS AVEC NERVURES ET DALLES

Quels sont les problèmes à résoudre ?

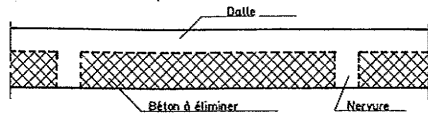


FIG. 68.

Coupes partielles transversales (schémas de principe)

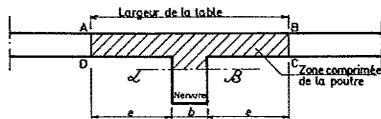


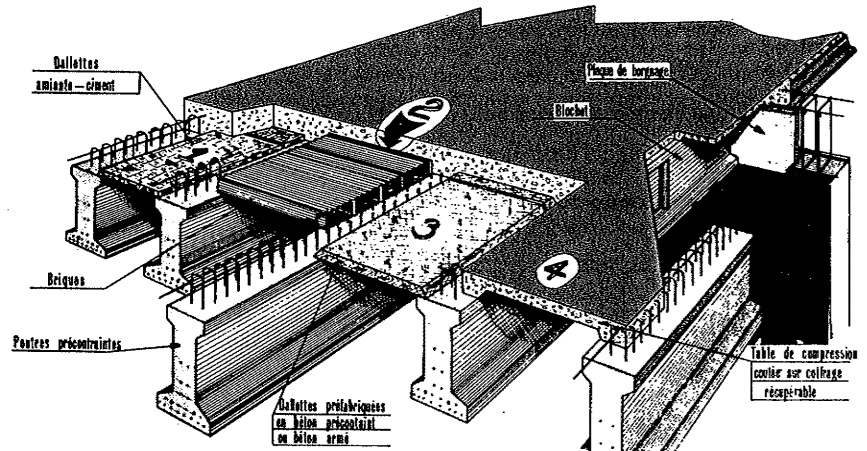
FIG. 69.

BUTS RECHERCHÉS

- Supporter de fortes surcharges $S > 250 \text{ kg/m}^2$.
- Franchir des portées $> 5 \text{ m}$.
- Éliminer le poids propre inutile.
- Utiliser le béton en compression.

RÉALISATIONS

- Locaux publics.
- Magasins.
- Entrepôts.
- Parkings.



Planchers industriels de portées $\leq 12 \text{ m}$ (schéma d'assemblage)

Quelles sont les conditions ?

SOLUTIONS DE PRINCIPES

- Table de compression
 - Nervure associée à la table
- Poutre en B.A. en forme de T

On élimine en grande partie le béton tendu en face inférieure afin d'alléger la structure.

CONDITIONS

La largeur de la table prise en compte est égale à : $(2e + b)$ (fig. 69).

La distance « e » est limitée :

- au $1/10$ de la portée de la nervure ;
- à la moitié entre faces voisines de 2 nervures consécutives.

Plancher à nervures

- apparentes
- cachées

Exemple :

- plancher avec nervures espacées de 2 m ;
- portée des nervures égale à 5 m ;
- épaisseur des nervures de 18 cm .

Valeurs retenues pour « e » : $\frac{200}{2} = 100 \text{ cm}$;

$\frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$.

La largeur de la table de compression prise en compte est :

$$(2e + b) = (2 \times 50) + 18 = 118 \text{ cm}.$$

Quels moyens ?

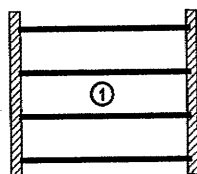
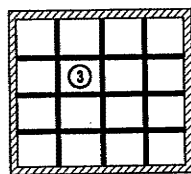
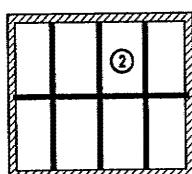


FIG. 70.



SOLUTIONS TYPES

MODE DE RÉALISATION

Planchers à nervures :

- ① parallèles
- ② croisées
- ③ (ou orthogonales)

traditionnel

caisson coffrant
système mixte
(bois-métal)

traditionnel
évolué

nervures préfab.
coff. en acier perdu
coff. autoportant
caissons polystyrène
— métal
— béton
tables coffrantes

1 Coffrages traditionnels (schéma de principe)

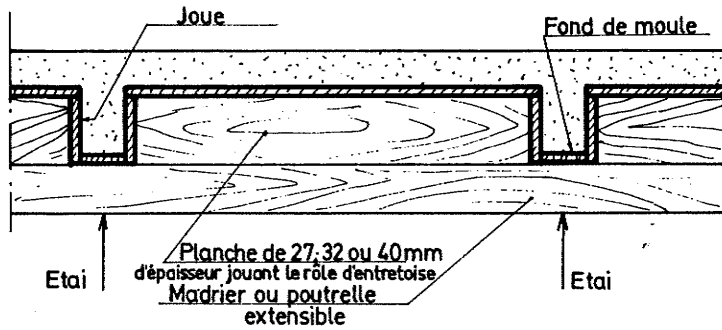


FIG. 71. - Coffrage élémentaire avec bacs coffrants en bois.

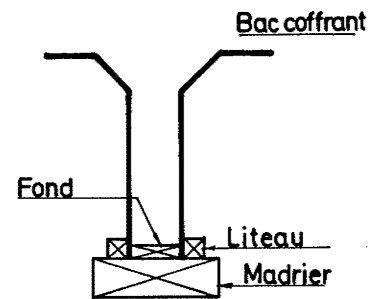


FIG. 77. - Fixation du coffrage en pied pour réaliser la nervure.

Étaie des fonds de moule

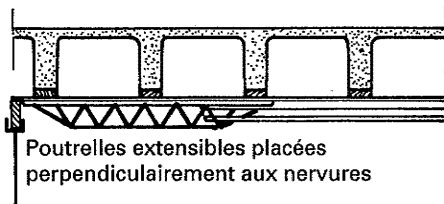


FIG. 72.

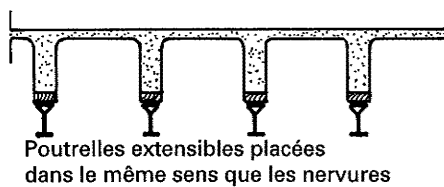


FIG. 73.

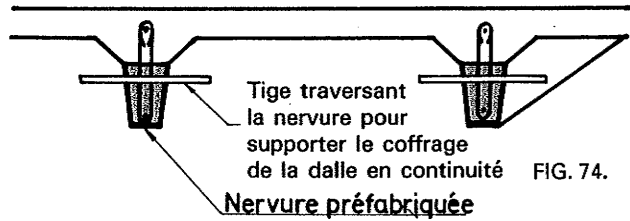


FIG. 74.

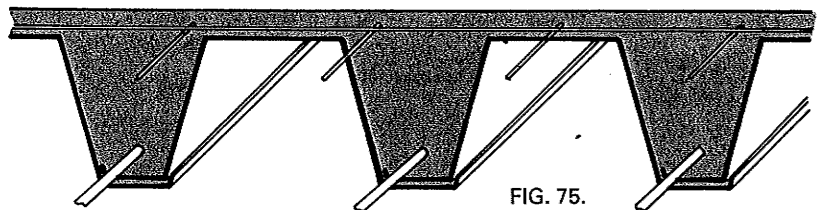


FIG. 75.

2 Planchers avec nervures préfabriquées

Les planchers avec nervures sont souvent partiellement préfabriqués (voir aussi p. 195, le schéma d'assemblage).

2.1 Constitution

Ils sont constitués par :

- des **nervures préfabriquées** en B.A. ou en béton précontraint (poutrelles en forme de T, double T, U, I etc.) qui ont un **rôle porteur** ;
- une **dalle associée** en B.A. qui **participe à la résistance** des poutrelles et **répartit les charges** soit :
 - coulée en même temps que la nervure à la préfabrication (fig. 78 à 81),
 - coulée sur chantier après mise en place des nervures avec ou sans prédalle entre elles (voir schéma d'assemblage p. 195 et figures 82 et 83).

Le profil de base peut être modifié par :

- réduction de la largeur depuis le double T (**TT**) jusqu'au **U** renversé, pour adapter les éléments à une modulation comprise entre : 240 cm et 137 cm ;

Nervure normale



FIG. 78.

Nervure renforcée



FIG. 79.

- augmentation de l'épaisseur de la table de compression soit en préfabrication, soit par chape coulée en place ;
- division du profil **TT** en 2 profils en **té** pour diminuer le poids des éléments.

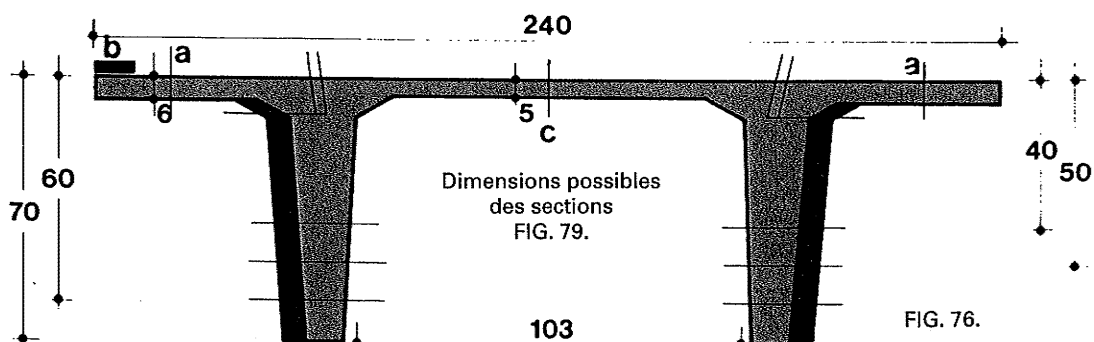


FIG. 76.

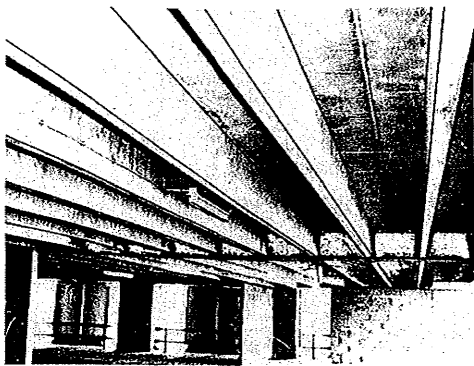


Photo 80.
Vue des poutrelles en T, juxtaposées,
de portée 14 m.

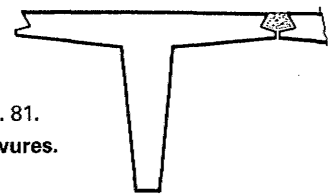


FIG. 81.
Schéma du joint entre les nervures.

L'immeuble « Neptune » à Nantes, comporte : 2 niveaux centres commerciaux, dont un en sous-sol – 5 niveaux parkings – 1 niveau salle de congrès – 1 niveau bureau.

L'ensemble des planchers est constitué de poutrelles en té préfabriquées et précontraintes ; posées jointives, les poutrelles sont rendues solidaires par bétonnage d'un joint en forme de queue d'aronde et par encastrement de leurs extrémités dans les éléments porteurs coulés en place, ce qui assure le monolithisme de l'ensemble.

Les poutrelles ont été fabriquées en longueur de 12, 14 et 15 m. Surface totale de planchers préfabriqués : 17 000 m².

2.2 Mise en œuvre sur chantier

• État d'avancement des travaux

- les appuis destinés à recevoir les nervures sont réalisés ; exemple : murs ou voiles en B.A., poutres porteuses de rive ou intérieures,
- l'implantation des poutrelles est prévue sur les arases,
- la sécurité en rive et autour des trémies est effectuée.

• Suite des tâches :

- manutention et pose des nervures avec appui de 5 cm sur mur,
- pose des dalles en B.A. ou des prédalles,
- mise en place des chaînages et du treillis soudés,
- fixation des chapeaux et des aciers complémentaires,
- bétonnage de la dalle de compression.

Utilisation de composants en béton précontraint préfabriqués en usine

Ce sont des poutres de petites portées 3 à 5 m destinées à la construction individuelle ou des poutres de grandes portées destinées au milieu industriel (entrepôts, ateliers, usines, etc.) de portée jusqu'à 25 à 30 m suivant la charge d'exploitation.

POUTRES DE PLANCHER RECTANGULAIRES

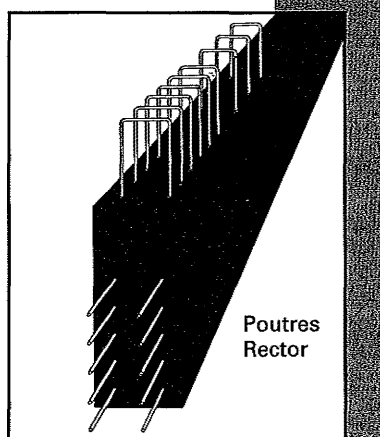
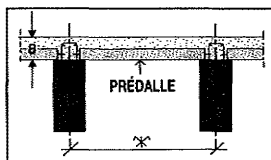


FIG. 82a.



PRÉDALLE
pose avec étau pour entraxe > 2,00 m
POUTRE
pose avec étau
EXEMPLES PORTÉES ADMISSIBLES (AVEC ÉTAI)

Type poutres	Entraxe en m	Dalle e	Charges kg/m ²		
			250	350	500
PR 20 x 30	2,00	12	10,00	9,60	9,00
	3,00	14	9,00	8,40	7,80
	4,00	14	8,00	7,40	6,70
PR 25 x 60	3,00	14	15,50	14,80	14,00
	4,00	16	14,00	13,00	12,20
	6,00	20	11,70	11,00	10,00
PR 30 x 90	4,00	16	20,50	18,50	17,50
	5,00	18	18,50	17,00	16,50
	7,00	22	15,50	15,00	13,80

La gamme comprend :

- des poutres de section rectangulaire
- des poutres de section trapézoïdale
- des poutres de section T
- des poutres de section I.

Exemple N° 1 de choix possible :

Données :

Portée entre appuis : 14 mètres.
Charges d'exploitation : 500 daN/m².
Poutres de section rectangulaire.

Choix :

Épaisseur de dalle : 14 cm.
Entraxe de poutres : 3,00 m.
Poutres de type PR 25 cm x 60 cm.

POUTRES DE PLANCHER ENI

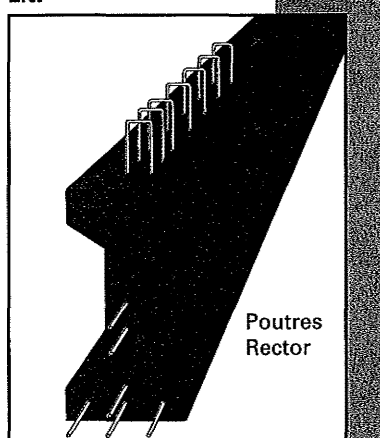
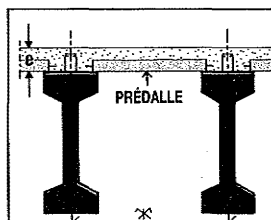


FIG. 82b.



PRÉDALLE
pose sans étau
POUTRE
pose avec étau
EXEMPLES PORTÉES ADMISSIBLES (AVEC ÉTAI)

Type poutres	Entraxe en m	Dalle e	Charges kg/m ²	
			250	500
I 90 x 40/10	3,00	14	23,50	21,00
	5,00	20	19,00	16,50
I 120 x 40/10	3,00	14	27,00	24,00
	5,00	20	23,00	20,00
I 140 x 45/15	3,00	14	30,00	26,50
	5,00	20	24,50	22,00

Exemple N° 2

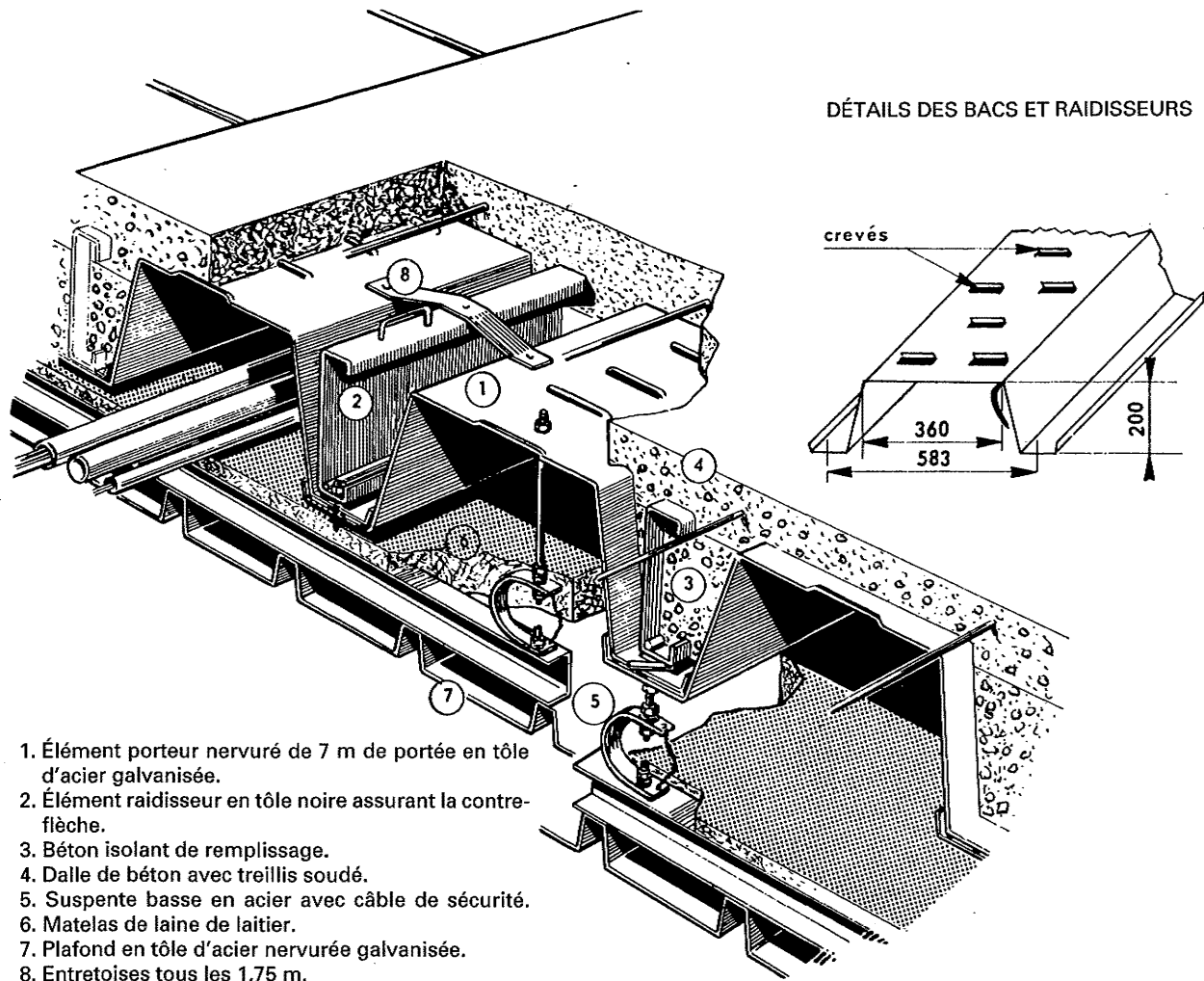
Portée entre appuis : 20 m
Charges par mètre carré : 500 daN/m²
Choix d'une poutre I de type I 90
– Membrane : 40 cm de largeur
– Ame : 10 cm
– Épaisseur de dalle : 14 cm
– Entraxe : 3,00 m

NB : on utilise des poutres pour pavillons pour des appuis intermédiaires en sous-sol par exemple.

Dimensions en cm :

7,5 x 15 - 15 x 20 - 20 x 20 et pour des portées de 3 à 5 m.

FIG. 83. - DÉTAIL DE L'ENSEMBLE PLANCHER-PLAFOND



PLANCHER INDUSTRIEL AVEC BACS COFFRANTS EN ACIER

Coffrage métallique pour l'ensemble
 {table-nervure}

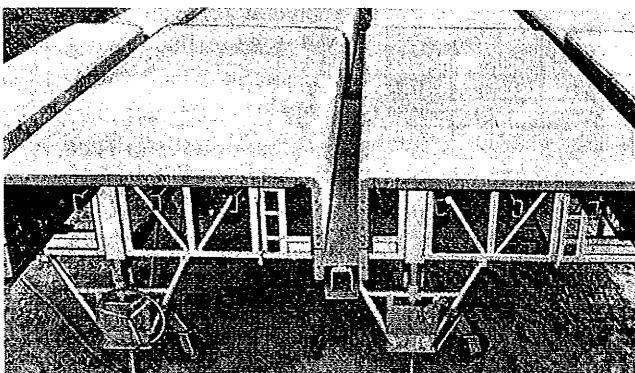


FIG. 85. - Coffrage type « Hussor » à pieds repliables, coffrage simultané table et nervures. Mêmes principes de réglage et de mise en place que les tables coffrantes.

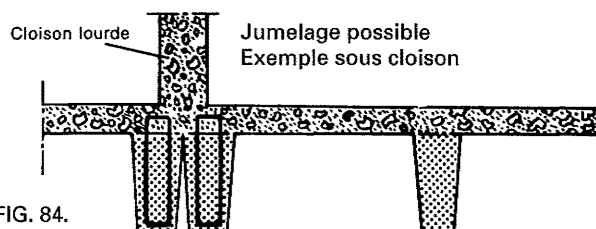


FIG. 84.

Coffrage des nervures croisées par caissons positionnées sur tables coffrantes ou coffrage classique (poutrelles extensibles = contre-plaqué).

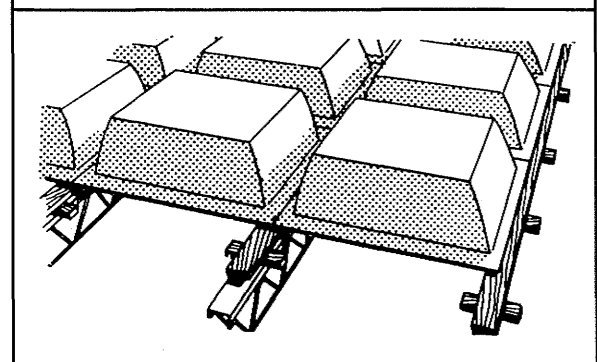
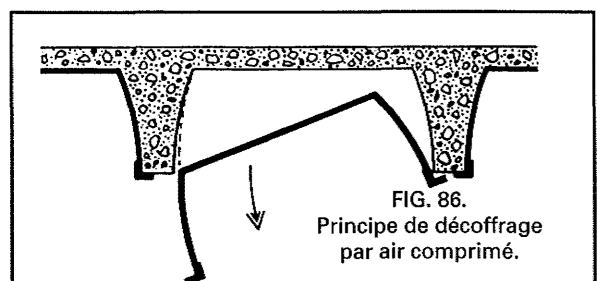


FIG. 87.

Nota : on utilise aussi des caissons à coffrage perdu.

DISPOSITION DES ACIERS

Dans la nervure : l'armature est celle d'une poutre continue semi-encastree sur les appuis extrêmes et pouvant reposer sur des appuis intermédiaires (murs, poutres).

Dans la dalle :

1^{er} cas : l'écartement entre nervures est faible :

- la table de compression est formée de 2 consoles encastrées sur la nervure (fig. 88).

2^e cas : l'écartement entre nervures dépasse la largeur de la table de compression :

- l'armature est conforme à celle d'une dalle pleine classique avec barres inférieures et chapeaux (fig. 89).

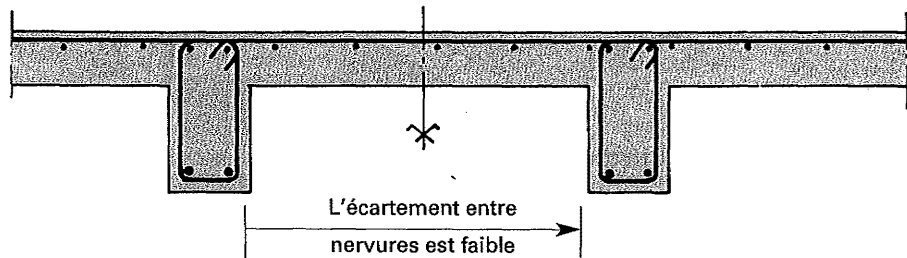


FIG. 88.

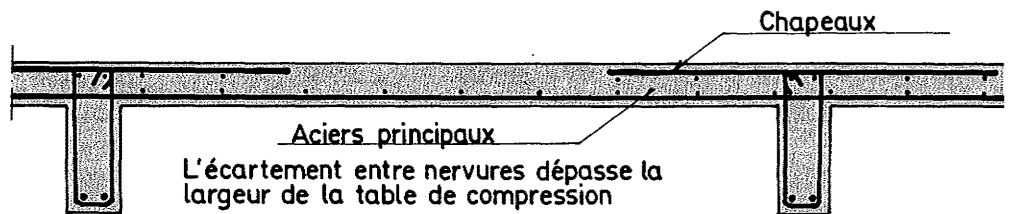


FIG. 89.

Cas d'une faible portée entre nervures et utilisation d'une armature souple (fig. 90)
(treillis soudés)

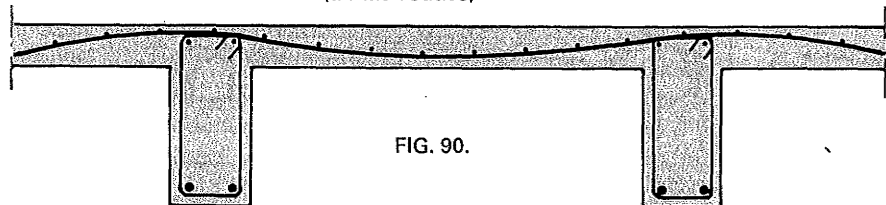


FIG. 90.

Précautions de bétonnage ?

BÉTONNAGE

Les nœuds d'ossature (croisement de nervures) doivent permettre le passage de l'aiguille vibrante pour obtenir la compacité du béton et sa résistance.

La règle vibrante permet de vibrer et dresser la surface du plancher.

Dosage : 350 kg de CPJ/m³ de béton.

Questionnaire

1° Quel est l'intérêt du plancher avec nervures, comparé à un plancher avec dalle pleine ?

2° Schématisez la disposition des aciers :

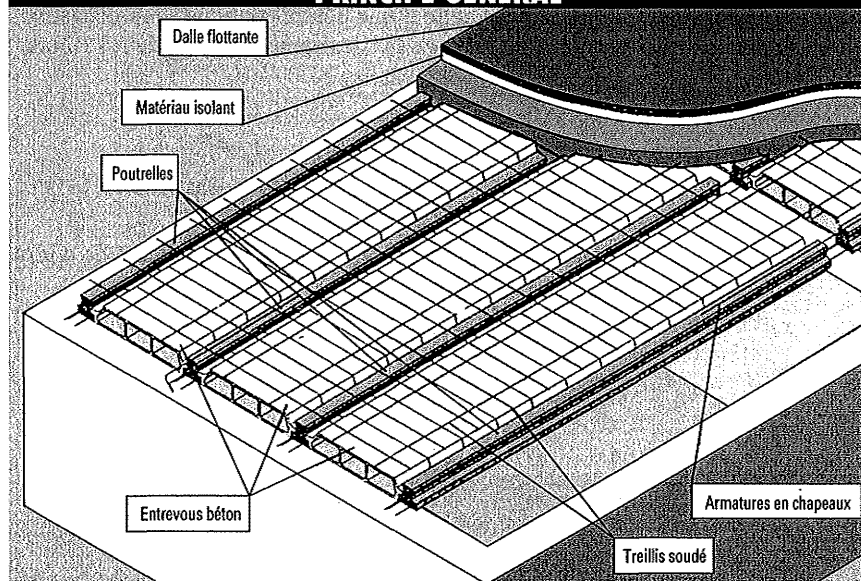
a) dans le cas où les nervures sont rapprochées (voir fig. 88) ;

b) dans le cas où les nervures sont écartées (voir fig. 89).

3° Montrez par des croquis les solutions de coffrage des fonds de moule des nervures à l'aide de poutrelles extensibles (voir fig. 72 et 73).

4° Distinguez les éléments porteurs et coffrants sur les détails de l'ensemble plancher-plafond de la figure 83.

PRINCIPE GÉNÉRAL



PLANCHERS DE MAISONS INDIVIDUELLES : SOLUTIONS CLASSIQUES

DESCRIPTIF GÉNÉRAL

- Planchers constitués de poutrelles en béton précontraint et d'entrevous en béton ou planchers avec entrevous polystyrène dont la sous-face est doublée ou revêtue d'un matériau protecteur.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur pour les planchers à entrevous béton et des armatures complémentaires sont mises en œuvre sur chantier.
- Les planchers à entrevous béton sont aptes à recevoir en sous-face un enduit plâtre traditionnel, un faux plafond en plaques de plâtre avec incorporation d'un isolant, ou une dalle flottante sur couche isolante en partie supérieure.

LES POUTRELLES FEDER BÉTON

Schéma	Type	Hauteur (en mm)	Largeur talon (en mm)	Nombre armatures de précontrainte	Dénomination
	F 110	110	100	2	F 112
				3	F 113
				4	F 114
	F 140	140	100	3	F 143
				4	F 144
				5	F 145
	FG 150	150	140	7	FG 157
				8	FG 158
				9	FG 159

LES SOLUTIONS

DÉSIGNATIONS	SCHEMAS	DESCRIPTIFS
Planchers d'étage courant Entrevous en béton		• Planchers constitués de poutrelles et d'entrevous en béton de hauteur variable 8, 12, 16, 20, 25 cm et d'une dalle de compression de 4 cm, armée d'un treillis soudé. • Ces planchers peuvent recevoir un enduit, en sous-face.
Planchers : - de sous-sol et garage - sur vide sanitaire Entrevous en polystyrène avec protection en sous-face		• Planchers HPI constitués de poutrelles et d'entrevous en polystyrène moulé de qualité M1 avec en sous-face une protection rapportée : plâtre sur lattes métallique type Nergalto ancré dans la dalle par des suspentes. - Entrevous à sous-face revêtue d'enduit minéral ou munis d'un parement fibragglo.
Planchers courants + isolant thermique + dalle flottante		• Planchers HPI constitués de poutrelles et d'entrevous en béton, d'une dalle de compression en béton de 4 cm, et d'une dalle flottante de 5 cm sur une couche isolante de 5 ou 6 cm. N. B. : Utilisation pour tous niveaux.

Les planchers se caractérisent par :

- le type de poutrelles
Dimensions : hauteur et largeur de talon
Armature : Nombre, position et section des torons
- la nature des entrevous (béton ou polystyrène)
- la table de compression armée d'un treillis soudé.
L'épaisseur de la table est généralement de 5 cm

Le symbole **HPI** signifie à Haute Performance Isolante. Chaque plancher est référencé (appellation) dans une gamme en raison de ses performances et de son domaine d'utilisation. La hauteur totale résistante s'exprime en centimètres par :

Hauteur du contrevous + épaisseur de la dalle de compression.

Exemple : **type 16 + 5** indiqué sur les plans de pose.

Exemples : indications sur les caractéristiques de planchers

Type	Poids daN/m²	Portées maximales entre appuis (m)			Entrevous	Résistance thermique	Coupe-feu	Destination
		Appuis libres	1 encastrement	Sans étai				
Plancher courant : F2 / 16 + 4	265	5,66	6,22	4,05	Béton	Faible $R_u < 1$	1/2 heure sans enduit	Étage courant
Plancher à Haute Performance Isolante (HPI) HPI / 16 + 5	244	6,06	6,56	4,24	Polystyrène sous-face avec enduit minéral	$R_u = 2,69$	Réaction au feu : classe M1	Sous-sol Vide sanitaire

Tableau des treillis soudés utilisés dans la table de compression

Référence	Section S cm²/m	E e mm	D d mm	Longueur largeur m	Masse nominale kg/m²	Surface m²	Masse 1 panneau kg	Colisage
RAF R	0,8	200	4,5	50	1,043	120	125,1	
	0,53	300	4,5	2,4				
PAF R	0,8	200	4,5	3,6	1,042	8,64	9	
	0,53	300	4,5	2,4				
RAF C	0,8	200	4,5	40	1,25	96	120	
	0,8	200	4,5	2,4				
PAF C	0,8	200	4,5	3,6	1,25	8,64	10,8	100 panneaux
	0,8	200	4,5	2,4				
PAF V	0,8	200	4,5			7,68	9,6	100 panneaux
	0,99	160	4,5					
Panneau Brico	0,8	200	4,5	1,2	1,25	8,64	10,8	100 panneaux
	0,8	200	4,5	2,4				

15.4 PLANCHERS POUTRELLES PRÉFABRIQUÉES PRÉCONTRAINTES

Il s'agit des planchers pour :

- maisons individuelles (voir page 200) ;
- bâtiments collectifs, industriels et commerciaux ;

utilisables soit :

- en vide sanitaire (V.S.) ;
- en étages ;
- sous comble habitable ou non ;
- en dernier niveau (terrasse).

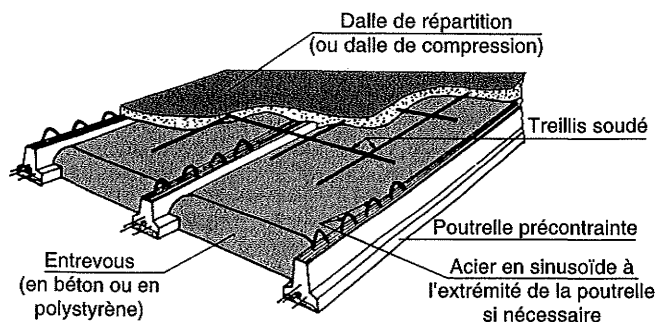


FIG. 2. - Composants d'un plancher.

1 Principes et conditions

1.1 Principe de fonctionnement

Le système porteur est obtenu essentiellement par l'association :

- des poutrelles précontraintes ;
- du béton coulé en place de la dalle de répartition ou de la dalle de compression afin d'obtenir les résistances mécaniques en fonction des portées, charges et charges d'exploitation.

1.2 Principe de mise en œuvre ou d'assemblage des composants sur le chantier

- Les poutrelles précontraintes portent les entrevous en béton, en terre cuite, en polystyrène, en matériaux mixtes (polystyrène + sous-face en fibrage).
- Les entrevous servent de coffrage entre les poutrelles.
- La dalle de répartition est ainsi « coffrée » par l'assemblage poutrelles-entrevous et elle solidarise l'ensemble.



Mise en place d'un plancher « préassemblé ».

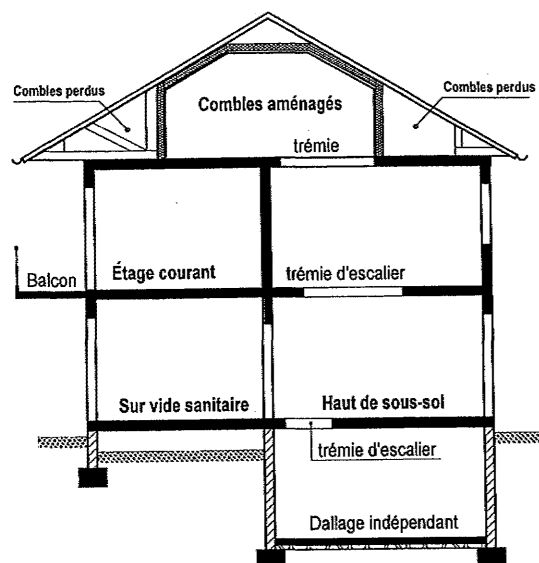


FIG. 1. - Planchers : sur sous-sol, sur vide sanitaire, d'étage.

1.3 Conditions d'utilisation

Le choix d'un type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions de :

- **résistance mécanique** dans tous les cas ;
- **limitation des flèches** pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements horizontaux ;
- **isolation thermique** dans le cas d'un plancher sur vide sanitaire, haut de sous-sol, ou sous-comble, etc. ;
- **isolation acoustique**, surtout dans le cas de plancher entre étages. Si un plancher utilise la « loi de masse », avec une masse par m² de 350 kg, l'affaiblissement acoustique de l'ordre de 48 décibels est reconnu acceptable ;
- **résistance à l'incendie** pour assurer les conditions de sécurité et stabilité des structures ce qui s'exprime par la mesure du temps.

Exemple : 1 h de degré coupe-feu d'un plancher donné.

Classement des matériaux selon leur combustibilité

Classe	Combustibilité
M0	Incombustible
M1	Combustible, non inflammable
M2	Combustible, difficilement inflammable
M3	Combustible, moyennement inflammable
M4	Combustible, facilement inflammable

Résistance au feu

Elle s'évalue suivant trois critères :

- la résistance mécanique
- l'étanchéité aux flammes
- l'isolation thermique de façon à limiter la propagation de l'incendie.

À partir des critères précédents, les éléments de construction sont classés :

- Stables au feu (SF) : critère 1 satisfait
- Pare-flamme (PF) : critères 1 et 2 satisfaits
- Coupe-feu (CF) : critères 1, 2, 3 satisfaits

Exemple dans le cas des planchers :

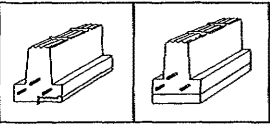
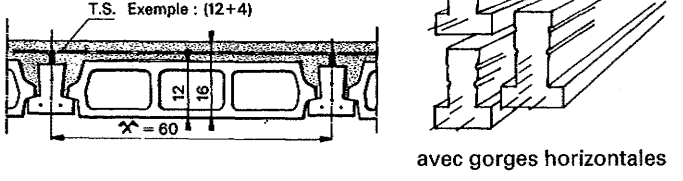
- Plancher d'étage courant.
- Coupe-feu : 1/2 heure sans enduit plâtre.
- Coupe-feu : 1 heure 1/2 avec enduit plâtre.

Remarque : aucune exigence de stabilité au feu pour les planchers sur vide sanitaire.

2 Planchers classiques avec poutrelles précontraintes

Éléments constitutifs

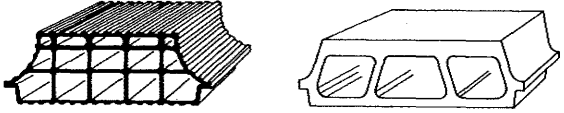
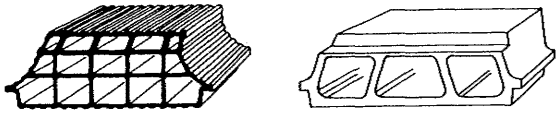
2.1 Les poutrelles précontraintes par fils adhérents et leurs particularités.

 FIG. 3. (Doc. Rector)	MONTAGE CLASSIQUE  FIG. 4. (Doc. P.P.B.) FIG. 5. (Doc. Stup-F)	Types de planchers : Exemples : Type : 12 + 5 signifie : Hauteur des entrevous : H = 12 cm Épaisseur de la dalle de compression Epr = 5 cm Références de poutrelles en fonction de : Hauteur des poutrelles Nombre de torons précontraints et position des torons Exemple : R 113 R : gamme Rector Hauteur : 110 mm Nombre de torons : 3
• Ces poutrelles en forme de T ont une âme de section trapézoïdale à grande base soit vers le bas soit vers le haut (voir croquis). • La sous-face de la poutrelle est en béton, parfois avec semelle céramique incorporée. • Un acier sinusoïde est parfois disposé aux extrémités pour combattre l'effort tranchant. • Des anneaux de levage pour manutention sont prévus. • Le nombre de fils de précontrainte varie de 2 fils à 8 fils suivant les types de montages.		

2.2 Les entrevous en béton (ou en terre cuite) et en polystyrène

Ils sont placés entre les poutrelles et ils servent soit :

- d'entrevous de coffrage (remplissage) ;
- d'entrevous porteurs dont la résistance mécanique permet de reporter les charges d'exploitation sur les poutrelles.

Entrevous de coffrage	
Simples  FIG. 6. - Entrevous de coffrages isolants.	Résistants  FIG. 7. - Entrevous de coffrages résistants.
Ils sont en : - polystyrène expansé - béton cellulaire - mousse minérale + polystyrène - entrevous composites divers avec ou sans languette.	Ils sont en béton ou en terre cuite. Ils permettent d'assurer une liaison effective entre poutrelles et dalle B.A.
Entrevous porteurs	
Simples  FIG. 8. - Entrevous porteurs simples.	Pour table de compression incorporée (T.C.I.)  FIG. 9. - Entrevous porteurs T.C.I.
Béton ou terre cuite. La paroi supérieure n'est pas prise en compte dans la table de compression (parois supérieures non jointoyées obligatoirement).	Béton ou terre cuite. La paroi supérieure est prise en compte dans la table de compression (parois supérieures jointoyées).

2.3 Dalle coulée en place

Suivant le type et le domaine d'utilisation du plancher, on réalise soit :

- une dalle de répartition en béton armé, coulée sur toute la surface du plancher, d'au moins 4 cm d'épaisseur (souvent 5 cm). Cette dalle est armée d'un treillis soudé fils de 4,5/4,5 mm et mailles 200 mm x 300 mm et d'aciers supplémentaires tels que chapeaux sur appuis, chaînages, renforts en bordure de trémie, etc.

- une dalle indépendante, d'épaisseur ≈ 5 cm, armée, coulée sur un isolant thermique ou acoustique placé sur les entrevous résistants après blocage poutrelles-entrevous par du béton (table de compression partielle).

NB : la table de compression qui constitue la membrure comprimée d'une section de plancher brut. C'est le cas des tables de compression incorporées (T.C.I.) avec des entrevous porteurs.

3 Principaux types de montage

3.1 Plancher à table de compression (Epr : 5 cm)

- Avec entrevous de coffrage simple, surbaissés

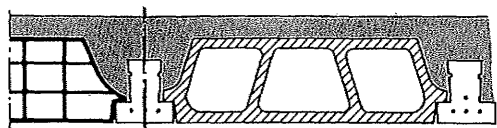
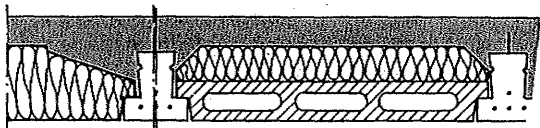


FIG. 10.

Types :
16 + 5
à
20 + 5

- Utilisation d'entrevous soit en polystyrène, soit d'entrevous surbaissés en béton.

3.2 Avec entrevous de coffrage résistant



Types :
12 + 5
à
20 + 5
FIG. 9.

- Montage le plus courant avec entrevous en béton (ou en terre cuite).

3.3 Plancher à table de compression incorporée (T.C.I.)

- Avec entrevous porteur TCI

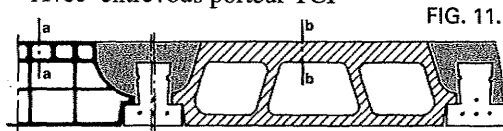


FIG. 11.

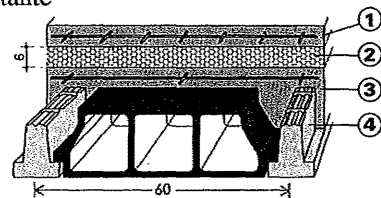
Types :
16 + 0
ou
20 + 0

- Plancher sans dalle de compression mais utilisation d'entrevous à table de compression incorporée. Un remplissage soigné de micro-béton permet d'associer les entrevous et la poutrelle.

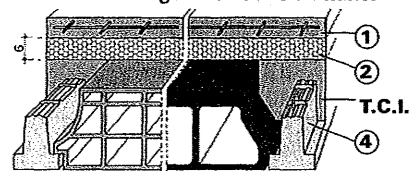
3.4 Plancher avec dalle flottante

1^{re} solution : Dalle de compression + isolant + dalle flottante

2^e solution : Table incorporée + isolant + dalle flottante



montage avec dalle flottante



montage T.I. (table incorporée)

1 dalle flottante
2 isolant
3 dalle de compression
4 poutrelle

Types :
12 + 5
16 + 5

A, B, E,
FIG 13
et 14.

3.5 Plancher avec entrevous céramiques porteurs (T.C.I.)

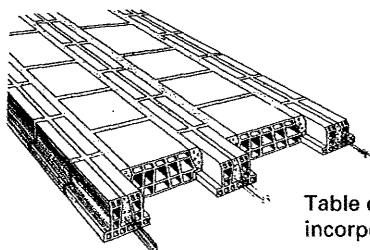


Table de compression incorporée (TCI)

Types :
16 + 0
20 + 0

A, B
FIG. 15.

Vide sanitaire	Haut de sous-sol	Étage courant	Combles	Toiture-terrasse	Montages à isolation thermique intégrée
					RECTOPOLYPLAC G.33
					RECTOLISSE B.29
					RECTOLISSE RS.60
					RECTOVOUTE G.29
					RECTOVOUTE B.28 (M4)
					RECTOLISSE B.28 (M1)
					RECTODECOR D.89 (M1)
					RECTOFIBRE F.28
					RECTOVOUTE G.28
					RECTOSTYRENE G.1/G.13

FIG. 16 à 25.

Utilisation des
planchers

- A** Vide sanitaire
- B** Haut de sous-sol
- C** Étage
- D** Terrasse
- E** Sous-toiture

Pour toiture terrasse : prévoir une isolation rapportée en partie supérieure et un plâtre armé en partie inférieure.

M_o : moment maximal de flexion dans une travée indépendante de même portée libre et soumise au même cas de charge que la travée considérée

PLANCHER AVEC POUTRELLES PRÉCONTRAINTES

Les chapeaux sont disposés pour équilibrer un moment minimal de $0,15 M_o$ sur les appuis libres en raison d'un moment d'encastrement partiel forfaitaire

Les chapeaux sont indispensables en cas :

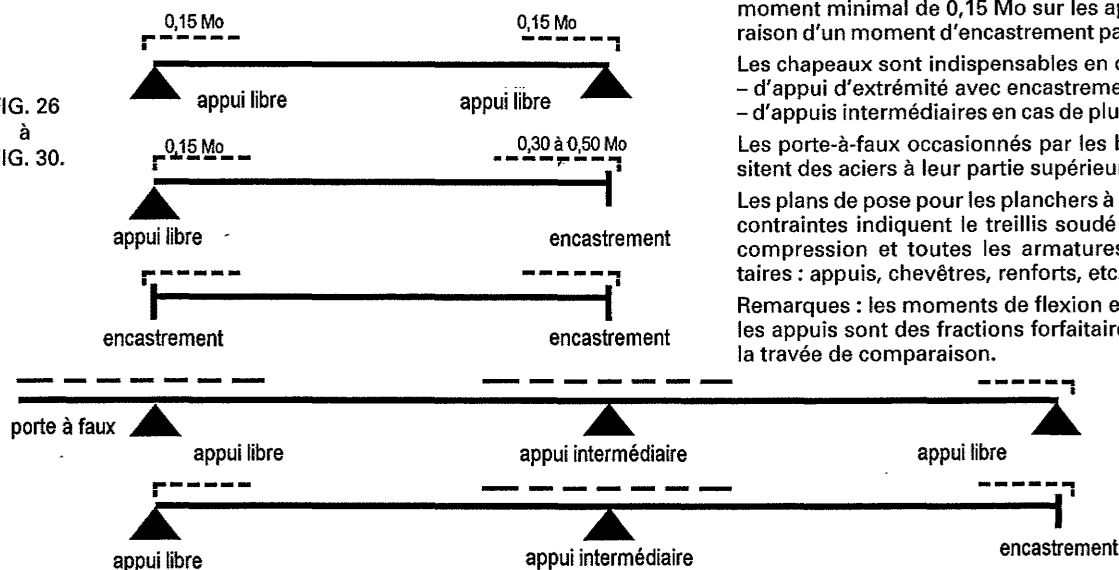
- d'appui d'extrémité avec encastrement ;
- d'appuis intermédiaires en cas de plusieurs travées.

Les porte-à-faux occasionnés par les balcons nécessitent des aciers à leur partie supérieure.

Les plans de pose pour les planchers à poutrelles précontraintes indiquent le treillis soudé de la dalle de compression et toutes les armatures complémentaires : appuis, chevêtres, renforts, etc.

Remarques : les moments de flexion en travée et sur les appuis sont des fractions forfaitaires de M_o dans la travée de comparaison.

FIG. 26
à
FIG. 30.



Dispositions constructives :

- Longueur d'appui des poutrelles au moins égale à :

2,5 cm s'il s'agit d'un voile ou d'une poutre
5 cm pour un mur maçonné

- Chapeaux sur les appuis de rive et appuis (fig. 31 et 32) intermédiaires (murs de refends ou poutres)

Les diamètres, longueurs, formes, nombre par zone délimitée sont indiqués par le plan de pose

- Chainage sur mur avec section d'acier minimale : 2 HA 10 ou 3 HA 8 ou 4 HA 7 en acier tréfilé lisse

- Planelle de 5 cm disposée en rive de plancher pour avoir un support homogène d'enduit

- Treillis soudés pour répartir les charges sur les poutrelles :

TS 4,5/4,5 (mm) et mailles de 200 x 300 (mm)

- Profil plastique en forme d'U pour empêcher les remontées d'humidité en pied de doublage isolant

- Arase étanche sur le mur de soubassement, en mortier hydrofugé, qui permet de niveler les murs et de réduire les remontées d'humidité

- Entrevous isolants du vide sanitaire qui peuvent être revêtus en sous-face par du fibragglo imputrescible

- Ventilation du vide sanitaire pour limiter les risques de condensation

- Drain en pied de mur pour capter les eaux d'infiltration

Chapeaux

- Ils doivent être disposés au-dessus du treillis soudé :

• En rive

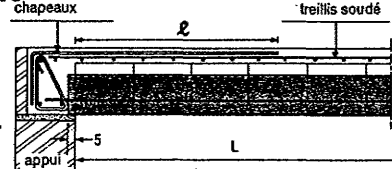


FIG. 32.

• Sur appui central

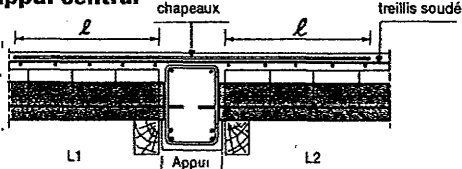


FIG. 33.

$l = \frac{\text{Portée}}{5}$ (sauf indication particulière du plan de pose).

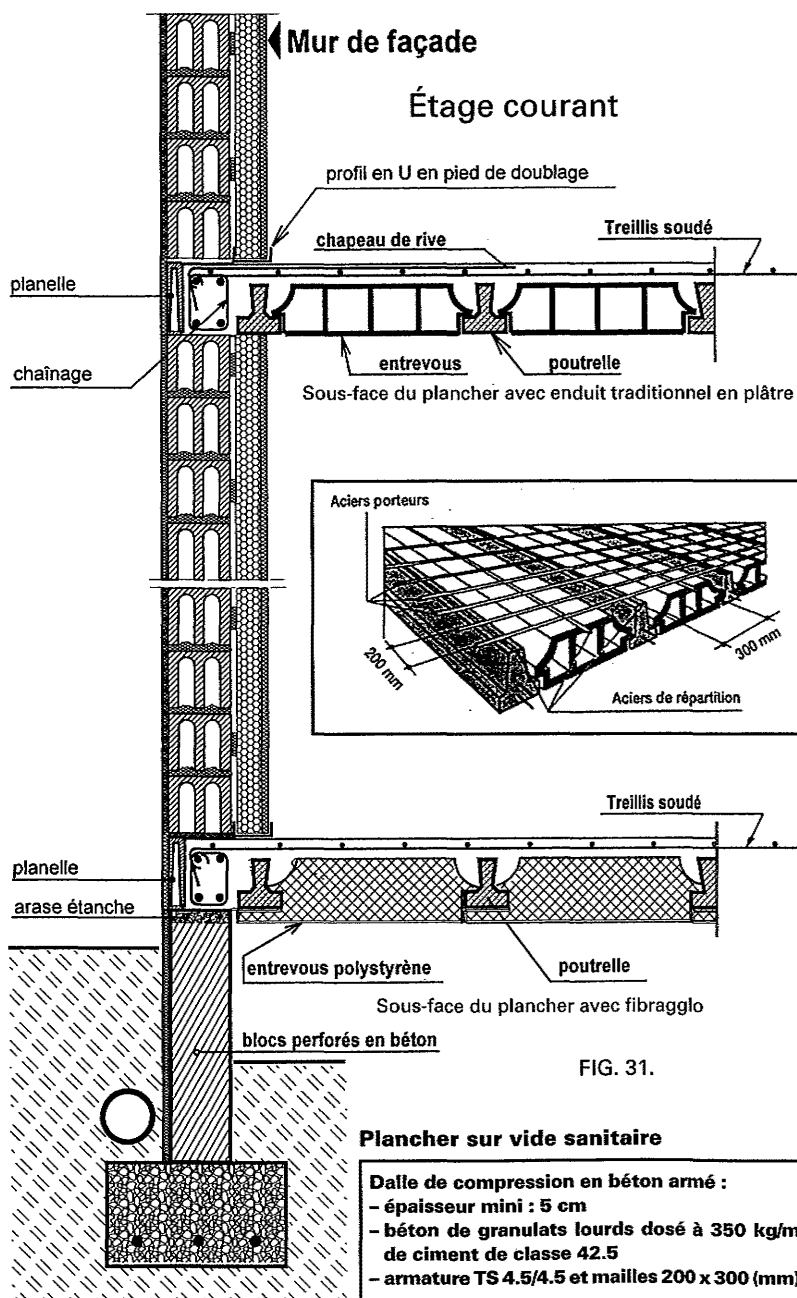


FIG. 31.

Plancher sur vide sanitaire

Dalle de compression en béton armé :

- épaisseur mini : 5 cm
- béton de granulats lourds dosé à 350 kg/m³ de ciment de classe 42,5
- armature TS 4,5/4,5 et mailles 200 x 300 (mm)

4 Mise en œuvre du plancher

■ Arase

Elle permet de rattraper les inégalités de hauteur de mur (si nécessaire), elle assure la mise à niveau et la planéité parfaite du plancher. Réaliser une arase de rive d'épaisseur comprise entre 3 et 5 cm. Cette arase sera réalisée en mortier riche en ciment avec hydrofuge.

■ Planelle

Mettre en place une planelle scellée avec un mortier colle. Cette planelle béton ou brique sera de dimension égale à la hauteur totale du plancher. Elle sera disposée sur toute la périphérie de la construction dans le prolongement du mur.

■ Chaînage périphérique

Poser les armatures de chaînage (2Ø10, 3Ø8, 4Ø7, minimum) au droit de tous les murs porteurs (façades et refends) ainsi que les équerres d'angle à chaque croisement de chaînage.

Assurer la continuité des armatures par recouvrements de 40 cm et liaisons d'angles par équerres EQ 10/60 (diamètre 10 mm et 60 cm de longueur) avec chaînage. Respecter un enrobage minimal de 2 cm des armatures par un calage efficace.

■ Pose des poutrelles

Poser les poutrelles en respectant les indications du plan de pose RECTOR. Pour obtenir un bon entraxe des poutrelles, il est préconisé de mettre en place un entrevous borgne à chaque extrémité. L'appui des poutrelles sur le mur est variable suivant la constitution du mur. En maçonnerie, le repos sera au minimum de 4 cm.

■ Pose des étais auto-stables

Après la pose des poutrelles et avant la pose des entrevous, disposer la file d'étais à mi-portée de la travée (sauf indication particulière du plan de pose). Respecter un entraxe entre étais de 2 m à 2,50 m environ. Mettre en place, en tête des étais, un bastaing posé sur le chant entre les fourches de l'étais (la plus grande dimension étant verticale). Dans le cas d'un étalement sur sol en terre battue, disposer au préalable, sous les étais, une planche de répartition dont la largeur minimale est de 20 cm. Régler la file d'étais au contact des poutrelles.

■ Pose sans étais (uniquement pour les entrevous polystyrène ou TCI)

Les planchers RECTOR peuvent être posés sans étau sous réserve de respecter impérativement les conditions de mise en œuvre suivantes :

- utiliser la gamme poutrelles sans étau exclusivement
- mise en œuvre des poutrelles conformes aux prescriptions des cahiers techniques
- déversement du béton
- contrôle sur le chantier du respect de ces conditions.

■ Pose des entrevous

Dans le cas d'entrevous en polystyrène avec languette, ceux-ci seront posés avant étalement. Une planche supplémentaire de largeur minimale de 20 cm sera placée entre le bastaing supérieur et la languette polystyrène de l'entrevous afin d'éviter l'écrasement de la languette lors du coulage du béton de la dalle de compression. **Pour les montages avec entrevous béton, la pose se fera après étalement des poutrelles.**

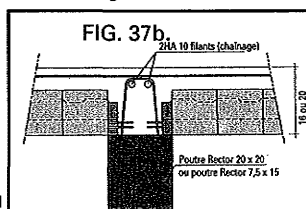
■ Pose du treillis soudé

Disposer tous les panneaux de treillis, type R80R ou P131R suivant indications, avec un recouvrement parallèle de 2 mailles et de 3 mailles dans l'autre sens. Attention au sens de pose : les aciers les plus rapprochés doivent être perpendiculaires aux poutrelles. Ces armatures doivent recouvrir toute la surface de la dalle et pénétrer dans les chaînages.

■ Pose des aciers chapeaux

Disposer les aciers chapeaux au droit de chaque poutrelle. Les aciers chapeaux seront façonnés à l'équerre sur appui de rive et droits sur appui central. Ils seront disposés sur le treillis soudé en zone haute de montage.

Sur appuis de refend



■ Réalisation du chevêtre

Les charges apportées par les chevêtres sont reprises par les poutrelles situées de part et d'autre des trémies (poutrelles de renfort). Ces charges sont dues aux poutrelles coupées qui prennent appui sur le chevêtre coulé en œuvre. Le nombre de poutrelles en renfort est fonction des dimensions de la trémie et des charges sur le chevêtre. Pour les cas courants (chevêtre limité à 3 entraxes et ne prenant pas de charges ponctuelles), une poutrelle en renfort de chaque côté de la trémie est insuffisante.

■ Coulage de la table de compression

Il doit se réaliser en une seule opération avec comme dosage par m³ (à titre indicatif) : 350 kg de ciment, 700 kg de sable et 1 100 kg de gravier. Déverser et vibrer le béton de façon uniforme à partir des appuis vers le centre pour éviter toute concentration de poids. Enlever les étais après durcissement du béton (minimum 3 semaines sauf pour des bétons spéciaux).

Manutention et stockage

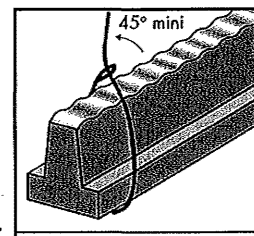


FIG. 34.

Levage par élingue à chaque extrémité.

(Doc. Rector)

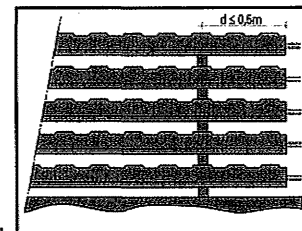


FIG. 35.

Il est nécessaire d'intercaler des chevrons entre les poutrelles pour en faciliter la reprise. Les chevrons doivent être impérativement superposés. Appuis horizontaux.

Rives de plancher

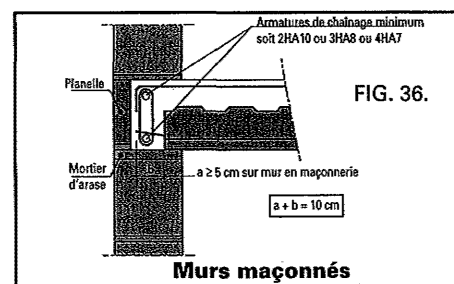


FIG. 36.

Murs maçonnés

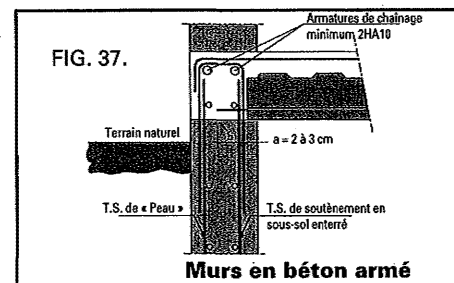
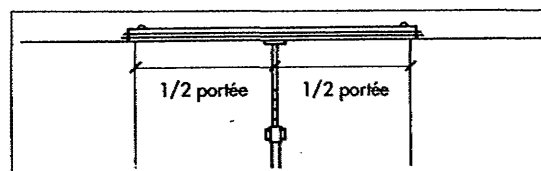


FIG. 37.

Murs en béton armé

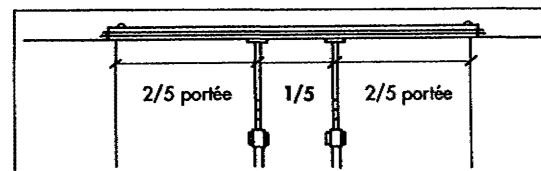
Étalement des poutrelles :

Les planchers à poutrelles nécessitent fréquemment une, voire deux rangées d'étais destinées à supporter le poids de la dalle béton coulée en œuvre, et ceci jusqu'à la prise définitive du béton.



Pose avec 1 étau.

FIG. 38.



Pose avec 2 étais.

FIG. 39.

4.1 Plan de pose d'un plancher

Il nécessite des documents de base (plans et coupes, extrait de descriptif, etc.) :

Exemples :

- Plan du rez-de-chaussée
- Plan de l'étage
- Descriptif sommaire pour la définition des appuis porteurs et la prévision des chevêtres et renforts en fonction des charges à supporter (cloisons, escaliers, etc.)

Le type de supports (murs, voiles, poutres) et leur implantation permet de définir :

- La longueur des poutrelles et leur type suivant les charges.
- L'encastrement partiel ou non sur appuis de rive.
- Le sens de pose des poutrelles.
- L'implantation de la trémie et la disposition des poutrelles (jumelées ou triplées).
- Cette entrée de données appartient au technicien et le logiciel en tiendra compte pour établir le plan de pose.

4.2 Bordereau de pose

Le plan de pose (fig. 45) est complété par un **bordereau de pose** qui mentionne les bases de l'étude et la nomenclature des composants (page 207).

Poutrelles – entrevous – chapeaux – béton – chevêtre – treillis soudé – planelles.

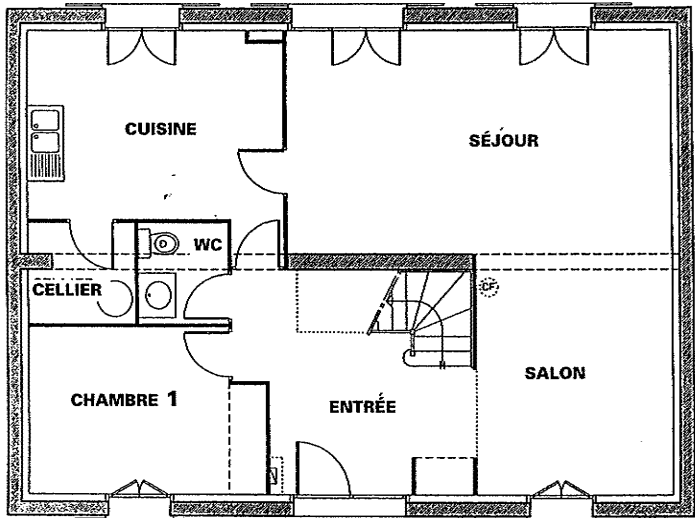


FIG. 43. – Rez-de-chaussée.

SURFACES	
pièces	habit.
ENTRÉE	10.20
SÉJOUR	33.90
CUISINE	13.03
CHAMBRE 1	9.70
CELLIER	2.67
WC	2.29
TOT. NIVEAU	71.79
TOT. MODÈLE	141.52

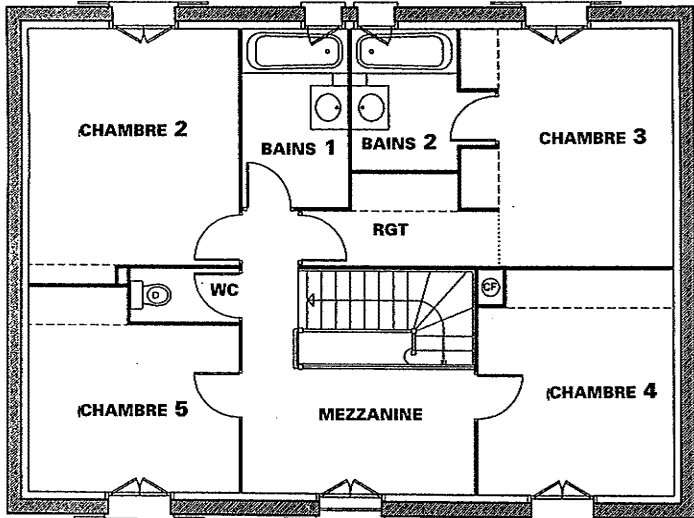


FIG. 44. – Étage.

SURFACES	
pièces	habit.
CHAMBRE 2	13.17
CHAMBRE 3	11.68
CHAMBRE 4	10.94
CHAMBRE 5	100.00
BAINS 1	4.85
BAINS 2	4.34
MEZZANINE	9.56
RGT	3.70
WC	1.49
TOT. NIVEAU	69.73
TOT. MODÈLE	141.52

Appui libre (AL)

FIG. 40.

Aciers chapeaux ①

SP = sens de la portée du plancher

J = montage jumelé

Appui semi-encasté (ASE)

FIG. 41.

SP = sens de la portée du plancher

① et ② Aciers chapeaux

Aciers chapeaux à disposer sur appui sauf zone parasismique

①	10	70	HA6
②	10	80	HA8

FIG. 42.

(L max = portée la plus grande entre L1 et L2)

(Doc. Rector)

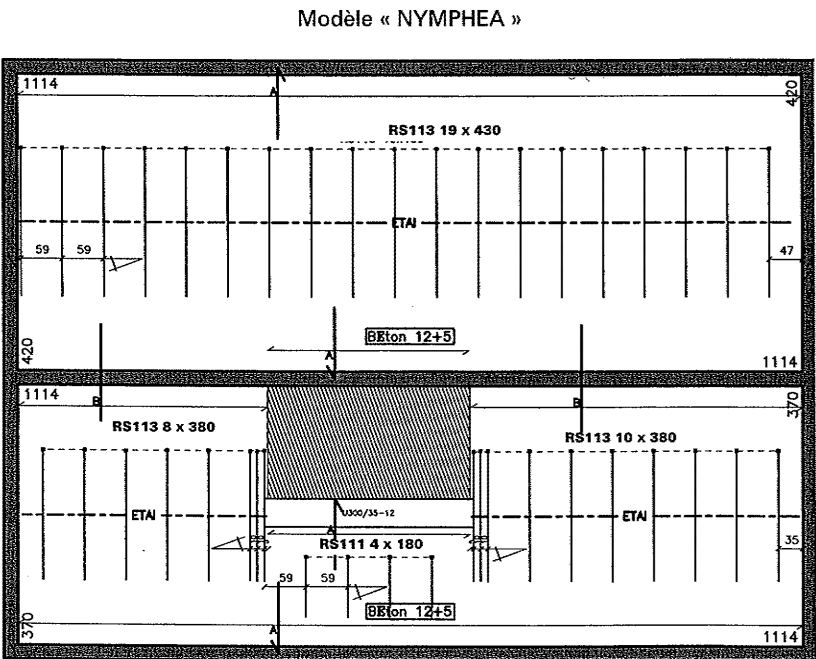
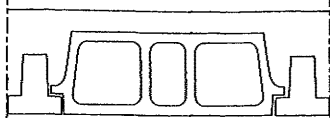


FIG. 45. – Plan de pose des poutrelles et armatures complémentaires (chapeaux et renforts).

Type de montage

RECTOBÉTON

FIG. 46.

**CF : 1/2 heure****CF : 1 heure avec table minimum de 5 et sous réserve de vérification.****CF : 1 heure 1/2 avec plâtre.****Habitation 150 + 150
Revêtement lourd (daN/m²)**

Vide	Longueur Poutrelle	Type Poutrelle
0,90 à 3,10	1,00 à 3,20	RS 111
3,20 à 3,40	3,30 à 3,50	RS 112
3,50	3,60	RS 112
3,60 à 4,30	3,70 à 4,40	RS 113
4,40 à 4,70	4,50 à 4,80	RS 114
4,80 à 5,00	4,90 à 5,10	RS 114
5,10 à 5,30	5,20 à 5,40	RS 115
5,40 à 5,50	5,50 à 5,60	RS 115
5,60	5,70	RS 116
5,70 à 5,90	5,80 à 6,00	RS 116
6,00	6,10	RS 116

Négociant : Planchers RECTOR**Entreprise : Habitat individuel****Chantier : Maison NYMPHEA****Adresse : Rue des Pins 44700 ORVAULT**

PLAN N° : 48504

AFFAIRE N°

ÉCHELLE 1/75

Dessiné par X

Architecte

Bureau d'étude : Y

Bureau de contrôle : Z

Niveau : Haut RDC

Charges sur plancher brut (kg/m²) Libre : 150 FIXE : 150
Les charges particulières sont définies sur le plan de pose

MONTAGE	ÉPAISSEUR	SURF (m²)	LIT (l/m²)
Béton	12 + 5	86.00	59

Poids poutrelle (T) : 2.40
Poids total (T) : 10.43
Surface (m²) :
Nu intérieur poutrelles 86.00

POUTRELLES PRÉCONTRAINTES

TYPE	Longueur	Nbre	Longueur Totale
RS 113	4.30	19	
RS 111	3.80	18	150.10
RS 111	1.80	4	7.20

TYPE	Longueur	Nbre	Longueur Totale

ACIERS HA Fe = 500 Mpa

Rep.	Nbre	Diam.	Long.	Type
A	50	8	1.00	
B	18	8	1.50	

ENTREVOUS ET REHAUSSE

Dimension	Type	Nombre
12 x 53 x 24	Béton Creux	615

POUTRES

Type	Long.	Nbre

CHAÎNAGES

Type	Long.	Nbre
CH3*8	64.22 m	11 b

CHEVÊTRES

Long.	Nbre
U300/35-12	1

TREILLIS SOUDÉ

PAFC	12	100.00 m²
------	----	-----------

PLANELLES

5 x 16 x 50	96
-------------	----

PLANCHERS ET STRUCTURESAVIS TECHNIQUE 3/97-305
LOGICIEL WAREC 2

STOCKAGE des poutrelles sur taquets superposés verticalement à 25 cm des extrémités
MANUTENTION des poutrelles en position d'utilisation par élinguage au voisinage des extrémités
TREILLIS SOUDÉ Sauf indication contraire la dalle de compression doit comporter un TS type B0R
BÉTON DE DALLE Granulométrie courante de 15 MM, dosage à 350 kg/m³ de CPJ45, Fc28= 25 Mpa
CHAPEAUX au droit des extrémités de poutrelles seront disposés des aciers en chapeaux conformément au plan de pose

ÉTANÉMENT : Sauf indication contraire le plancher doit être obligatoirement posé avec une file d'étais centrale mise en contact avec les poutrelles avant la pose des entrevous. La figuration des files d'étais ne dispense pas l'entreprise de vérifier les états conformément aux abaques de charges.

Choix du chevêtre en fonction :

- de l'épaisseur du plancher en cm
- de la dimension de la trémie

Hypothèse d'études :

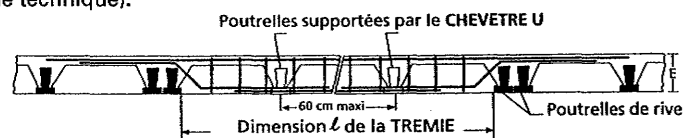
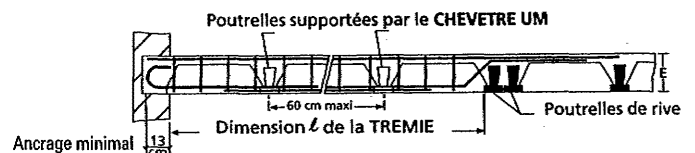
- Plancher d'habitation
- Charges d'exploitation :
 $Q_b = 150 \text{ daN/m}^2$
- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier HA Fe E 500
- Combinaison à l'État Limite Ultime :
 $P_u = 1,35 G + 1,5 Q_b$
- Fissuration peu préjudiciable
- Sans reprise de coulage du chevêtre
- Flèche limitée à 1/1000 de la portée

Cas du plancher étudié :

- Épaisseur du plancher :
 $E_{pr} = 17 \text{ cm}$
- Portée du chevêtre :
 $< 3,00 \text{ m}$
- Nombre de poutrelles à supporter par le chevêtre :
4 poutrelles

Choix du type de chevêtreModèle **U 300/35-12**
(Voir le plan de pose)

FIG. 46. – Chevêtres (fiche technique).

Chevêtre U**Chevêtre UM en appui sur un mur**

COUPES	ÉPAISSEUR PLANCHER E (cm)	Dimension TREMIE l (cm)	Nomb. de POUT. SUPPORT.	MODÈLES U ou MODÈLES UM l/b - h (cm)	section béton B x E	TYPE	Charge admissible Pser (DaN/ml)
TYPE A 	16	80 à 120	1	U et UM 120/12-12	15 x 16	A	2500
		120 à 180	2	U et UM 180/15-12	20 x 16	A	2400
		180 à 240	3	U et UM 240/17-12	22 x 16	A	1600
		240 à 300	4	U et UM 300/35-12	40 x 16	C	1600
TYPE B 	20	80 à 120	1	U et UM 120/12-16	15 x 20	A	3200
		120 à 180	2	U et UM 180/15-16	20 x 20	A	3100
		180 à 240	3	U et UM 240/15-16	20 x 20	A	1900
		240 à 300	4	U et UM 300/27-16	32 x 20	B	1900
		300 à 360	5	U et UM 360/35-16	40 x 20	C	1700
TYPE C 	24	80 à 120	1	U et UM 120/12-20	15 x 24	A	4100
		120 à 180	2	U et UM 180/15-20	20 x 24	A	3900
		180 à 240	3	U et UM 240/15-20	20 x 24	A	2400
		240 à 300	4	U et UM 300/17-20	22 x 24	A	1900
		300 à 360	5	U et UM 360/27-20	32 x 24	B	1700
		360 à 420	6	U et UM 420-35-20	40 x 24	C	1700

5 Cas des trémies et des balcons

5.1 Les trémies

- Une **trémie** constitue un évidement dans la surface du plancher pour permettre le passage d'un escalier, d'un ascenseur, etc.
- Les charges apportées par la poutre « chevêtre » sont reprises par les poutrelles qui limitent la trémie, qui sont alors « jumelées ».
- Les aciers inférieurs de la poutre chevêtre sont relevés à 45° près des appuis, les cadres sont plus resserrés aux extrémités de l'armature de la poutre.

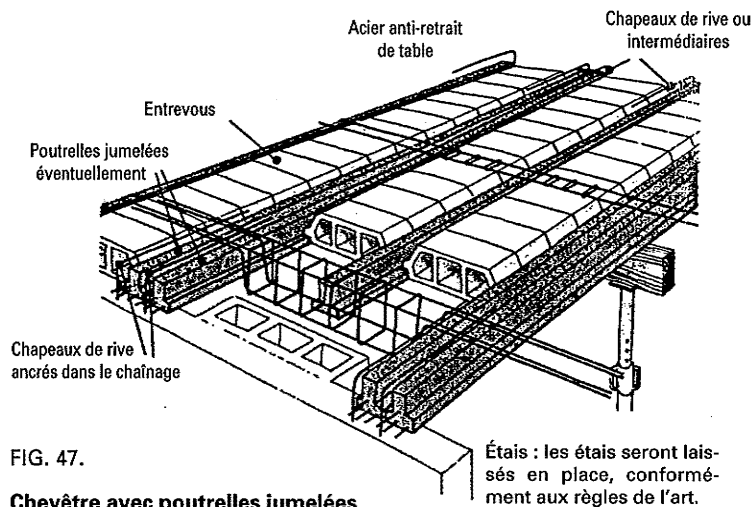


FIG. 47.

Chevêtre avec poutrelles jumelées

5.2 Les balcons

- Il s'agit d'assurer l'ancrage des zones de planchers en encorbellement (exemple : balcons) pour obtenir l'équilibre statique.
- La zone tendue des encorbellements se situe à leur partie supérieure.
- Les aciers porteurs du balcon sont :
 - soit parallèles aux poutrelles,
 - soit perpendiculaires aux poutrelles.

Dans les deux cas, on utilise des entrevous surbaissés dans la zone d'ancrage.

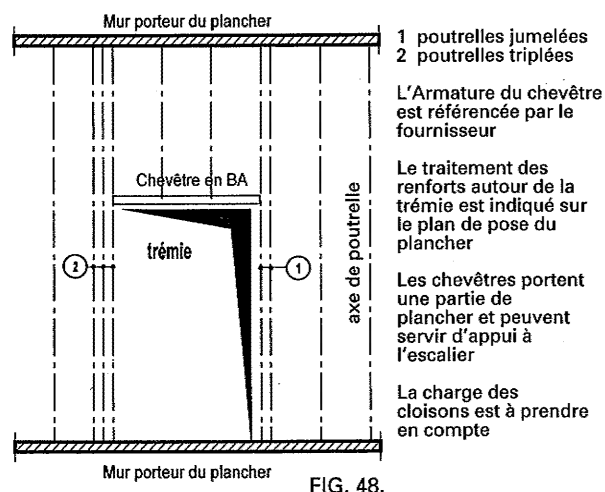
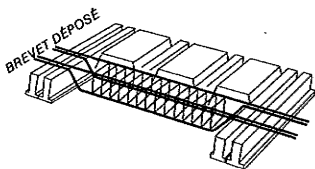


FIG. 48.

Armature préfabriquée d'un chevêtre

FIG. 49.



LE CHEVÊTRE CVT STANDARM EST ÉQUIPÉ DE :

- Renfort d'appui amovible en cas d'appui sur un mur.
- Barres d'appui réglables.

Base de calculs

CHEVÊTRES CVT 90

Hypothèses courantes utilisées dans le cas des planchers poutrelles-hourdis à usage d'habitation et prises en compte dans le calcul des chevêtres CVT

- Poids propre du plancher (fonction de l'épaisseur)
- Plafond + revêtements 100 daN/m²
- Cloisons réparties 100 daN/m²
- Charges d'exploitation Q_b 150 daN/m²
- Cloison de fermeture de la trémie 175 daN/ml
- Escalier béton d'habitation G 750 daN/m²
- Q_b 250 daN/m²

Après vérification des hypothèses, choisir le chevêtre CVT en fonction du nombre et de la longueur des poutrelles coupées dans le tableau proposé par le fabricant.

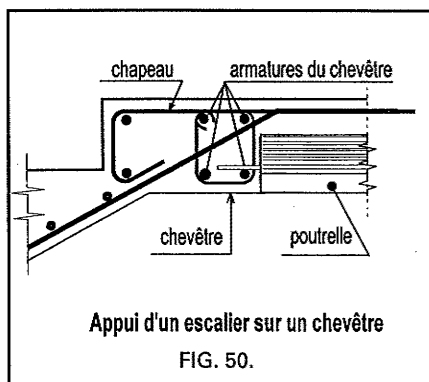
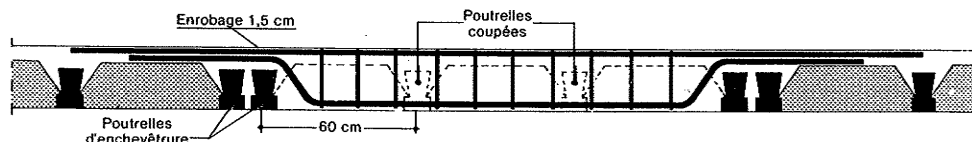


FIG. 50.

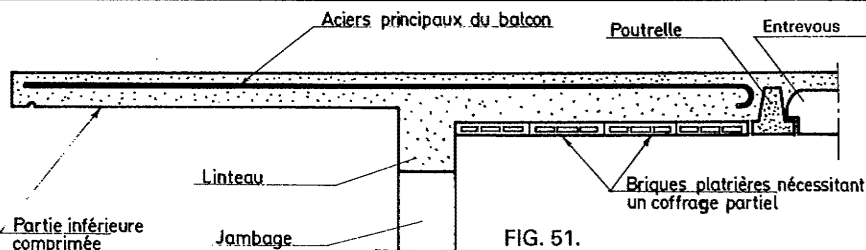


FIG. 51.

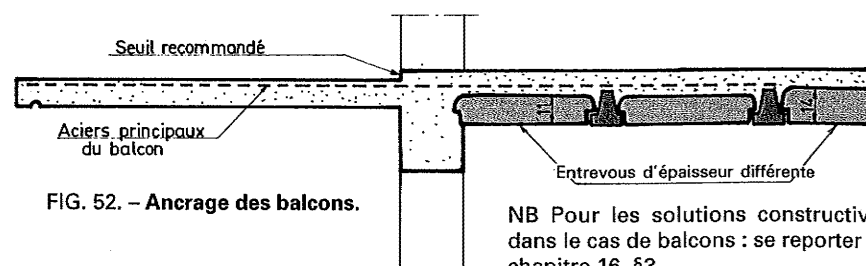


FIG. 52. – Ancrage des balcons.

NB Pour les solutions constructives dans le cas de balcons : se reporter au chapitre 16, §3.

6 Notions sur les charges et les utilisations des planchers

6.1 Charges permanentes

Le poids propre du plancher est intégré automatiquement dans les calculs.

Les autres charges permanentes sont constituées par :

Nature de la charge	Poids surfacique
Cloisons de distribution très légères poids linéique < 10 daN/m <i>Exemple : cloisons plaques de plâtre</i>	40 daN/m ²
Cloisons de distribution de poids linéique < 250 daN/m <i>Exemple : cloisons de briques creuses de 10 enduite au plâtre</i>	100 daN/m ²
Chapes en mortier de ciment	Par cm : 20 daN/m ²
Dalles flottantes en béton	Par cm : 22 daN/m ²
Carrelages scellés • grès cérame mince (4,5 mm) • grès cérame (9 mm) • dallage céramique ou marbre de 15 à 20 mm d'épaisseur	50 daN/m ² 60 daN/m ² 70 à 100 daN/m ²
Carrelages ou dallages collés	Par cm : 20 daN/m ²
Parquets de 23 mm y compris lambourdes	25 daN/m ²
Sols minces textiles ou plastiques et parquets mosaïque	8 daN/m ²
Chape flottante de 2 à 2,5 cm en asphalte	50 daN/m ²

• **Charges d'exploitation** (voir également au chapitre 4)
Dans le cas des habitations individuelles, la charge d'exploitation est prise égale à 150 daN/m²

6.2 Utilisations et performances techniques des planchers type PPB (Groupe BDI)

Localisation et charges G + Q _p en daN/m ²	
Combles	50 + 100
• Plancher HPI avec entrevous en polystyrène à languette et sous-face en lattes métallique à plâtrer (type Nergalto) fixé en usine. Longueur des entrevous : 250 cm	• Plancher TCI à table de compression incorporée avec entrevous TCI • Dalle flottante éventuelle posée sur isolant de 5 à 6 cm d'épaisseur
Étages courants	150 + 150
• Plancher courant F2 avec : – entrevous de 12 à 13, 16, 20 et 25 cm d'épaisseur – dalle de compression de 4 ou 5 cm – possibilité de dalle flottante sur isolant acoustique	Plancher loi de masse Montage avec entrevous en béton associé à une dalle de 8 à 14 cm d'épaisseur Montage possible avec dalle flottante sur matériau résilient pour atténuer les bruits d'impact entre logements
Haut de sous-sol et cave	150 + 150
• Plancher isolant HPI avec entrevous à languette à sous-face de longueur de travée ou de 0,60 m ou 1,25 m	Plancher HPI/SFR avec entrevous à languette à sous-face revêtue d'enduit minéral. Longueur 0,60 m

	Épaisseur résistante du plancher	Poids kg/m ²	Portées maximales en flexion			Sous face	Kp	Ru	Destination des planchers
			Appui libre	Avec 1 encastrement	Sans étai				
Combles	HPI/35P/12 + 5	181	6,34	6,92	4,45	Lattes métallique à plâtrer	0,34 à 0,43	1,99 à 2,60	Tout plancher à plâtrer
	F3 TCI/16 + 0	211	5,66	6,17	3,45	Béton	—	—	Plancher de VS, HSS, étage, combles et sous-toiture
	F3 TCI/20 + 0	249	6,41	7,06	4,12	Béton	—	—	
Étages courants	F2/12 (ou 13) + 4	230	4,90	5,34	3,38	Béton	0,52	0,98	Tous niveaux de construction individuelle
	F2/16 + 4	265	5,66	6,22	4,05	Béton	à	à	Coupe-feu 1/2 h sans enduit
	F2/20 + 4	313	6,26	6,90	3,87	Béton	0,88	1,46	
Haut de sous-sol	HPI/12 + 5	181	5,30	5,68	4,45	Polystyrène	0,33 à 0,50	1,66 à 2,69	Plancher HSS et VS Réaction au feu : entrevous M1
	HPI/16 + 5	224	6,06	6,56	4,24	Polystyrène			
	HPI/SFR/12 + 5	189	5,26	5,64	4,41	Fibragglo	0,33 à 0,42	2,04 à 2,69	Planchers HSS sous-face fibre de 15 mm Réaction au feu : entrevous M1
	HPI/SFR/16 + 5	231	6,00	6,52	4,20	Fibragglo			

Appellation des planchers

Type de montage et légende :

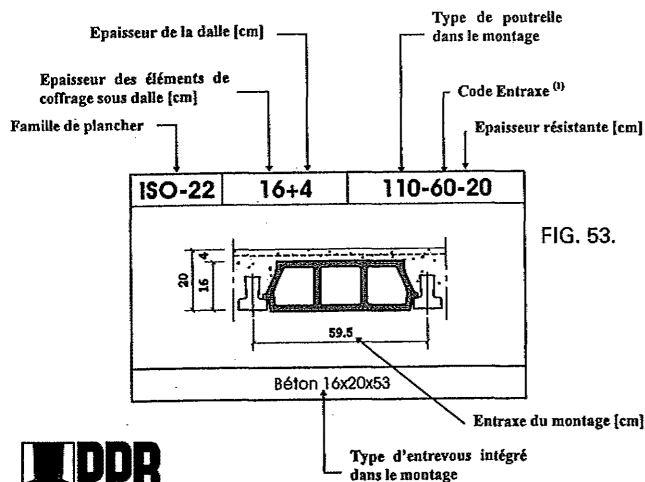
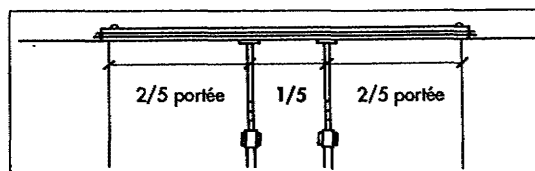


FIG. 53.

Étalement à 1 ou 2 files d'étais suivant le plan de pose



Pose avec 2 files d'étais

Informations pratiques

Poids surfacique du montage de plancher

g1 : poids des poutrelles par mètre
g2 : poids des éléments et du béton coulé en œuvre

Poids du montage = 264 daN/m²
g1 = 15,8 daN/ml
g2 = 141,1 daN/ml
Litrage béton = 60 l/m²
Charge de chantier = 50 daN/ml
ka = 1.20

ka : coefficient pour la prise en compte de l'entrevous dans les vérifications de déformation

6.3 Plan de pose

COMPOSANTS



EN BETON PRÉCONTRAIT

LEADER

Matériaux de construction
BUREAU D'ÉTUDES PLANCHERS

Cloisons : non maçonnées	50	daN/m ²
Revêt. de sol : non fragiles	100	daN/m ²
Autres charges :	0	daN/m ²
Charges permanentes :	150	daN/m²

Charges d'exploitation :	150	daN/m ²
Charges particulières :	Voir plan	
Charges chantier :	50	daN/m ²
Ouvrage supporté fragile : non préjudiciable		

Degré de coupe-feu :	1/2 h
Zone sismique :	Zone 0
Bât. suivant règles PSMI :	Non

POUTRELLES

Rep.	Vide	Lg Béton	Nbre	Type
D	4.84	4.90	6	114 2
E	4.04	4.10	3	113 1
B	3.00	3.10	9	112 1
C	2.72	2.80	13	112 1
A	1.20	1.30	4	112 1
F	0.86	1.00	1	112 1

POUTRELLES

Type	Linéaire total
112 1	70.50
113 1	12.30
114 2	29.40
Soit	112.20
Nbre pti	36

ENTREVOUS et PLANELLES

Désignation	Type	Nbre
ISO-4VLF18M1	VLF18 RH 4 M1	28
ISO-22	Béton 16x24x57	330
ISO-4VLF18M1	Rehausse 4	28
Planelles à titre indicatif	5x20x50 béton	79

POIDS

Poutrelles	Entrevous	Multicomposants
1 805 kg	5 124 kg	0 000 kg
Poids total		6 929 kg
Volume béton		fc28 > = 25 MPa
7.03 m ³		Hors foisonnement

SURFACE LIVRÉE

70.23 m²

FERRAILLAGE F_e E500

Rep.	Désignation	Façonnage	Tot.	Nbre
CHAPEAUX				
1	HA 6 F	0.08	1	52
2	HA 6		2	10

Poids chapeaux : 0.23 kg/m²

TREILLIS SOUDÉS

PAF, C4.5 x 4.5/20x20 Rt=20 cm Rt=20 cm

10

S = 86,40 m²

CHAÎNAGES PÉRIPHÉRIQUES

3T8 10 x 10 Ch. Triangulaire L=

10

L = 60,00 ml

Avis technique N° 3/87 et additifs de A à K
CPT Plancher Titre 1
Produit sous Enquête spécialisée
SOCOTEC - CPT PLANCHER Titre 1

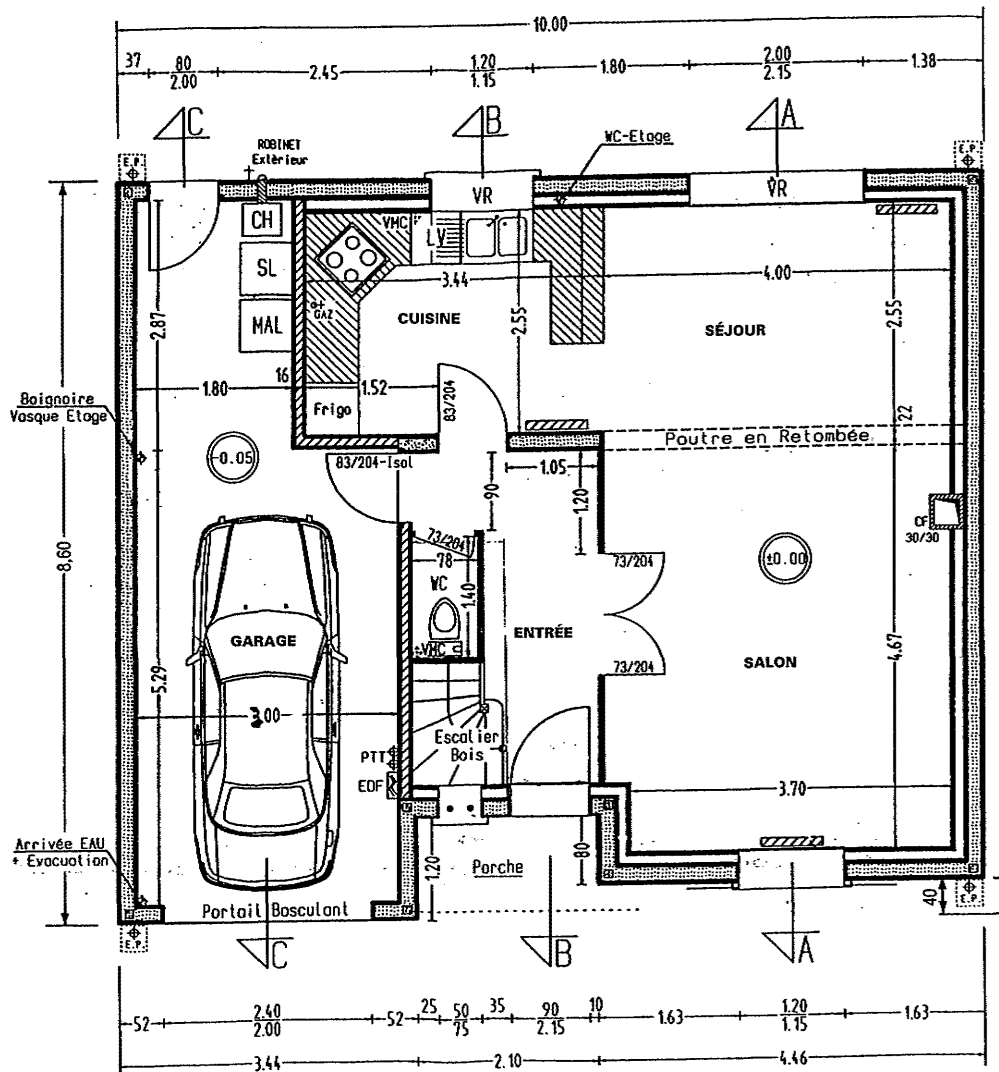
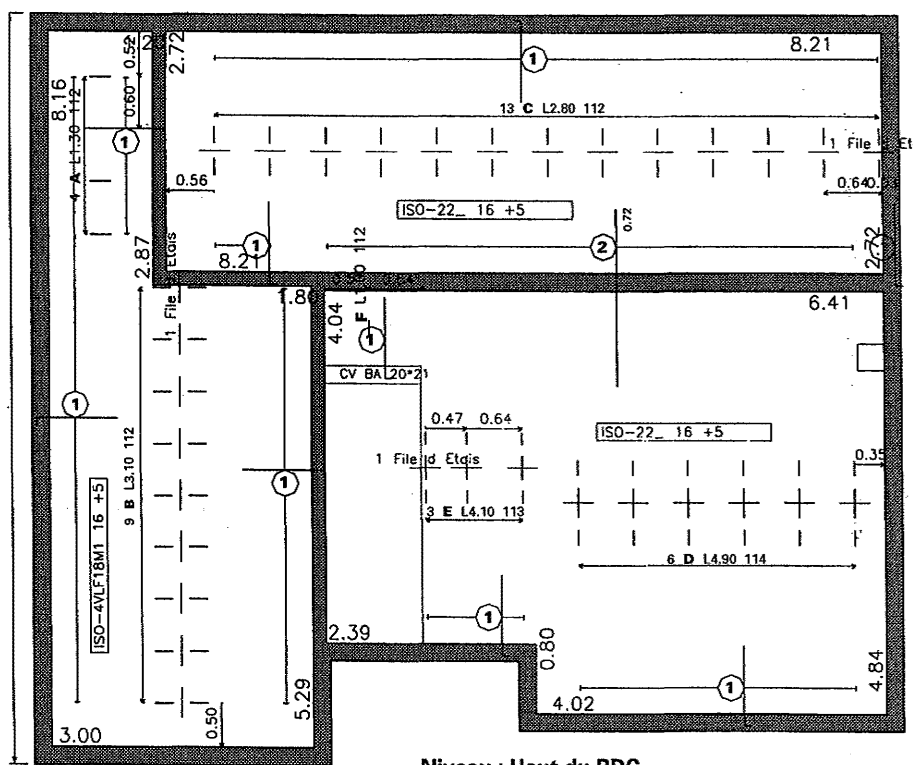


FIG. 55. - Plan du rez-de-chaussée.



Niveau : Haut du RDC

FIG. 56. - Plan de pose d'un plancher type PPB à poutrelles précontraintes.

Cas de pièces habitables et garage isolé par des entrevous en polystyrène classé M1 (se reporter au paragraphe de la page 201 pour la résistance des matériaux à l'incendie)

15.5 PLANCHERS AVEC POUTRELLES A TREILLIS

Il s'agit des planchers à poutrelles préfabriquées avec treillis métalliques et semelle (ou socle) en béton.

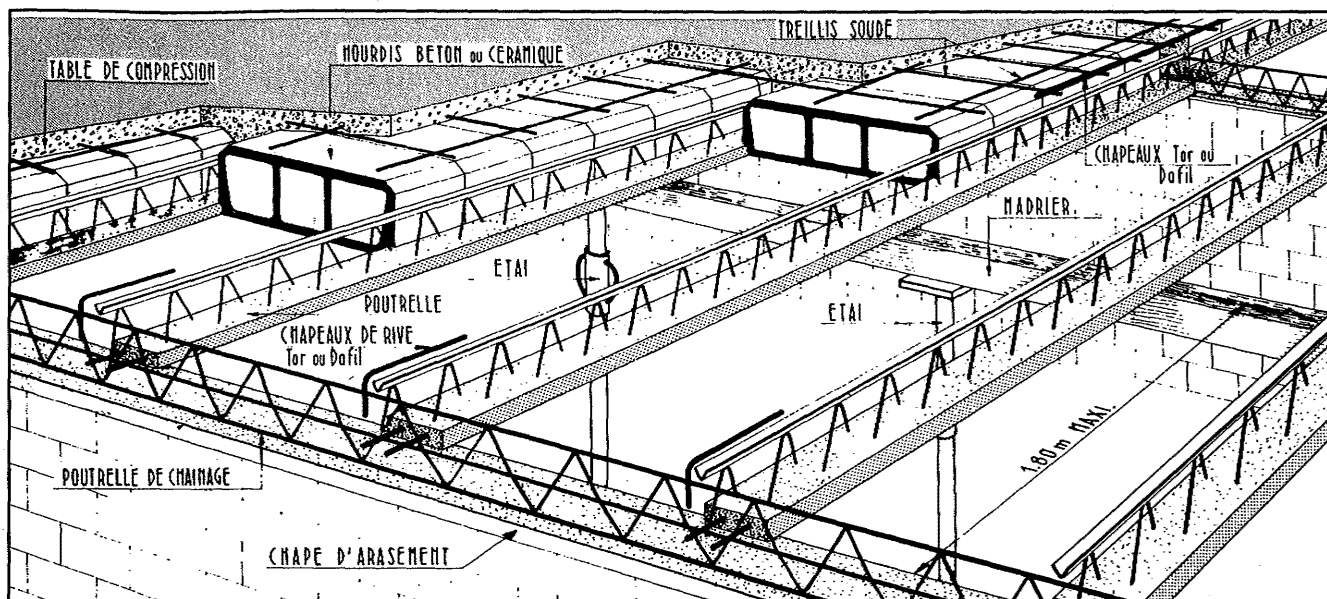


FIG. 1. – Vue d'ensemble d'un plancher avec poutrelles à treillis.

1 Éléments constitutifs et leurs rôles

1.1 Poutrelles métalliques

• Rôles

Les poutrelles métalliques sont destinées à :

- constituer l'ossature porteuse du plancher avec le béton coulé en place ;
- porter les entrevous coffrants ;
- assurer la liaison de la nervure et de la dalle de compression pour former des poutrelles en béton armé (poutrelles en T).

type courant

{ poutrelle en V renversé avec trois aciers longitudinaux (2 en bas, 1 en haut) et deux treillis continus soudés sur les aciers longitudinaux

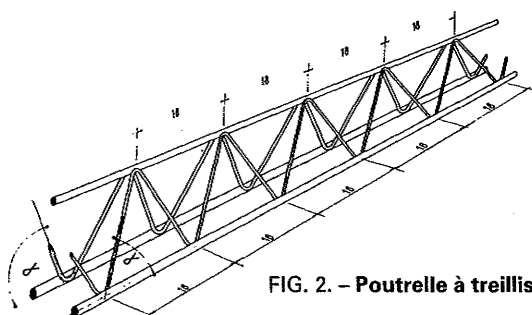


FIG. 2. – Poutrelle à treillis.

1.2 Entrevous

La désignation courante des entrevous définit en même temps leur rôle principal :

- (A) **entrevous de coffrage**, placés entre les poutrelles, pour obtenir une sous-face pour le plafond ;
- (B) **entrevous porteur**, plus épais à la partie supérieure : 3 à 3,5 cm d'épaisseur de paroi ;
- (C) **entrevous en plaques pleines** de hauteur réduite afin de permettre l'ancrage des balcons ou la réalisation de renforts sous cloisons.

Nature des entrevous

- béton, terre cuite
- polystyrène expansé avec ou sans languette
- composites : mousse minérale + polystyrène

1.3 Dalle de répartition en B.A.

Armature

- treillis soudé mailles 200 × 200 avec fils de diamètre 4,5 mm
- chaînage sur mur de rive et refends
- chapeaux sur appuis
- ancrages d'escalier

Dosage : 350 kg de CPJ par m³ de béton mis en place par vibration (Béton : B25 → $f_{c28} = 25$ MPa).

La dalle de compression assure la liaison des composants et répartit les charges sur les poutrelles.

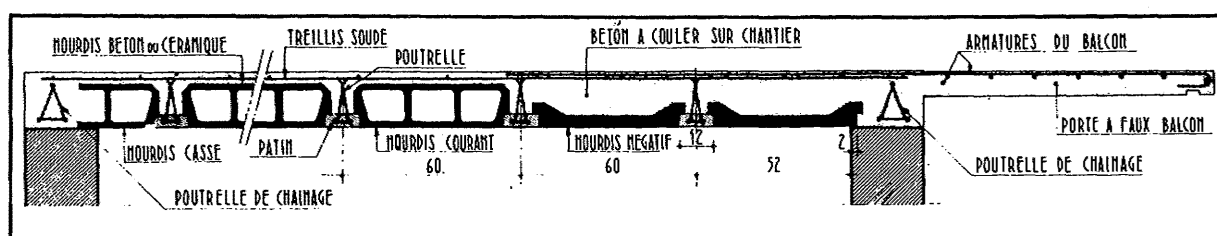


FIG. 3. – Coupe transversale et ancrage d'un balcon.

2 Montages courants

2.1 Détails caractéristiques de montage d'un plancher avec entrevous de coffrage

12 + 4	12 + 5	16 + 4	16 + 5	20 + 4	20 + 5
POIDS PROPRE : 2,50 KN/m ²	POIDS PROPRE : 2,75 KN/m ²	POIDS PROPRE : 2,80 KN/m ²	POIDS PROPRE : 3,05 KN/m ²	POIDS PROPRE : 3,10 KN/m ²	POIDS PROPRE : 3,35 KN/m ²
PORTÉE LIMITE Habitation : 4,00 m Combles : 4,80 m	PORTÉE LIMITE Habitation : 4,30 m Combles : 5,00 m	PORTÉE LIMITE Habitation : 5,00 m Combles : 5,60 m	PORTÉE LIMITE Habitation : 5,30 m Combles : 5,80 m	PORTÉE LIMITE Habitation : 6,00 m Combles : 6,40 m	PORTÉE LIMITE Habitation : 6,30 m Combles : 6,50 m

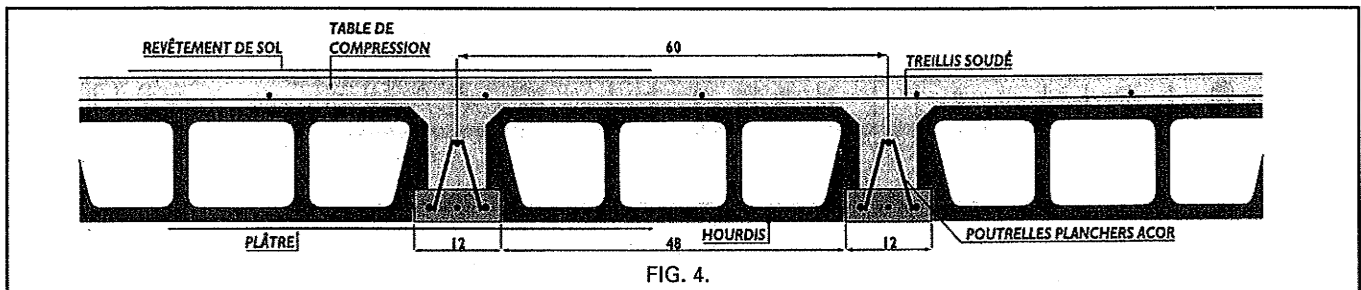


FIG. 4.

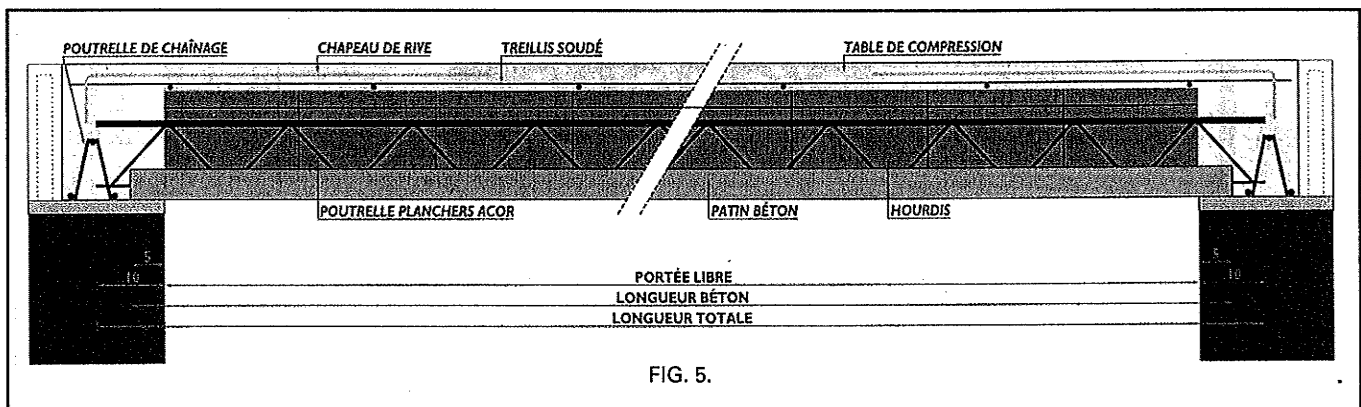


FIG. 5.

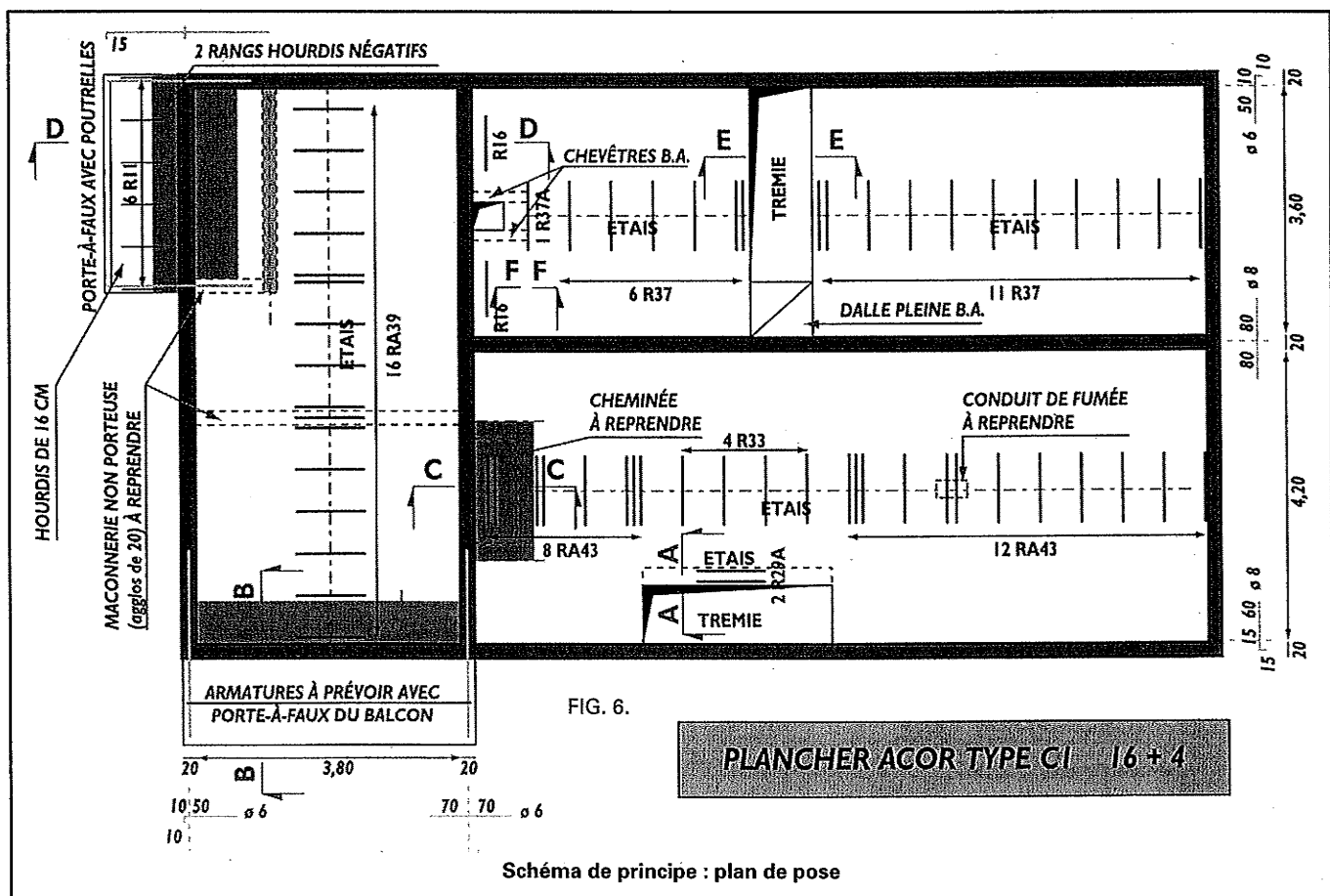
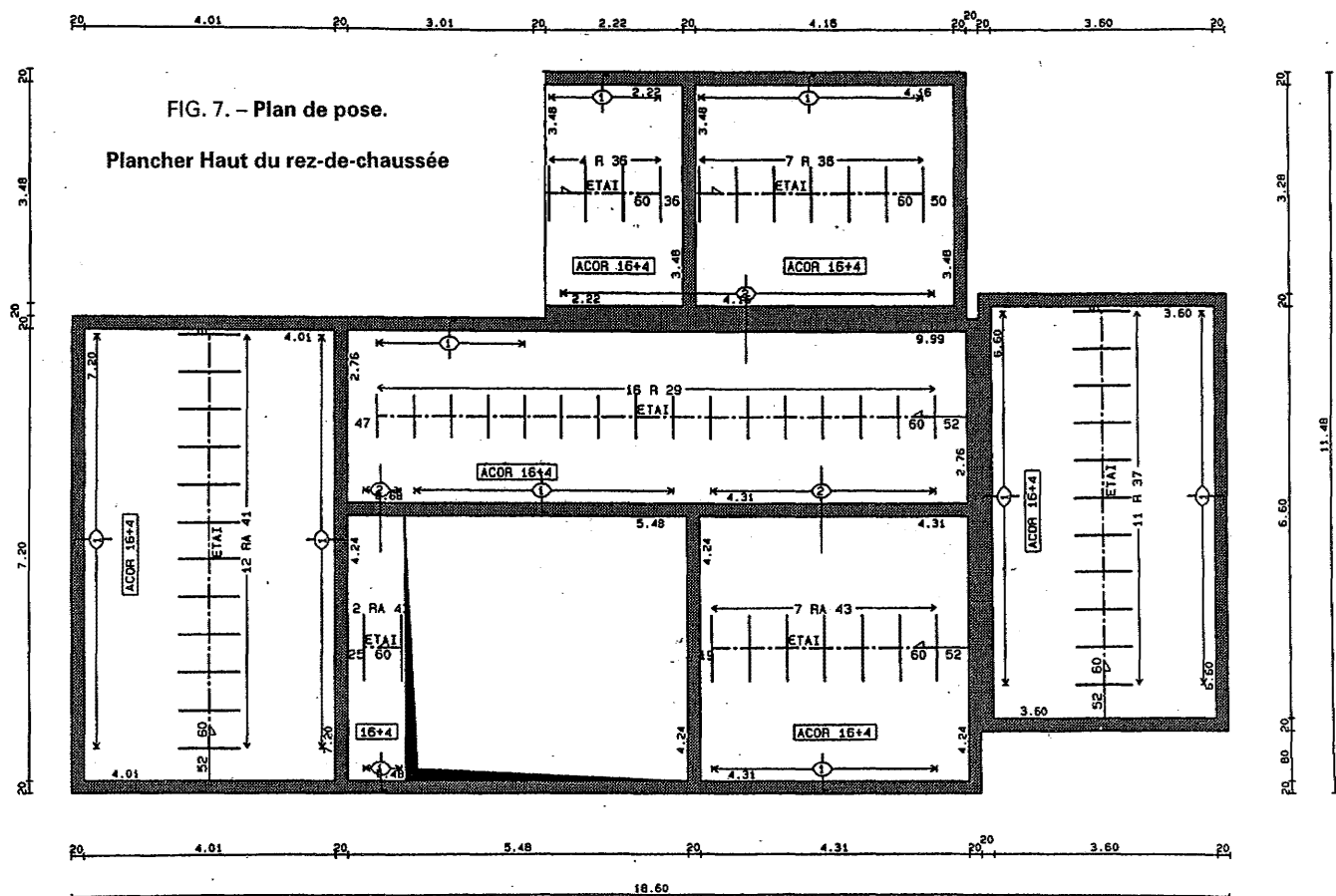


FIG. 6.

Schéma de principe : plan de pose

2.2 Plan de pose d'un plancher avec poutrelles à treillis

Le plan de pose indique : - les poutrelles utilisées : - Repérage - Nombre - Longueur - Les aciers renforts - les chapeaux - Repérage - Nombre - Nuance - Diamètre - Forme - le quantitatif : - des entrevous béton - des planelles de rive - du béton nécessaire - du treillis soudé (m²) - l'étalement - le sens de pose des entrevous			Plan de pose du plancher Type : C1 -- 16 + 4						
	CHANTIER : X ENTREPRISE : Y CLIENT : Z NIVEAU : HTRDC MONTAGE : C1 16 + 4		ENTRAXE : 60 cm BUR. CONTRÔLE PARASISMIQUE : Zone sismique 0		Charges en daN/m² Poids propre 280 Sol + plafond 70 Cloisons 80 Surch. Libre 150				
	Résistance caractéristique du béton coulé en œuvre $F_{c28} > 25 \text{ MPa}$								
	NOMENCLATURE POUTRELLES PLANCHERS ACOR TYPE 10/18 ARMATURE Fe TE 500								
	Repères	Nbre	P. libre	Lg béton	Lg acier	Base	Renforts axes	Renforts/talon	Renforts/ Efforts tranchants
	RA 43	9	4.24	4.30	4.40	2 Ø 8	Ø10 x 3.30		
	RA 41	12	4.01	4.10	4.20	2 Ø 8	Ø10 x 3.30		
	R 37	11	3.60	3.70	3.80	2 Ø 6	Ø 10 x 3.30		
	R 36	11	3.48	3.60	3.70	2 Ø 6	Ø 10 x 3.30		
	R 29	16	2.76	2.90	3.00	2 Ø 6	Ø 6 x 2.30		
NB POUT : 59 CHAPEAUX : Fe E500 POIDS : 0,1 KG/M² TREILLIS SOUDÉS : 153,98 M²									
Rep.	Nbre	Diamètre/longueur		Détails		ENTREVOUS		NOMBRE	
1	79	HA 6 0,70		10 60		BÉTON 16 25 52		870	
2	20	HA 6 1,40							
		Treillis soudés Type : PAF C 4,5/4,5 200 x 200				LITRAGE BÉTON 7,0 m³ SURFACE Livrée 130,15 m² CHAÎNAGES : 17 Lg 6 m PLANELLES : 4,5 20 50 120 Pièces ML POUT. LG. BÉTON Total = 214,60 TOTAL ML POUT LG ACIERS : 220,50 POIDS DES POUTRELLES : 2 844 kg POIDS DES ENTREVOUS : 17 400 kg POIDS DES CHAPEAUX : 18,3 kg POIDS TOTAL : 20 244 kg POIDS DES CHAÎNAGES : POIDS DU TREILLIS SOUDÉ :			



2.3 Réalisation sur chantier

Effectuons la synthèse des principales recommandations sur chantier (voir la vue perspective d'ensemble fig. 1)

- (1) Étude du plan de pose.
- (2) Arase des murs de façade et refend.
- (3) Levage, manutention des poutrelles et pose sur appuis.
- (4) Réglage des écartements de poutrelles en disposant un entrevous à chaque extrémité.
- (5) Pose des files d'étalement (étais + madrier placé de champ), réglage de l'étalement, stabilisation par entretoises butées aux murs.
- (6) Mise en place des entrevous entre poutrelles. Des entrevous borgnes sont placés près des chaînages de rives et refends.
- (7) Coffrage des réservations pour trémies, cheminées.
- (8) Mise en place du chaînage horizontal.

- (9) Coffrages des rives par scellement de planelles au mortier riche en ciment ou coffrage sommaire en planches.
- (10) Mise en place de l'armature de la dalle (treillis soudés).
- (11) Mise en place des chapeaux de rive et de continuité et des renforts ou amorce d'escalier B.A.
- (12) Calage des règles guides pour le dressement du béton de la dalle de compression.
- (13) Coulage de la dalle : vibration et dressement par règle vibrante.
- (14) Dégagement de l'étalement après délai de durcissement (vérifier au scléromètre à béton).

Nota : Des variantes relatives à la suite des tâches, existent, suivant les coutumes des entreprises.

QUESTIONNAIRE

Faisons le point sur les détails de mise en œuvre d'un plancher à poutrelles précontraintes (ou à treillis métalliques).

Points particuliers	Croquis	Recommandations
1° Longueur d'appui de l'extrémité d'une poutrelle : (A) sur un mur ? (B) sur une poutre B.A. ?		(A) L'appui du talon en béton est d'au moins 4 cm. Les aciers en attente doivent dépasser de 10 cm. (B) Appui de 2 cm seulement pour permettre aux aciers de la poutre ou du chaînage de filer.
2° Conditions requises pour la rive du plancher : • chaînage ? • chapeaux ? etc.		• Une planelle de 5 cm est scellée en rive de plancher. • Un chaînage avec au moins 3 filants Ø 8 mm d'acier H.A. • Les aciers de la poutrelle sont placés au-dessus des aciers inférieurs du chaînage. • Les chapeaux sont nécessaires et de longueur égale à 1/5 de la portée.
3° Dans quel ordre place-t-on les entrevous ?	Planches scellées en rive de plancher	• D'abord les entrevous borgnes d'extrémités pour obtenir l'écartement entre poutrelles. • Ensuite, les entrevous intermédiaires.
4° Si une cloison mi-lourde repose sur le plancher, que faut-il prévoir ?		• Il faut placer soit des poutrelles jumelées ou triplées au droit de la cloison. • On peut réaliser une poutre plate dans l'épaisseur du plancher.
5° Comment assurer l'ancrage d'un balcon avec aciers porteurs perpendiculaires aux poutrelles.		La solution est figurée sur le plan de pose, page 212, avec des entrevous négatifs.
6° Quelle est la contreflèche à prévoir lors de l'étalement.		La contreflèche est estimée à 1/500 ^e de la portée.
7° Si un conduit de fumée traverse un plancher, quelle précaution prenez-vous ?	Coulage du plancher	Il faut permettre au conduit une libre dilatation et donc prévoir un joint d'indépendance avec le plancher.

15.6 PLANCHERS AVEC PRÉDALLES

- La prédalle est une plaque préfabriquée mince, d'épaisseur ≈ 5 cm, en béton armé ou en béton précontraint le plus souvent.
- Elle permet d'obtenir une dalle épaisse d'épaisseur ≈ 16 cm, par un béton associé à la prédalle coulé sur le chantier.

- Les prédalles sont utilisées pour les planchers { d'immeubles d'habitation, locaux scolaires, bureaux, hôtels, hôpitaux, parkings.

1 Rôles de la prédalle

- La prédalle constitue l'élément résistant provisoire, grâce à l'armature, pour faciliter les opérations de manutention, transport, mise en place, avant coulage d'un béton complémentaire.

L'armature inférieure du plancher est incorporée dans la prédalle.

- Elle sert à la fois de coffrage apparent et définitif : la sous-face de la prédalle est lisse, prête à peindre après un traitement des pores et des joints.

- La face supérieure très rugueuse doit favoriser la reprise de bétonnage pour le béton coulé en œuvre (condition essentielle).

- Elle est destinée à remplir les mêmes rôles qu'une dalle pleine, entre autres :

- porter les charges d'exploitation,
- participer à la stabilité du bâtiment : elle sert de butons-entretoises entre les murs,
- favoriser l'isolation acoustique réglementaire entre étages compte tenu de la masse définitive obtenue (plancher utilisant la loi de masse),
- assurer l'isolation thermique avec sous-face munie d'une épaisseur de 3 à 5 cm d'isolant (fibraglo, fibrastyrene, isolant mixte, etc.).

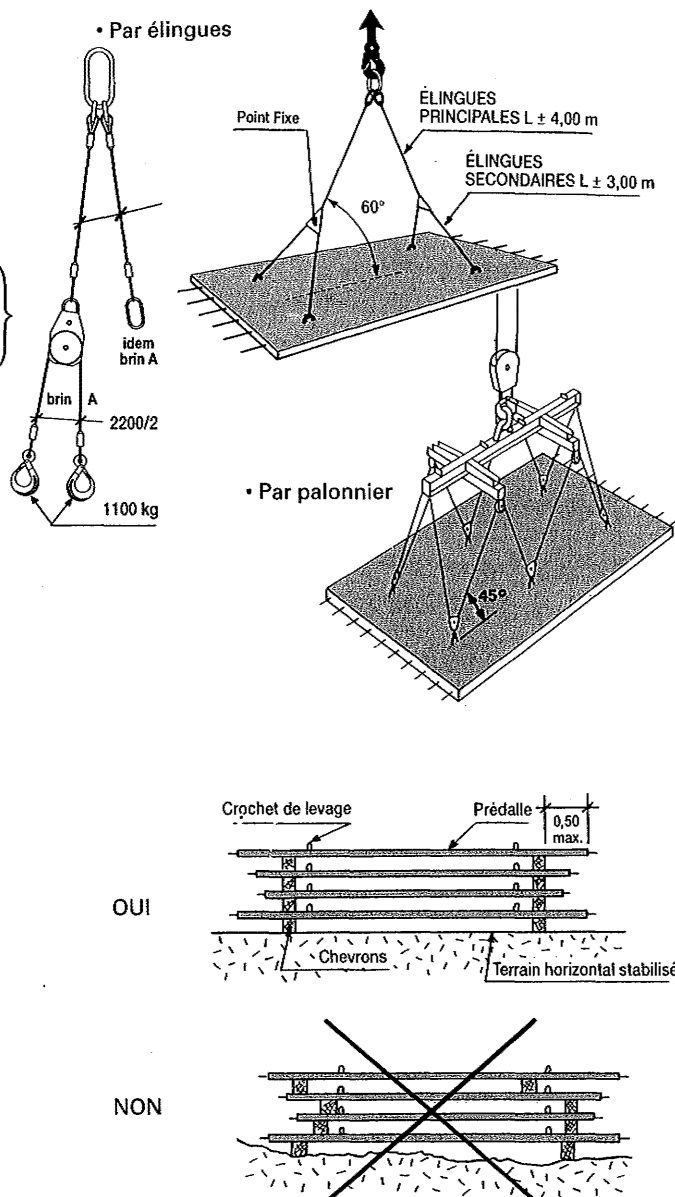
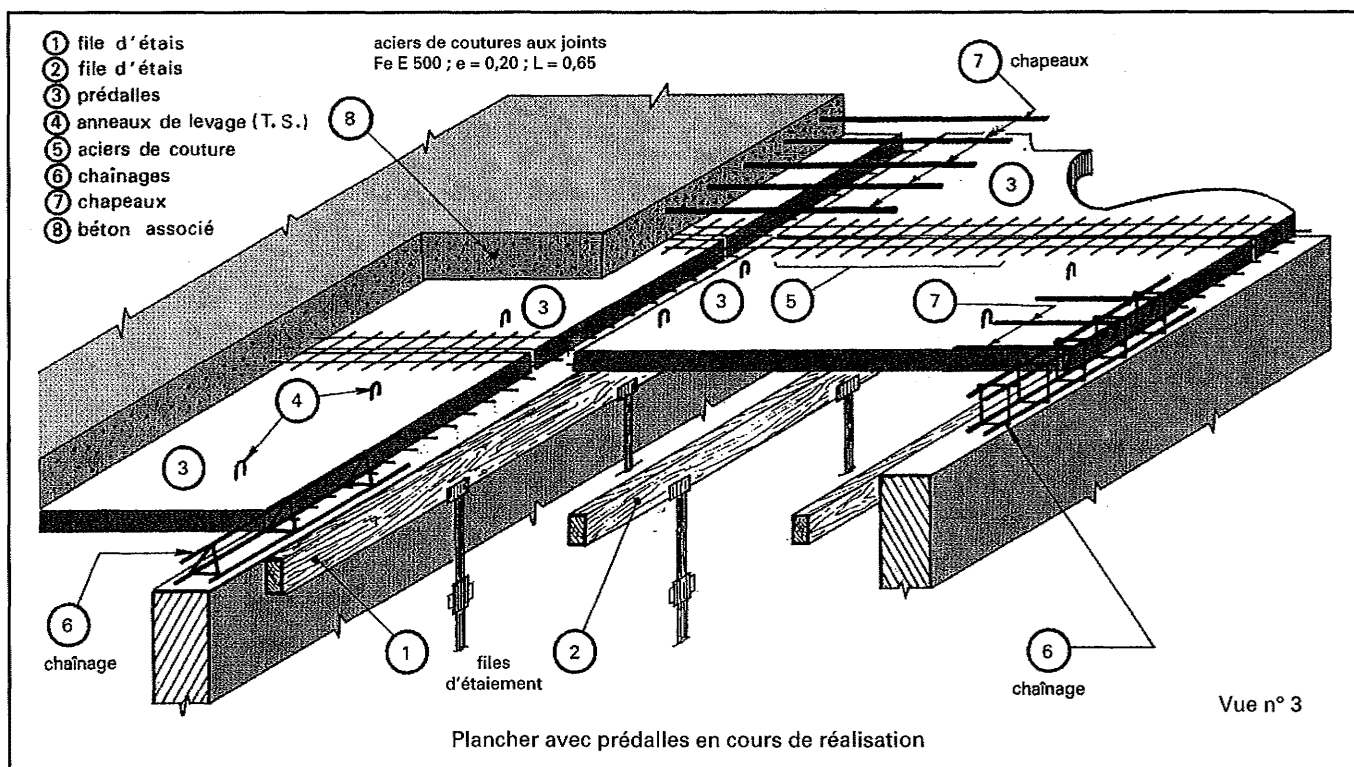


FIG. 1 et 2. – Levage, manutention, stockage.



2 Avantages

Suppression des coffrages.
Réduction de l'étalement.
Facilité d'incorporation des canalisations (électriques, d'alimentation en eau.)
Suppression des enduits de plâtre en sous-face (ragréage partiel au droit des joints.)

Préfabrication

foraine (sur le chantier)

ou

en usine

fabrication soignée de chaque élément

rendement assuré

réalisation aisée d'éléments non réguliers

réservations faciles (forme carrée, rectangulaire, circulaire, etc.)

temps d'exécution et de livraison réduit.

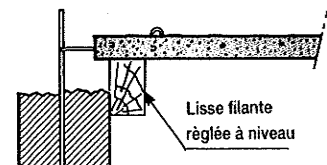


FIG. 4. - Pose sur lisse filante.

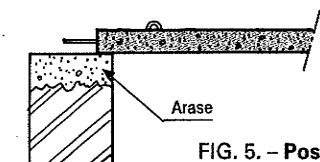


FIG. 5. - Pose sur mur porteur.

3 Différents types de prédalles

Suivant le mode de fabrication en usine ou sur chantier, on trouve :

3.1 Les prédalles en formes de plaques planes sans poutrelles métalliques incorporées (voir croquis 1, 2, 3, page 215)

- Soit en béton armé avec des treillis soudés comme armature. Ces prédalles sont coulées sur le chantier en préfabrication foraine (voir page 223);
- Soit en béton précontraint par fils adhérents à haute limite élastique (H.L.E.). Ces prédalles sont préfabriquées en usine sur des bancs de coulage de 100 m de long (voir page 218).

3.2 Les prédalles en béton armé, avec armature constituée par un treillis soudé et des poutrelles métalliques espacées de 60 à 80 cm suivant les cas de charges et les portées.

3.3 La portée des prédalles atteint 8,00 m mais il est plus raisonnable de ne pas excéder 6,00 m en raison :

- des déformations ou flèches et des désordres consécutifs dans les cloisons et revêtements horizontaux,
- de la masse importante occasionnée en fonction des surfaces de prédalles.

La surface peut atteindre 40 à 50 m² mais nécessite des précautions de manutention (palonnier).

Nota : Les caractéristiques techniques et les détails de mise en œuvre sont précisés ci-après.

Tableau d'utilisation de prédalles précontraintes en fonction des portées et des charges

Portée (m)	Epr prédalle (cm)	Charges d'exploitation (en daN/m ²)			
		0 à 300	301 à 600	601 à 1000	1001 à 1500
< 3,00 m	5	16	16	18	20
3,01 à 4,50	5	16	18	20	22
4,51 à 5,50	5	18	22	25	28
5,51 à 6,00	5	20	22	25	28
6,00 à 7,50	6	25	28	32	35

La pose des prédalles s'effectuera avec un étalement obligatoire

Exemple : Portée de 5,00 m et une charge d'exploitation de 250 daN/m².

La solution PPB est un plancher à prédalles, d'épaisseur brute de 18 cm.

Soit une prédalle de 5 cm d'épr et une dalle de béton coulée en place de 13 cm.

Appuis des prédalles et profondeur d'appui

Appuis	Profondeur
Poutres et voiles	2 cm
Murs maçonnés	4 cm

Les solutions de principes sont indiquées sur les croquis suivants (fig. 4 à 11).

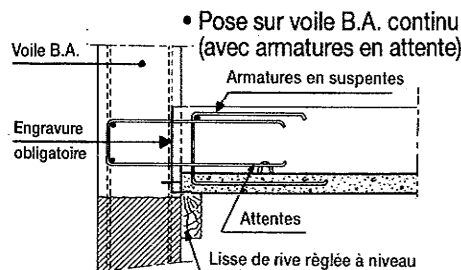
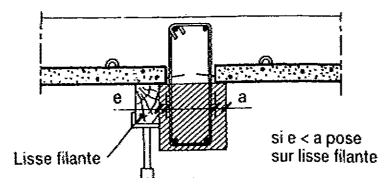


FIG. 6.

FIG. 7. Pose sur poutre préfabriquée.



4 Joints entre prédalles juxtaposées

(voir la vue perspective n° 3 et les recommandations de pose page 219)

4.1 Justifications techniques

- Les joints sont imposés par la **limitation des surfaces** de prédalles (voir en 3.3).
- Les plaques en B.A. ou en béton précontraint ne sont jamais **ni parfaitement planes, ni placées rigoureusement de niveau** : nécessité et utilité de joints.
- Les « joints » ou **coupures entre plaques** constituent des zones moins résistantes à la flexion (discontinuité partielle) où s'accumulent des efforts en particulier de **cisaillement**.

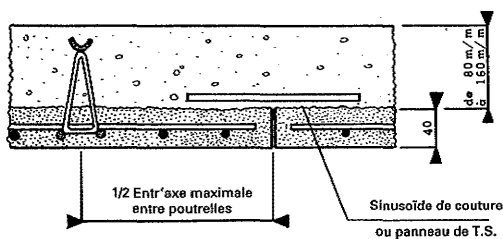
Ils sont soumis à des **déformations** sous l'effet des charges permanentes et des charges d'exploitation.

• Il s'agit aussi de prévoir :

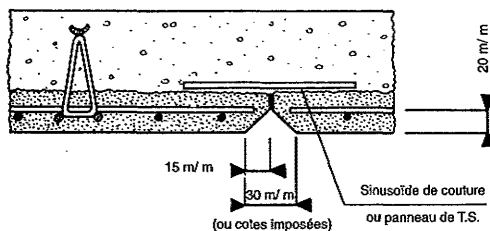
- les **variations hygrothermiques**,
- le **retrait** du mortier et du béton,
- le **fluage du béton** et la **relaxation des aciers**,
- les **effets de la dilatation**.

COUPES TRANSVERSALES DES JOINTS : TOUS TYPES DE PRÉDALLES

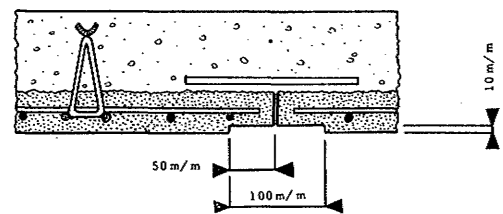
① Joint droit



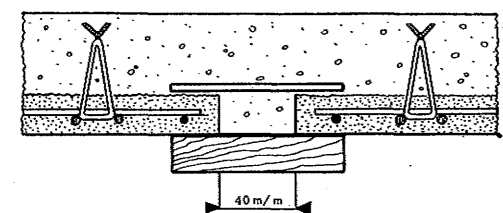
② Joint en V inversé ou joint marqué



③ Joint avec feuillure



④ Joint coulé (risque de fissure en sous-face)



À proscrire

FIG. 8 à 11 : Prédalles avec poutrelles à treillis

4.2 Solutions adoptées en pratique

- Les joints entre plaques peuvent être :
 - **droits, c'est-à-dire à bords vifs** lorsque le joint ne nécessite pas de traitement (bâtiments industriels, parkings) ;
 - **à feuillure ou en creux** de 5 à 10 mm de profondeur, de 30 à 50 mm de largeur de part et d'autre de l'axe du joint ;
 - **en forme de V inversé**.
- Il s'ensuit qu'il est possible de choisir entre :
 - laisser le joint en creux ;
 - effectuer un garnissage avec une bande de toile éventuelle collée + un enduit souple pour absorber de légères déformations ;
 - prévoir un joint au droit d'une cloison ou d'un refend, mais l'implantation des locaux le permet rarement.
- Des **aciers de coutures** (treillis soudé ou sinusoïde) sont disposés sur une largeur de 50 à 80 cm au droit des joints, voir la perspective n° 3 et les figures 12, 13, 15.

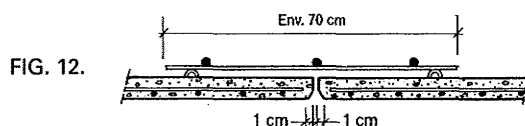


FIG. 12.

• Traitement des joints

Après avoir débarrassé les joints de toutes impuretés, ceux-ci sont traités par application d'un produit ayant un avis technique du type : RIVCOL, LORDAL PE... Dans le choix de ce produit, il faudra vérifier la compatibilité du produit avec la largeur du joint. Le traitement du joint devra être effectué le plus tard possible sous plancher fini, après enlèvement des étais.

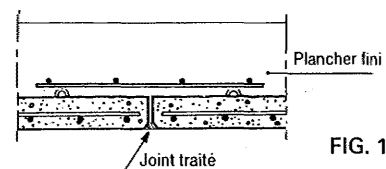


FIG. 13.

• Traitement de la sous-face

Les finitions en plafond s'effectuent généralement par une peinture sur la sous-face après passage d'un bouche-pores, ragréage et ponçage avant application du produit de finition. Il faut s'assurer de la compatibilité des peintures avec le support béton surtout en milieu humide (salle de bains, cuisine, etc.).

Il est recommandé de traiter préalablement la sous-face de la prédalle avec un produit qui favorise l'adhérence.

5 Mise en œuvre d'un plancher avec prédalles précontraintes

Détails de mise en œuvre d'une prédalle précontrainte et du béton de 2^e phase (voir la vue perspective n° 3 page 215 et les détails page 219).

- ① Stockage horizontal sur chevrons en bois bien superposés des prédalles précontraintes d'épaisseur 5 cm.
- ② Étalement par files de bastinges réglées de niveau, espacées de 1,60 m à 1,80 m et stabilisées par entretoises venant buter sur les murs latéraux.
- ③ Levage-manutention à l'aide d'un palonnier ou par élingues entretoisées.
- ④ Crochets de levage en acier de nuance douce judicieusement répartis sur la surface.
- ⑤ Armature de répartition et de liaison au droit des joints entre prédalles.
- ⑥ Aciers placés en chapeaux sur les appuis (treillis soudés) pour assurer la continuité.
- ⑦ Surface très rugueuse pour permettre l'accrochage du béton de 2^e phase coulé sur place et obtenir une plaque épaisse monolithique.
- ⑧ Coulage, vibration et réglage de la surface du béton rapporté dosé à 350 kg/m³ de ciment C.P.J., classe de résistance B25.
- ⑨ Gaines électriques, fourreaux, canalisations.
- ⑩ Trémies, réservations prévues à la préfabrication.
- ⑪ Sous-face prête à peindre après rebouchage et ponçage de l'enduit de ragréage.

5.1 FABRICATION DES PRÉDALLE PRÉCONTRAINTES (Type P.P.B.)

• Armature de la prédalle

Fils précontraints adhérents à haute limite élastique (H.L.E.) et à très basse relaxation (T.B.R.) :

- fils porteurs : aciers de précontrainte $\varnothing$ 4 ou 5 mm
- fils de répartition : treillis soudés.

Crochets de levage incorporés.

Armature complémentaire éventuelle : renforts autour trémies ou réservations.

• Béton dosé de 400 à 450 kg de C.P.A., classe 52,5

(Se reporter page 26)

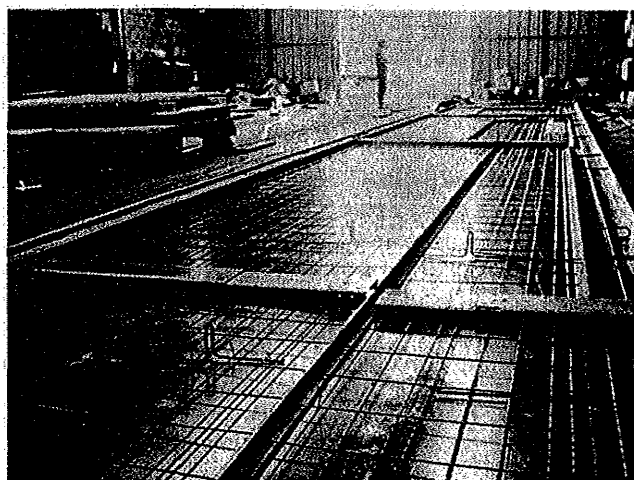
Ce dosage entraîne une résistance en compression à 28 jours $f_{c28} > 40$ Mpa.

• Dimensions :

- épaisseurs : 5, 6, 8, 10, 12 cm
- Nota :* ép. courante : 5 cm
- largeur industrielle courante : 2,50 m
- portées jusqu'à 10 m
- masse : 125 kg/m² pour une ép. de 5 cm.

• Hypothèses de chargement :

- charges permanentes : 1 000 N/m²
- charges d'exploitation : 2 500 N/m² (cas des bureaux)



Préparation du banc avant coulage. Armatures tendues.

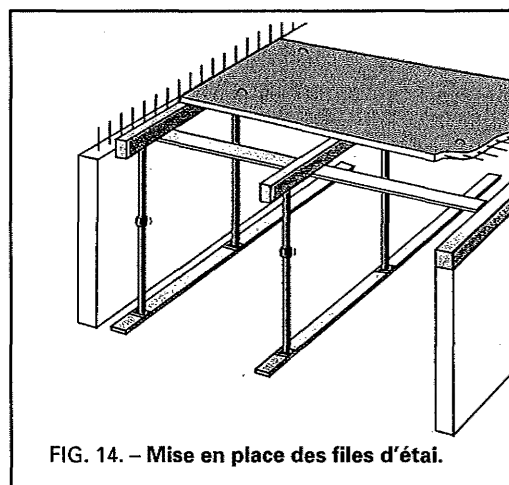
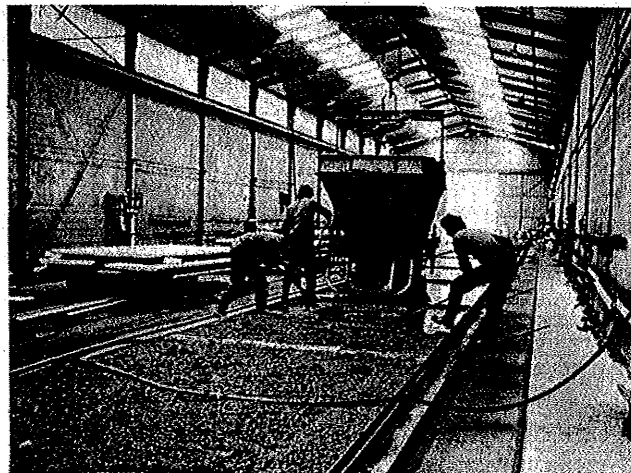


FIG. 14. – Mise en place des files d'éta.



Coulage de la prédalle, avec vibration soignée.

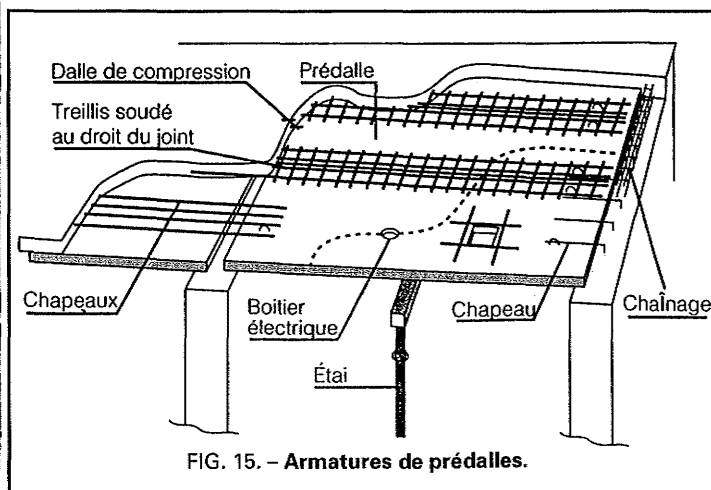
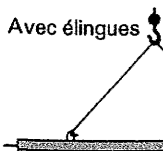


FIG. 15. – Armatures de prédalles.

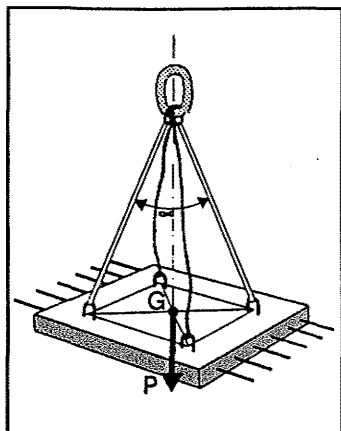
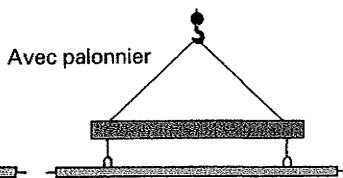
5.2 Recommandations de mise en œuvre

MANUTENTION

Avec élingues

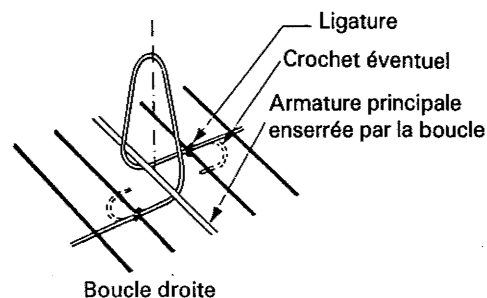
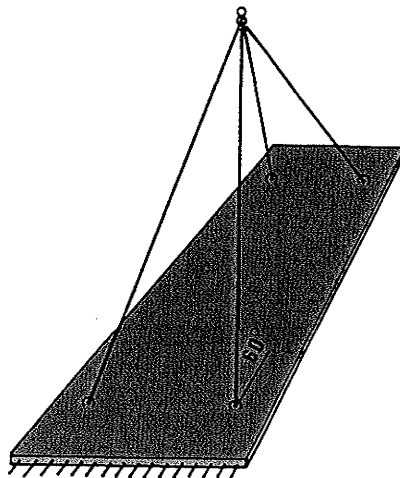
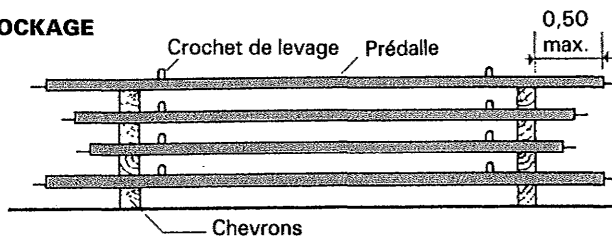


Avec palonnier



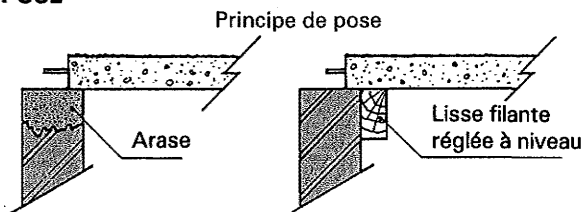
Prédalle levée en 4 points – 2 brins supportent toute la charge

STOCKAGE

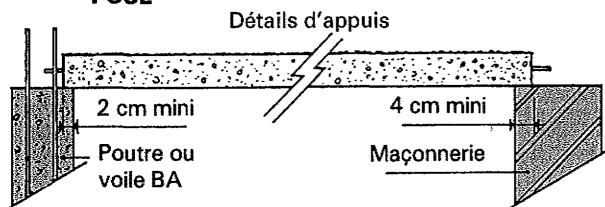


Ancrage des boucles sous les armatures

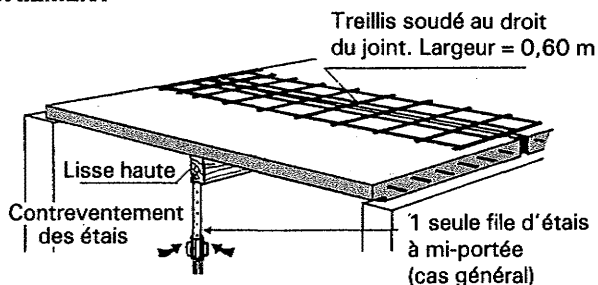
POSE



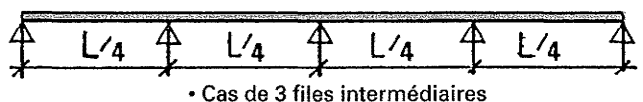
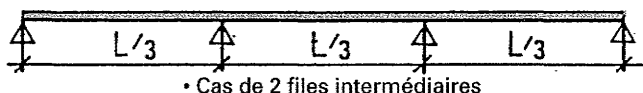
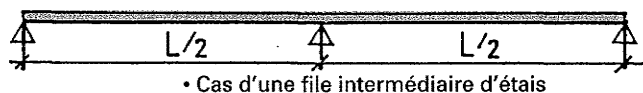
POSE



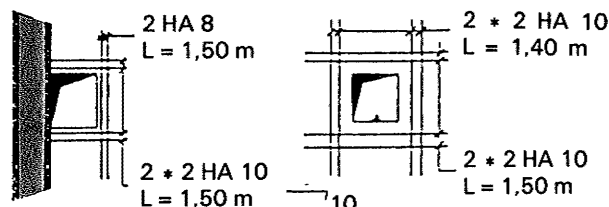
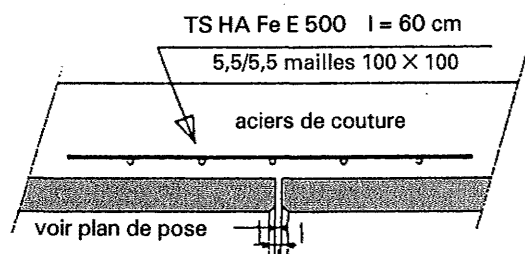
ÉTAIEMENT



Différents cas d'éaiement :



RENFORTS D'ARMATURES



Règles générales pour ferrailage réservations de 15 X 15 jusqu'à 50 X 50 (cm).

• Décoder et analyser la vue n° 3, p. 215 d'un plancher avec prédalles.

• Rechercher l'ordre logique des différentes tâches de mise en œuvre.

Armatures complémentaires :

- chaînage en rive et refends,
- chapeaux de rive et sur appuis intermédiaires,
- renforts autour trémies escaliers et ascenseurs suivant le plan de pose.

Plan n° 1 (extrait)

Légende :

----- armatures supérieures

armatures inférieures

5.3 Plans d'exécution des planchers à prédalles

Support concret : plan effectué en bureau d'étude B.A. rassemblant sur un même document le plan de pose et le plan d'armatures des prédalles. (Voir l'extrait de plan de pose et d'armatures page 220.)

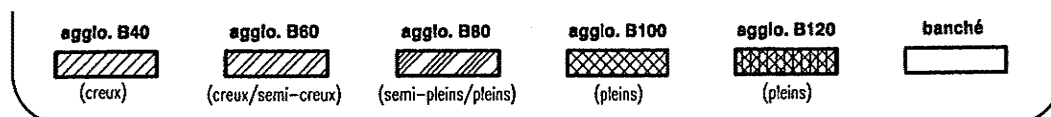
Il mentionne les hypothèses de calcul du béton armé

Exemple :

BÉTON : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ – ouvrages donnant sur l'intérieur $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ – ouvrages enterrés + ceux donnant sur l'extérieur	Charges d'exploitation : logements : 150 daN/m^2
ACIERS HA : $f_e = 500 \text{ MPa}$	Taux de travail du sol : $0,4 \text{ MPa}$ (4 bars)
ACIERS TS : $f_e = 500 \text{ MPa}$	Enrobages des aciers : $2,5 \text{ cm}$
degré S.F. : 1 h 00	
degré C.F. : 1 h 00	

Il indique la légende relative aux matériaux de la structure

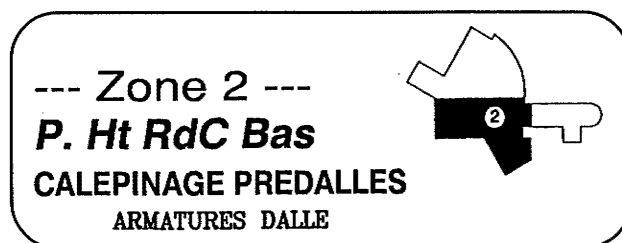
Exemple :



Il détermine les éléments suivants nécessaires à la préparation du chantier :

- commande des matériaux : treillis soudés, aciers en barre (HA), quantité de béton, etc.
- prévision du matériel de levage, d'étalement des prédalles, accessoires de sécurité en rive et autour des trémiés
- planification des tâches pour la main d'œuvre et l'approvisionnement

Il définit le calepinage des prédalles et les dispositions constructives pour les armatures



1 Plan de pose des prédalles (voir plan n° 1, page 220)

Il précise l'implantation des prédalles par découpage du plancher en éléments compatibles pour être juxtaposés, destinés à être directement posés sur appuis (voiles ou poutres) ou reliés aux voiles par des aciers en attente (principe de la dalle dite suspendue)

Les dimensions des prédalles sont données en centimètres ou en millimètres :

- La largeur des prédalles est souvent en fonction des largeurs standard des panneaux de treillis soudés.

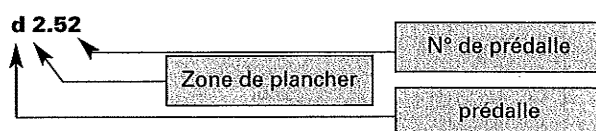
Exemple : panneaux TS de 240 cm de large + (enrobage $2,5 \text{ cm} \times 2$) = 245 cm pour le module largeur de prédalles.

- L'épaisseur varie en fonction des portées entre 5 à 8 cm . Dans le cas présenté, l'épaisseur est de 6 cm .

- Longueur des prédalles : elle dépend du type d'appui.

- **Exemple 1 :** appuis sur deux voiles :
 $L = 2 \text{ cm}$ sur l'appui de gauche + portée entre appuis + 2 cm sur l'appui de droite
- **Exemple 2 :** disposition en dalle suspendue, on prévoit au moins 1 cm de moins à chaque extrémité :
 $L = \text{portée} - 2 \text{ cm}$
- **Exemple 3 :** appui direct à une extrémité et dalle suspendue à un voile à l'autre extrémité :
 $L = \text{portée} + 1 \text{ cm}$

Exemple de désignation des caractéristiques dimensionnelles dans l'extrait de plan (fig. 16) :



Longueur de prédalle = 621 cm ; largeur de prédalle = 245 cm ; épaisseur du joint entre prédalles = $0,5 \text{ cm}$.

Appui de 2 cm à l'appui de gauche et retrait de 1 cm à l'appui de droite pour une portée de 620 cm .

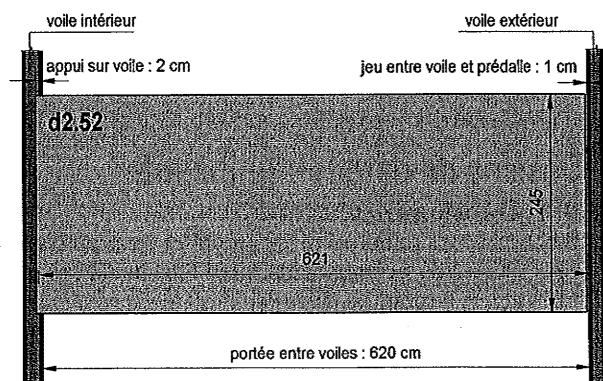


FIG. 16. - Dimension de la prédalle d2.52.

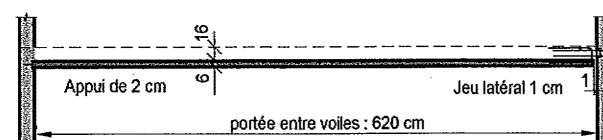


FIG. 17. - Coupe transversale sur la prédalle

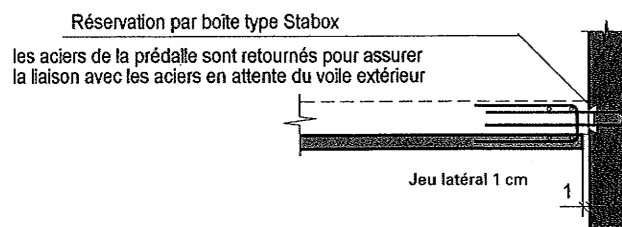


FIG. 18. - Liaison prédalle et voile.

2 Armatures de la prédalle

Les armatures inférieures de la prédalle sont représentées en trait fort. (Voir légende du plan.)

----- armatures supérieures
 ————— armatures inférieures

Désignation des panneaux de treillis soudés en prenant l'exemple de la prédalle repérée **d2.52** (fig. 19).

Lits	TS	Fils et mailles (mm)		Dimensions (m)	Section cm²/m
1 ^{er} lit	ST 50	8/8	100 x 300	6,00 x 2,40	5,03
2 ^e	ST 50	8/8	100 x 300	6,00 x 2,40	5,03
3 ^e	ST 10	5,5/5,5	200 x 200	4,80 x 2,40	1,19

La position du 3^e lit est indiquée par rapport au nu d'un mur.

NB : Voir le tableau des treillis soudés de structure à la page 22.

3 Armatures supérieures : chapeaux

3.1 Cas des panneaux de treillis soudés

Elles sont disposées généralement sur les appuis porteurs et représentées en trait discontinu fort comme indiqué sur la légende du plan.

On utilise des panneaux de treillis soudés disposés en un seul lit ou en deux lits.

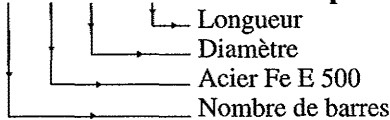
Exemple de désignation : **2 x 1/2 ST 50**

La position des chapeaux de part et d'autre d'un appui est indiquée sur les plans à partir de l'axe de l'appui.

3.2 Cas de barres à haute adhérence

Elles sont utilisées en renforts autour des trémies d'escaliers ou d'ascenseurs et autres réservations, sur appuis de rives ou intermédiaires.

Exemple : **2 HA 20 x 400 filants en chapeaux**



Même principe de positionnement que les treillis soudés par rapport à un axe de mur ou à un nu.

NB : Les règles pratiques applicables sont celles des longueurs forfaitaires des chapeaux et arrêts de barres (voir Chapitre 15 – Dalle simple – § 15,2 – page 180).

4 Dessins de détails significatifs

4.1 Détail sur joint (fig. 20 et 27)

Il concerne les joints entre les prédalles pour préciser :

- Le jeu ou l'espacement entre prédalles juxtaposées.
- Les aciers de couture placés au droit du joint sur une largeur de 60 à 80 cm.

Exemple : **1/6 ST ; 10 ; L = 80.**

4.2 Crochets de levage (fig. 21)

Le dessin de détail précise :

- Le diamètre et la forme du crochet de levage et ses dimensions.
 - L'implantation avec les espacements des crochets.
- Exemple : implantation tous les 1,50 m dans les deux directions (axe des X et axe des Y).

4.3 Chapeaux de rive et chapeaux sur appuis intermédiaires en acier HA (fig. 22 à 24)

Exemples :

- Chapeaux de rive, symbole **CR : 75 HA 6 x 65 e = 30** (Nombre – Nuance – Diamètre – Longueur – Espacement – Forme).
- Aciers filants constituant chaînage sur les murs ou voiles.

Exemple : **2 HA 10 filants.**

4.4 Détail d'ancrage de la dalle dans les voiles (figure 23)

On utilise des boîtes de réservations (type Stabox) qui permettent de loger les aciers en attente pour la liaison du plancher avec le voile.

Remarque : dans le cas d'un appui de 2 cm de la prédalle sur un voile, les aciers de la prédalle seront disposés au-dessus des aciers inférieurs du chaînage longitudinal prévu.

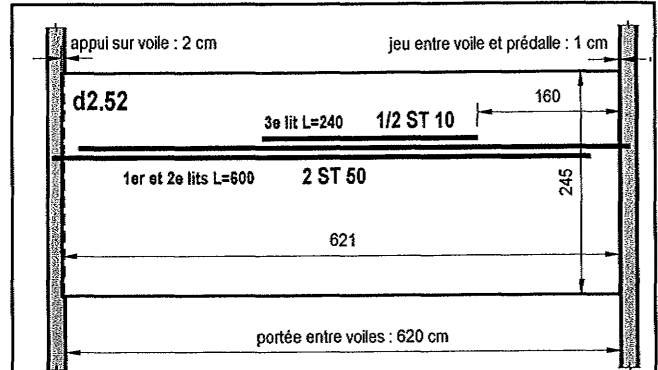


FIG. 19. – Armatures de la prédalle d2.52.

FIG. 20. – Détail joint de prédalle.

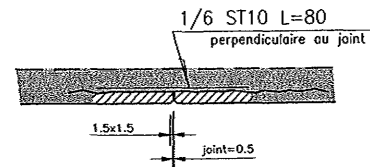


FIG. 21. – Crochets levage.

Fe E 500 Ø 10 x 148 perpendiculaire aux fils porteurs TS suivant maille de 150 cm

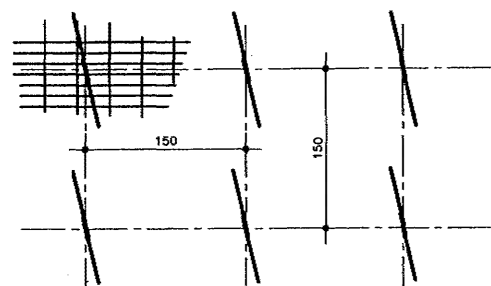


FIG. 22. – Chapeau de rive (22 ml) :

75 HA 6 x 65 e = 30

52
13

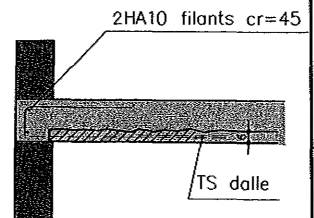
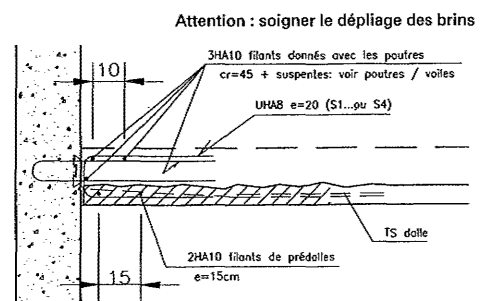


FIG. 23. – Principe dalle suspendue.



4.5 Tableau de prédalles : Exemple indicatif

Repère	Nombre	Treillis de structure	Prédalles
d2 51	3	Par prédalle :	L = 621 cm
d2 52		2 ST 50	L = 245 cm
d2 53		1/2 ST 10	Epr = 6 cm

4.6 Récapitulatif des quantités de treillis soudés par catégories pour la commande

Exemple pour les panneaux treillis de structure :

14 ST 10

12 ST 30

58 ST 50

46 ST 60

5 Dessins de détail

Ils ont pour objet de préciser les dispositions de l'armature soit par :

- des dessins de principe

exemple : appuis des prédalles sur un appui intermédiaire (fig. 24) ;

- des détails de jonctions de prédalles en rive en indiquant :

- la disposition des aciers pour remplir la fonction d'accrochage (fig. 25 et 26) ;
- le nombre, la nuance et le diamètre des filants
- les espacements de suspentes ou des filants, etc.

Les repères des dessins sont également portés sur le plan d'ensemble.

Exemple : dessins de détail S2, S4 et figure 27.

Dans le cas de trémies disposées en rectangle, en trapèze, en L ou de section circulaire, les positions d'aciers porteurs sont primordiales pour assurer la fonction porteuse des dalles suivant les appuis voisins (fig. 28).

Des aciers placés en renforts sont souvent nécessaires pour réduire la fissuration sur appuis encastres ou non.

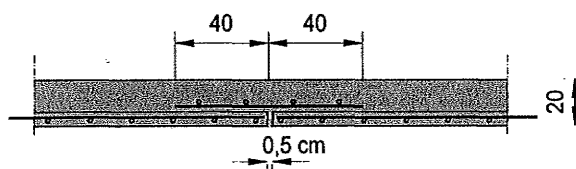


FIG. 27. - Aciers de couture au droit du joint entre prédalles.

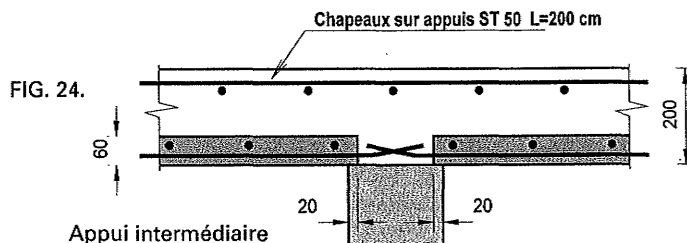


FIG. 24.

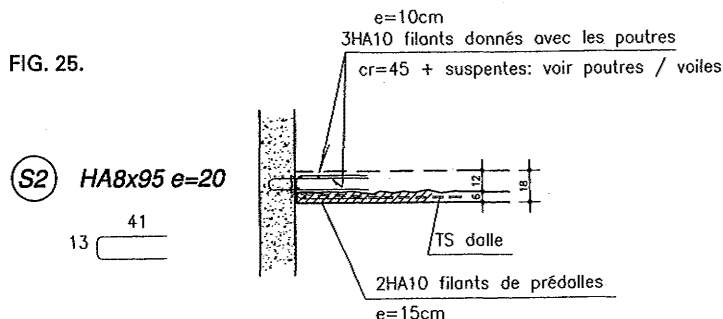


FIG. 25.

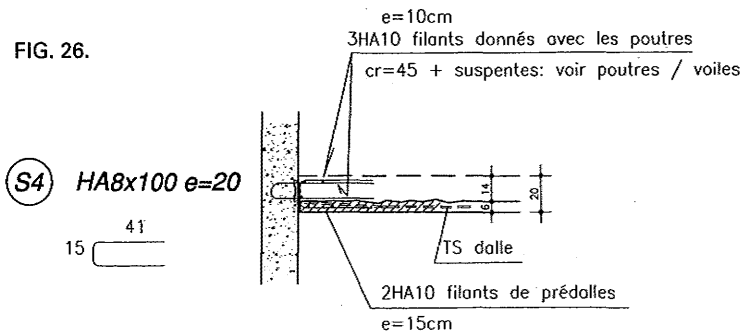


FIG. 26.

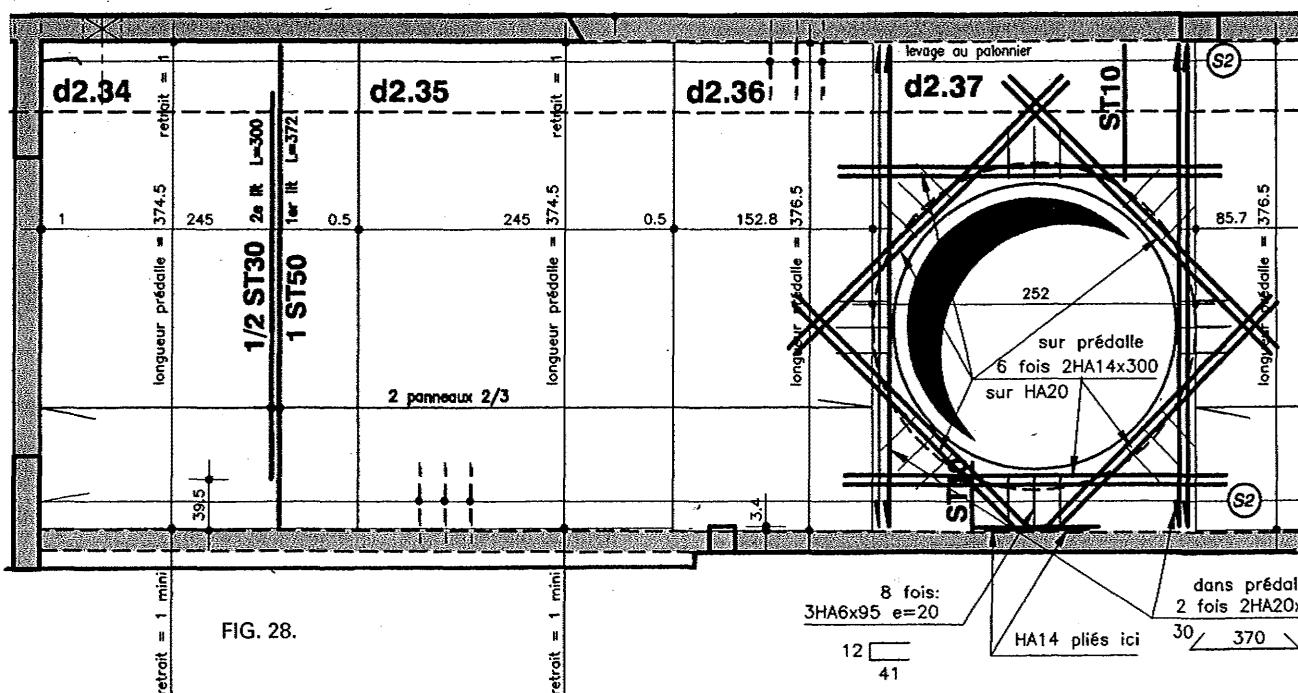


FIG. 28.

Armatures des prédalles n° 35 et 37 et dispositions constructives pour la trémie circulaire.

NB : les prédalles n° 34 et 35 sont suspendues à chaque extrémité avec l'indication sur le plan « retrait = 1 cm mini ».

5.1 PRÉFABRICATION DES PRÉDALLES SUR CHANTIER ET MISE EN ŒUVRE

PLANS D'EXÉCUTION

Le chantier dispose :

- du **plan d'implantation des prédalles** (Voir extrait fig. A)
(Situation, n° de prédalle, réservations)
- de **feuilletés pour détails** de chaque groupe de prédalles précisant :
 - les **cotes** de fabrication
exemple : longueur = (portée + 4 cm)
 - l'**armature**, généralement par panneaux de treillis soudés (voir tableau p. 22)
exemple : Panneau P500 L = 600
 - le nombre, la nuance, le diamètre des **crochets de levage**
 - les aciers de **renforts** autour des réservations
 - la nature et l'épaisseur de l'**isolant éventuel** en sous-face
 - le **béton** (dosage et f_{c28} , volume à couler, masse de la prédalle).

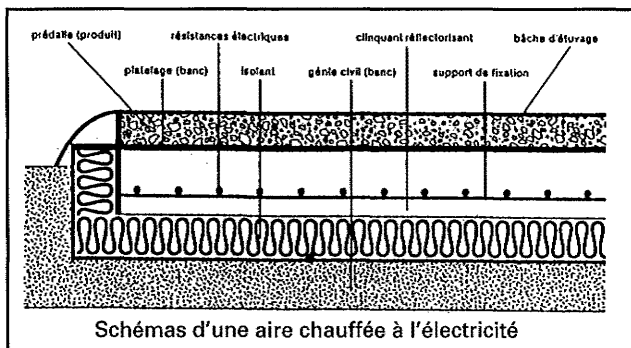
FABRICATION FORAINE

Banc de préfabrication constitué par une plate-forme métallique chauffée en sous-face pour accélérer le durcissement et favoriser le rythme de production.

Moyens :

- Chauffage GAZ produisant de l'air chaud (galerie chauffante)
- Résistances électriques + isolant thermique (voir schéma de principe ci-dessous).

APPUIS DES PRÉDALLES



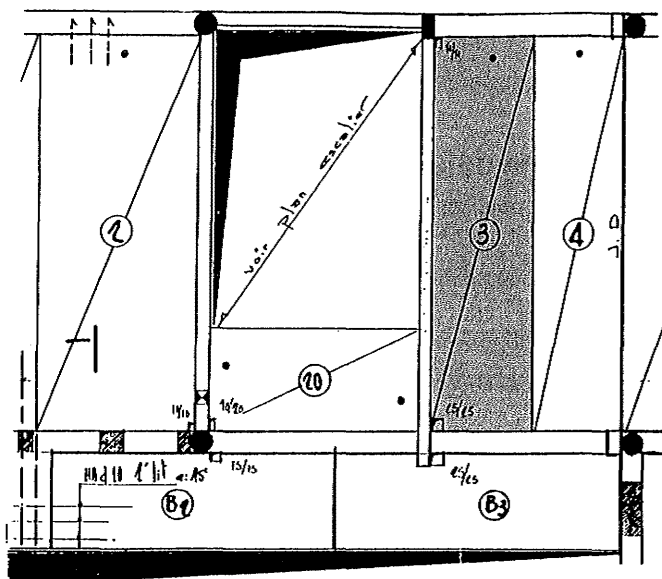
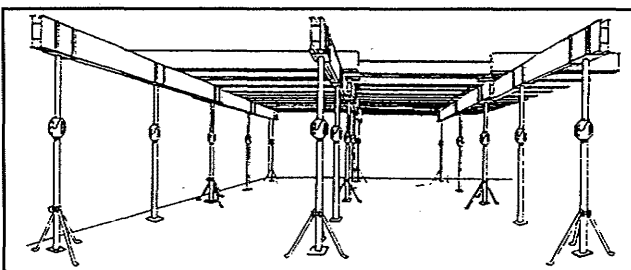
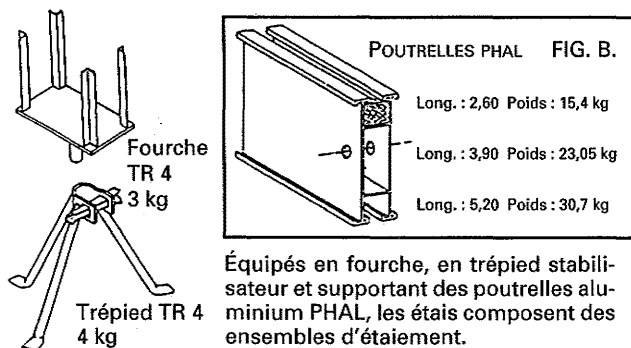
Soit :

- poutres ou voiles réalisés *in situ*
 - poutres préfabriquées de rive ou intérieures.
- Nota : aras supérieur nivelé pour limiter les travaux de ragréage à la jonction poutres-prédalles.

ÉTAIEMENT : NOTIONS ÉLÉMENTAIRES

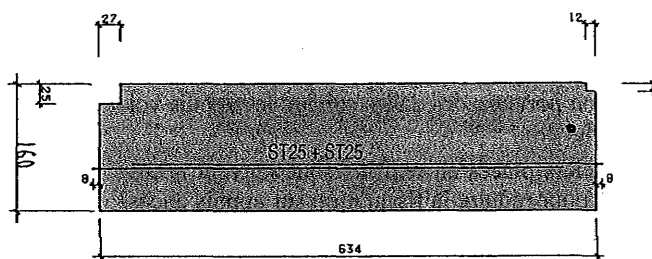
Moyens classiques :

- Étalement vertical : étais métal, tours-étais
- Étalement horizontal : poutrelles Bois ou Alu (type poutrelle PHAL, voir fig. B) maintenues par des fourches en tête d'étais.



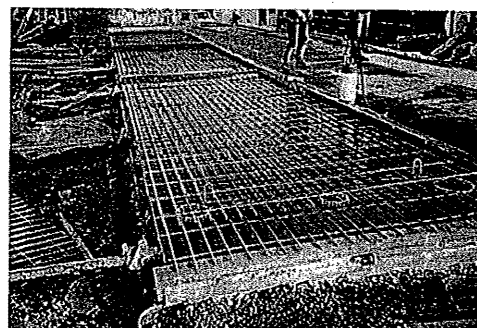
Trémie

FIG. A. - Extrait du « Plan de pose des Prédalles ».



Détails de la prédalle n° 3 (armature)

Banc de préfabrication des prédalles



Mise en œuvre de poutres préfabriquées

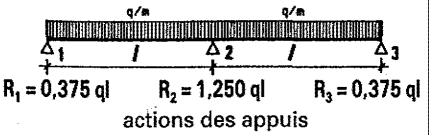


- Poutres de rive** avec « becquet » pour éviter de coffrer l'épaisseur du plancher.
- Poutres principales** avec arêtes supérieures rectilignes pour appui latéral des prédalles.
- Armatures en attente** (cadres, étriers) pour liaison dalle-poutre. Elles permettent, entre autres, de positionner les chapeaux (treillis soudés) sur appuis.
- Sécurité** en rive de bâtiment à l'aide de réservations (tubes scellés dans les becquets).

Charges à supporter :

- poids propre de la prédalle + béton coulé en œuvre + charge forfaitaire (ouvriers, matériels ou matériaux + effets dynamiques)
- coefficients de majoration : $k_1 = 1,5$ pour les charges fixes et $k_2 = 2$ pour les charges variables
- efforts parasites dus à l'excentricité : des étais, des lisses sur étais, des platines d'étais sur le sol d'appui, ainsi que les effets du bétonnage à la benne ou à la pompe introduisent des efforts horizontaux (20 % des charges verticales). Nécessité d'un contreventement du dispositif
- **effet de la double-continuité sur l'étalement vertical :**
 - continuité de la prédalle sur la poutrelle
 - continuité de la poutrelle reposant sur les têtes d'étais.

Analyser les figures ci-contre.

Poutre continue sur 3 appuis soumise à une charge uniforme	Moments
 actions des appuis	$M_1 = 0$ $M_{1,2} = + 0,070 ql^2$ $M_2 = - 0,125 ql^2$ $M_{2,3} = + 0,070 ql^2$ $M_3 = 0$

Position des files

- les files d'étais sont placées parallèlement aux appuis et divisent la portée en parties égales
- le nombre de files est indiqué sur les plans avec ou sans lisse en rive de prédalle.

MISE EN PLACE DES PRÉDALLES

- **sécurité** intégrée effectuée en rive (voir photo page 224) et la prévoir autour des trémies ou réservations
- **profondeurs d'appui** : 2 cm sur appui en béton
4 cm en mur maçonné
- **levage-manutention** : palonnier indispensable avec poulies pour l'équilibrage des efforts de traction exercés sur la prédalle par l'intermédiaire des crochets de levage
- **possibilités de pose sur appuis :**
 - sur bain de mortier
 - sur appuis pré-réglés, c'est-à-dire nivelés, arasés sans points durs
 - sur lisse bois formant appui et coffrage.

Nota : dans tous les cas, veiller aux jonctions et à limiter les travaux de finition.

ARMATURES COMPLÉMENTAIRES (suivant le plan d'armature)

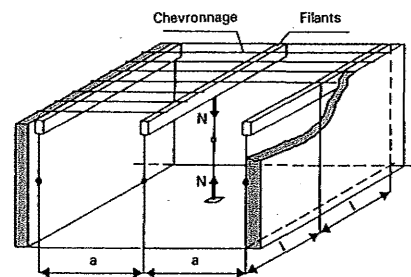
- Disposition des **chapeaux** de rive ou sur appuis intermédiaires pour reprendre les moments sur appuis.
- **Aciers de couture** de largeur > 65 cm pour transmettre les efforts transversaux d'une prédalle à l'autre (treillis soudés T.S.H.A.).

BÉTONNAGE

- Transport et distribution du béton généralement par grue et benne ou camion toupie et pompe à béton.
- Coulage, vibration, dressage et finition de la surface.

EFFORT SUR L'ÉTAI INTERMÉDIAIRE

$$N = 1,56 \times q \times a \times l$$



En effet : soit q le poids par m^2 de dalle + coffrage.
Le filant axial reçoit une charge par unité de longueur.
 $p = 1,25 q \times a$

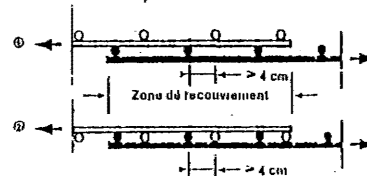
Le filant transmet à l'étais intermédiaire un effort
 $N = 1,25 p \times l$ Soit : $N = (1,25)^2 \times q \times a \times l$
 $= 1,56 \times q \times a \times l$

(Doc. O.P.P.B.T.P. Les prédalles du bâtiment.)



Étalement pour la mise en place des prédalles.

Jonction de deux fils porteurs*



Condition d'ancrage des treillis soudés sur la longueur de recouvrement 1 :

- 3 soudures espacées d'au moins 4 cm pour fils porteurs
- 2 soudures pour fils de répartition

Questions

1. **Distinguez les prédalles** en fonction de leur mode de fabrication.

2. **Analysez les charges** permanentes et provisoires à prendre en compte pour mettre en œuvre des prédalles B.A. Notion de double continuité ?

3. **Interprétez la convention ST25 + ST25** du Bureau de calcul B.A. page 224 pour l'armature de la prédalle n° 3. Voir le tableau des treillis soudés page 22. Le décodage et le repérage sont importants pour :

- la commande des T.S.
- le stockage sur chantier
- la mise en place de l'armature
- la mise en place de la prédalle.

4. Vous avez à **concevoir un P.H.S.** (Plan d'hygiène et de sécurité) pour la mise en œuvre des prédalles avec les protections collectives. Que préconisez-vous dans le contexte d'un collectif de 3 niveaux, structure : poteaux, poutres-préfa, prédalles B.A. ?

Éléments de réponses

- Prédalles précontraintes fabriquées en usine.
- Prédalles en Béton Armé réalisées en préfabrication foraine.

Indications : voir texte et croquis haut de page 223. Voir aussi le mode de transmission des charges en phase transitoire sur étais intermédiaires.

Panneaux standards T.S.H.A.

- Ø des fils porteurs : 7 mm
- Ø des fils de répartition : 7 mm
- Mailles de 150 mm x 300 mm
- Section : 2,57 cm^2/m
- soit :
- Treillis de structure ST25
- Longueur du panneau : 6,00 m
- Largeur du panneau : 2,40 m
- Disposition de l'armature : double nappe (2 lits décalés)

Indications :

Observer, analyser, critiquer, les figures des pages 219 à 222 et utiliser le canevas ci-dessous.

Tâches	Risques encourus	Mesure Sécurité	Croquis Fiches
--------	------------------	-----------------	----------------

15.7 PLANCHERS PRÉFABRIQUÉS

1 Plancher préfabriqué d'une seule pièce

- Il s'agit de préfabrication lourde, réalisée en usine. Ce plancher est mis en place en une seule opération de grue avec ou sans revêtement (carrelage) incorporé.

- La dalle est de 14 à 16 cm d'épaisseur et la surface d'un élément de 25 à 30 m² au plus en raison de la masse. Les canalisations, les ouvertures (passage de conduits ou autres), sont prévues ainsi que les ancrages sur appuis (fig. 131 à 137).

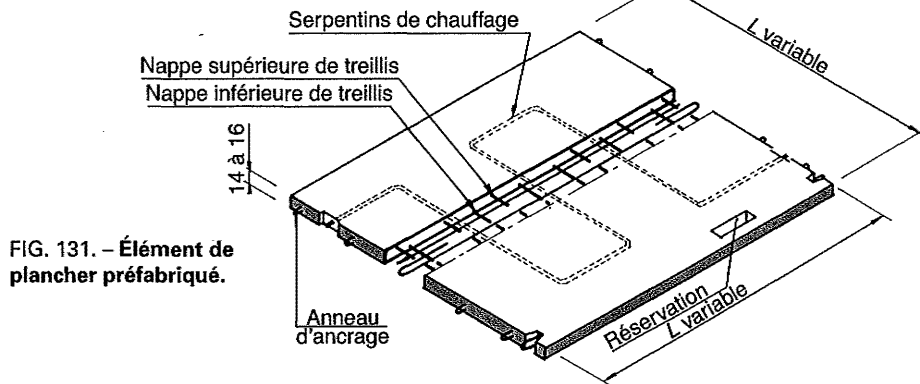


FIG. 131. - Éléments de plancher préfabriqué.

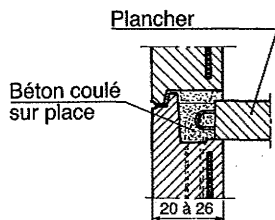


FIG. 132. - Liaison de la dalle avec le mur de rive.

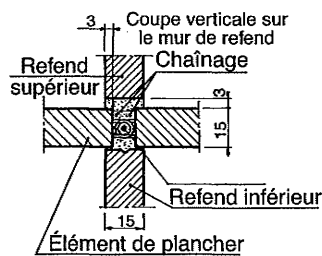


FIG. 133. - Coupe verticale sur le mur de refend.

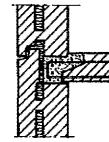


FIG. 134. - Liaison mur de rive et plancher.

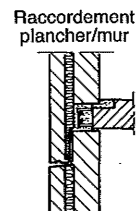


FIG. 135. - Coupe verticale partielle (cas d'un bâtiment de faible hauteur).

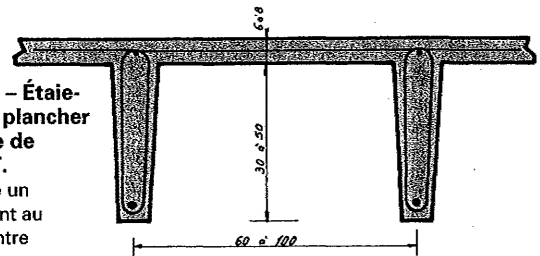
2 Planchers préfabriqués en éléments rectangulaires de grandes dimensions

2.1 Ces éléments sont juxtaposés et solidarisés entre eux par des joints en béton coulé.

2.2 Leur forme en U renversé leur confère une grande résistance qui autorise de grandes portées.

Ils peuvent reposer sur une poutre maîtresse à talons coulée généralement après mise en place des bacs (fig. 139).

FIG. 140. - Étaie-ment de plancher en forme de double T.
On réalise un simple joint au mortier entre éléments.



► **Éléments en forme de U inversé.**

► **Utilisations :**
- parkings étagés
- entrepôts d'usine
- tablier de pont.

► **Particularités**
Ils peuvent être :
- solidarisés par une dalle de compression,
- destinés à recevoir une dalle flottante ou non suivant les exigences d'utilisation.

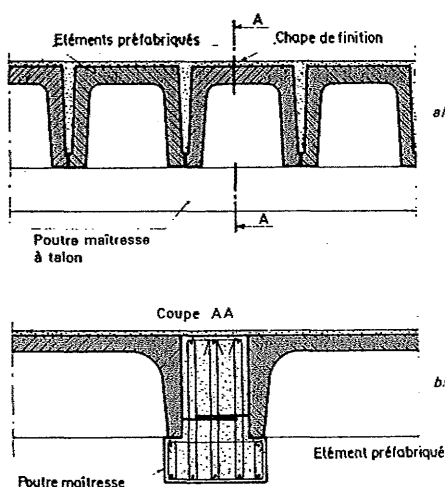


FIG. 139. - Plancher industriel (fortes surcharges et grande portée).

2.3 Les formes en T ou en double TT sont également très rationnelles sur le plan du fonctionnement. La continuité entre éléments est assurée par un clavetage dans l'épaisseur de la table (fig. 141 et 142).

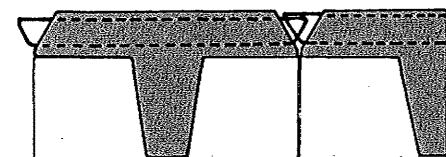


FIG. 141. - Éléments de plancher en forme de T et clavetage entre éléments.

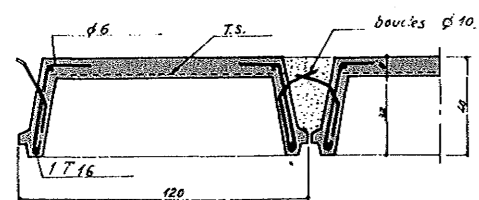


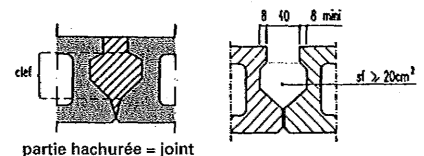
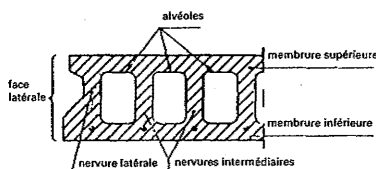
FIG. 142. - Planchers industriels à fortes surcharges et grande portée.

15.8 DALLES ALVÉOLÉES

Les dalles alvéolées sont constituées par des éléments préfabriqués en béton précontraint par armatures adhérentes.

1 Caractéristiques des dalles alvéolées

Procédés de fabrication	Matériaux	Dimensions
Les dalles alvéolées sont obtenues : – par filage (Vibration du béton dans des coffrages glissants) ; – par extrusion (Compression et vibration du béton autour de vis d'archimède) ; La production s'effectue en coulée continue sur des bancs de fabrication de 100 à 150 cm de long. Dalles avec torons dépassant aux abouts et coupées ensuite. Le profil latéral (flanc) permet de couler un joint de microbéton entre éléments placés côte à côte lors de la mise en œuvre sur site. Ces joints de clavetage (clés) assurent une solidarisation entre dalles. Remarques : <i>Les calculs des dalles alvéolées sont conduits aux États limites Ultimes et aux États limites de Services.</i> <i>Les dalles sont généralement calculées isostatiquement.</i> <i>La vérification en flexion longitudinale détermine le plus souvent les sections d'acier et de béton.</i>	Ciment CPA 55 ou HP Granulats courants roulés ou concassés. Teneur en eau du béton très faible : $0,30 < E/C < 0,45$. Résistance mécanique du béton à 28 jours de l'ordre de 80 à 70 MPa. Résistance de 25 à 35 MPa recherchée à moins d'un jour à la détension pour réaliser une rotation quotidienne des bancs de préfabrication. Armatures de précontrainte en acier homologué à haute résistance : $f_{prg} = 1\ 700 \text{ à } 1\ 860 \text{ MPa}$. Ce sont des torons lisses ou crantés à très basse relaxation (T.B.R.) Exemples : Torons : T 5,2. Torons : T 9,3 Cranté (TBR). Torons : T 12,5 (TBR). Torons : T 15,2 (TBR). Voir le cahier des prescriptions techniques : CPT « Planchers » titre III.	Largeur standard de 120 cm. Autres fabrications en largeur de : 30 cm, 60 cm, 240 cm. Épaisseurs courantes entre 15 cm et 32 cm déterminées en fonction de la portée et des charges : – portée maximale ne dépassant pas 50 fois la hauteur ; – exemple : 10 mètres de portée → $h = 20 \text{ cm}$. Portée en général $< 17 \text{ m}$. Remarques : Le nombre et la forme des alvéoles varient en fonction : – de l'allègement maximal recherché ; – de la résistance des nervures par exemple à l'effort tranchant ; – de la tenue au feu ; – de l'enrobage minimal des torons : 3 cm pour les dalles exposées aux intempéries ou aux condensations ; – des impératifs des procédés de fabrication. La forme des clés doit satisfaire les conditions : – de remplissage correct du béton : 4 cm au moins en partie haute du joint ; – de section mécaniquement utile $> 20 \text{ cm}^2$; – la profondeur horizontale doit être $> 0,8 \text{ cm}$
Terminologie On appelle nervure, la partie du béton limitant : – soit 2 alvéoles contiguës d'une même dalle alvéolée (nervure intermédiaire) ; – soit la face latérale d'une dalle alvéolée et l'alvéole la plus proche de cette même dalle (nervure latérale).	Caractère des matériaux Exemple : – Béton : • résistance caractéristique à la compression $f_{cj} = 50 \text{ MPa}$ • résistance caractéristique à la traction $f_{tj} = 3,6 \text{ MPa}$ • résistance au relâchement des armatures $f_{cr} = f_{cm} = 40 \text{ MPa}$ – Armatures de précontrainte : limite de rupture garantie $f_{prg} = 1\ 860 \text{ MPa}$ limite d'élasticité garantie $f_{peg} = 1\ 656 \text{ MPa}$	Forme des clés On appelle clef, la partie du joint qui permet de solidariser les dalles alvéolées entre elles, interdisant ainsi tout déplacement vertical relatif.



partie hachurée = joint

- Les dalles alvéolées peuvent constituer des planchers finis avec état de surface brut (Exemples : parkings) ou avec un faible ragréage (Exemple : cas d'un revêtement collé).
- Une dalle de compression collaborante armée d'un treillis soudé, d'épaisseur 5 à 6 cm, peut être coulée sur chantier, l'adhérence étant favorisée par un crantage de la surface des dalles.
- Une dalle flottante, sur isolant acoustique, se prévoit dans le cas de bureaux, hôpitaux, hôtels pour répondre aux exigences de l'isolation acoustique vis-à-vis des bruits d'impact et aériens.
- La sous-face lisse est prête à peindre avec possibilité de traiter les joints.
- Autres solutions : Des panneaux isolants thermiques peuvent être disposés en sous-face
Un flocage peut être projeté (Protection incendie).
La solution d'un plafond suspendu qui permet le passage des diverses canalisations ou gaines techniques est souvent pratiquée.

2 Préconisation de mise en œuvre

Description du produit

Exemple :

Les dalles alvéolées FEDER Béton sont extrudées et étuvées sur des pistes de fabrication d'une longueur de 130 mètres.

- Largeur standard de 1,20 mètre.
- Longueur à la demande.
- Épaisseur* 15 – 20 – 26,5 – 32.
- Armatures de précontrainte.

Torons : T12,5 TBR

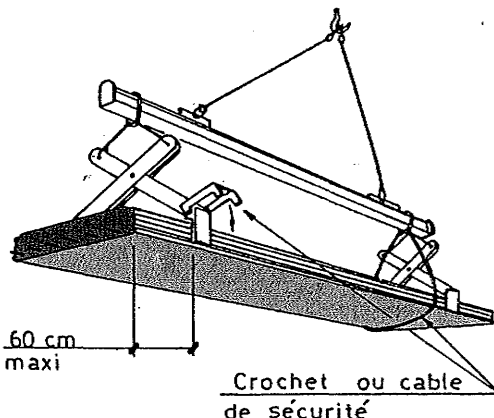
Torons : T9,3 TBR

• Béton de performance élevée $F_c 28 \geq 55 \text{ MPa}$

• Sous-face lisse prête à peindre.

• État de surface :

- brut pour parking et support d'étanchéité ;
- rugueux pour plancher avec dalle collaborante.



La sécurité, pendant la manutention, est assurée soit par des crochets rabattables fixés sur les pinces, soit par des élingues ceinturant la dalle et fixées au palonnier.

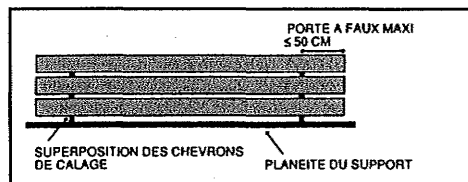
Aucune manutention ne doit s'effectuer sans utiliser un de ces deux dispositifs.

Les dalles alvéolées sont des éléments lourds entre 2 et 10 tonnes (Photo Plancher DAL).

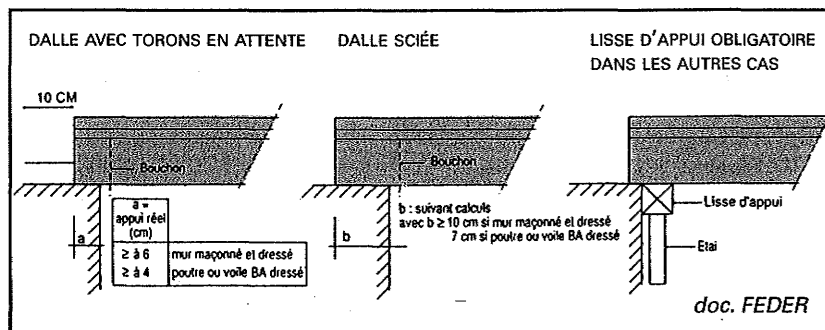
Voir les détails de mise en œuvre dans « Travaux de Construction », chapitre 21.

Stockage

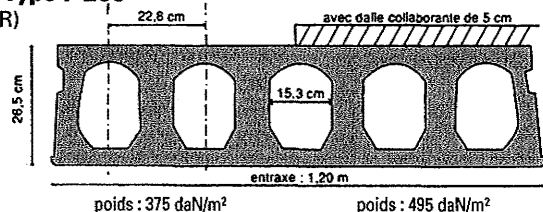
- Le stockage n'est à envisager que dans le cas où la mise en œuvre directement à partir du camion est impossible. Dans ce cas les dispositions suivantes doivent être respectées.



Disposition constructives



Dalle Type F 265 (FEDER)



Exemple Cas de bureaux

- Portée de 14,4 m avec coupe-feu de 1 h, sans dalle collaborante.
- Portée de 13,8 m avec C.F. 1 h avec dalle collaborante.

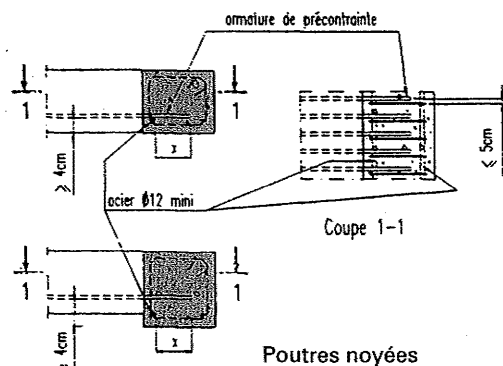
Portées limites bureaux (100 + 250 daN/m²)*

Types dalle alvéolée	Sans dalle collaborante			Avec dalle collaborante de 5 cm		
	Hauteur dalle	CF 1 h	CF 2 h	CF 1 h	CF 2 h	Hauteur Montage
H 150	15	7,4	—	7,3	—	20
C 200	20	9,8	8,1	9,6	9,5	25
F 265	26,5	14,4	11,6	13,8	13,3	31,5
B 320	32	14,9	11,9	14,3	13,5	37
BR 320	32	15,5	12,8	14,8	14,4	37

* Charge permanente + Charge d'exploitation. Pose sans étau.

Dispositions communes aux divers types d'appuis (Extraits C.P.T. Planchers).

Les armatures sortant en attente aux extrémités des dalles alvéolées passent au-dessus d'un acier longitudinal de l'élément porteur, de diamètre minimal 12 mm. La longueur à considérer pour l'ancrage des armatures est mesurée à partir du nu extérieur de cet acier jusqu'à l'extrémité des armatures de précontrainte (longueur x des schémas qui suivent). Les considérations d'enrobage des armatures conduisent parfois à ménager une légère retombée en sous-face du plancher. Une distance minimale de 4 cm entre la sous-face de l'élément porteur et les armatures sortant en attente des dalles est nécessaire.



UTILISATIONS DES PLANCHERS À DALLES ALVÉOLÉES

Destination	Portée	Charges d'exploitation (N/m²)	Observations
Parkings	7 à 16 m	2 500	Pas de nécessité de dalle collaborante pour des VL
Bureaux	5 à 12 m	2 500 3 500	Évolution nette des planchers sans dalle collaborante
Hôpitaux	8 m	1 500 2 500 (circulation) > 3 500 (locaux techniques)	Nombreuses réservations. Flèche active limitée à : 0,5 cm + L/1000 pour L > 5,00 m
Locaux scolaires	7 à 10 m	2 500 4 000 (circulation)	Pas de dalle collaborante. Dalle flottante préconisée
Centres commerciaux	10 à 12 m	3 500	Locaux de bureaux souvent intégrés au centre commercial
Entrepôts	5 à 10 m	20 000	Avec dalle collaborante
Toitures-terrasses	5 à 16 m	2 500 en exploitation (jusqu'à 3 tonnes/m² de terre pour jardins)	Limitation des flèches admissibles

16. ENCORBELLEMENTS

1 Particularités et cas rencontrés

Les éléments en encorbellement sont maintenus par une seule extrémité, grâce à un encastrement parfait, sinon il est dit partiel (fig. 1, 2, 3).

Les balcons, étudiés dans le thème des planchers, sont aussi des éléments en encorbellement (voir page 200 et suite).

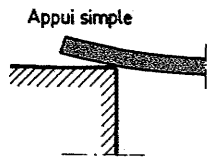


FIG. 1.

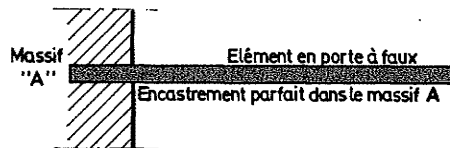


FIG. 2.

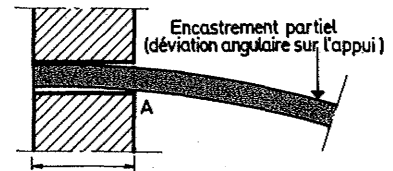


FIG. 3.

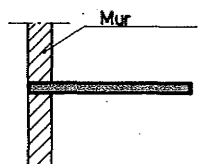
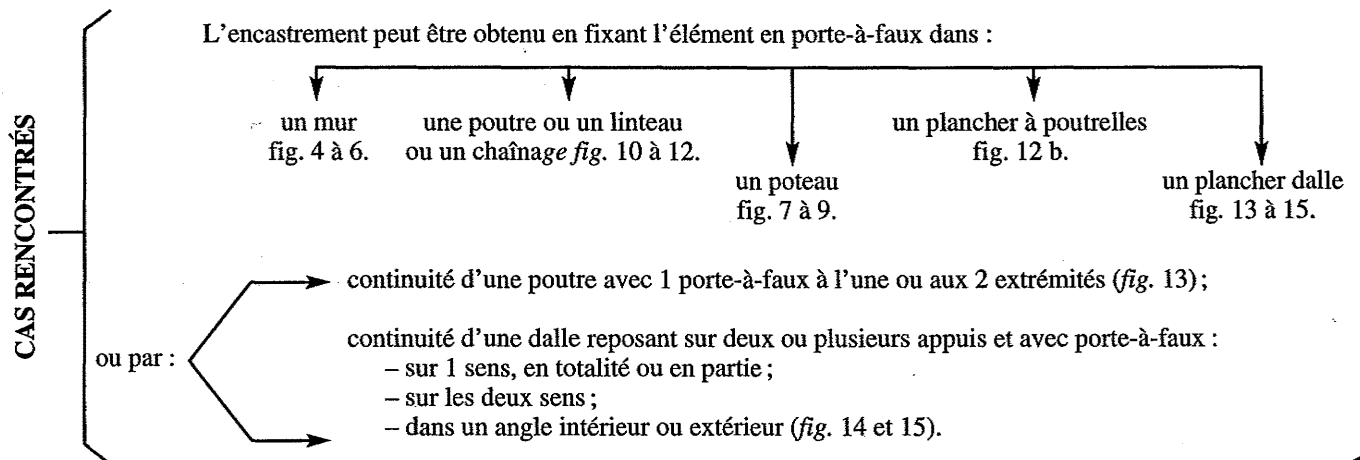


FIG. 4.
Ancrage dans un mur ou un voile

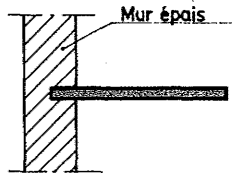
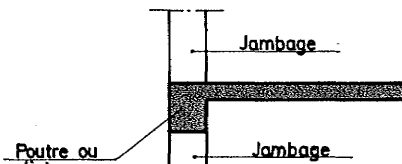


FIG. 5.



Ancrage dans une poutre
FIG. 6.

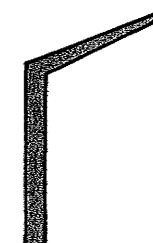


FIG. 7.
Poteau en B.A. avec un porte-à-faux

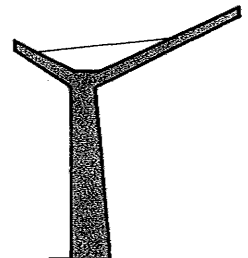


FIG. 8.
Poteau en B.A. avec double porte-à-faux.

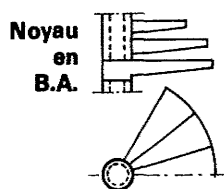


FIG. 9.
Marches en encorbellement.

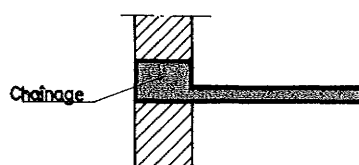


FIG. 10.

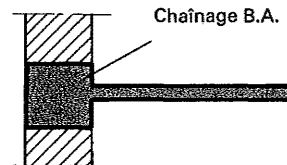


FIG. 11.

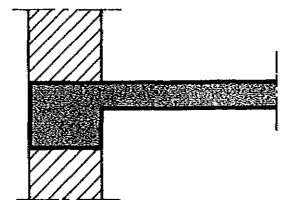
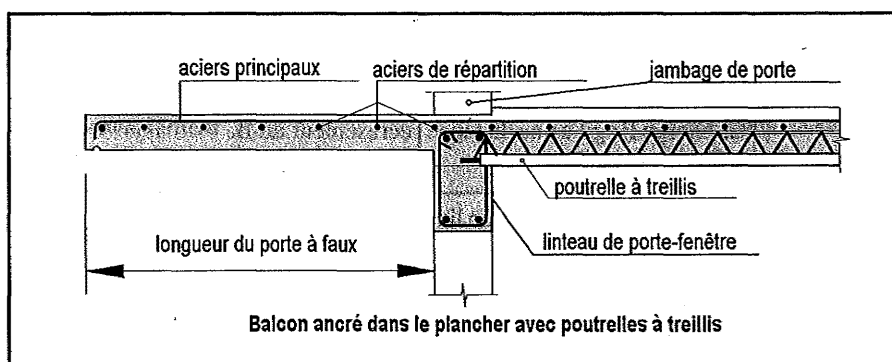


FIG. 12.
Ancrage à la partie supérieure du chaînage.



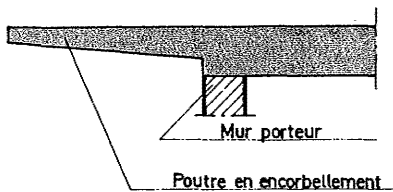


FIG. 13.

Encorbellement sur tout le pourtour du bâtiment. Dalle en porte-à-faux.

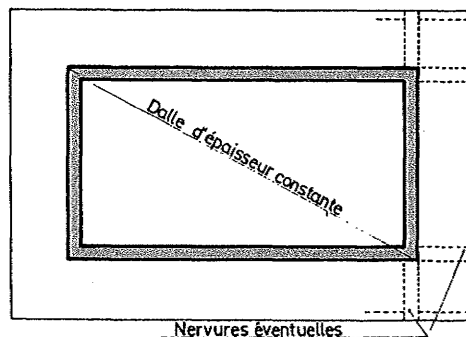


FIG. 14.

Vue en plan schématique

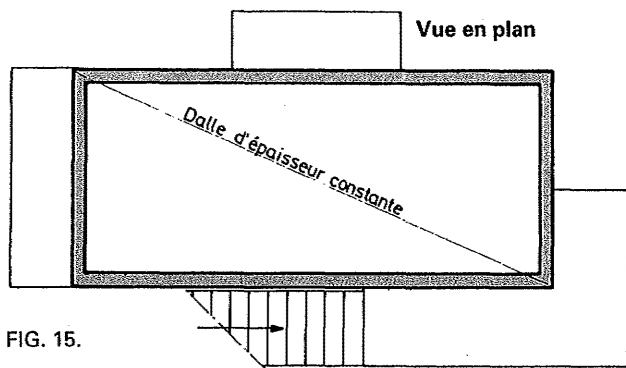


FIG. 15.

Les supports intermédiaires de la dalle ne sont pas représentés.

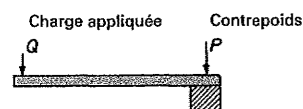


FIG. 16. - Schéma de principe pour obtenir l'équilibre.

Dans le cas d'une marche préfabriquée, le contrepoids mobile est obtenu soit par :

- la masse du mur supérieur qui agit en compression

Exemple : maçonnerie d'un mur de façade ou de refend

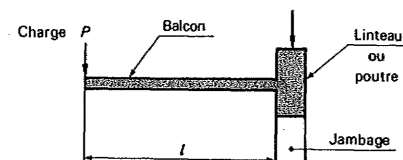
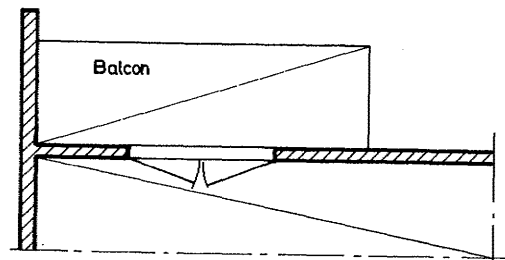
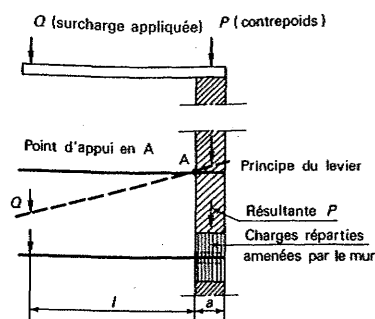
- la masse sous-jacente par le biais d'un tirant vertical qui agit en traction

Cas rencontré : marche au droit d'une fenêtre dont l'allège n'a pas un poids suffisant pour équilibrer

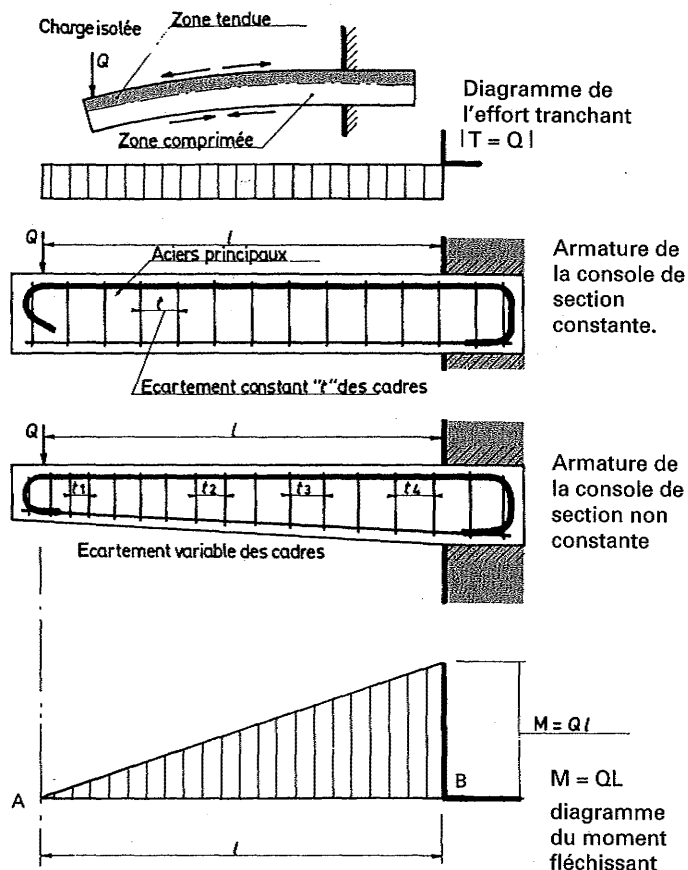
2 Principes de stabilité

Essai de fonctionnement	Constatations	Conclusion	Règle de travail
Matériel : – planche ou chevron muni d'encoches à la partie supérieure et inférieure.	Le matériel pédagogique permet de visualiser les zones comprimées et les zones tendues en fonction des appuis et des charges.	Les zones tendues nécessitent des aciers principaux positionnés correctement.	L'armature sera constituée par : – des aciers principaux – des aciers de répartition. Des cadres et étriers peuvent compléter l'armature.
1^{re} hypothèse : – une charge P est appliquée ; – une surcharge Q est appliquée progressivement. (fig. 16)	La fixation de l'extrémité s'effectue grâce à la charge et au support (encastrement). La fibre supérieure s'est allongée. La fibre inférieure s'est raccourcie. Les encoches sont ouvertes à la partie supérieure et fermées à la partie inférieure. Le jeu des encoches est plus accentué près du support à la fibre supérieure.	La zone supérieure est tendue. La zone inférieure est comprimée. L'effort maximal dû à la flexion a lieu près de l'appui.	Les aciers principaux seront placés à la partie supérieure pour équilibrer les efforts de traction du béton. (fig. 19 et 20)
2^e hypothèse : Le support est résistant mais la charge P est insuffisante. (fig. 17)	L'équilibre strict est réalisé si : $Q \times l = P \cdot a/2$ l : longueur de l'élément en encorbellement. a : largeur du mur. La charge P agit à une distance $a/2$ de l'arête.	La charge P sera d'autant plus faible qu'elle se trouve éloignée de l'arête de pivotement. Formule approximative qui n'est exacte que s'il n'y a pas écrasement de B.	Ce principe est utilisé pour ancrer un balcon dans un plancher qui sert de contrepoids. La condition de stabilité est : $P \cdot a/2 > Q \cdot l$
3^e hypothèse : La planche est encastree dans un élément de section rectangulaire. (fig. 18 bis)	L'élément matérialisant un linteau ou une poutre est sollicité : – en torsion ; – en flexion.	La stabilité dépend : – de la résistance à la torsion de la poutre ; – des ancrages des extrémités.	Les poutres et linteaux doivent être engagés sous les jambages. (fig. 6)

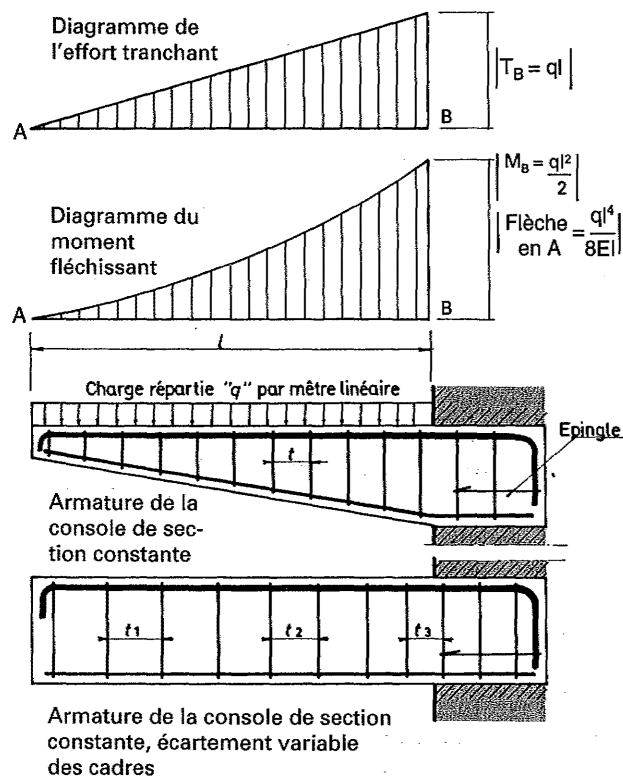
Balcon prenant appui sur un mur à l'une de ses extrémités



Charge isolée à l'extrémité d'une console



Charge uniformément répartie sur la longueur de la console



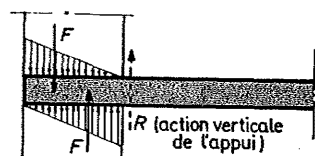
Nota : les actions sur les appuis donnent naissance à des contraintes de compression suivant :

- les cas de charges ;
- le type de structure.

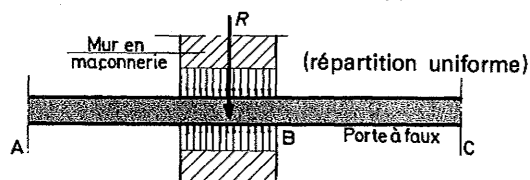
Les diagrammes de contraintes correspondants sont soit :

- rectangulaire (répartition uniforme) ;
- trapézoïdal ;
- triangulaire (fig. 21 et 21 bis).

Les forces F s'opposent au moment du renversement



La résultante R passe par le centre de gravité de la section d'appui.



3 Solutions constructives

DIFFÉRENTS CAS RENCONTRÉS SUR LE CHANTIER

3.1 Cas d'une console encastrée dans un mur ou un poteau

Avec une charge isolée à son extrémité : le fonctionnement de cette console, les diagrammes des efforts tranchants et des moments de flexion ainsi que la disposition des aciers font l'objet des figures 19 et 20.

Avec une charge répartie.

Exemples d'application sur les figures 22 et 23.

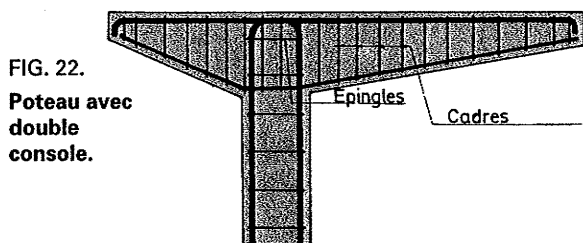


FIG. 22.
Poteau avec
double
console.

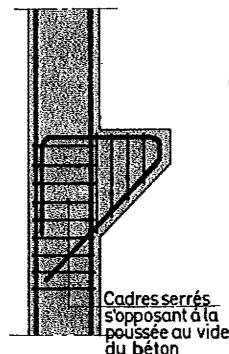


FIG. 23.
Console
greffée sur le
poteau.

3.2 Cas des balcons

Les recommandations du bureau Sécuritas (et D.T.U. n° 20-11) relatives à l'armature des balcons apparaissent sur les figures 24 à 37.

– balcon prolongeant une dalle et prenant appui sur un mur de façade (fig. 24 et 25) ;

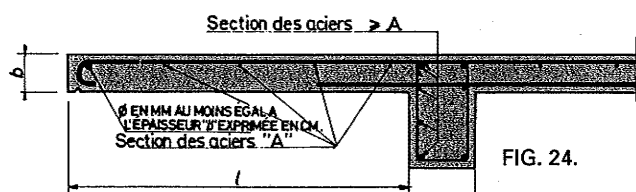


FIG. 24.

Si les longueurs des éléments dépassent :

- 12 m dans les régions humides et tempérées
 - 8 m dans les régions sèches
- ou si les éléments sont solidaires à leurs extrémités d'une structure rigide :

la section des aciers longitudinaux est au moins égale à 0,5 % de la section de béton.

D.T.U. n° 20.1

$$A \text{ (cm}^2\text{)} = \frac{0,25 \times 1 \text{ (cm)} \times b \text{ (cm)}}{100}$$

L'espacement maximal des aciers longitudinaux est égal au plus à :

$$e \leq 2,5 h_t \text{ (} h_t \text{ est l'épaisseur minimale de l'élément)}$$

$$e \leq 25 \text{ cm}$$

Armature classique d'un balcon prolongeant un plancher

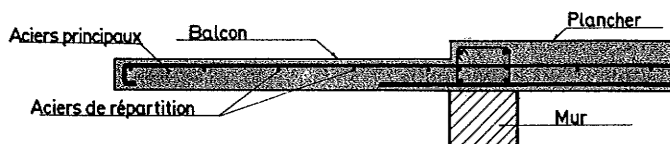


FIG. 25.

– balcon avec grand dépassement (fig. 26) ;

Balcon de grande portée : l'armature est maintenue en position en incorporant dans l'épaisseur deux chaînages.



FIG. 26.

– balcon avec poutres incorporées (fig. 27) ;

– balcon avec joint de dilatation ou de retrait (fig. 27 bis) ;

Coupe longitudinale du balcon parallèlement à la façade.

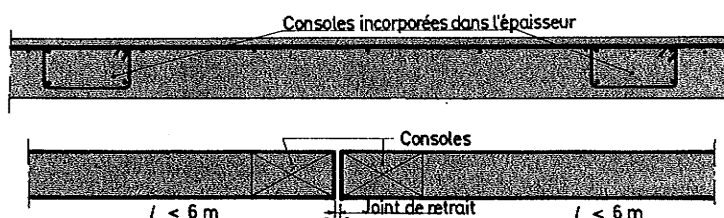


FIG. 27.

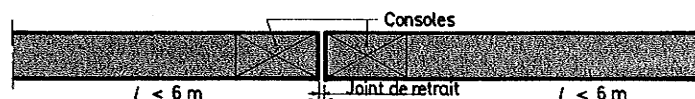


FIG. 27 bis.

- balcon de section non constante (fig. 28 et 29) ;

Balcon de section non constante sous face inclinée

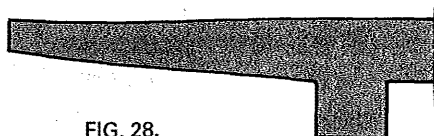


FIG. 28.

Balcon de section non constante face supérieure inclinée obtenue lors du coulage.

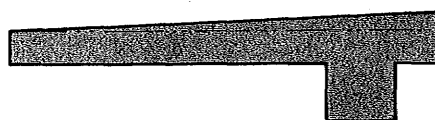


FIG. 29.

- balcon avec consoles saillantes (fig. 30) ;
- balcon avec poutre de rive en retombée (fig. 31) ;

Balcon d'épaisseur plus réduite que le plancher avec consoles saillantes en sous-face.

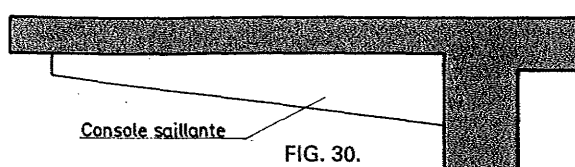


FIG. 30.

Balcon avec une poutre en retombée.

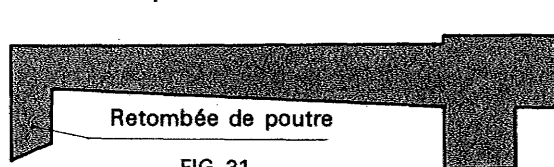


FIG. 31.

- balcon avec poutre de rive inférieure et supérieure (fig. 32) ;
- balcon associé à un plancher avec hourdis et poutrelles (fig. 33) ;

Balcon avec consoles de section constante et poutre de rive s'appuyant sur les consoles.

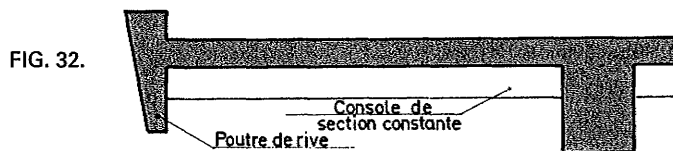


FIG. 32.

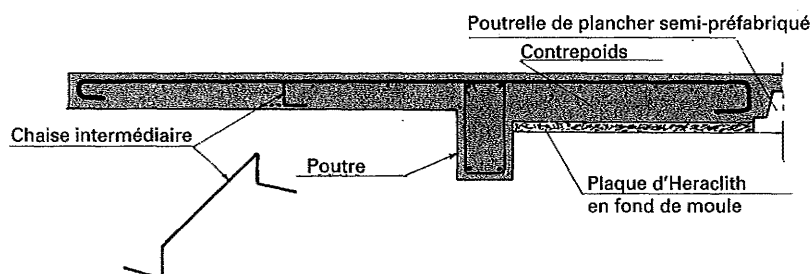


FIG. 33.

Ancrage du balcon par mobilisation de la masse de béton formant contrepoids en arrière de la poutre.

- balcon avec console et poutre de rive (fig. 34 et 35) ;
- balcon avec simple bordure (fig. 36) ;

FIG. 34.

Encorbellement constitué par :

- des consoles,
- des poutres de rives,
- une dalle.

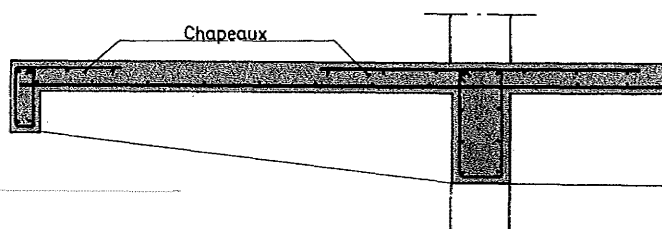


FIG. 35.

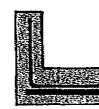


FIG. 36.

- balcon avec encastrement sur 3 ou 4 côtés (fig. 37).

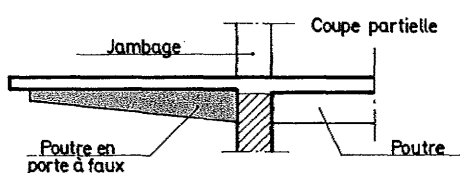
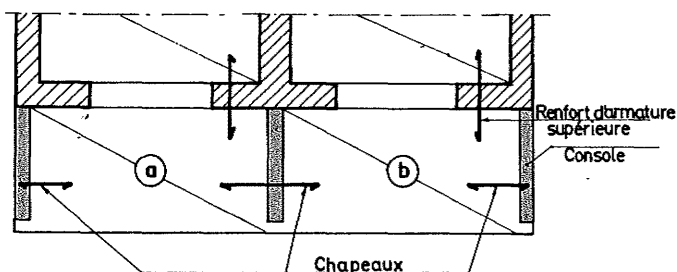


FIG. 37.



Déformation des aciers sous les charges au moment du coulage ; « e » est l'épaisseur réduite utile de la section.

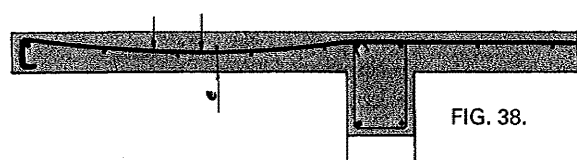


FIG. 38.

Circuit de l'eau de ruissellement en l'absence de larmier.

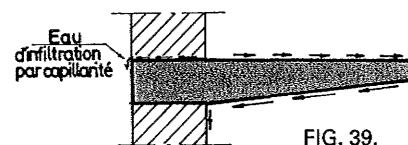
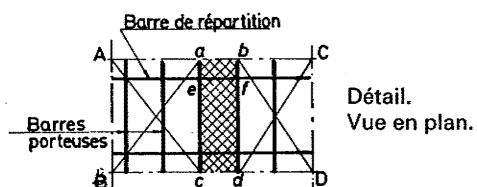
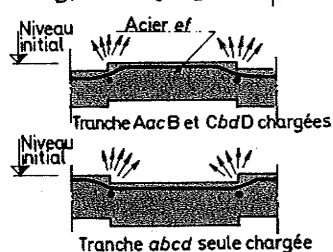


FIG. 39.

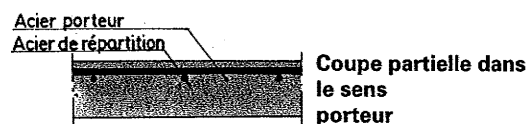


Détail.
Vue en plan.



Coupe partielle

Coupe partielle



Coupe partielle dans
le sens
porteur

Bonne disposition des aciers porteurs
FIG. 41.

La poutre AB est prolongée par 2 porte-à-faux et est chargée en C et en D.

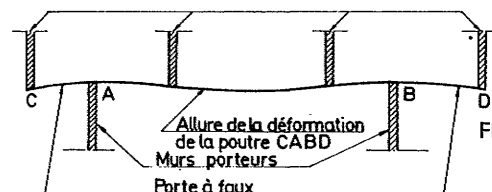
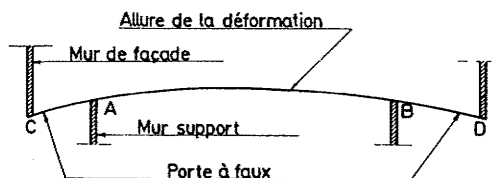


FIG. 43.

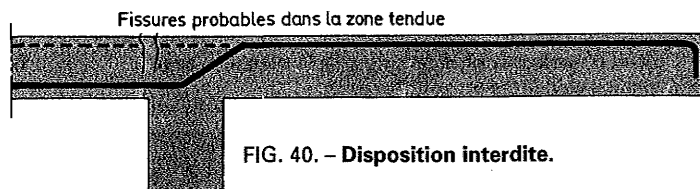


FIG. 40. - Disposition interdite.

Étude du fonctionnement de la zone abcd : mauvaise disposition des aciers de répartition situés au-dessus des barres porteuses. Il s'ensuit un mauvais fonctionnement.

Moment fléchissant sur l'appui A. ΔM est négligé du fait que le calcul des moments fléchissants s'effectue en tenant compte de la partie entre appuis.

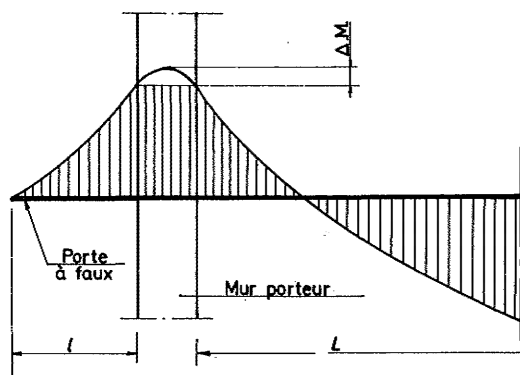
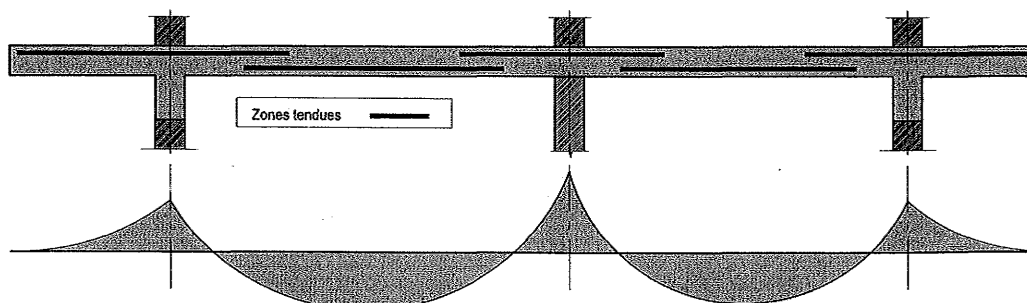


FIG. 42.

Le moment axial est plus important que le moment au nu de l'appui.

L'arrêt des barres s'effectue conformément aux règles B.A.E.L. (Voir page 167, figure 105, les règles pratiques préconisées).

FIG. 43b.



Allure des diagrammes conventionnels des moments de flexion dans le cas d'une charge uniformément répartie sur les travées et les consoles d'extrémités.

3.3 Remarques relatives à la réalisation

La difficulté est de **maintenir les barres des balcons à la position prévue par les plans**.

Les **pontets** ou chaises réduisent les déformations des aciers lors du passage des ouvriers ou de la chute du béton déversé à la benne (fig. 26, 33 et 38).

Les **écarteurs** plastiques ou en mortier de ciment préservent l'enrobage minimal en sous-face. (Voir fig. 49 et 50.)

Les emplacements des **scellements** pour des rampes de protection doivent être prévus avant coulage du béton.

Si la sous-face est inclinée, un **larmier** est indispensable (fig. 39).

Le **seuil** constitué par le plancher décalé par rapport au balcon favorise (voir le seuil des fig. 12b et fig. 25) :

- la bonne disposition des aciers ;
- l'étanchéité (fig. 31 et 34).

La disposition de la figure 40 est à proscrire.

Les **poutrelles précontraintes** par fils adhérents ne doivent pas servir si elles n'ont pas été spécialement prévues à cet effet.

La **position des barres porteuses et des barres de répartition** est justifiée par le fonctionnement d'un balcon sous l'effet des charges (fig. 41).

Le moment fléchissant dans l'axe du support est plus important que le moment au nu de l'appui (fig. 42).

Les **déformations** dépendent du mode de chargement des travées voisines (fig. 43).

4 Coffrage des encorbellements

Problèmes posés	But	Solution ou possibilités	Mode d'exécution
Précisions des cotes, des niveaux, de l'équerrage.	Pente à prévoir en partie supérieure. Raccord avec escalier d'accès, à un balcon.	Référence au trait de niveau. Référence au niveau supérieur du plancher brut.	Tenir compte : – des différentes épaisseurs ; – des éléments de coffrage.
Coffrage résistant : – aux efforts statiques ; – aux efforts dynamiques.	Stabilité sous la masse du béton et des ouvriers. Chute du béton.	Utilisation d'étais métalliques, de poutrelles, de madriers, de coffrages tunnels avec consoles, de tables coffrantes. Le contreplaqué est très souvent utilisé comme peau de coffrage.	Voir les croquis 44, 45, 46, 47, 48.

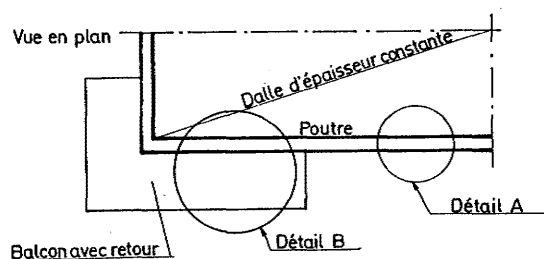


FIG. 44.

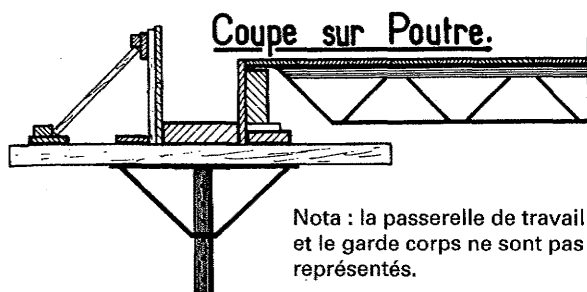


FIG. 46. – Détail A (étalement préconisé par double file).

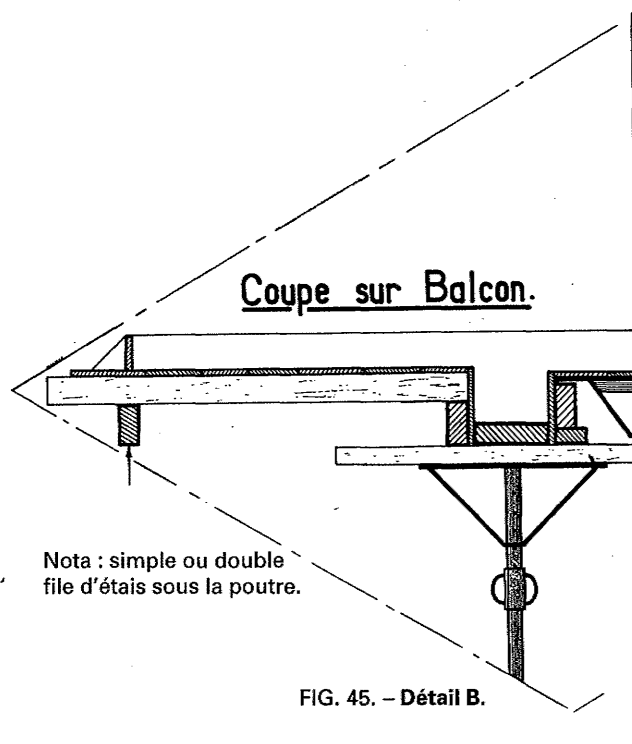


FIG. 45. – Détail B.

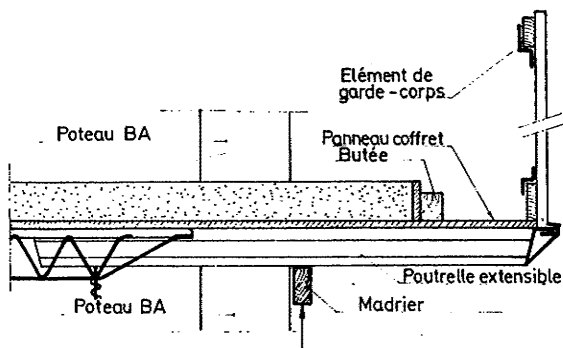


FIG. 47.
Coffrage continu plancher balcon.

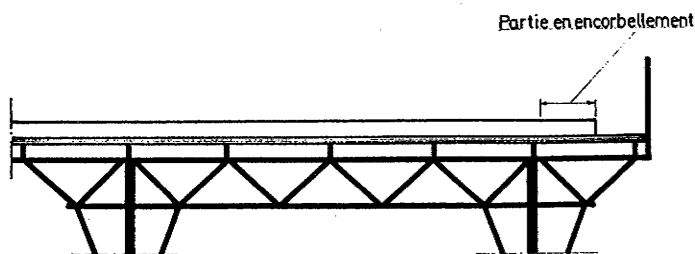


FIG. 48.
Coffrage par tables coffrantes.

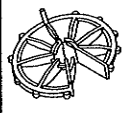
5 Particularités concernant le bétonnage

Le dosage du béton est de l'ordre de 300 à 350 kg de C.P.A. ou de C.P.J. par m³ de béton.

Une surveillance active est de règle quant à :

- la plasticité du béton ;
- le moulage des arêtes de rive ;
- la position des aciers porteurs ;
- la vibration, sans marquer le contre-plaqué.

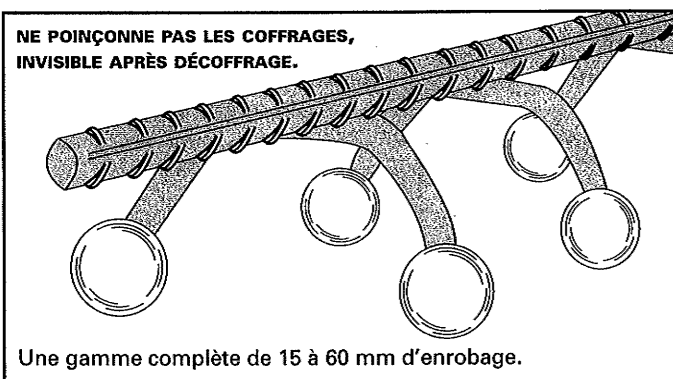
Compte tenu que le balcon sert souvent de plate-forme de dépôts de matériaux, il est prudent de ne pas décoffrer trop précocement et de conserver en place des étais de sécurité.

CALE RÉA  REA 20 sac de 2500 REA 25 sac de 1500 REA 30 sac de 1500 REA 40 sac de 500 Pour acier de Ø 3 à Ø 12 mm	Calas universelles pour armatures verticales  VERTI 25 sac de 3000 VERTI 30 sac de 2500 Pour acier de Ø 3 à Ø 8 mm	CALE VERTI  VERTI 25 sac de 3000 VERTI 30 sac de 2500 Pour acier de Ø 3 à Ø 8 mm
CALE VA  VA 20 sac de 2000 VA 25 sac de 1000 VA 30 sac de 1000 VA 40 sac de 500 Pour acier de Ø 4 à Ø 12 mm	Calas universelles pour armatures verticales  VERTI 25 sac de 3000 VERTI 30 sac de 2500 Pour acier de Ø 3 à Ø 8 mm	CALE ÉTOILE  ÉTOILE 25 sac de 1000 ÉTOILE 30 sac de 1000 Pour acier de Ø 4 à Ø 12 mm

Cales plastiques pour l'enrobage des aciers
FIG. 49.

Calage pour treillis

Pose ultra simple



Questions :

Réponses :

1° Comment peut-on réaliser pratiquement un encastrement ?

Il suffit d'empêcher toute rotation et toute translation d'un élément en B.A. à l'une de ses extrémités, l'autre étant libre.

2° Citez des ouvrages en encorbellement.

- Marches d'un escalier à vis.
- Porte-à-faux d'une poutre.
- Balcons.

3° Où sont placés les aciers principaux d'une console en B.A. ?

Voir les figures 19 et 20.

4° Pourquoi faut-il placer les aciers de répartition sous les aciers principaux ?

Étudiez les croquis de la figure 41.

5° Suivant les modes d'ancrages, quels sont les diagrammes rencontrés ?

Les diagrammes des contraintes exercées peuvent être :

- uniformes ;
- trapézoïdaux ;
- triangulaires.

6° Pourquoi la disposition de la figure 40 est-elle à proscrire ?

L'acier porteur n'est pas placé dans la zone tendue pour empêcher la fissuration et la rupture.
Solution préconisée : celle du trait interrompu (barre rectiligne).

7° Quelles sont les conséquences possibles de la déformation des aciers au moment du coulage ? (Voir la figure 38).

L'acier n'est plus placé dans la zone supérieure tendue ; il y a risque de rupture.

17. ESCALIERS

1 Terminologie et dimensions

1.1 La marche est la partie horizontale, « là où l'on marche ».

La contremarche est la partie verticale, « contre la marche » (fig. 1).

L'embranchement est la longueur utile de chaque marche.

La ligne de foulée est tracée à $\approx 0,50$ m de la **ligne de jour** (côté jour).

Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée.

La pailasse supporte marches et contremarches.

Le mur d'échiffre est celui qui sert d'appui à la pailasse.

Le collet est la largeur de la marche du côté jour (fig. 2).

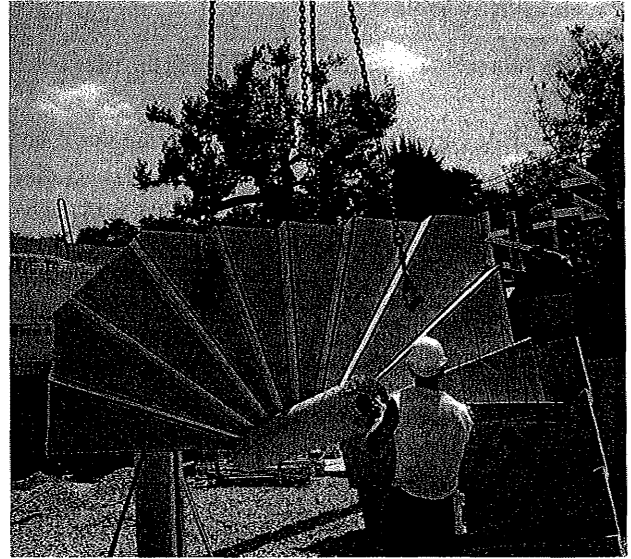
Le limon supérieur ou le **limon inférieur** permettent aux marches de prendre appui.

L'échappée est la hauteur de passage sous un obstacle, 2 m au minimum.

Un ensemble de marches de palier à palier est une **volée**. On distingue :

- le palier de départ ;
- le palier d'arrivée.

Le volume imparti à l'escalier est la **cage** (fig. 3 et 4).



$$y = h.$$

$$x = \text{giron}.$$

$$\text{Formule : } 630 = x + y \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$630 = x + (2 \times 9)$$

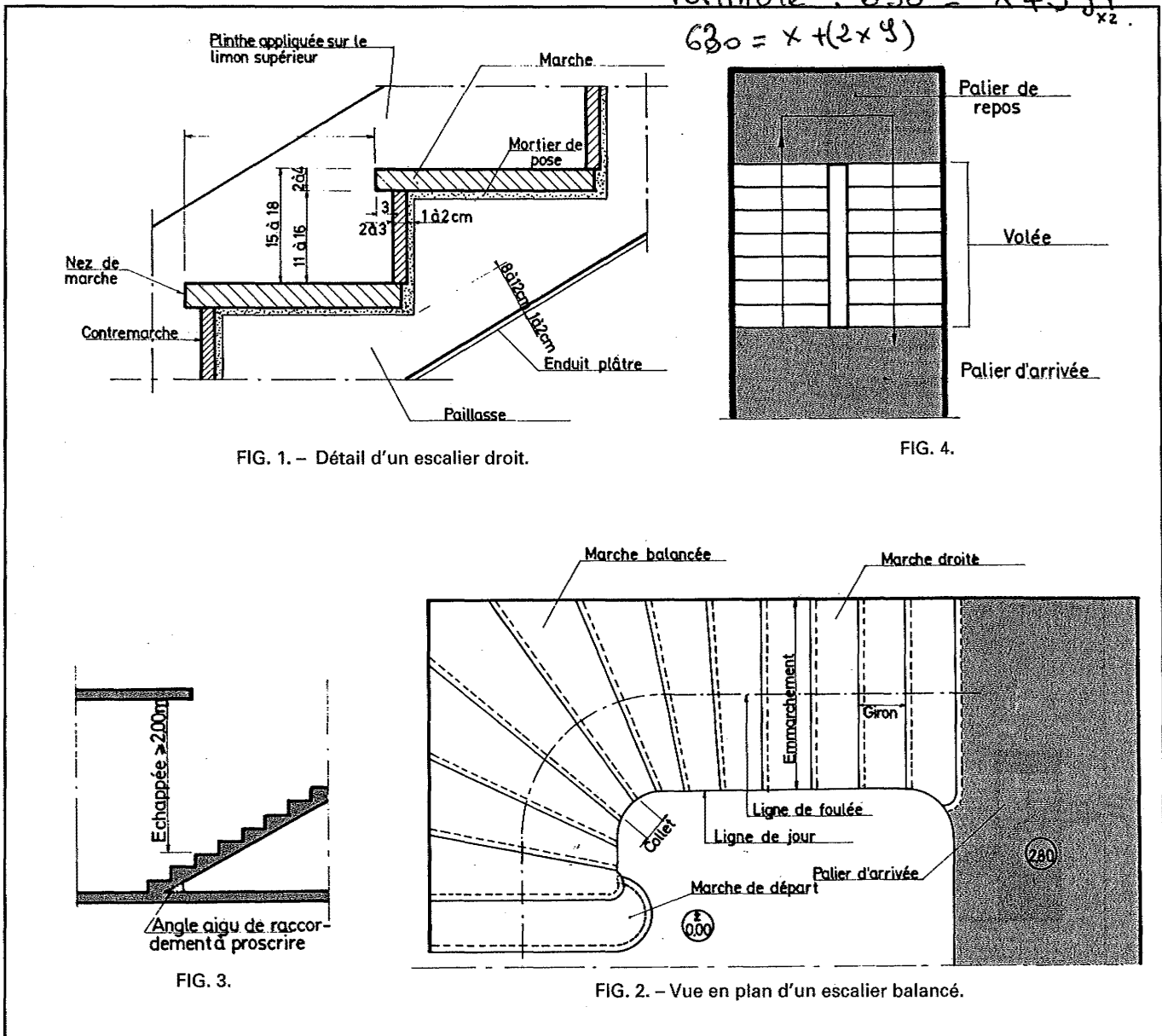


FIG. 1. – Détail d'un escalier droit.

FIG. 4.

FIG. 3.

FIG. 2. – Vue en plan d'un escalier balancé.

1.2 Le choix des dimensions résulte de conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salles de classe, salles de spectacle, etc.).

1.2.1 - Condition d'accès facile d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant.

Pratiquement :

- la hauteur « h » des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur « g » se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique qui les lie est :

$$2h + g = m \text{ avec } 60 < m < 65.$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Condition de dégagement rapide des escaliers : l'embranchement est de 0,75 à 1 m pour les pavillons et 1,50 m pour les collectifs avec comme base 0,50 m par personne susceptible d'utiliser l'escalier.

Condition de sécurité rendant le garde-corps indispensable et prévoyant une largeur minimale de collet ≈ 8 cm.

Condition d'éclairage : cet impératif s'estompe si l'immeuble est desservi par des ascenseurs.

(figures 5 à 19)

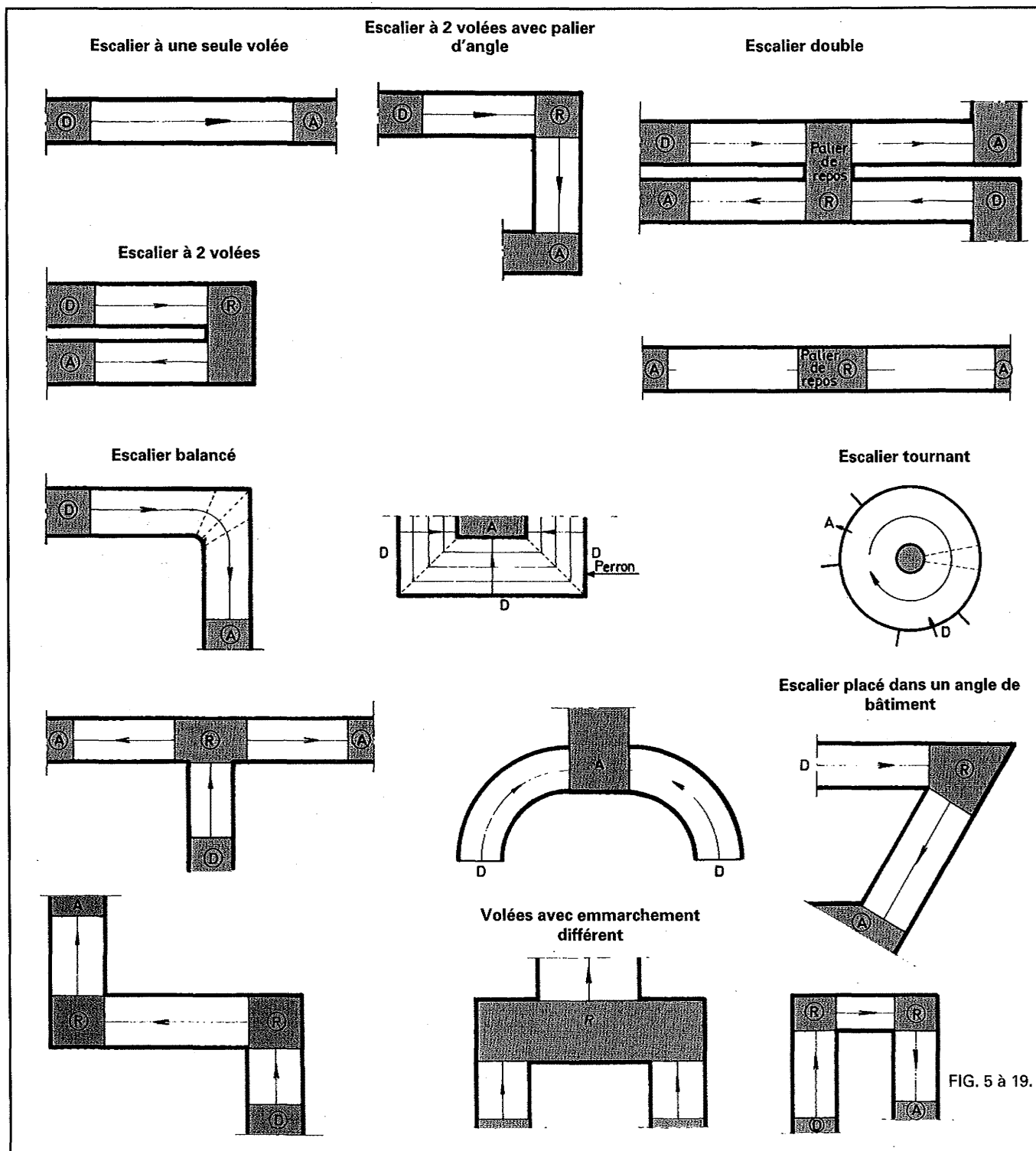
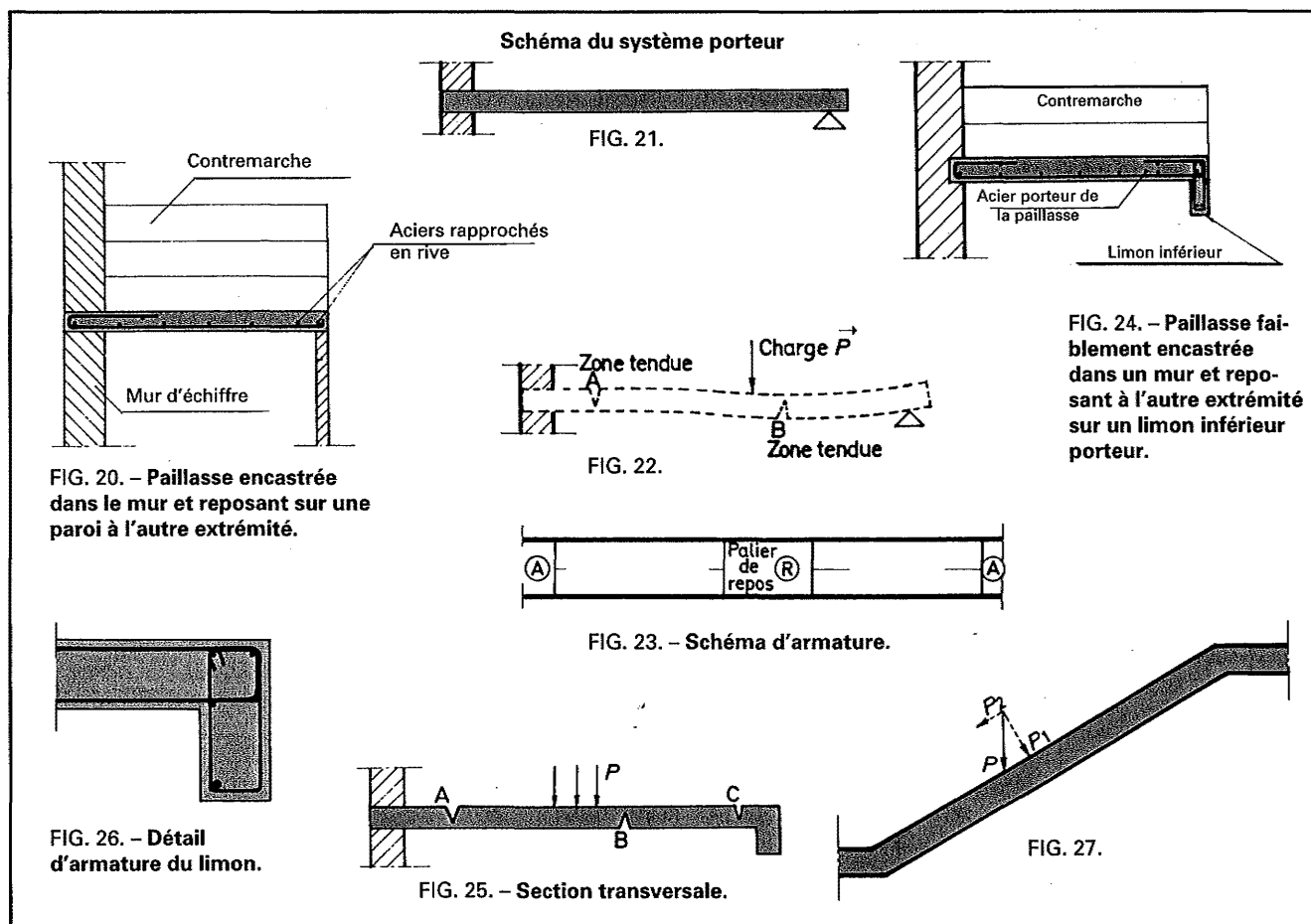


FIG. 5 à 19.

2 Fonctionnement et différents types d'escaliers

2.1 Les escaliers droits en B.A. coulés sur place

	Type	Caractéristiques	Fonctionnement	Armatures	Avantages et inconvénients
A	Appuis sur 2 murs. (fig. 20)	Appuis : sur 2 murs latéraux, paillasse porteuse 6 à 12 cm d'épaisseur. Ancrage dans le mur d'échiffre. Sens transversal porteur.	Dans le sens transversal : (Fig. 21 et 22) Sous la charge P, le risque de fissure a lieu en A et en B. <i>Cause</i> : mise en flexion du béton sous la flexion latérale. Faibles contraintes dues à la petite portée et à la hauteur de la poutre constituée par la paillasse et chaque gradin.	(Fig. 23) Pour $l \neq 1$ m des $\varnothing 8$ suffisent amplement. Barres de répartition en $\varnothing 6$ dans le sens longitudinal.	Simplicité de réalisation de l'escalier à condition que les évidements du mur d'échiffre soient prévus ou faciles à réaliser. Stabilité. Rigidité. La méthode de travail consisterait à monter le mur côté jour avant coulage pour obtenir un appui efficace. Principal inconvénient : les évidements à prévoir.
B	Appuis : mur et limon inférieur. (Fig. 24)	Appuis sur un mur et sur un limon inférieur.	(Fig. 25) Béton tendu principalement en A et B. Limon sollicité à la flexion longitudinalement et à la torsion par la paillasse CA fléchissant sous l'effet des forces $\Sigma \vec{P}$ (signe Σ , ou somme). (Fig. 27)	(Fig. 26) La paillasse étant encastrée à ses 2 extrémités; les barres transversales sont retournées à la partie supérieure (voir figure 24).	Stabilité et rigidité. L'accès du dessous de la paillasse est facilité. Nécessité d'ancrer le limon en partie haute et basse. Le limon présente une difficulté de coffrage (poutre inclinée).



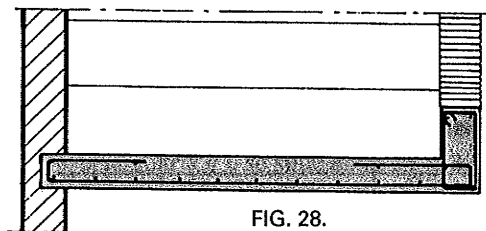


FIG. 28.

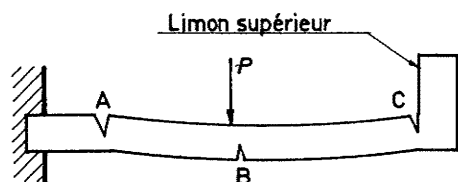


FIG. 29.

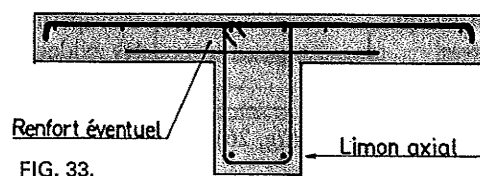


FIG. 33.

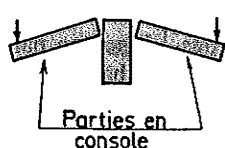


FIG. 34.

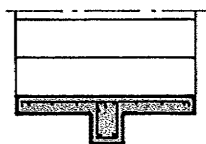


FIG. 35.

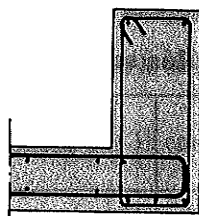


FIG. 30.
Détail de l'armature du limon.

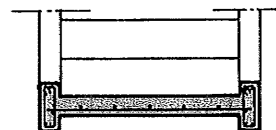


FIG. 32.

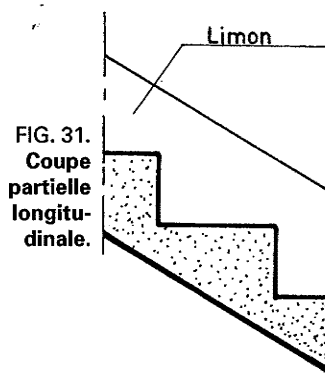


FIG. 31.
Coupe partielle longitudinale.

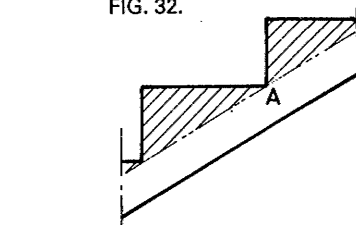


FIG. 39. - Le béton surabondant (zone hachurée) empêche l'éclatement du béton comprimé au point A.

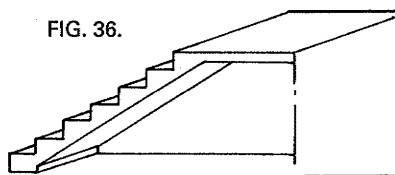


FIG. 36.

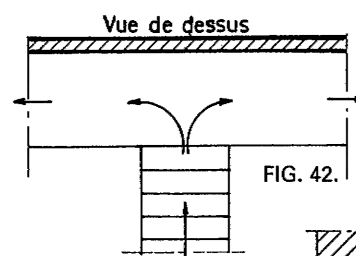


FIG. 42.

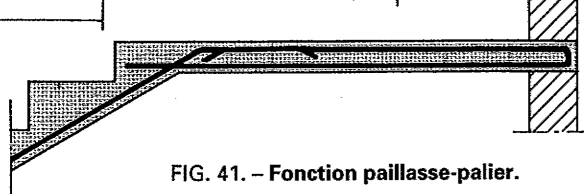


FIG. 41. - Fonction paillasse-palier.

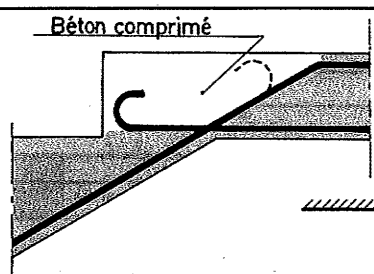


FIG. 38. - Détail de disposition des aciers au raccordement de la paillasse et d'un palier.

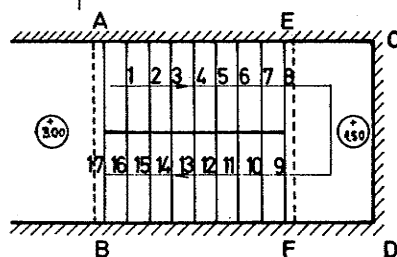


FIG. 44 bis.

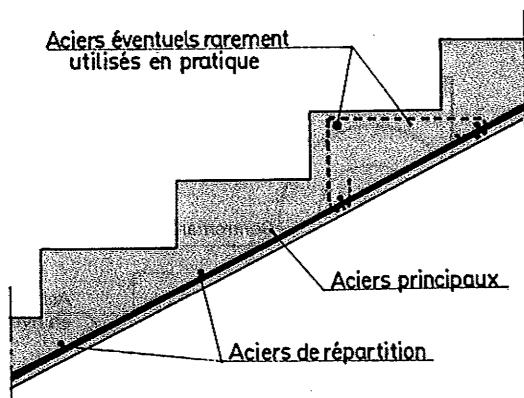


FIG. 43. - Détail d'armature d'une paillasse.

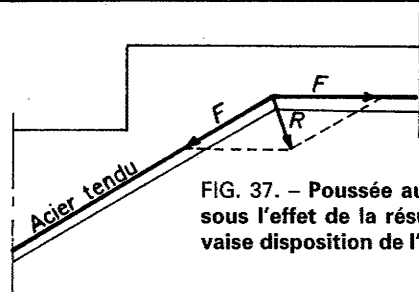


FIG. 37. - Poussée au vide du béton sous l'effet de la résultante R (mauvaise disposition de l'armature).

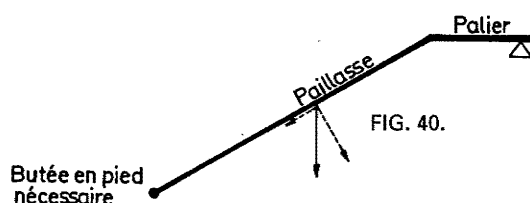


FIG. 40.

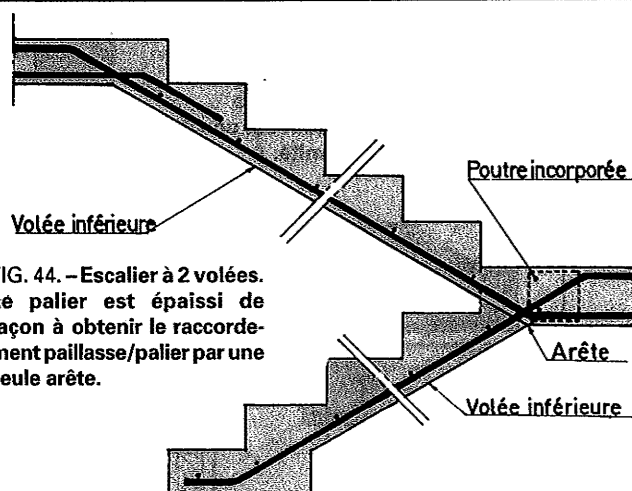


FIG. 44. - Escalier à 2 volées. Le palier est épaissi de façon à obtenir le raccordement paillasse/palier par une seule arête.

	Type	Caractéristiques	Fonctionnement	Armatures	Avantages et inconvénients
C	Sur limon supérieur et mur. (Fig. 28)	Id° (Fig. 29 à 31)	Béton tendu en A, B, et C. Le limon est sollicité à la flexion et à la torsion. Si le limon est très rigide, la paillasse se trouve encastree aux 2 extrémités. Faibles contraintes.	Aciers longitudinaux porteurs pour le limon. Aciers transversaux porteurs pour la paillasse avec des barres de répartition dans le sens longitudinal. Les aciers transversaux prennent appuis sur les barres longitudinales inférieures du limon.	Id° au cas n° 2. Le dessous de la paillasse est plan. Le limon supérieur favorise le scellement des gardes-coprs, ainsi que l'entretien des parements car l'eau ne ruisselle pas en sous-face. Difficulté sérieuse de réalisation du limon en raison des redans à prévoir lors du coffrage.
D	Sur limons latéraux supérieur et inférieur. (Fig. 32)	Id°	Id°	Id°	Ceux des cas B et C.
E	Sur limon axial. (Fig. 33)	Poutre centrale de rigidité qui, avec la paillasse, présente une section transversale en forme de T. Très résistante. (Fig. 34 et 35).	Les parties en B.A., de part et d'autre de la poutre, travaillent à la façon d'une console. La poutre est sollicitée en flexion-torsion suivant la disposition des charges.	Les armatures de la paillasse sont disposées en chapeaux sur la poutre conformément à la fig. 35.	Escalier élégant qui permet de franchir de grandes portées. La stabilité est fonction des ancrages d'extrémité de la poutre. Difficulté de coffrage et de confection d'armatures.
F	Escalier sur simple paillasse. (Fig. 36)	Appuis en partie basse : – sur une fondation – sur une poutre ; – sur un palier ; en partie haute : – paillasse simplement appuyée ; – paillasse reliée au plancher de l'étage. (Fig. 38)	À la jonction de la paillasse et du palier, la barre porteurse tendue provoque la poussée au vide du béton. (Fig. 37) La paillasse inclinée est sollicitée à la flexion. L'effort normal amené par les charges verticales est équilibré par la réaction d'appui (butée en pieds pour l'effort normal de compression). (Fig. 40)	(Fig. 38, 41 et 44) Disposition rationnelle des aciers à la jonction paillasse-palier. La zone hachurée se trouve comprimée. (Fig. 38) Les aciers forment mâchoires d'une tenaille serrant le béton.	Simplicité de réalisation pour le coffrage et la confection d'armatures. Très économique. La contrainte maximale du béton a lieu en fond de marche, mais le béton de l'ensemble marche et contremarche sert de frette et, de ce fait, la rupture du béton comprimé est retardée, si bien qu'on pourrait admettre 180 à 200 bars sans craindre la flexibilité de la paillasse raidie par les marches transversalement. (Fig. 39)
G	Paillasse avec palier encastree dans le mur.	Id°	(Fig. 41 et 44) Chapeaux nécessaires à l'encastrement.		Le palier peut servir de point d'appui pour les volées. (Fig. 42 bis).
H	Escalier avec paillasse et un ou plusieurs paliers. (Fig. 5 à 19)	• Palier inférieur. • Palier supérieur. • Palier intermédiaire. • Trois points d'appui et trois paliers.	(Fig. 45 à 48) La disposition des armatures doit éviter de provoquer la poussée au vide du béton.		Les paillasses simples prenant appuis par l'extrémité d'un palier ou d'une volée peuvent aussi bénéficier d'appuis latéraux permettant la réalisation de poutres palières.
I	Escaliers à volées superposées. (Fig. 44 et 44 bis)	Cas très fréquent dans les collectifs où les points d'appuis sont soit : – en extrémité de volée, CD – latéraux A et BF, AEC et BFD, AB et EF, EF et CD. (Fig. 44 bis)	Compte-tenu des solutions précédentes, il est facile de déduire la position des armatures suivant les points d'appui choisis et le fonctionnement de l'ensemble porteur constitué par les paillasses et les paliers.		

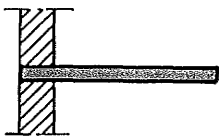


FIG. 50. - Section constante.

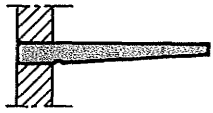


FIG. 51. - Section non constante.

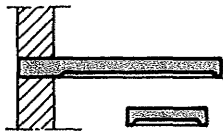


FIG. 52. - Retombée en sous-face de la marche.



FIG. 53. - Armature porteuse.

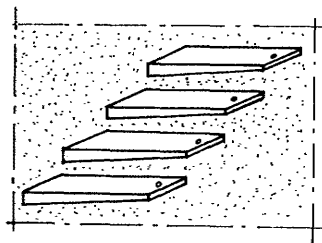


FIG. 49. - Marches en encorbellement.

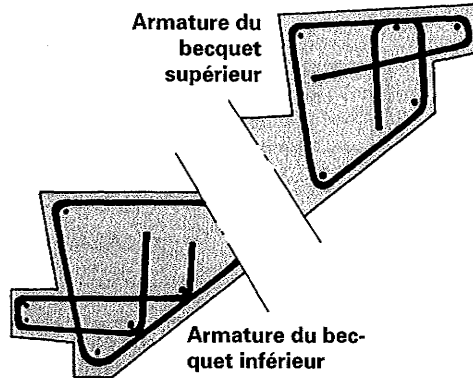


FIG. 57. Appuis de la volée préfabriquée.

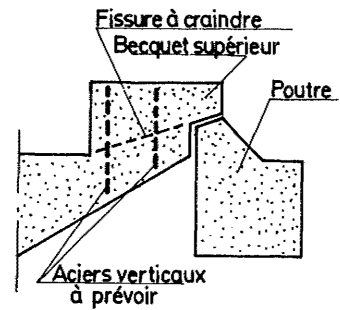


FIG. 56. - Cause de la fissure, réaction horizontale de butée.

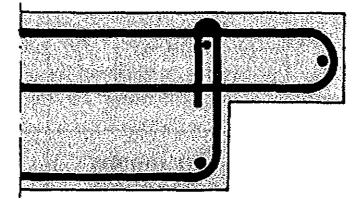


FIG. 59. - Armature du becquet, solution satisfaisante.

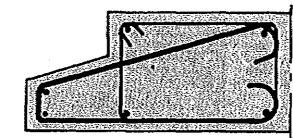


FIG. 60. - Rives d'un palier en B.A. avec becquet et poutre incorporée destinés à supporter une volée d'escalier.

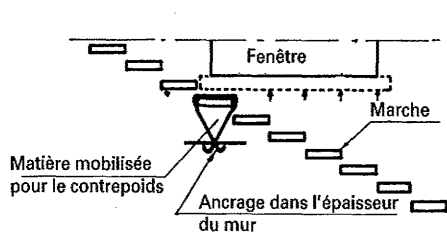


FIG. 54.

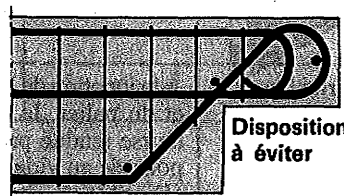
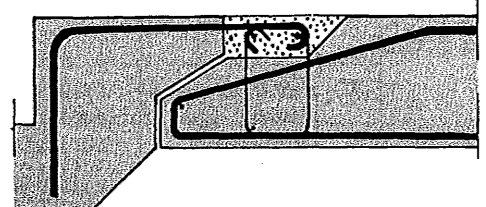


FIG. 58. - Armature du becquet difficile à façonner.



La volée est reliée au palier par des aciers en attente.

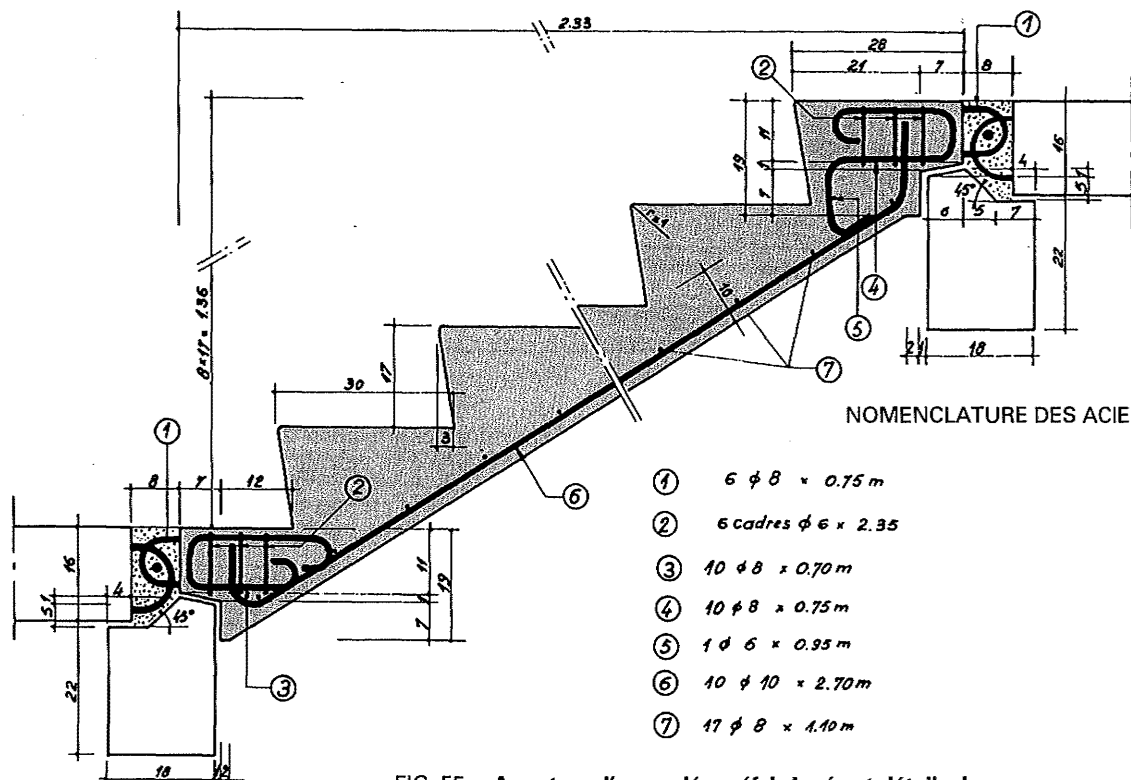
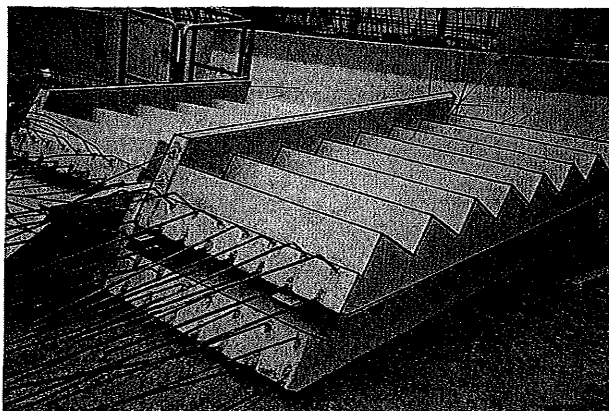
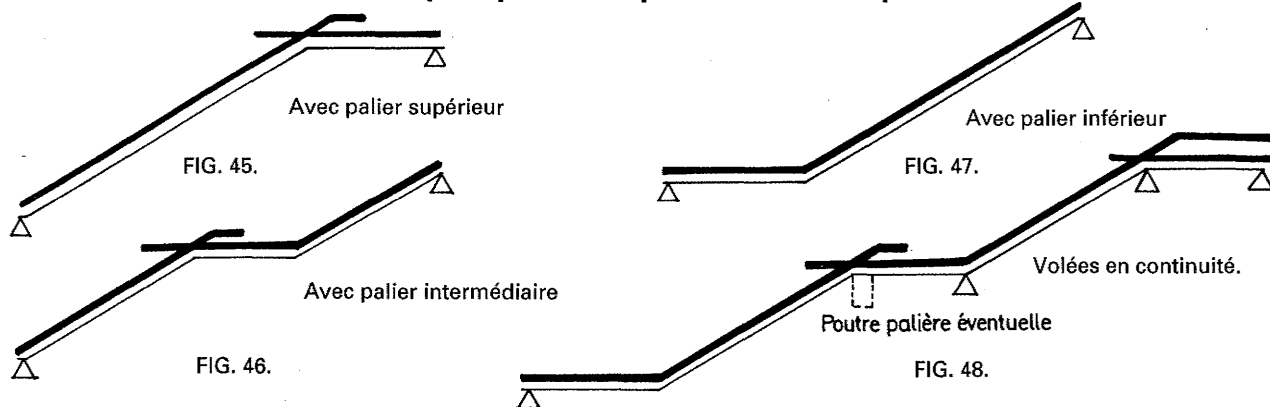


FIG. 55. - Armature d'une volée préfabriquée et détails des ancrages.

Schémas de principe de la disposition des aciers porteurs



Volées préfabriquées d'escalier avec limon latéral.

Les volées prendront appui sur les paliers bas et haut.

On observe les aciers en attente pour la jonction de la volée avec le palier haut coulé sur place :

- à la partie supérieure ;
- à la partie inférieure.

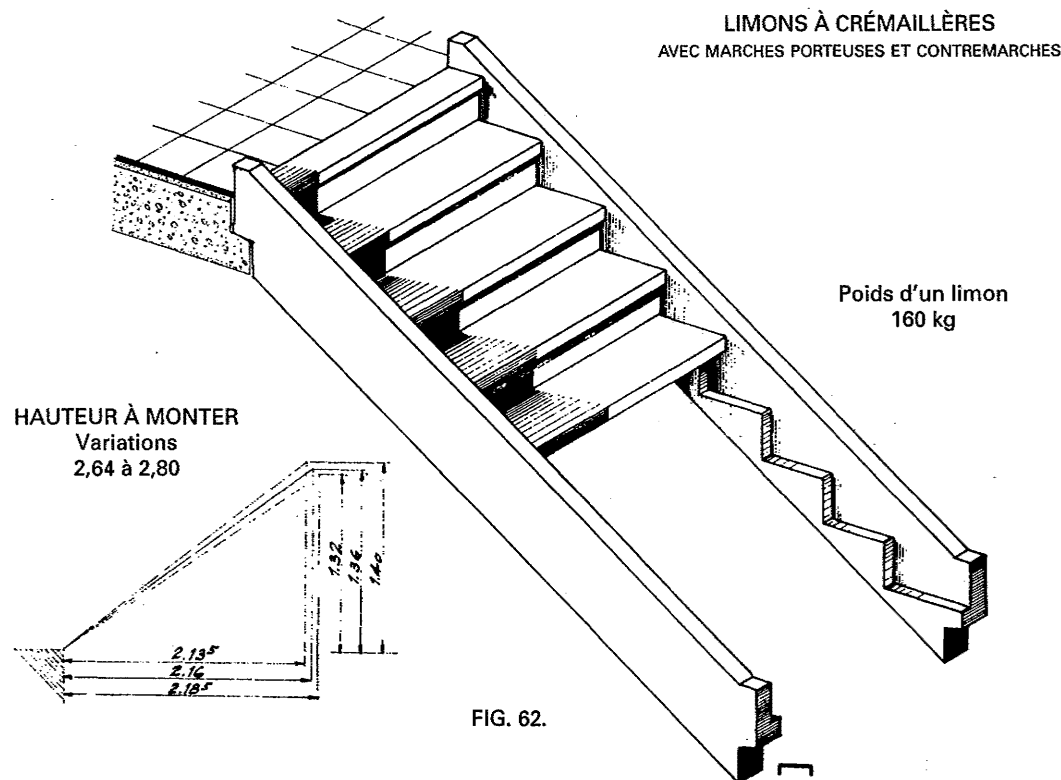
La manutention s'effectue au moyen d'ancres de levage judicieusement scellées en position.

Se reporter au livre « Travaux de construction » au chapitre 23 « Composants préfabriqués des chantiers »

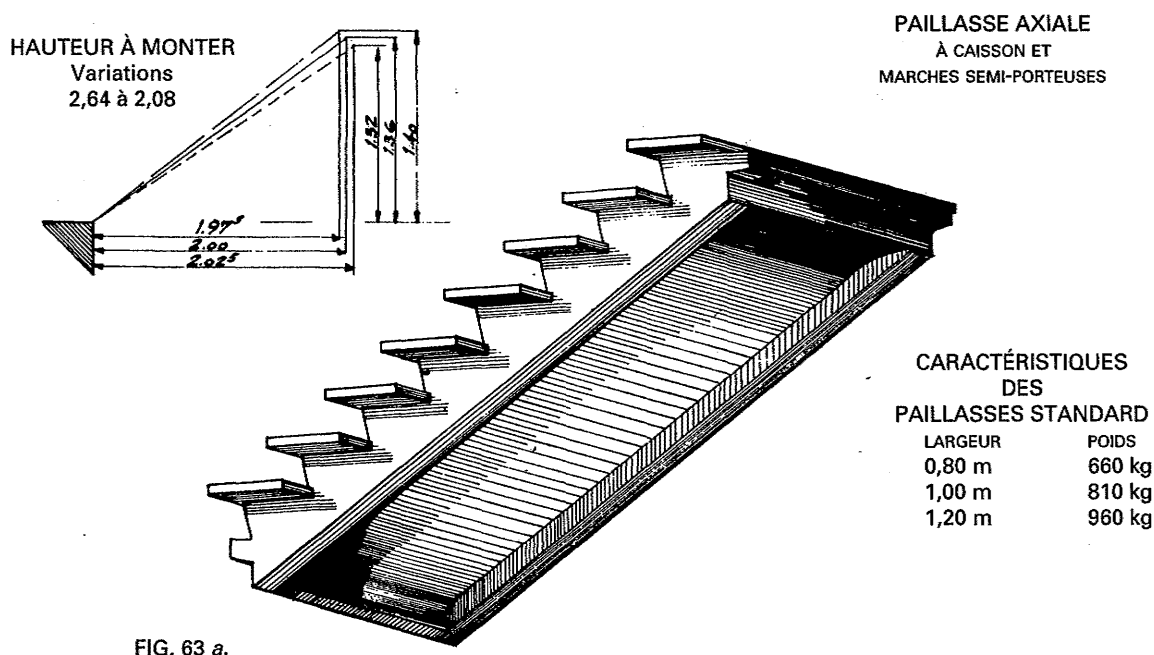
2.2 Les escaliers préfabriqués

	Type	Caractéristiques	Fonctionnement	Avantages et inconvénients
A	Marches en encorbellement. (Fig. 49 à 54)	Section régulière. Section non constante. Section constante avec retombée en sous-face pour coupe larme.	Identique à celui d'une console. La zone tendue du béton étant en partie supérieure, les aciers y seront placés de façon à obtenir l'enrobage réglementaire. <i>Conditions de stabilité :</i> – contrepoids suffisant pour équilibrer le moment de renversement dû aux charges ; – si la marche se trouve placée sous une fenêtre, il faut mobiliser grâce aux aciers la masse de matière située sous la marche à placer, par des ancrages. (Fig. 54).	Escalier élégant. Les marches doivent être placées à l'avancement, en même temps que le mur pour permettre un scellement efficace, surtout dans le cas de maçonnerie apparente. Difficulté de réglage : – alignement des nez de marches ; – équerage des marches avec le mur ; – le nivellement de chaque marche dans le sens longitudinal et transversal ; – le respect des cotes ; – l'étalement nécessaire permettant le réglage de chacune des marches suivant les trois axes. Le montage et la fixation des marches peuvent s'effectuer après réalisation du mur porteur grâce à des évidements prévus lors du coulage du béton par exemple.
B	Escalier droit à volée préfabriquée. (Fig. 55 à 60)	Voir croquis. Les becquets constituant les appuis doivent faire l'objet d'une judicieuse disposition d'armature. • Recouvrement ≥ 3 cm entre acier du becquet supérieur de la volée et la console d'appui. • Cas de plans sensiblement horizontaux : les aciers des becquets doivent affleurer aux abouts verticaux.	Comme une poutre inclinée ancrée à chaque extrémité sur une poutrelle supportant à la fois le palier et la volée. La stabilité est assurée par un clavetage et un remplissage avec un béton riche et vibré. Malgré tout, le scellement effectué se comporte plutôt comme une articulation qu'un encastrement .	Rapidité d'exécution. Revêtement incorporé. Utilisation immédiate de l'escalier. Précision nécessaire : – des cotes ; – de la position des aciers.

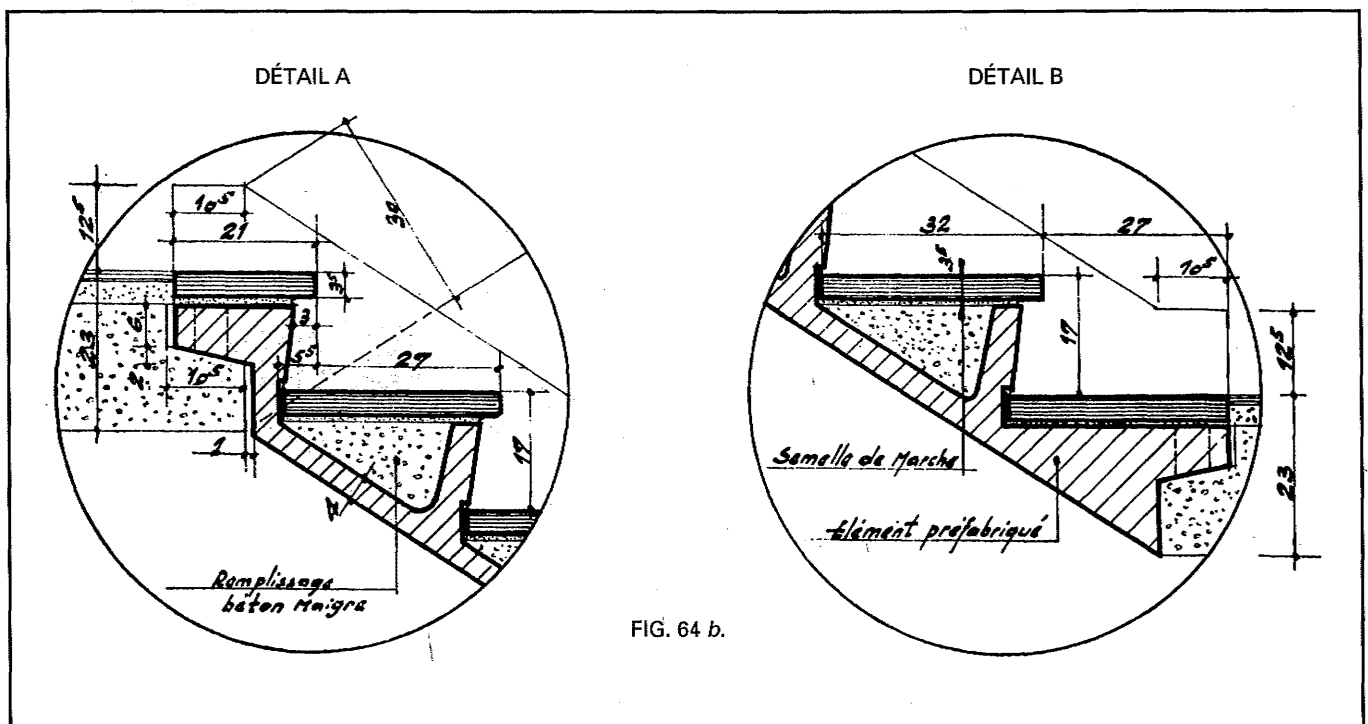
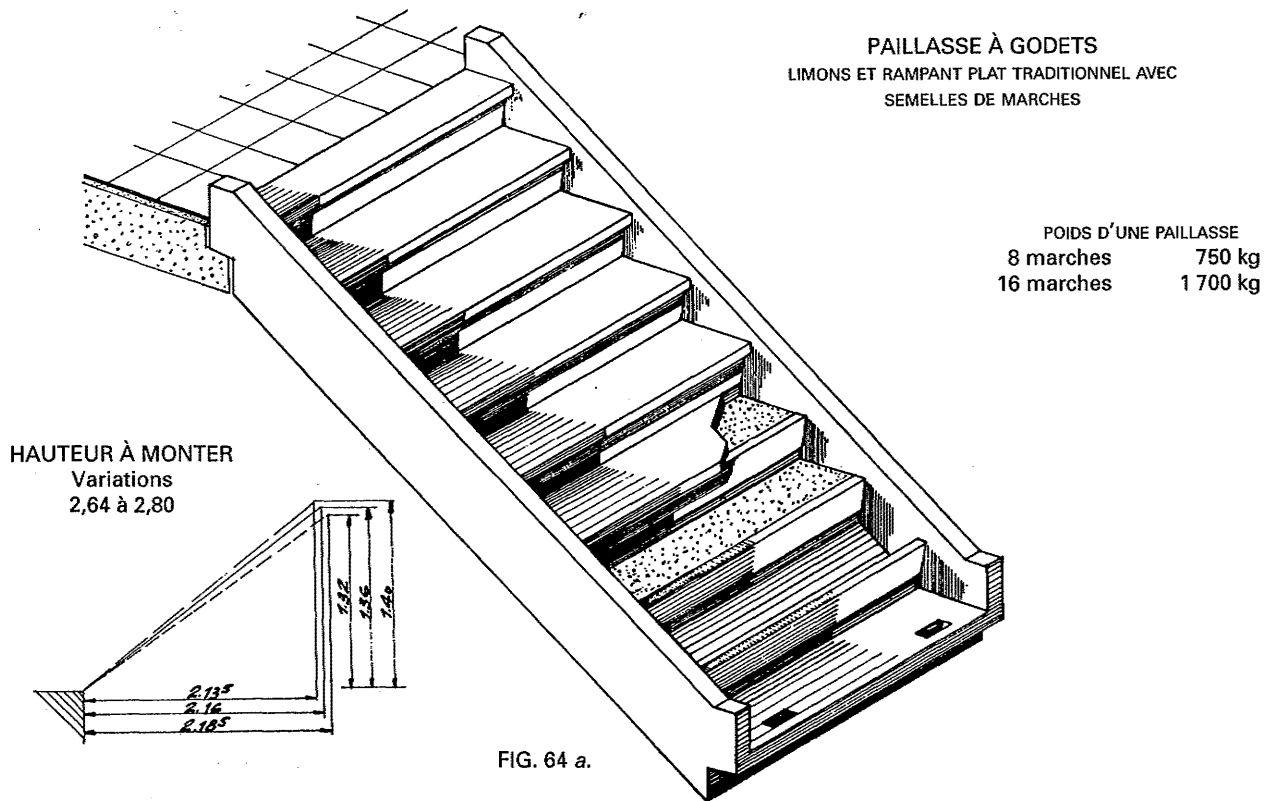
D	Limons latéraux à crémaillère avec marches porteuses et contremarches. (Fig. 62)	Cette solution permet : – d'utiliser seulement les marches sans contremarche ; – de préfabriquer marches et contremarches en un seul élément. Cotes et détails sur croquis.	Les limons travaillent comme des poutres inclinées et les marches comme des éléments fléchis horizontaux.	Souplesse d'utilisation. Facilité de montage et de réparation. Joint d'étanchéité à prévoir à chaque raccordement. Variante possible avec marche à relevé.
----------	--	--	---	---



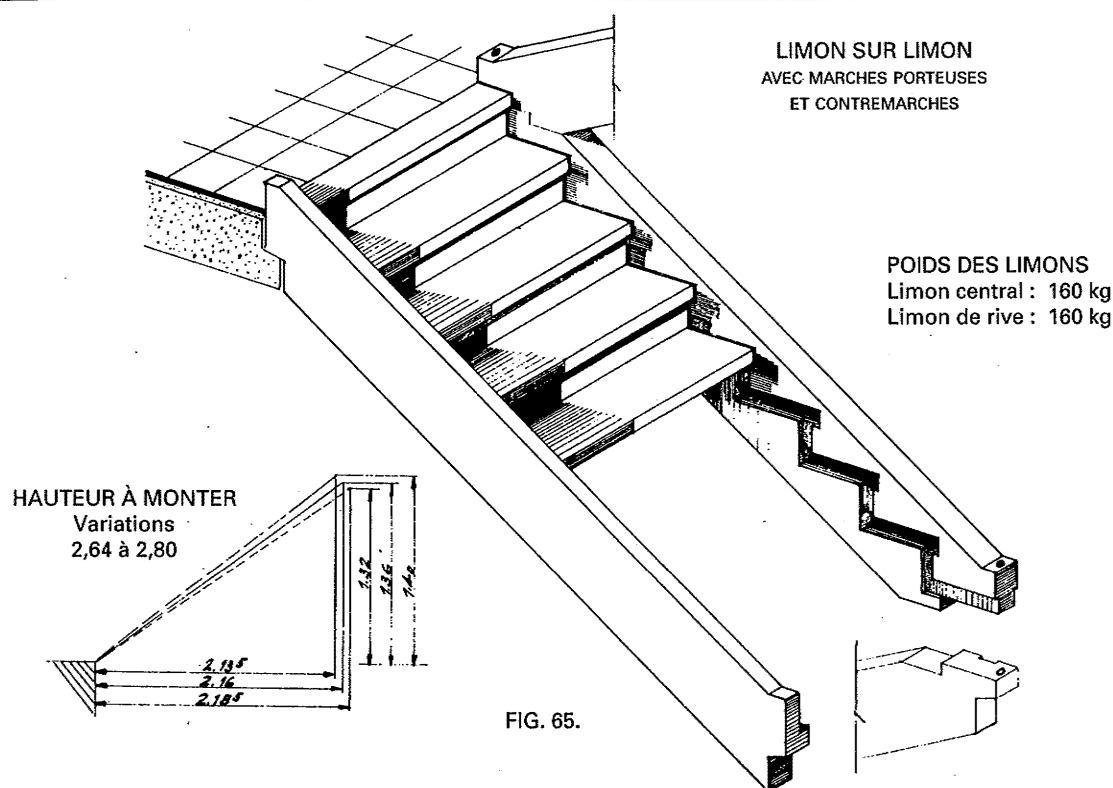
E	Paillasse axiale à caisson. (Fig. 63)	Les limons et la paillasse sont coulés en même temps et les contremarches façonnées du même coup.	Grande inertie de par la forme en  avec une grande table de compression.	Escalier très robuste. Grande portée possible. Les marches ne sont posées qu'à la fin du chantier. L'escalier est utilisable sitôt sa mise en place.
----------	---	---	---	---



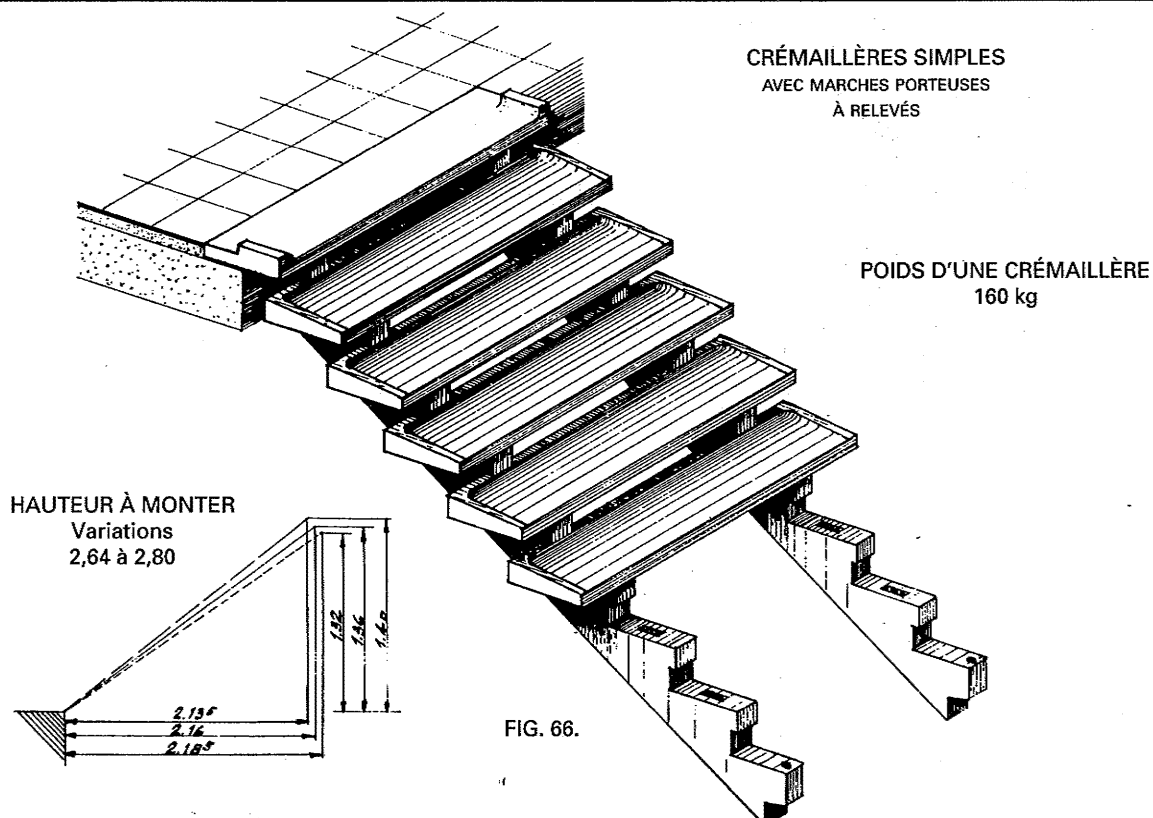
F	Paillasse à godets. (Fig. 64)	Paillasse constituée par une dalle Id° à une dalle mince inclinée simple de 4 cm d'épaisseur raidie reposant sur deux appuis, par des nervures transversales formant contremarches.	Allègement de la masse propre au moment de la préfabrication mais le remplissage des godets est nécessaire avant pose des marches. Fragilité relative lors de la mise en place.
----------	---	---	--



G	Limon supérieur greffé sur limon inférieur. (Fig. 65)	Les limons préfabriqués présentent des crémaillères pour le repos des marches et sont conçus de façon à assurer la mise en place des limons centraux dans un même plan vertical.	Poutres inclinées. Marches fléchies.	Mise en place aisée. Encombrement limité. Sous-face de la paillasse en redans (peu esthétique)
----------	---	--	---	--



H	Escaliers avec crémaillères simples. (Fig. 66)	Poutres latérales à crémaillères. Marches à bords relevés sur 3 côtés. Pas de contremarche.	Poutres inclinées à redans.	Rapidité, simplicité. Conception rationnelle. Facilité de pose et de réparation.
----------	--	---	-----------------------------	--



I	Escaliers à vis. (Fig. 67 à 69)	Chaque marche armée en console est munie d'un noyau qui permet la solidarisation de l'ensemble.	Chaque marche constitue un élément en encorbellement ancré dans le noyau vertical sollicité en compression, en flexion.	• Rapidité de pose. • Encombrement réduit. • Nécessité d'une grande précision lors de la préfabrication et du tracé lors de la mise en place.
---	------------------------------------	---	---	---

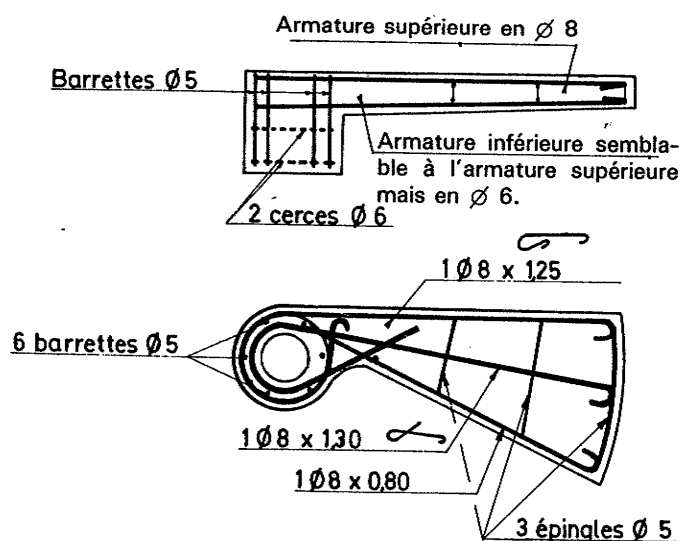


FIG. 67. - Détail d'une marche.

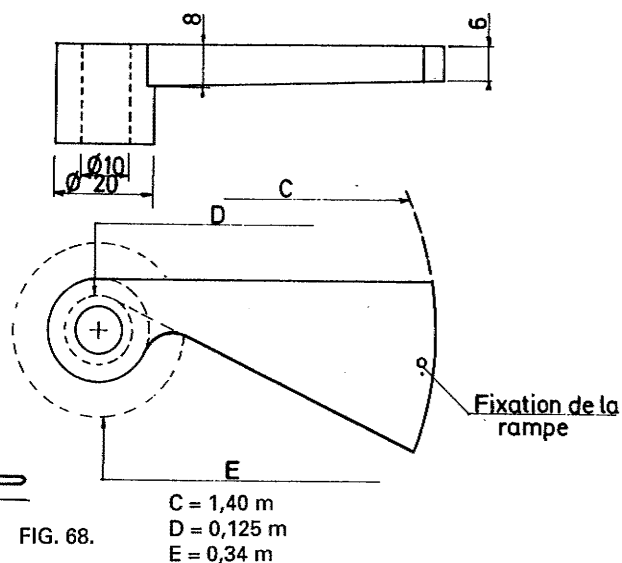
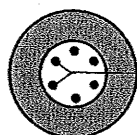


FIG. 68.



Armature du noyau inférieur
6 aciers Ø 12 x 6,00 m placés sur la
périphérie du noyau intérieur

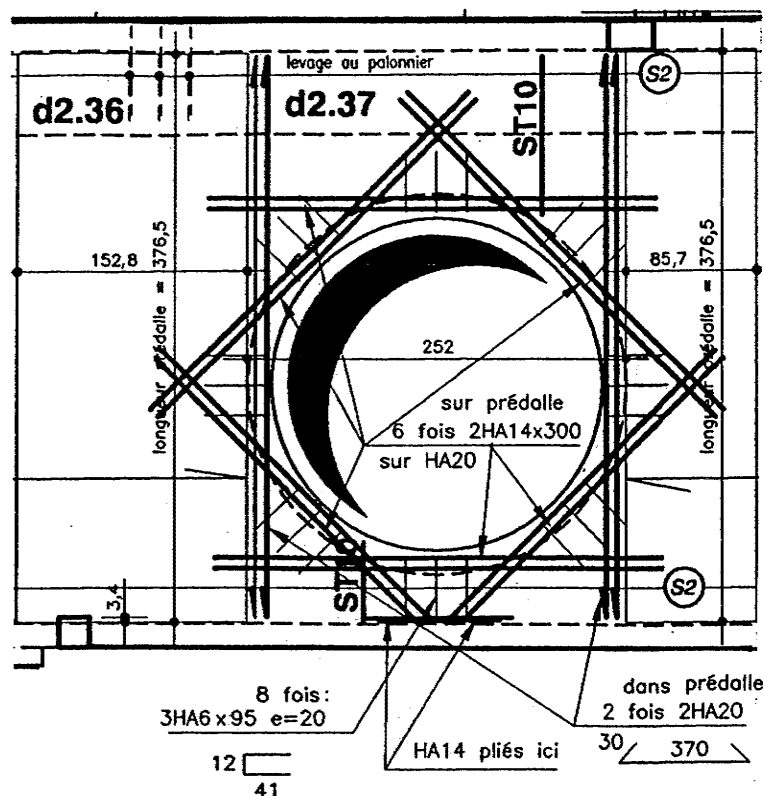


FIG. 70. - Trémie de section circulaire.

- Disposition des aciers porteurs de nuance Fe E 500 désignés par **HA 20**.
- Les aciers **HA 14** complètent le système porteur au voisinage de la trémie.
- Un panneau de treillis soudés de structure **ST 10** sert d'armature de répartition avec des fils croisés de 5,5 mm de diamètre et des mailles 200 mm x 200 mm.
- (Voir le tableau des TS page 22).

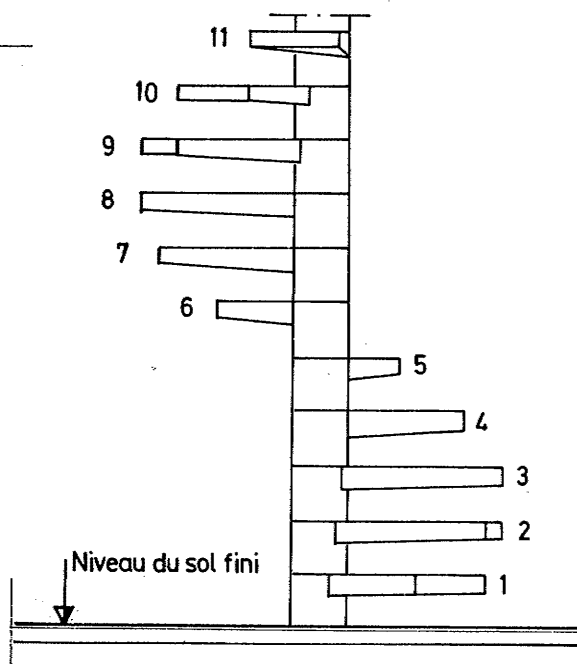


FIG. 69. - Vue en plan de l'escalier du rez-de-chaussée au niveau supérieur.

	Types	Caractéristiques	Fonctionnement	Avantages et inconvénients
I	Escalier à vis. (Fig. 67 à 69)	Aucun appui sur mur. Marches greffées sur un noyau central dont elles constituent le coffrage. Le noyau de forme circulaire est fortement armé.	Les marches sont en encorbellement (aciers en partie supérieure). Le noyau est soumis à : – la compression ; – la flexion ; – la torsion. La semelle sous poteau travaille à la flexion composée.	Encombrement réduit. Ce type d'escalier sert surtout comme escalier de service, de sécurité.
J	Escalier sur limon central. (Fig. 70)	Limon central préfabriqué de section constante avec encastrement à chaque extrémité. Marches de section variable scellées par des goujons dans le limon (évidements prévus).	Chaque marche est en encorbellement sur la poutre inclinée (limon). (Fig. 70)	• Rapidité de réalisation. • Rapidité de mise en place. • Difficulté de scellement dans un balcon existant.
K	Escaliers balancés préfabriqués.	Paillasse porteuse. Marches et contremarches exécutées suivant tracé.	La paillasse étant scellée à chaque extrémité fonctionne à la fois comme une poutre inclinée mais aussi grâce à l'action d'arcs multiples obtenus par la forme même de la paillasse incurvée en sous-face.	• Rapidité et facilité d'exécution et de mise en place. • Revêtement incorporé. • Prévision pour scellement de garde corps. • Cotes rigoureuses exigées.

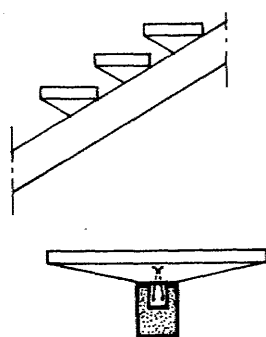
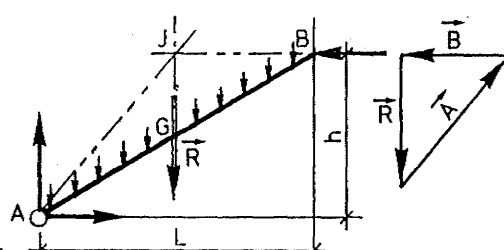
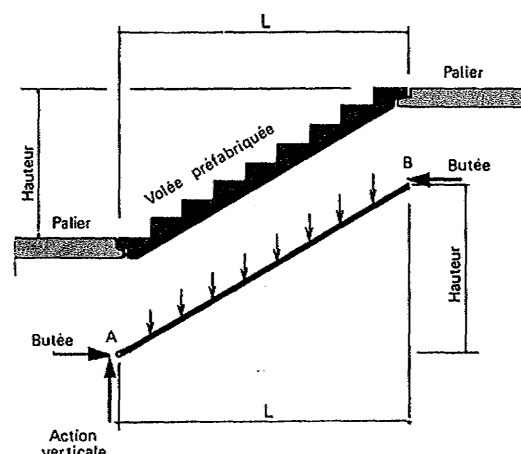


FIG. 70.



La condition d'équilibre est analogue à celle d'une échelle avec butée en pied pour s'opposer au glissement.

VOLÉE DE MARCHES APPUYÉE « EN ÉCHELLE »



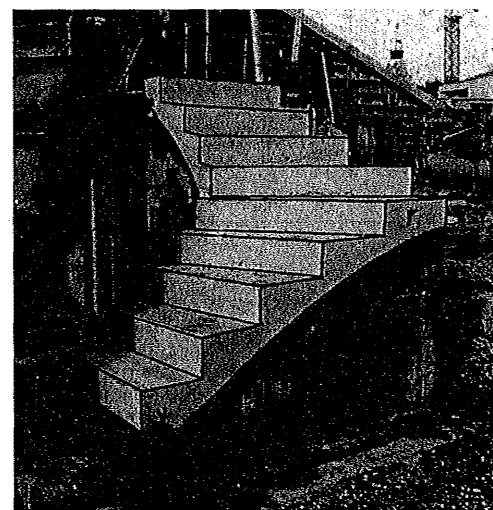
ESCALIERS BALANCÉS PRÉFABRIQUÉS « MONOBLOCS »

Ils sont réalisés en préfabrication foraine ou en usine d'une seule pièce et mis en place par puissant engin de levage (grue).



Escalier balancé réalisé en préfabrication foraine par moulage à l'endroit.

- Coffrage métallique pour joues et contremarches.
- Coffrage de la paillasse sur un support en maçonnerie et béton lissé puis huilé.



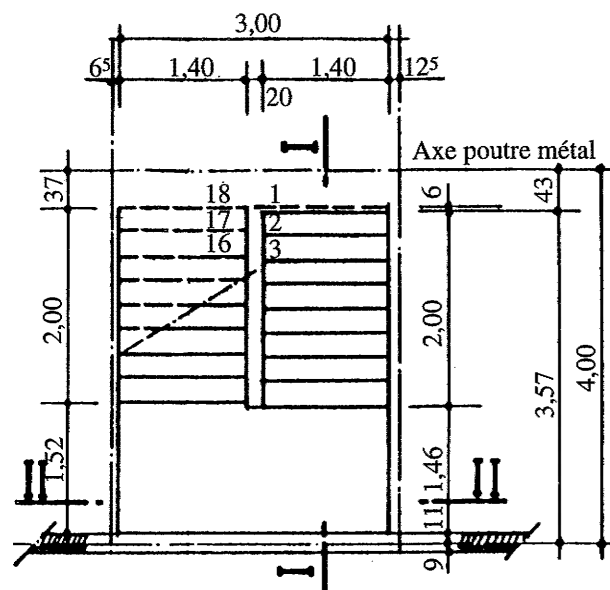
Finitions diverses : Le dessus de marche peut être :

- laissé brut pour recevoir un revêtement adhérent (mortier, carrelage, etc.) ;
- lissé pour rester tel quel ou recevoir un revêtement collé (moquette).

ESCALIERS DROITS

Le chantier dispose pour la réalisation des escaliers droits des documents suivants :

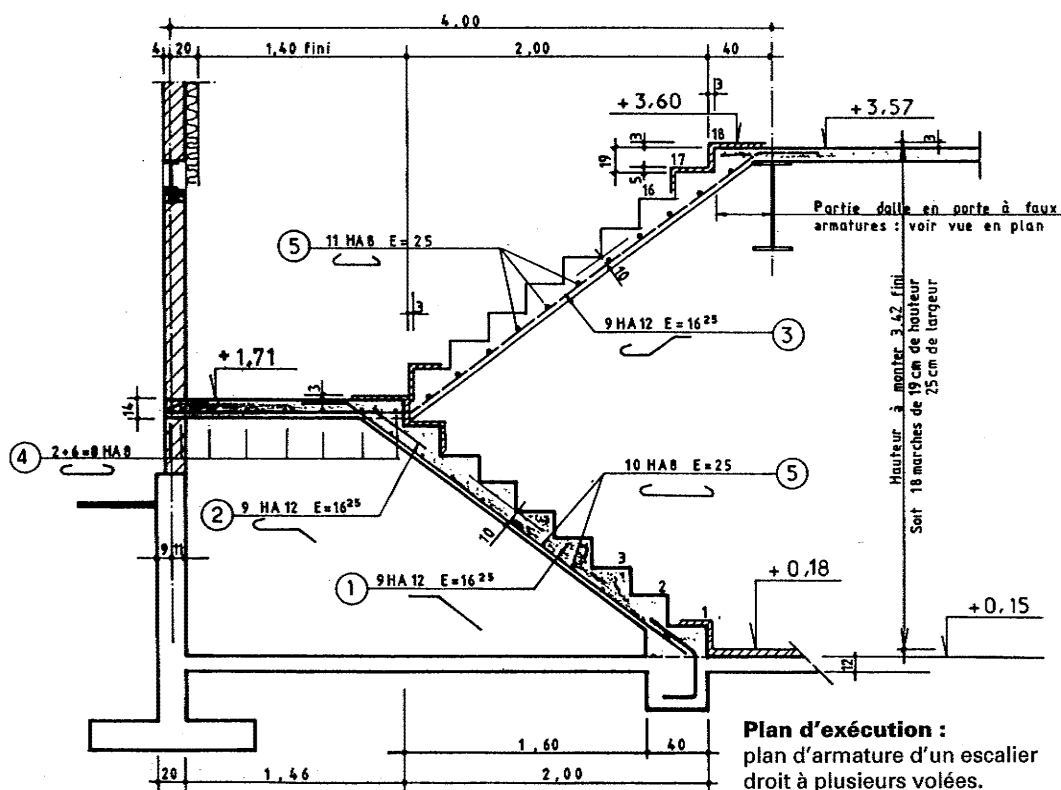
- Des plans de chaque niveau ou étage avec les cotes d'implantation pour l'escalier.
Exemple : Vue de dessus de la cage pour les niveaux 1 à 5.
- Des coupes verticales pour les niveaux.
Exemple : Niveau du palier de départ, du palier intermédiaire, du palier d'arrivée.
- Des plans d'armature des volées et des paliers.
Exemple : Voir plan d'armature des volées.
- Du tableau de nomenclature des aciers pour le débit et le façonnage (voir page 258).
- De détails d'exécution pour les appuis des volées préfabriquées.
- Du cahier des prescriptions techniques particulières :
Exemples :
 - dosage du béton
 - finition des parements (paillasse, dessus de marches)
 - recommandations des D.T.U.



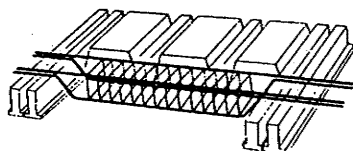
Vue de dessus de la cage

Décoder et analyser le plan d'armature :

- cotes ?
- niveaux ?
- ancrages ?
- jonction paillasse-palier ? (Voir aussi paragraphe 3.2.3)
- repérage des aciers ?
- repérage des marches ?
- épaisseur du revêtement sur les marches ?
- épaisseur du revêtement sur les paliers ?



Plan d'exécution :
plan d'armature d'un escalier
droit à plusieurs volées.



CHEVÊTRES

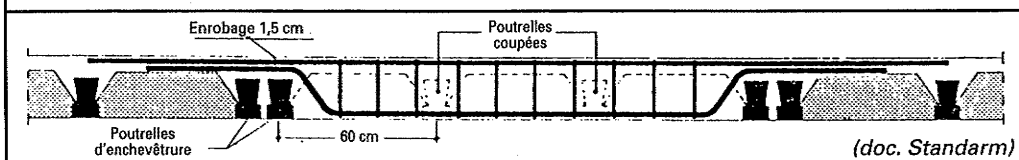
Base de calculs

CHEVÊTRES CVT 90

Hypothèses courantes utilisées dans le cas des planchers poutrelles-hourdis à usage d'habitation et prise en compte dans le calcul des chevêtres CVT

- Poids propre du plancher (fonction de l'épaisseur)
- Plafond + revêtements 100 daN/m²
- Cloisons réparties 100 daN/m²
- Charges d'exploitation Q_p 150 daN/m²
- Cloison de fermeture de la trémie 175 daN/m²

Escalier béton d'habitation G 750 daN/m²
 Q_B 250 daN/m²



(doc. Standarm)

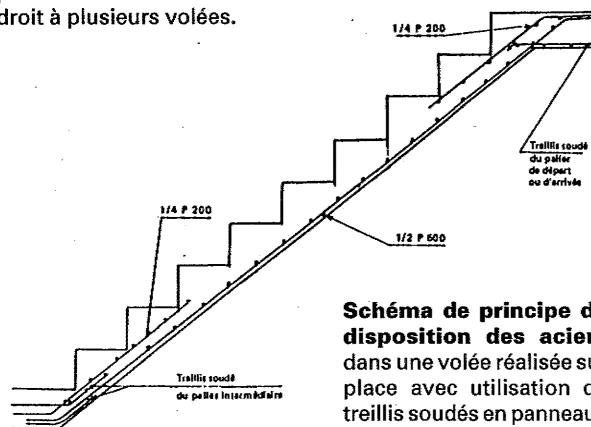


Schéma de principe de disposition des aciers dans une volée réalisée sur place avec utilisation de treillis soudés en panneaux (voir tableau des treillis soudés page 22).

3 Réalisation des escaliers

3.1 Escaliers droits

3.1.1 - Implantation-tracé (fig. 71) et pages 252, 253.

Les hauteurs des contremarches sont portées en cotes cumulées (horizontales sur le mur).

Les largeurs, du palier et des marches, sont portées aussi en cotes cumulées (verticales sur le mur).

Les nez-de-marche sont déterminés par l'intersection horizontale-verticale.

Le dessous de la paillasse se trace ensuite facilement. (fig. 72).

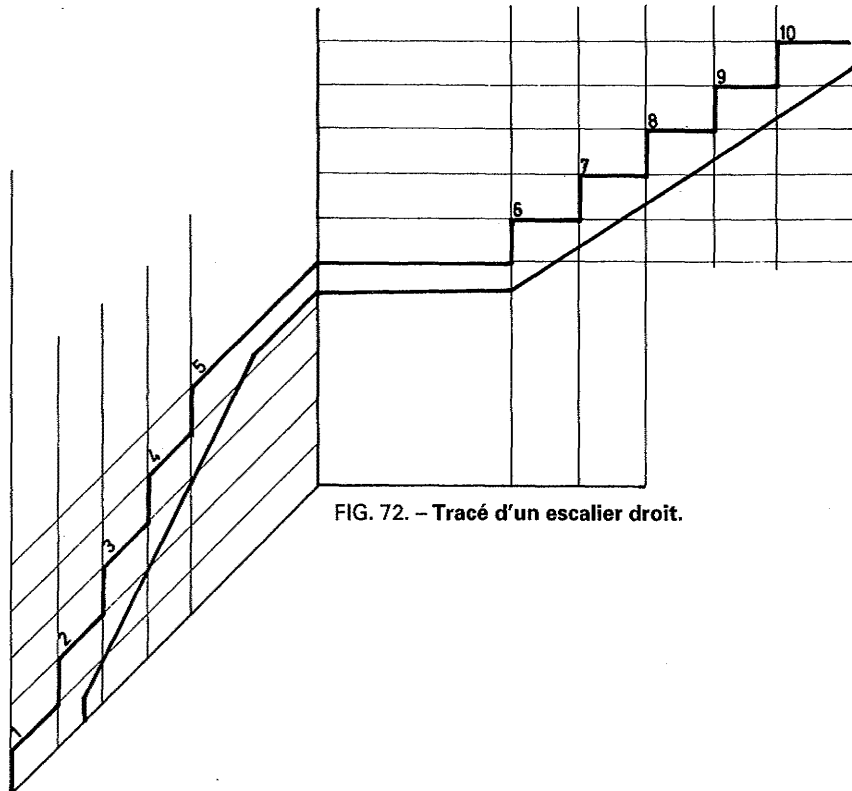


FIG. 72. - Tracé d'un escalier droit.

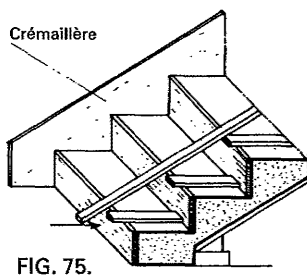


FIG. 75.

Coffrage des contremarches, butée en pied de contremarches et à leur partie haute.

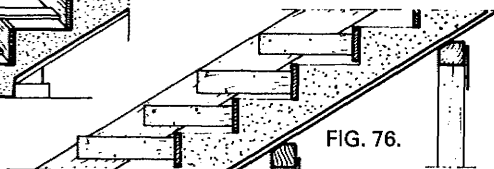


FIG. 76.

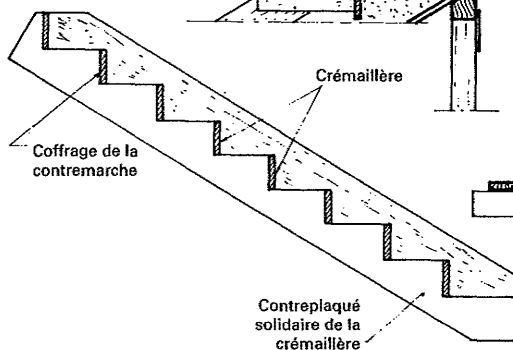


FIG. 77. - Coffrage de la joue (planche découpée en crémaillère et contreplaqué servant de coffrage de la rive).

3.1.2 - Coffrage

Les solutions classiques font l'objet des croquis (fig. 73 à 78) :

- par planches longitudinales ;
- par planches transversales ;
- à l'aide de contreplaqué ;
- avec limons inférieurs porteurs.

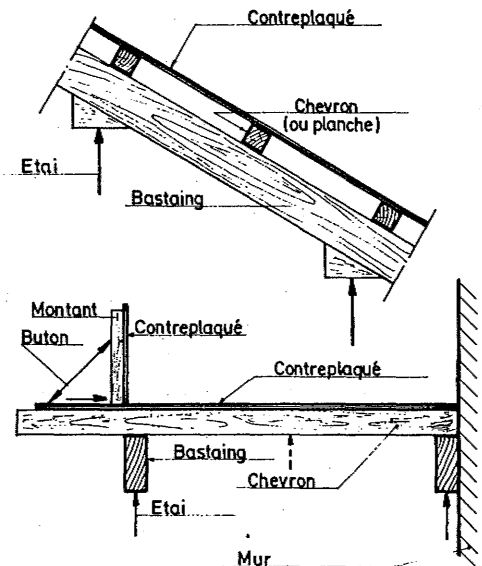


FIG. 73. - Coffrage de la paillasse et de la rive.

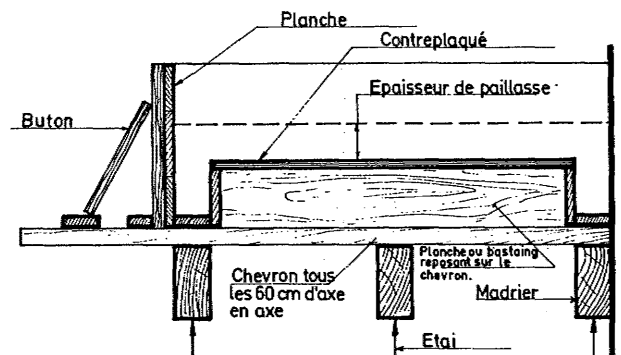


FIG. 74. - Section transversale : coffrage d'un escalier avec limons inférieurs.

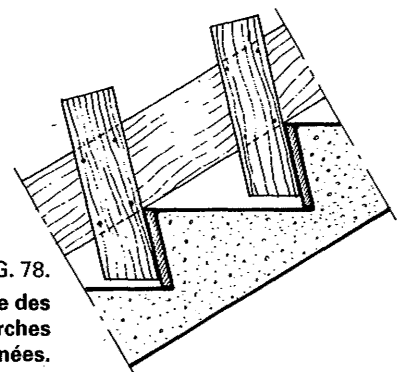


FIG. 78. Coffrage des contremarches inclinées.

TRACÉ D'UN ESCALIER BALANCÉ

* PROCÉDÉ DE LA HERSE

Étude du balancement à partir de l'exemple ci-dessous

1. Tracer l'emplacement de l'escalier (Voir DONNÉES).
2. Tracer la ligne de foulée à 50 cm de la ligne de jour.
3. Déterminer les giron :
 - Longueur de la ligne de foulée / nombre de marches.
4. Reporter les giron en cotes cumulées sur la ligne de foulée.
5. Choisir un nombre impair de marches balancées.
 - Soit $N = 7, 9, 11$ marches (dans l'exemple, 11 marches).
6. Tracer la diagonale dans l'angle rentrant (trait mixte fin à deux tirets pour obtenir le point « b »).
7. Tracer les herse (observer et analyser l'exemple : fig. 79 et 80)
 - ligne des collets à l'horizontale
Exemple : segment cd
 - ligne des giron à la verticale
Exemple : segment ab
 - report des giron sur ab jusqu'en b
Exemple : giron des marches N° 3, 4, 5, etc.
 - à partir de l'extrémité de la ligne des collets, relier l'extrémité de chaque giron
 - de l'origine, tracer l'arc ayant pour rayon la longueur des collets.
Dans l'exemple, on a ainsi $cd = cd'$ et la répartition des collets sur le segment cd' .
8. Reporter les collets sur la ligne de jour.
9. Joindre les extrémités des collets aux extrémités des giron correspondants et prolonger pour obtenir les arêtes des marches.

Remarques :

- Contrôler la hauteur d'échappée $> 2,00$ m.
- Vérifier :
 - les giron > 25 cm
 - les collets > 8 cm de largeur.
- Tracer le dessous de paillasse par points repères parallèlement aux nez de marches. On relie ensuite ces points repères par une courbe en adoucie évitant les lignes brisées.

DONNÉES	Cotes en cm
- Hauteur à franchir	275
- Reculement de la 1 ^{re} marche	270
- Emmarchement	100
- Nombre de contremarches	16
- Nombre de marches	15
- Marches droites	4
- N° 1, 2 et 14, 15	
- Nombre de marches balancées	11
- N° 3 à 13	
- Épaisseur de paillasse	8

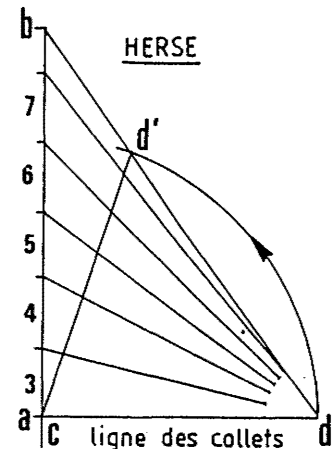


FIG. 80.

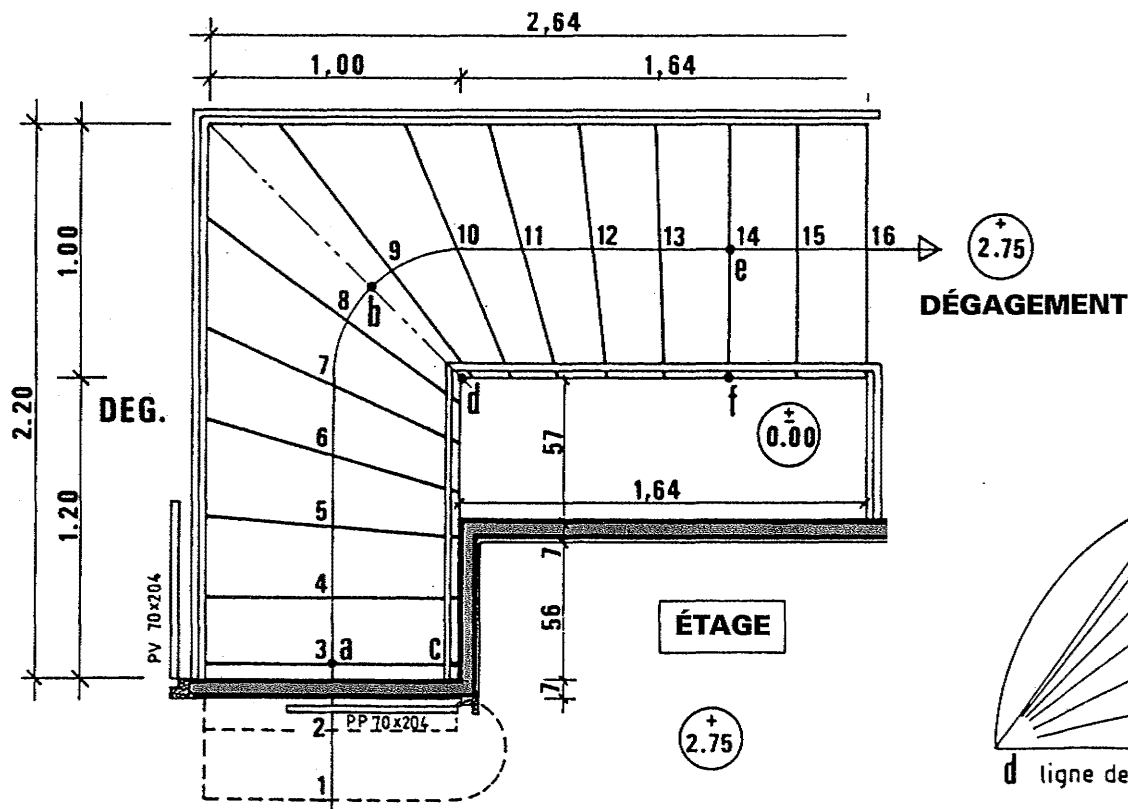


FIG. 79. - Escalier balancé : vue de dessus (à l'étage).

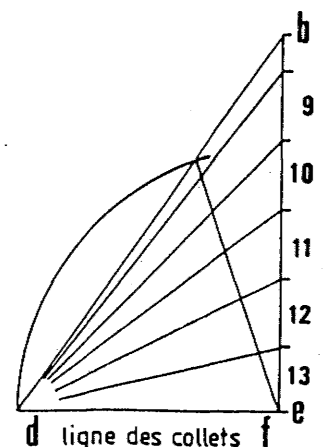


FIG. 80 bis.

3.1.3 - Armature

Elle est constituée par :

- les aciers porteurs longitudinaux généralement ;
- les aciers de répartition transversaux.

La paillasse se comporte comme une dalle inclinée.
(Voir fig. 43 à 48.)

3.2 Escaliers balancés

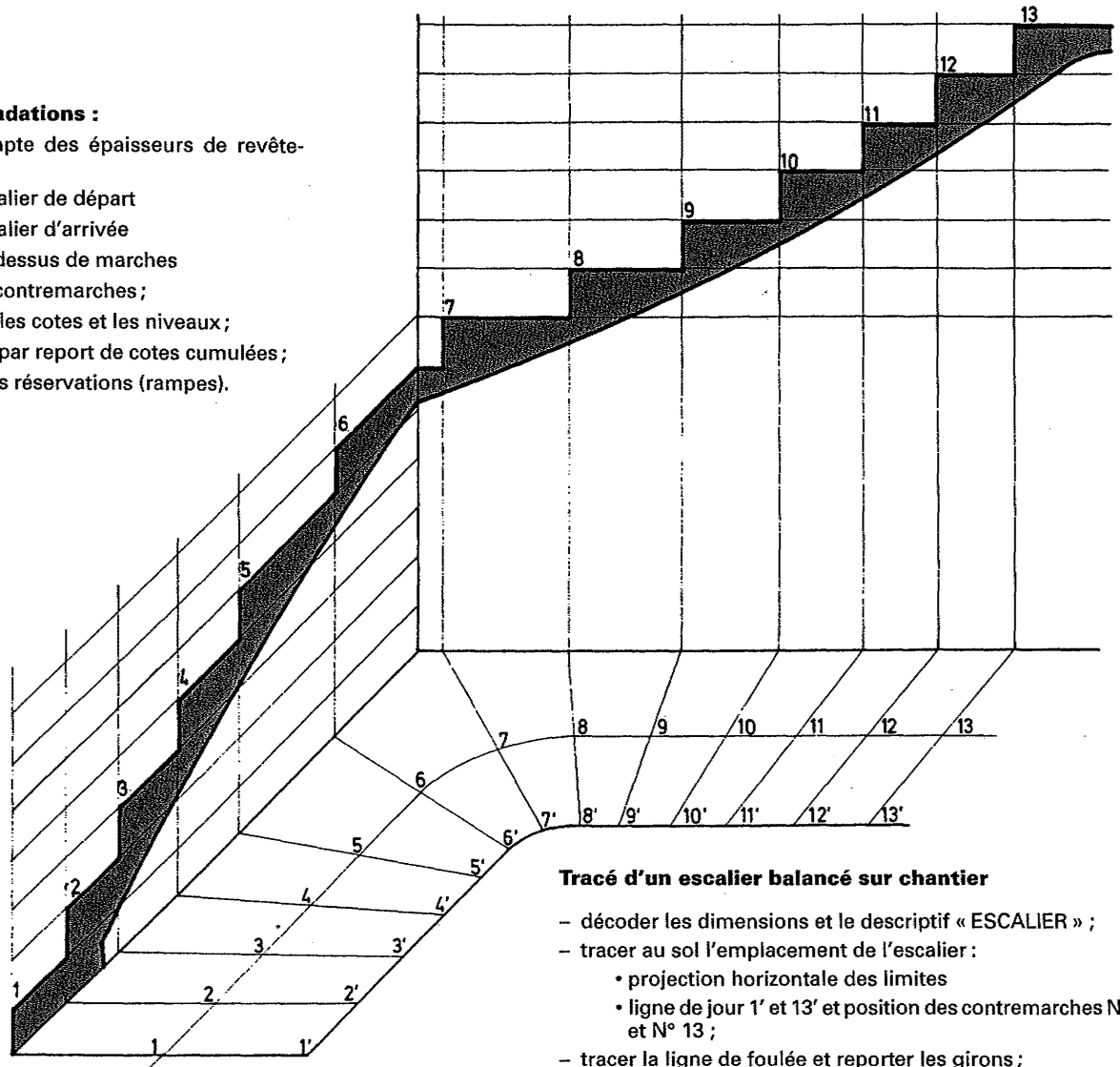
3.2.1 - Tracé-implantation

L'épure de balancement par la herse par exemple est relevée sur le mur ou sur le coffrage vertical (fig. 81).

FIG. 81. - Schéma perspectif de principe.

Recommandations :

- tenir compte des épaisseurs de revêtement :
 - du palier de départ
 - du palier d'arrivée
 - des dessus de marches
 - des contremarches ;
- contrôler les cotes et les niveaux ;
- procéder par report de cotes cumulées ;
- prévoir les réservations (rampes).



Tracé d'un escalier balancé sur chantier

- décoder les dimensions et le descriptif « ESCALIER » ;
- tracer au sol l'emplacement de l'escalier :
 - projection horizontale des limites
 - ligne de jour 1' et 13' et position des contremarches N° 1 et N° 13 ;
- tracer la ligne de foulée et reporter les giron ;
- tracer les collets par cotes cumulées ;
- joindre et prolonger côté mur les extrémités de chaque collet avec celle du giron correspondant ;
- repérer sur une verticale située au droit de la 1^{re} contremarche les hauteurs des contremarches ;
- tracer les horizontales correspondantes à chacune des hauteurs de contremarches ;
- relever les verticales côté mur à partir du tracé effectué au sol ;
- repérer les nez de marches ;
- tracer le dessous de paillasse.

Escalier dit en « fer à cheval »

Méthode simple de tracé :

- tracer la ligne de foulée ;
- porter les giron ;
- tracer l'axe OO' ;
- porter la perpendiculaire à l'axe OO' soit yy' d'une distance au choix à partir de O sur l'axe OO' ;
- porter sur yy', $O'A' = OA$, $A'A'_1 = AA_1$, $A'_1A'_2 = A_1A_2$, etc.
 $O'B' = OB$, $B'B'_1 = BB_1$, $B'_1B'_2 = B_1B_2$, etc. ;
- joindre BB', B₁B'₁, B₂B'₂, etc.

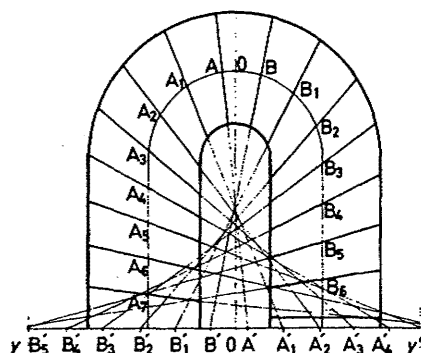
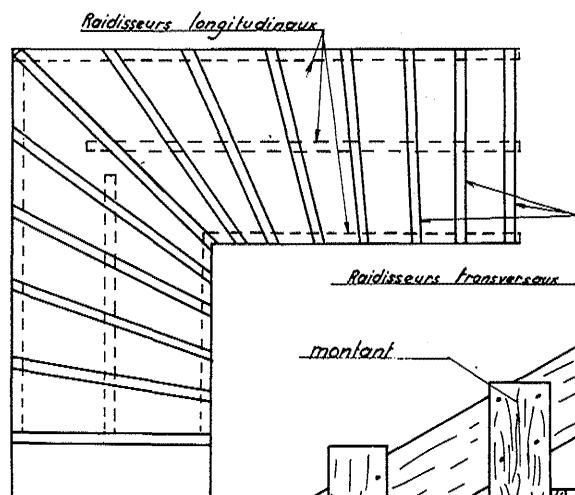


FIG. 82.

Portée maximale des voliges entre chevrons : 30 à 35 cm.

FIG. 87.



liteau en queue de billard

Paillasse coffrée
sur des liteaux plats

FIG. 86.

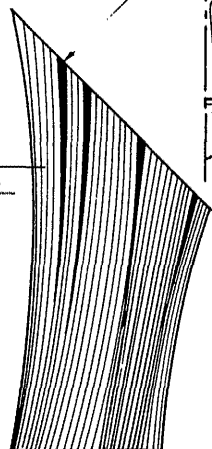
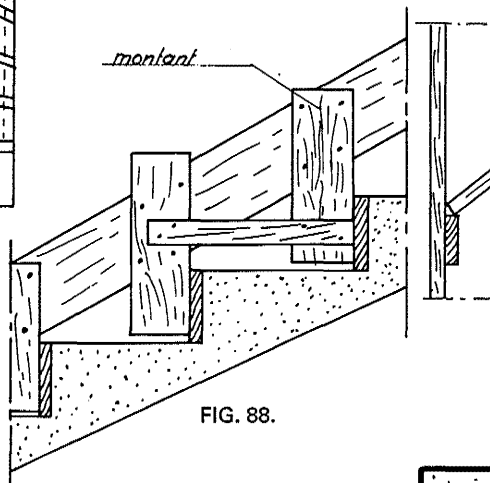


FIG. 88.



Fixation des contremarches:

Prendre 2 liteaux 27/27 que l'on superpose en les faisant glisser à la demande pour déterminer l'emplacement des montants qui maintiennent les contremarches.

FIG. 89.

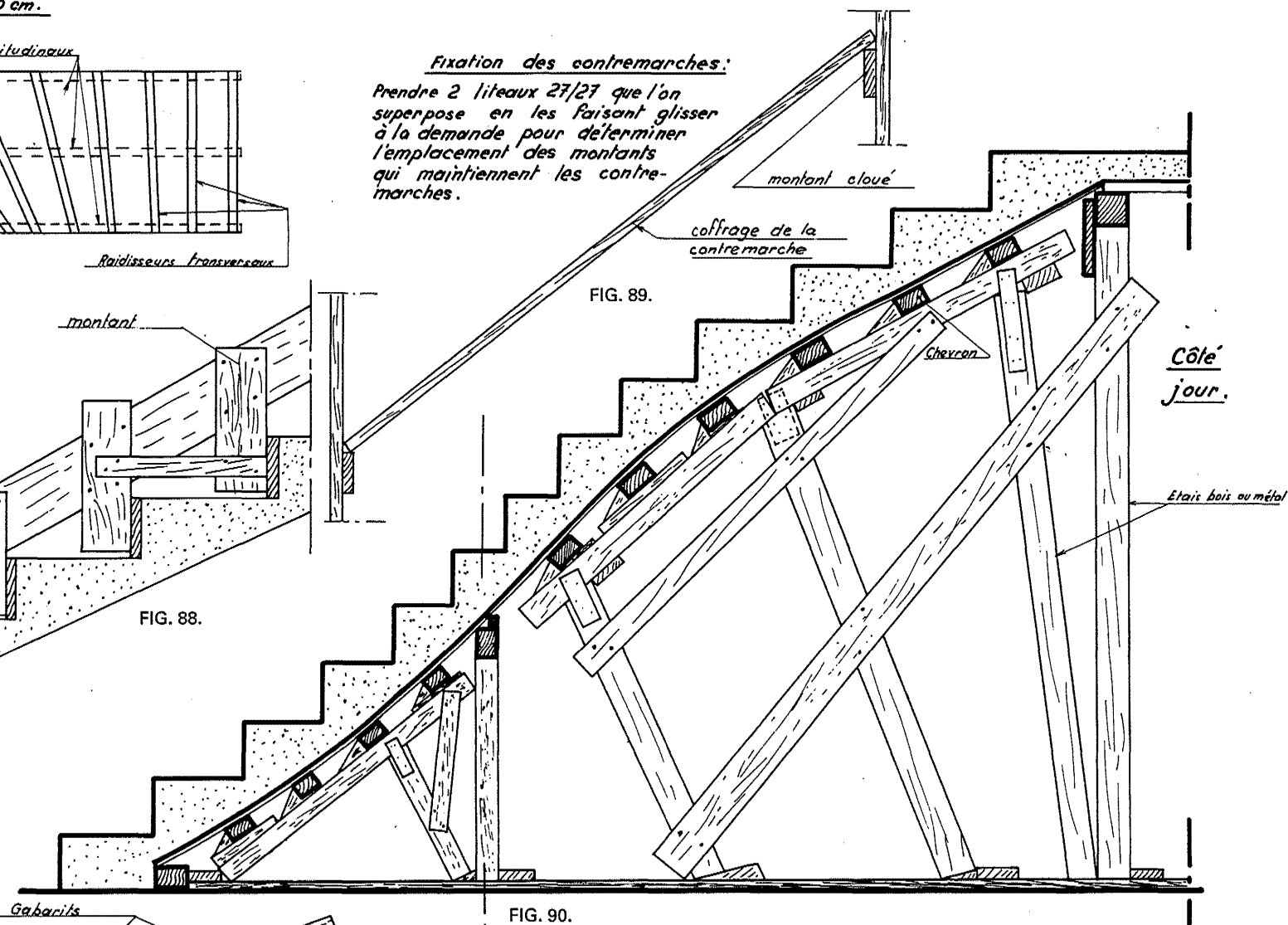


FIG. 90.

Gabarits

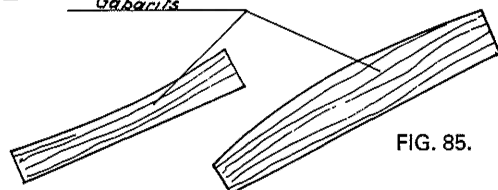


FIG. 85.

COFFRAGE - ESCALIER BALANCÉ

3.2.2 - Coffrage

Pour obtenir la surface gauche de la paillasse, les procédés varient avec chaque entreprise.

Citons, parmi les méthodes utilisées :

- la réalisation de gabarits qui supportent des planches et du contre-plaqué (fig. 85);
- la réalisation de gabarits qui reçoivent des voliges entrebattues (fig. 83 et 84);
- le coffrage avec des liteaux plats ou des voliges;
- la méthode chantier, où la forme de la paillasse est d'abord grossièrement obtenue, puis achevée avec une couche de plâtre pour calfeutrer les joints et adoucir les jarrets (fig. 86 à 91).

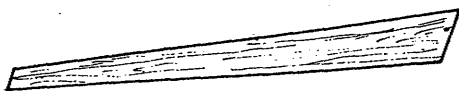


FIG. 83. - Volige découpée en queue de billard.

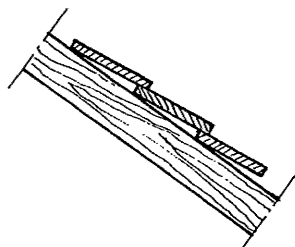


FIG. 84. - Voliges entrebattues.

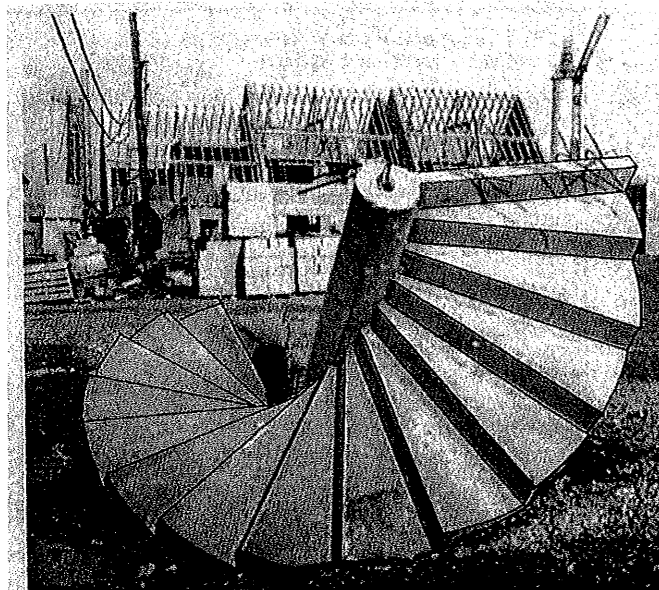


FIG. 91a. - Escalier balancé préfabriqué de pavillon.

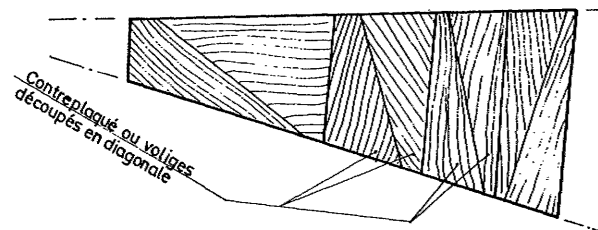


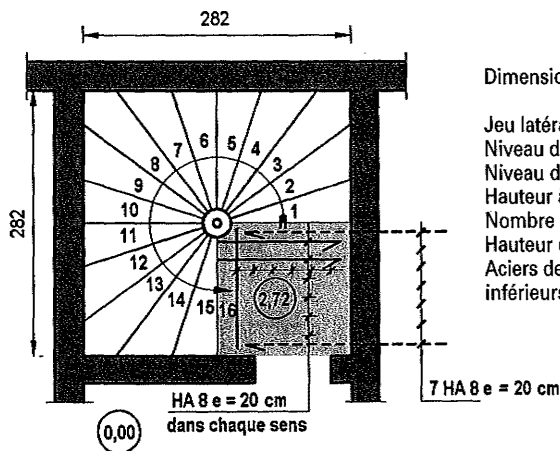
FIG. 86b.
Voliges découpées et juxtaposées.

Volées préfabriquées « monobloc »

(fig. 91a, 91b)

Elles comportent :

- un fût central ou noyau sur lequel sont greffées les marches
- marches et contremarches sont solidaires
 - la sous-face de l'escalier est en redans sans discontinuité
- le fût porteur est ancré à sa base
- les paliers sont coulés en place et sont reliés aux voiles par :
 - les aciers en attente scellés dans le voile (utilisation d'une boîte de réservation type stabox)
 - les aciers de la volée préfabriquée laissés en amorce
- l'armature est complétée suivant l'étude béton armé



Rez-de-chaussée

FIG. 91b.

Dimension de la cage :

2,82 x 2,82 m

Jeu latéral mini :	1 cm
Niveau du RdC :	0,000
Niveau de l'étage :	2,72 m
Hauteur à monter :	2,72 m
Nombre de contremarches :	16
Hauteur de contremarches :	17 cm
Aciers de liaison supérieurs et inférieurs en HA 8	

3.2.3 - Armature

La disposition des aciers doit être telle qu'elle évite la poussée au vide du béton.

Les aciers porteurs sont placés dans le sens longitudinal si possible, mais, dans chaque cas, il y a lieu de tenir compte des murs porteurs.

Du fait des parties courbes de la paillasse, cette dernière fonctionne à la façon d'arcs multiples prenant appui sur les murs de la cage.

3.3 Bétonnage des escaliers

Le dosage est de l'ordre de 300 kg de ciment par m³ de béton.

L'enrobage est obtenu grâce à des cales.

L'escalier est coulé par fractions de 4 à 5 marches et quand la totalité est coulée, l'excédent de béton est dégagé sur chaque marche.

Les scellements de rampe qui nécessitent des évidements peuvent être prévus.

3.4 Escaliers préfabriqués

Les opérations précédentes sont les mêmes, mis à part le coffrage qui est mécanisé et le sens de coulage différent.

Les caractéristiques et le réglage d'un coffrage industriel pour un escalier préfabriqué droit sont indiqués sur la figure 92.

Caractéristiques

La portée maxima de l'exécution standard est de 1 500 mm.

La montée est variable de 150 à 200 mm.

La déclivité se situe entre 25 et 30°.

On peut bétonner jusqu'à 10 marches.

L'épaisseur du radier d'escalier est au maximum de 300 mm, la largeur de la marche va jusqu'à 350 mm.

Pour un poids d'environ 2,2 tonnes, la longueur totale du coffrage est de 4 700 mm, avec une largeur de 1 400 mm et une hauteur de 1 650 mm. Il ne reste plus alors qu'à fixer les deux abouts correspondants aux supports de palier et la plaque de plancher en contre-plaqué.

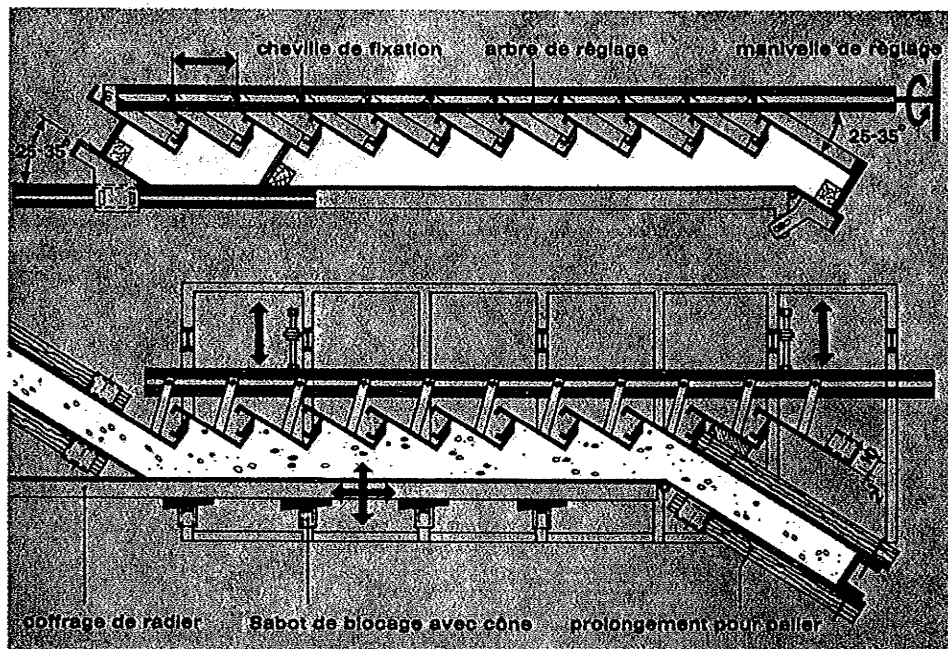


FIG. 92. – Coffrage réglable pour escaliers.

(Document Noe)

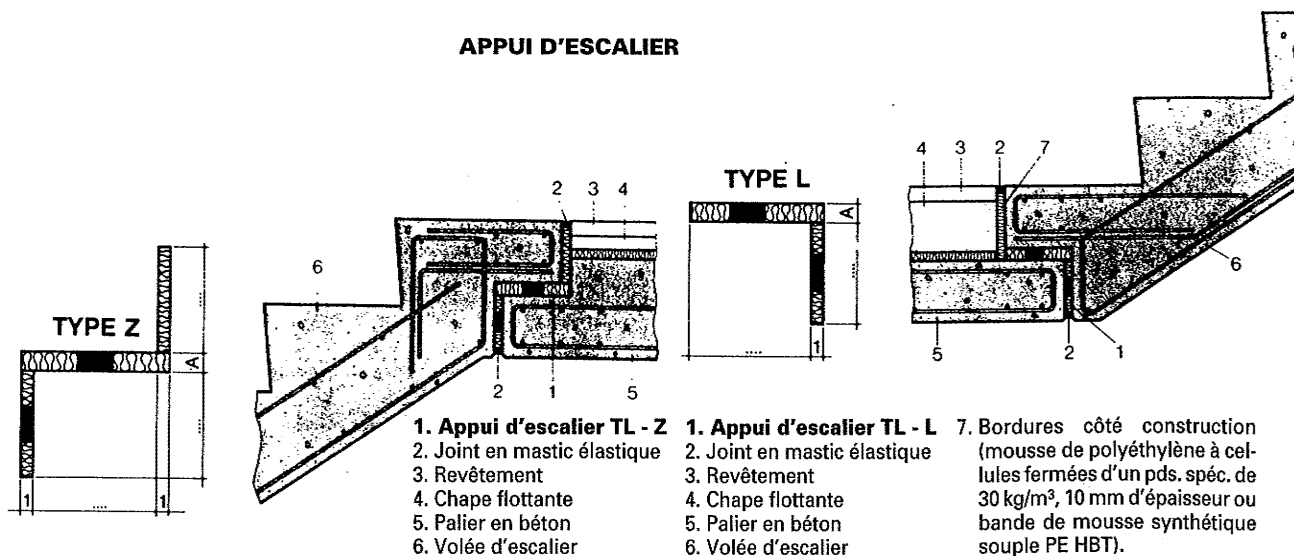
Réglage

L'unique moyen de réglage du différentiel des divers caissons de marches se fait centralement par un seul mécanisme de réglage à manivelle.

Après la mise en place des coffrages au sol et des abouts correspondants, on bloque les différents caissons de marches dans leur position. Le coffrage est alors prêt pour l'armature et le bétonnage.

L'ajustement se fait par un système de rainures à glissières.

APPUI D'ESCALIER



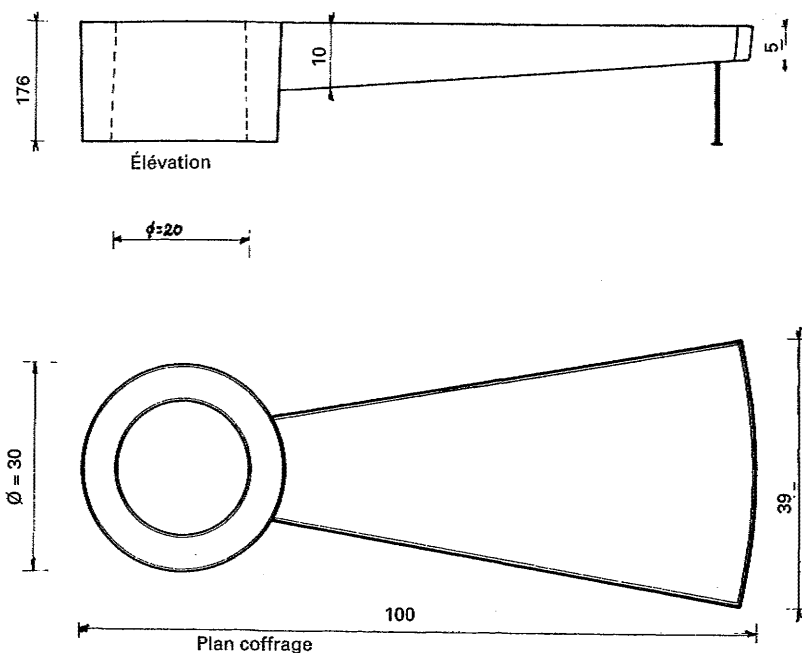
Appui supérieur

But recherché : limiter la transmission des bruits par désolidarisation.

Appui inférieur (même principe)

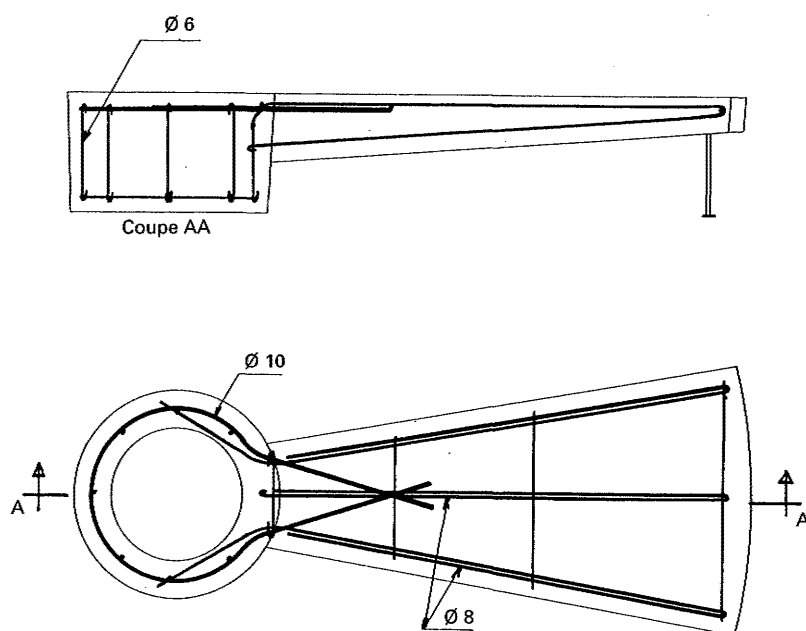
(Doc. Plakabéton)

MARCHES PRÉFABRIQUÉES (schémas de principe)



Coffrage métallique

- moule en acier
- parement extérieur avec fruit pour faciliter le décoffrage
- démoulage par retournement du moule sur un contreplaqué
- noyau évidé pour couler la colonne de béton armé.



Armature des marches préfabriquées

- Armature de la marche avec lit supérieur et lit inférieur.
- Observer la disposition des aciers à l'ancrage :

noyau - marche

- Remarque : Réservations ou platines scellées pour la fixation des garde-corps

* **Nota** : se reporter pages 248 et 249 et aux figures N° 67 à N° 70

N.B. : Charges d'exploitation dans le cas des marches préfabriquées indépendantes en porte-à-faux :

Chaque marche doit résister à :

- une charge concentrée $Q = 5\,000\text{ N}$ à l'extrémité de la marche si la portée est inférieure ou égale à 1,10 m,
- une charge répartie de $10\,000\text{ N/m}$ si la portée est supérieure à 1,10 m et l'escalier non accessible au public,
- une charge répartie de $15\,000\text{ N/m}$ si la portée est supérieure à 1,10 m et l'escalier accessible au public.

QUESTIONNAIRE

Questions

Étudier les effets des charges permanentes et d'exploitation sur une volée d'escalier droit préfabriqué et sur les appuis (becquets).

Indications :

Analyser la condition d'équilibre page 249 (analogie avec une échelle).

En déduire l'importance de la disposition des aciers dans les becquets inférieurs.

La paillasse étant un élément fléchi, les combinaisons d'actions sont celles des poutres (voir paragraphe N° 3, page 149).

On prendra pour les butées en pied et en tête de volée :

$$H_A = H_B$$

Pour déterminer le moment de flexion, on considère une poutre isostatique de portée L entre appuis, soumise à une charge uniforme, permanente et une charge uniforme d'exploitation.

L'effort normal est généralement négligé.

Éléments de réponse

Soit α , l'angle d'inclinaison de la paillasse avec l'horizontale.

La paillasse supporte son poids propre g/m^2 suivant la pente et la charge d'exploitation q/m^2 de projection horizontale.

À l'état limite de service (E.L.S.)

$$p_{ser} = g/\cos \alpha + q$$

À l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R.) :

$$q_{ult} = 1,35g/\cos \alpha + 1,5 q$$

D'après l'hypothèse de fonctionnement (page 249), le becquet inférieur supporte *seul* l'action verticale de la paillasse chargée.

Ainsi, l'effort tranchant pris en compte est égal à :

$$V_A = q_{ult} \times L$$

q_{ult} ayant la valeur précédemment définie à l'E.L.U.R.

L étant la longueur de la projection horizontale de la paillasse.

Vérifier le tableau de nomenclature des aciers de l'escalier représenté page 250 et justifier leur position.

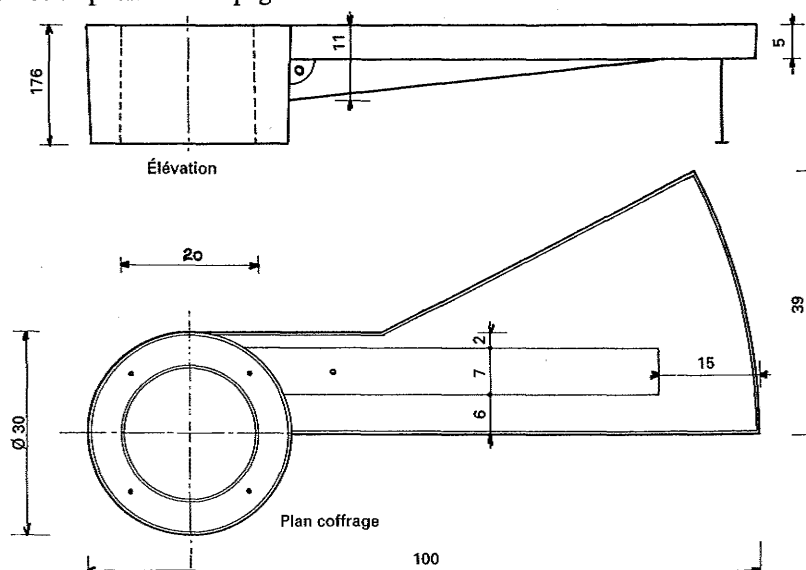
Indication : analyser les figures N° 37 à 44 et les dispositions schématiques fig. N° 45 à 48.

Extrait du tableau de nomenclature

Réf.	DESIGNATION	Ø	NOMBRE BARRES	LONGUEURS		CROQUIS
				PARTIELLES	TOTALES	
	Aciers H.A.					
1	Barres Inf. 1 ^{er} lit (paillasse)	12	9	3,10	27,90	
2	" " 1 ^{er} lit (B.palier)	12	9	2,00	18,00	
3	" " 1 ^{er} lit (pail.esca)	12	9	3,80	34,20	
4	" " 2 ^e lit (palier)	8	8	3,20	25,60	
5	" " 2 ^e lit (pail.esca)	8	21	1,65	34,65	
6	Barres Sup.D.porte.à.faux.	6	3	2,20	6,60	
7	" " " "	6	8	1,30	10,40	
9	Acier chainage	10	2	-	70,00	Filants. croisements 0,45 mini
8	Armature dalle	TS N° 77			Surface = 380 m ²	

Schématiser la disposition de l'armature de la marche préfabriquée avec nervure en sous-face.

Indications : étudier les dispositions des pages 248 et 257.



18. TOITURES-TERRASSES

1 La toiture-terrasse

Le dernier plancher de la construction sert de support à la constitution d'un **toit**. L'étanchéité devient alors la condition essentielle à assurer.

Le terme « terrasse » implique une **plate-forme** avec la possibilité de circulation.

Le « plancher-terrasse » sépare le milieu extérieur et intérieur.

2 Rôles essentiels

2.1 Le « plancher-terrasse » assure la protection contre :

2.1.1 — Les éléments extérieurs :

- la pluie,
 - le gel,
 - le vent,
 - la grêle,
 - le soleil,
 - le bruit, les vibrations, etc.
- } agents atmosphériques

2.1.2 — Les éléments intérieurs :

- la vapeur d'eau en provenance du local d'où le risque de condensation et d'humidité.

2.1.3 — Les éléments extérieurs et intérieurs :

- le flux de chaleur, dû à la différence de température entre l'intérieur et l'extérieur s'établit ; par suite, la déperdition thermique doit être réduite.

2.2 Il supporte :

- la masse propre des matériaux constitutifs ;
- les charges d'exploitation ;
- la machinerie d'ascenseur.

Le plancher-terrasse a un rôle porteur.

2.3 Il doit permettre :

- le passage des conduits de fumée et ventilation ainsi que leur bon fonctionnement ;
- la circulation en toute sécurité sur la terrasse (cas des terrasses accessibles essentiellement).

3 Principales conditions à remplir

3.1 L'étanchéité de la toiture-terrasse nécessite :

- l'obtention d'une couche superficielle imperméable réalisée avec des matériaux durables ;
- la pose d'un revêtement de protection ;
- l'écoulement des eaux en surface, leur réception, leur évacuation ;
- l'accessibilité pour l'entretien.

3.2 Le rôle porteur exige :

- un plancher résistant en béton armé reposant sur des murs de façade et de refend porteurs ou une ossature de poteaux-poutres ;
- outre la masse propre des éléments, on prévoit les charges d'utilisation suivantes par m^2 :
 - 100 kg de charges pour les terrasses non accessibles,
 - 175 kg de charges pour les terrasses privées accessibles,
 - 500 kg de charges pour les terrasses publiques accessibles.

3.3 La constitution d'un écran protecteur entraîne :

- une isolation thermique suffisante ;
- une isolation acoustique conforme.

Ces protections ne doivent pas nuire à l'étanchéité qui peut reposer sur le « complexe isolant ».

Ainsi, le constructeur doit réaliser :

- un support résistant et très stable avec pente $\geq 1\%$ pour l'écoulement des eaux ;
- une isolation disposée rationnellement ;
- les travaux d'étanchéité et de protection ;
- les revêtements des reliefs (bordures de terrasses, émergences de souches, etc.).

4 Problèmes particuliers posés par les toitures-terrasses en B.A.

4.1 Le plancher-terrasse est soumis aux variations parfois brutales de température.

Il subit les effets alternés :

- de la *dilatation* (allongements) ;
- du *raccourcissement* ;

nettement accentués par rapport aux planchers inférieurs qui se trouvent abrités.

Fissures horizontales et obliques en façade sous le plancher-terrasse.

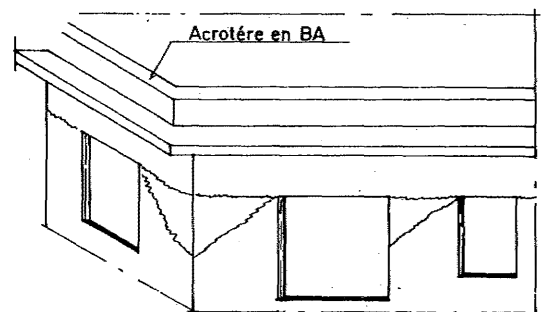


FIG. 1.

Effet des variations de température

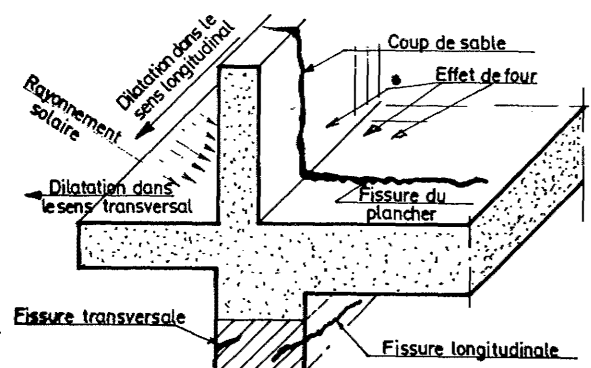
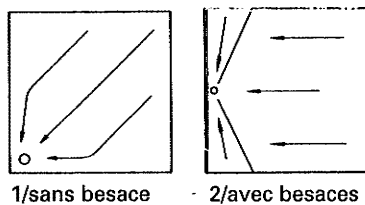


FIG. 2.

DISPOSITION DES PENTES (schémas de principe)

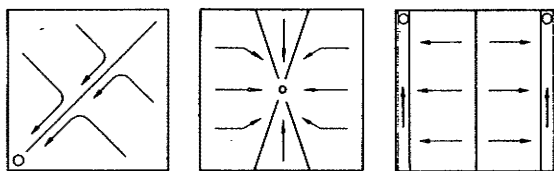
Toits à une pente



1/sans besace

2/avec besaces

Toits à deux pentes

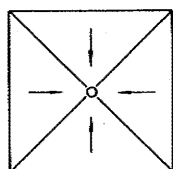


3/sans besace

4/avec besaces intérieures

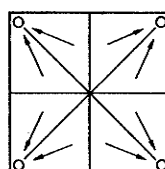
5/avec encaissements extérieurs

Toits à quatre pentes



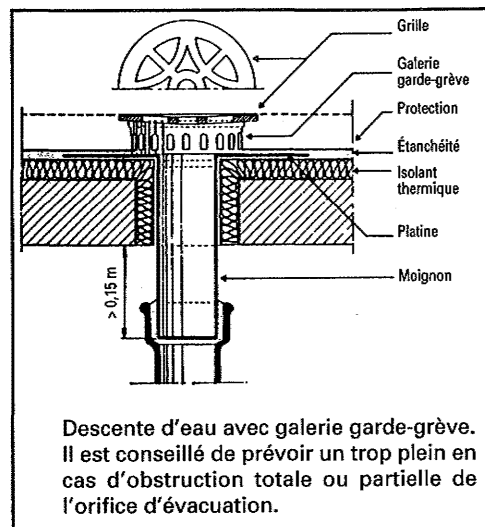
6/avec naissance

Toits en pointe de diamants



7/avec quatre naissances

(Doc. Siplast)



Descente d'eau avec galerie garde-grève. Il est conseillé de prévoir un trop plein en cas d'obstruction totale ou partielle de l'orifice d'évacuation.

Analyser les solutions retenues pour l'évacuation des eaux :

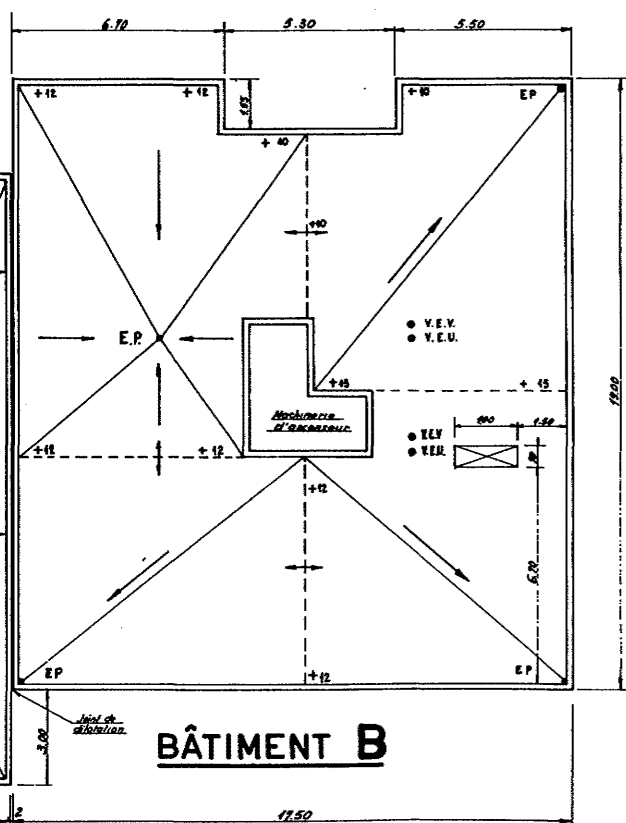
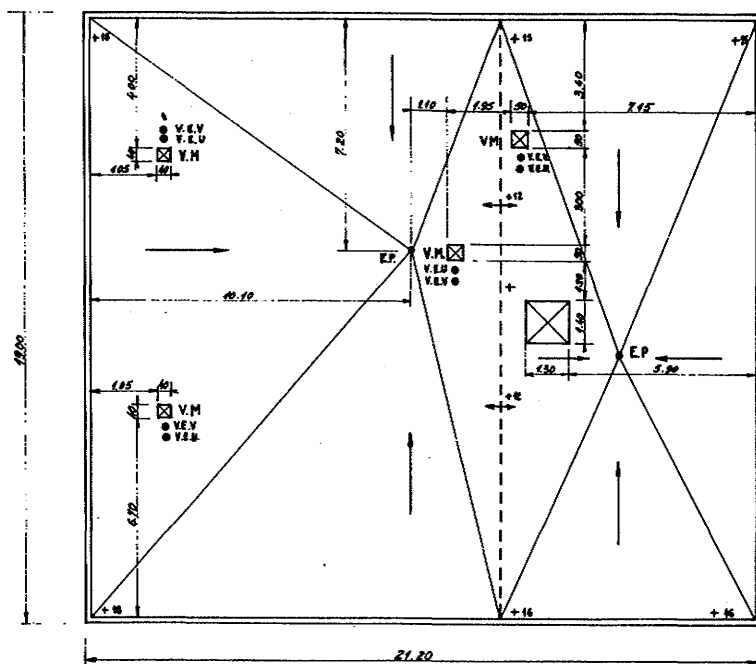
- direction et sens des écoulements ;
- pente par indication des points hauts repérés par une cote ;
- contournement d'obstacles tels que souches de cheminée, machinerie d'ascenseur.

Les relevés, les pénétrations dans l'étanchéité, sont autant d'ouvrages particuliers à traiter.

Légende

VEV : ventilation eaux vannes
VEU : ventilation eaux usées
VM : ventilation mécanique
EP : descente eaux pluviales

BÂTIMENT A



PLAN DE TOITURE

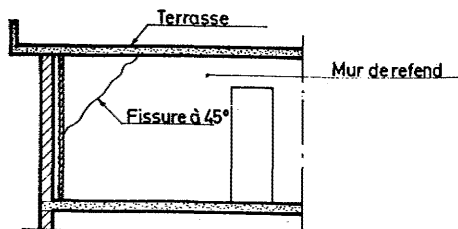


FIG. 3. - Les murs intérieurs et cloisons subissent l'entraînement du plancher-terrasse.

Ces variations dimensionnelles s'effectuent dans le sens longitudinal et dans le sens transversal du bâtiment. Elles provoquent des fissures sur les rives. La grande surface de béton présentée au rayonnement solaire accentue les effets de changement de température.

4.2 Les fissures sont souvent la cause :

- d'entrée d'eau par capillarité ;
- d'humidité préjudiciable à l'isolant ;
- de reprises du parement extérieur peu esthétiques ;
- d'un affaiblissement de la résistance des structures porteuses (fig. 1).

5 Principes applicables pour réduire les désordres possibles

5.1 Permettre le libre jeu des mouvements de la toiture terrasse par interposition d'un matériau susceptible de réduire le frottement plancher/mur. Il s'agit de désolidariser les éléments (fig. 4).

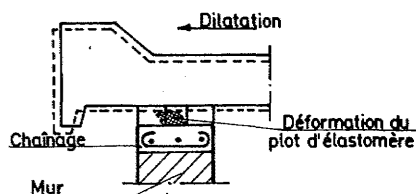


FIG. 4. - Plancher flottant (principe).

5.2 Réduire l'importance des variations de dimension, en protégeant la toiture-terrasse des effets de température par une isolation thermique, et des zones d'ancrage (fig. 5).

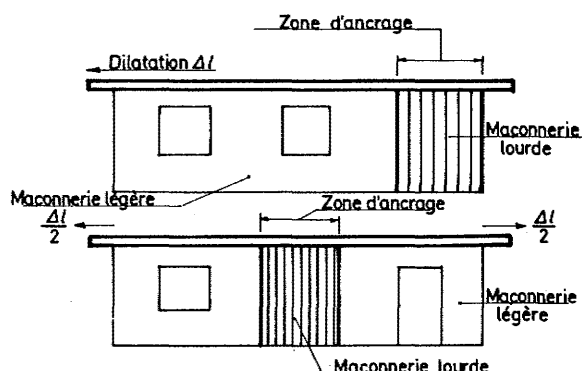


FIG. 5. - Solution plus conforme.

5.3 Renforcer les ouvrages soumis aux efforts de traction/flexion en réalisant des chaînages horizontaux au dernier niveau.

5.4 Fractionner le bâtiment par des joints :

- de dilatation ;
- de rupture ;
- de retrait ;

de façon à autoriser de légères déformations (fig. 6-7-8).

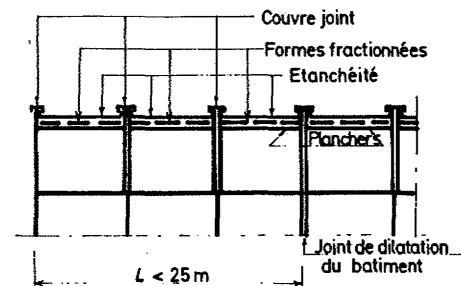


FIG. 6. - Fractionnement des maçonneries.

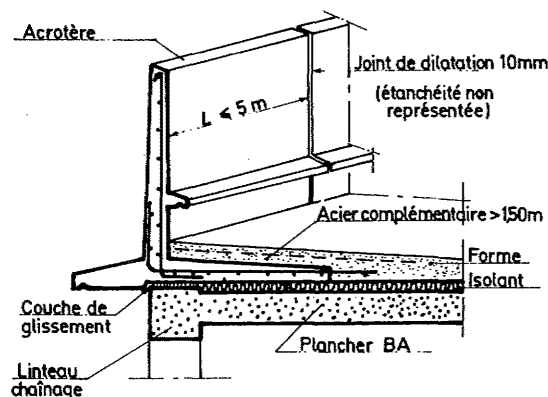


FIG. 7. - Acrotère préfabriqué ancré dans la forme de pente.

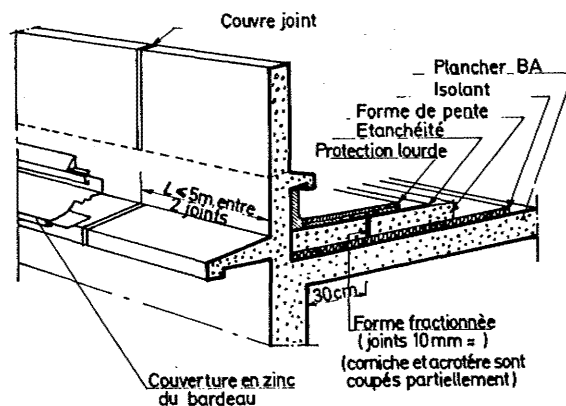


FIG. 8. - Acrotère solide du voile porteur.

5.5 Limiter l'importance des ouvrages de couronnement, leur section, leur surface pour donner moins de prise au rayonnement solaire.

5.6 Limiter les flèches des planchers et les rotations des dalles ou poutres à leurs extrémités pour éviter la fissuration.

Les revêtements d'étanchéité

Problèmes généraux

Les principaux problèmes posés sont relatifs à :

1. **La fissuration** : c'est le problème posé par l'adéquation d'un revêtement d'étanchéité aux mouvements provenant du support.

Les déformations du support peuvent provenir des effets du retrait, de la dilatation, des charges, etc. Le revêtement subit une sollicitation due au frottement s'il est posé en indépendance, sinon s'il est posé en adhérence par bitume, il est soumis à des contraintes de viscosité.

2. **La reptation** : déplacement de l'étanchéité sur son support sous l'action de cycles thermiques. C'est un mouvement, analogue à celui d'une chenille qui se déplace, qui entraîne le déplacement de deux matériaux l'un par rapport à l'autre.

Exemples : La reptation peut se développer entre :

- feuille d'aluminium et la chape d'étanchéité ;
- complexe d'étanchéité et son support ;
- complexe d'étanchéité et l'isolant thermique.

3. **La durabilité** qui dépend :

- du **liant** utilisé soit :
 - bitume oxydé ;
 - mélange bitume-élastomère S.B.S. ;
 - polymères divers ;
- de l'**armature** ou du mélange d'armatures de propriétés différentes mais complémentaires.

Nota : leurs caractéristiques sont étudiées ci-après.

Problèmes particuliers

Parmi les plus importants, on trouve :

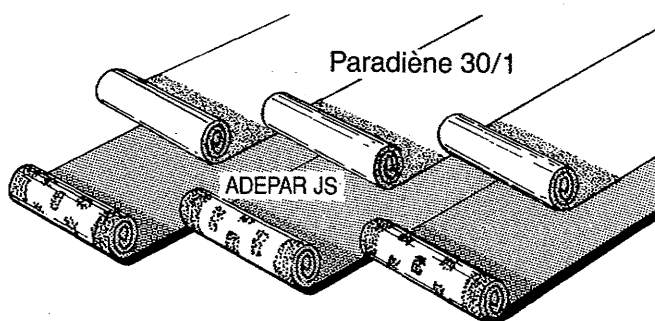
- la **résistance au poinçonnement statique** au cours de la mise en œuvre ;
- la **résistance à la perforation dynamique** :

Exemple : lors de la chute d'objets ou suite aux circulations sur le revêtement d'étanchéité ;

- la **résistance au feu** surtout pour les étanchéités auto-protégées pour éviter la propagation du feu en surface de couverture ;
- la **résistance aux plis** qui est une caractéristique importante vis-à-vis du comportement de l'étanchéité ;
- la **résistance au vieillissement** d'origine :
 - thermique → formation de plis ;
 - mécanique → baisse de la limite élastique ;
 - chimique → baisse de la limite élastique ;
 - bactérienne pour certaines armatures.

Évolution des produits d'étanchéité

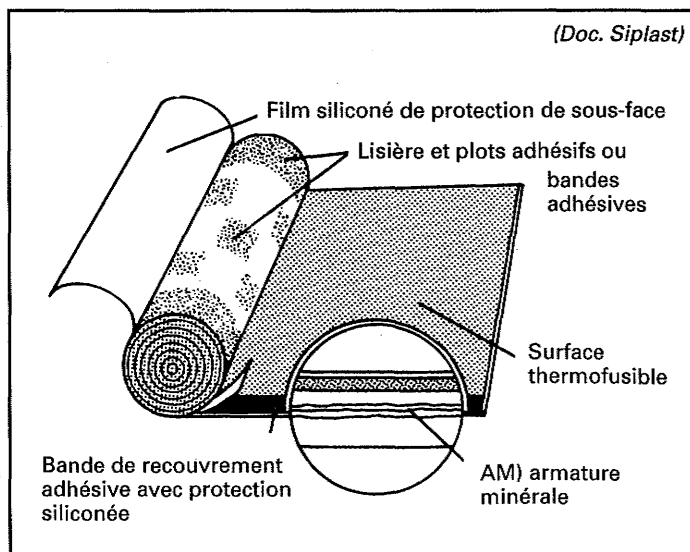
- Nouveaux matériaux apparus depuis une vingtaine d'années parallèlement aux matériaux à base de bitume oxydé. Il s'agit des **bitumes-élastomères**.
- Le terme élastomère s'applique dans le domaine de l'étanchéité à des chapes à base de bitumes de distillation directe modifiés par des **molécules conférant élasticité et résistance** au revêtement.
- La principale famille correspond au **S.B.S.** (exemple : Produit Paradiène)
Styrène-Butadiène-Styrène.
- Les **armatures des chapes** sont essentiellement de type verrier ou polyester généralement intissé, pour répondre à des critères de résistance au poinçonnement.
- Les **assemblages ou complexes** sont des bicouches en majorité, et des monocouches. L'évolution actuelle fait une part croissante aux monocouches.
- Les bitumes-élastomères représentent actuellement près de **80 % du marché**.
- Les feuilles dont la famille la plus connue est le PVC plastique. L'intérêt de leur choix réside dans les coloris divers (blanc, gris, etc.)



Exemple de produits d'étanchéité à base de liant Élastomère-Bitume pour étanchéité bicouche en semi-indépendance.

Caractéristiques

	ADEPAR
Élastomère-bitume SBS	3 kg/m ²
Armature minérale	0,130
Point de ramolissement	110° C
Pénétration à 25	40 à 50
Teneur en air	nulle
Prise d'eau par la tranche	nulle
Allongement élastique A %	1 000
- du liant	25 %
- du produit fini	3 %
Module (M*) du produit fini à 3 % et 2,7 %	6,6 kg/cm
Valeur MA* typique du produit fini	180 x 10 — 3 kf/cm
Résistance au poinçonnement statique (kg)	15 (L3)



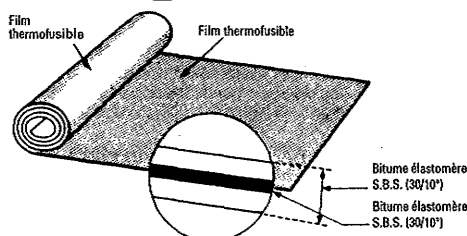
PRODUITS D'ÉTANCHÉITÉ

Produits avec liant bitume-élastomère

Le Paradiène 20 S et ses dérivés sont des feuilles d'Élastomère-bitume. Chacune d'elles est destinée à constituer l'une des couches d'un revêtement d'étanchéité élastique en élastomère pour toitures terrasses et toitures inclinées.

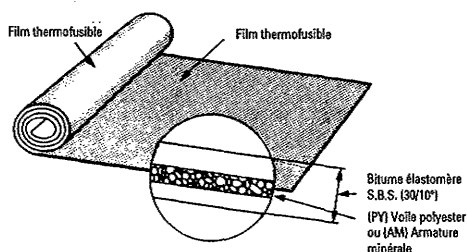
PRÉSENTATION

PARADIÈNE 20 S



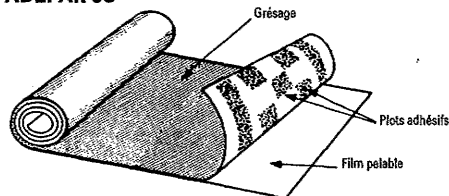
C'est un Paradiène d'épaisseur 30/10, soudable au chalumeau propane :
- sur les supports apprêtés
- à la couche de surface.
Le Paradiène 20 S peut également être posé à la colle à froid ou à l'E.A.C. (dans ce cas, on choisira la version avec sous-face grésée). Un galon de couleur argent le distingue des autres Paradiène.

PARADIÈNE 20 S PR L3 - PARADIÈNE 20 S PR L4



Le Paradiène 20 S PR L3 est un Paradiène 20 S dont la résistance au poinçonnement PR a été améliorée par l'adjonction d'une armature minérale 130 g/m².
Un galon de couleur rouge permet de le distinguer des autres Paradiène.
- Dans le Paradiène 20 S PR L4, la résistance au poinçonnement est encore plus renforcée grâce à une mono-armature NT PY 180 g/m². Un galon de couleur verte permet de le distinguer des autres Paradiène.

ADEPAR JS



ADEPAR JS est la version adhésivée en semi-indépendance (par plots de 10 x 10) du Paradiène 20 S PR L3. Sa sous-face est protégée par un film siliconé pelable.

(Doc. Siplast)

EMPLOI

Le PARADIÈNE 20 S

- associé au Paradiène 30/1
- conforme à l'avis technique n° 87.632.

Le Paradiène 20 S PR L3

- associé au Paradiène 20 ou Paradiène 30.1 sur terrasse avec protection lourde meuble
- en étanchéité renforcée sur laine minérale.

Le Paradiène 20 S PR L4

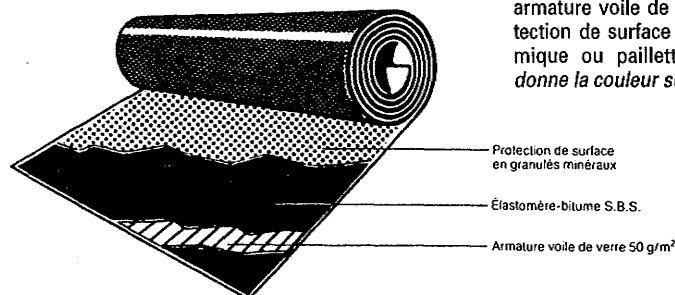
- associé au Paradiène 20 sur terrasse avec protection lourde dure ou sur polystyrène et sur laine minérale,
- ou avec Paradiène 30.1.

L'Adépar JS

- avec Paradiène 30.1 sur terrasses inaccessibles autoprotégées.

PARADIÈNE 30/1

La feuille comporte : 20/10 d'élastomère-bitume S.B.S. une armature voile de verre, et une protection de surface en granulés céramique ou paillettes d'ardoise qui donne la couleur sur le toit.



Le PARADIÈNE 30/1 est une feuille d'élastomère-bitume S.B.S., destinée à constituer la couche supérieure d'un revêtement d'étanchéité élastique pour toitures terrasses et toitures inclinées.

Le PARADIÈNE 30/1 AF ou GF est la version du PARADIÈNE 30/1 comportant en sous face un film thermofusible permettant une mise en œuvre plus facile par thermosoudage.

Exemple : système d'étanchéité pour terrasse non accessible.

- Étanchéité auto-protégée par granulés céramiques ou paillettes d'ardoises.
- Système bicouche Paradiène R3 + 30.
- Écran pour couche d'indépendance.
- Panneaux isolants disposés en quinconce (polyuréthane).
- Écran pare-vapeur.
- Technique d'exécution : collage :
- E.A.C. (Enduit d'Application à chaud) ;
- plots de bitume.

ARMATURES DES REVÊTEMENTS

Rôles :

- résistance à la fissuration ;
 - résistance à la reptation ;
 - résistance au vieillissement.
- (Voir problèmes généraux.)

Types d'armature

- tissu de verre (TV)

- bonne résistance au poinçonnement mais souffre d'être plié ;
- limite élastique faible : 1 à 1,5 % d'allongement.

- feutre de polyester

- excellente résistance au poinçonnement ;
- a donné naissance au Paradiène.

- tissu de polyester

- résistance 3 à 5 fois plus forte que celle d'un feutre polyester de poids égal ;
- stabilité dimensionnelle.

DOMAINE D'EMPLOI

Les fibres ci-dessus servent d'armatures :

- dans les membranes à base de bitume-élastomère (S.B.S.) utilisées en monocouche ou en bicouche.

Exemple : Paradiène et autres dérivés.

- dans les chapes à base de bitume oxydé tels que :

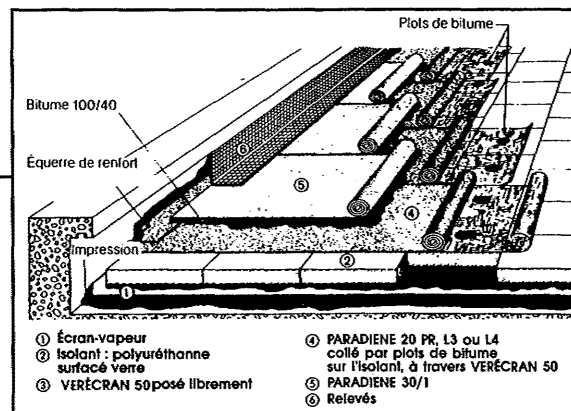
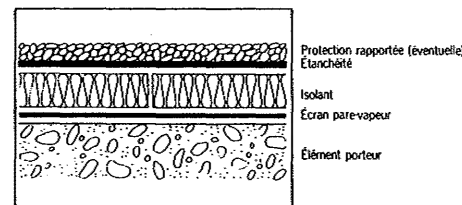
- feutres bitumés
- bitumes armés

qui sont surtout utilisées comme barrière pare-vapeur ou comme écran d'un système semi-indépendant.

Exemple :

Chape souple de bitume armé à double armature en tissu de verre et voile de verre (40 TV-VV) ou dite à Haute Résistance (50 TV-VV-HR). Voir également page 270 pour les relevés.

L'écran pare-vapeur est intercalé entre l'élément porteur et l'isolant thermique.



CONNAISSANCE DES PRODUITS (Extrait : fiche fabricant SIPLAST)

Résistance à la fissuration : Les PARADIÈNE 20 S sont des matériaux élastiques de valeur AM* élevée, ils sont de ce fait utilisables en *étanchéité sur supports instables* (béton cellulaire, panneaux de particules, isolants non porteurs, etc.).

Nota : Rappelons qu'une étanchéité avec Paradiène 20 S + Paradiène 30/1 ne nécessite pas de protection rapportée (gravillon) même aux pentes intérieures à 5 %.

Remarque : L'ADEPAR est fixé à son support par Adhésivité.

Une seule manipulation pour dérouler l'ADEPAR en l'alignant : on ne le réenroule pas pour le fixer ensuite (comme on le fait dans le cas de la soudure ou de la pose au bitume fondu).

Le film siliconé de protection de la sous-face adhésive est retiré par le côté, l'ADEPAR adhérant alors au support. Cas des températures < 10 °C : réchauffer support et sous-face de l'ADEPAR au chalumeau propane.

COMPOSITION ET CARACTÉRISTIQUES

	PARADIÈNE 20 S	PARADIÈNE 20 S PR L3	PARADIÈNE 20 S PR L4	ADEPAR JS
Élastomère-Bitume S.B.S.	3 kg/m²	3 kg/m²	3 kg/m²	3 kg/m²
Liant adhésif	—	—	—	0,5 kg/m ²
Armature voile de terre	0,050	—	—	—
Armature minérale	—	0,130	—	—
Armature polyester non tissé	—	—	0,180	0,130
Point de ramolissement	110 °C	110 °C	110 °C	—
Pénétration à 25	40 à 50	40 à 50	40 à 50	40 à 50
Teneur en air	Nulle	Nulle	Nulle	Nulle
Prise d'eau par la tranche	—	—	—	—
Allongement élastique A %* du liant	→ 1 200	→ 1 200	→ 1 200	→ 1 000
— Allongement armature	→ 2 %	→ 2 %	→ 50 %	→ 2 %
— Allongement du produit fini	→ 20 %	→ 20 %	→ 50 %	→ 20 %
Module (M*) du produit fini à 3 % et 2,7 %	5,5 km/cm	6,6 kg/cm	6,6 kg/cm	6,6 kg/cm
Valeur AM* typique du produit fini	160 × 10⁻³ kg/cm	180 × 10⁻³ kg/cm	180 × 10⁻³ kg/cm	180 × 10⁻³ kg/cm
Résistance au poinçonnement statique (kg)		> 15	> 25	> 15

* A est le pourcentage d'allongement dans la limite élastique.

M est la force nécessaire pour atteindre l'allongement limite en phase élastique si le revêtement déformable revient à son état initial sans déformation permanente.

Exemple : Module M = 6,6 daN/cm du produit fini à 2,7 % d'allongement.

Produit typique AM = 0,027 × 6,6 = 0,178 daN/cm.

Cette valeur caractérise l'aptitude d'un revêtement d'étanchéité à supporter les mouvements ou les fissures du support.

Faisons le point :

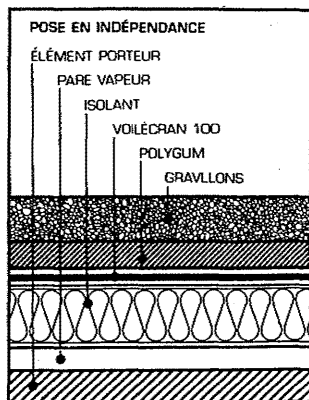
Étanchéité élastomère-bitume et bitumes armés ou feutres bitumés

Critères	Élastomère-bitume	Bitumes armés
Intervalles de température utile (Été-Hiver)	ne casse pas à - 30 °C ne flue pas à + 85 °C	casse à 0 °C flue à ≈ 70 °C
Résistance à la fissuration proportionnelle à la limite élastique A	A situé à 3,5 avec armature verre	Allongement faible A situé à 0,7 % avec armature verre
Pliabilité à froid	Possible à - 20 °C	Limité à 0 °C
Vieillessement	Durée de vie multipliée par 2,5 à 3	

PROCÉDÉS DE POSE SUR TERRASSES PLATES

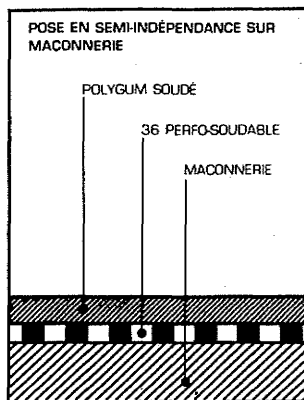
POSE EN INDÉPENDANCE

Lorsque le revêtement POLYGUM est prévu sur les terrasses inaccessibles avec protection meuble par lit de gravillon, POLYGUM est posé en indépendance, quelle que soit la nature du support.



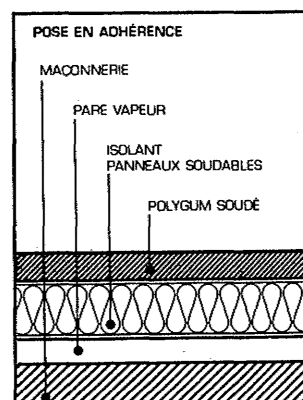
SEMI-INDÉPENDANCE

Moyen : on applique préalablement une couche d'EIF (ADEROSOL ou ADÉROSOL SR) puis la sous-couche d'indépendance FAVER 36 S PERFO SOUDABLE est posée librement sur le support. Ensuite POLYGUM est soudé en plein, la semi-indépendance se faisant à travers les perforations de la sous-couche.



ADHÉRENCE

L'adhérence se fait par soudure en plein sur le support. Dans le cas d'utilisation de panneaux isolants non surfacés pour la soudure en usine, il est possible de les surfer sur chantier avec une couche d'EAC (bitume chaud).



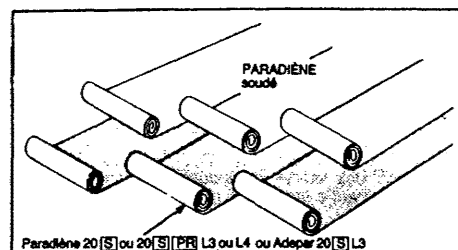
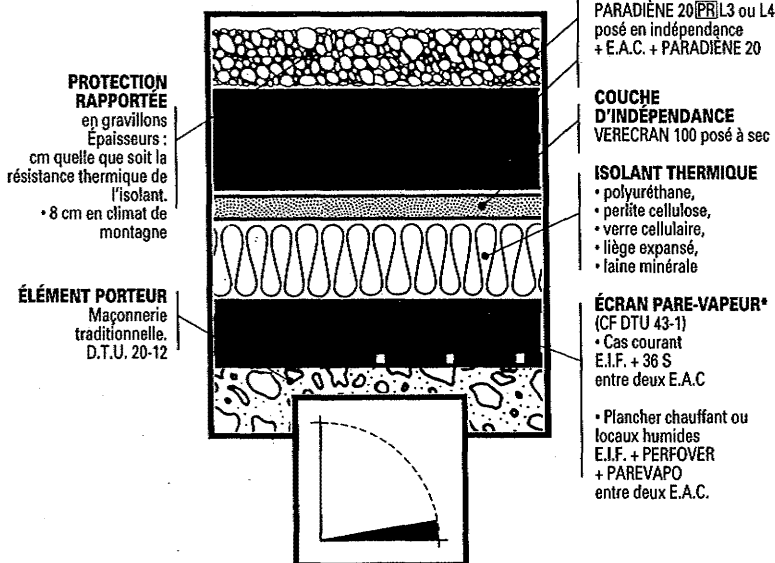
(Doc. Meple)

1. Systèmes d'étanchéité « monocouche »

Remarque : le perfo-soudable est un feutre de diffusion de vapeur d'eau qui permet la semi-indépendance. Il représente un film thermo-fusible en surface et grisé en sous-face.

Porteur en maçonnerie traditionnelle + isolant thermique porté

SYSTÈME D'ÉTANCHÉITÉ PARADIÈNE 20 PR L3 OU L4 + PARADIÈNE 20



Exemple : Paradiène 20 S PR L4 associé au Paradiène 20.

Nota : les membranes d'étanchéité ont une épaisseur de 2 à 3 mm suivant fabrication, type et procédé de mise en œuvre par collage ou soudage.

Cas d'une terrasse inaccessible aux piétons avec isolant placé sur l'élément porteur.

Protection par couche de gravillons.

(Doc Siplast)

2. Système d'étanchéité « bicouche »

Les procédés d'étanchéité font l'objet pour la mise en œuvre d'un cahier de prescriptions de pose qui indique les conditions nécessaires pour :

- le support (nature, état de surface, pente, etc.)
- l'isolation thermique (nature de l'isolant, épaisseur...)
- le complexe d'étanchéité, les relevés et ouvrages particuliers
- la protection des surfaces
- l'entretien.

SOUS-GRAVILLONS

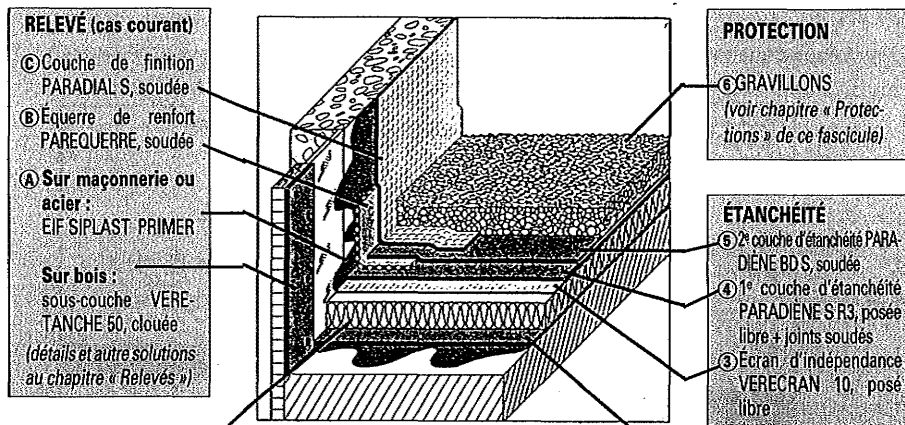
Étanchéité bicouche bitume SBS soudée

PARADIÈNE S R3 + PARADIÈNE BD S

Élément porteur
MAÇONNERIE/ACIER/BOIS

Sur isolant thermique

Pente 0 à 5% F4.13.T4 MO AT CSTB



ISOLANTS ADMISSIBLES (sous réserve de limitations d'emploi prévues dans leurs Avis Techniques)	POSE COURANTE	
	Maçon. ou bois	Acier
Mousse de polyuréthane 2 faces VV, kraft, parements bitumés armés VV ou parements composites	Colle PAR	-
Polystyrène expansé classe F	Colle PAR	-
Liège	Colle PAR	-
Perlite fibrée et composite	Colle PAR	Fix. méca.
Laine minérale	Colle PAR	Fix. méca.
Verre cellulaire surfacé bitume (sans pare-vapeur)	EAC	EAC

SOUS PROTECTION DURE

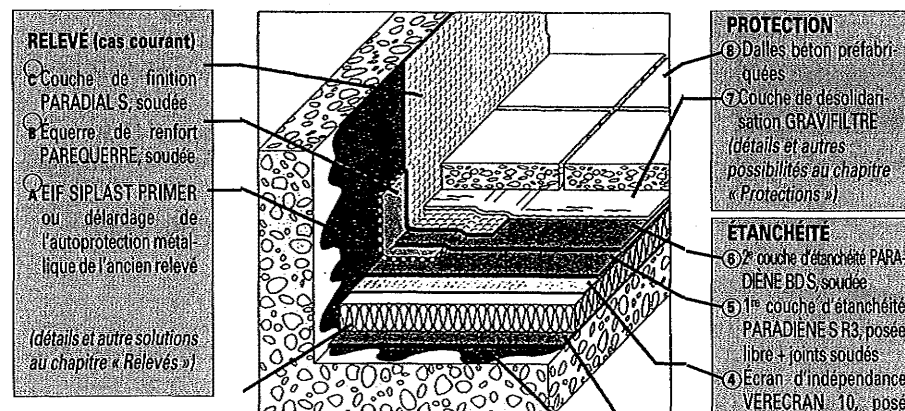
Étanchéité bicouche bitume SBS soudée

PARADIÈNE S R4 + PARADIÈNE BD S

Élément porteur
MAÇONNERIE

Sur tous supports

Pente 0 à 5% F5.15.T4 MO AT CSTB



ISOLANTS ADMISSIBLES (sous réserve de limitations d'emploi prévues dans leurs Avis Techniques)	POSE COURANTE	
	Maçon. ou bois	Acier
Mousse de polyuréthane 2 faces VV, kraft, parements bitumés armés VV ou parements composites	Colle PAR	-
Polystyrène expansé classe F	Colle PAR	-
Liège	Colle PAR	-
Perlite fibrée et composite	Colle PAR	Fix. méca.
Laine minérale	Colle PAR	Fix. méca.
Verre cellulaire surfacé bitume (sans pare-vapeur)	EAC	EAC

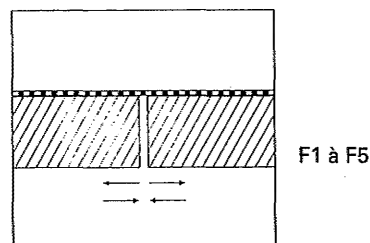
Le classement FIT :

Les critères sont les suivants :

- F comme fatigue
- I comme indentation (poinçonnement)
- T comme température

► Le classement F caractérise l'endurance du revêtement aux mouvements alternés du support, y compris à basse température, et après vieillissement.

Classement : F1 à F5

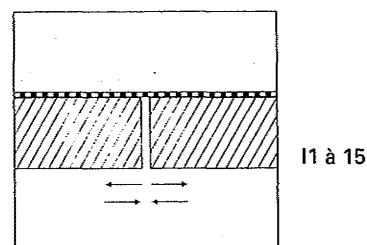
Le classement F
de résistance à la fatigue

► Le classement I est soumis à deux séries d'essais :

- Poinçonnement statique (bille)
- Poinçonnement dynamique (poinçon)

Il résulte de la combinaison des résultats de ces deux essais.

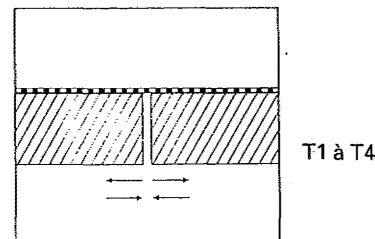
Classement : I1 à I5

Le classement I de résistance à
l'indentation (poinçonnement)

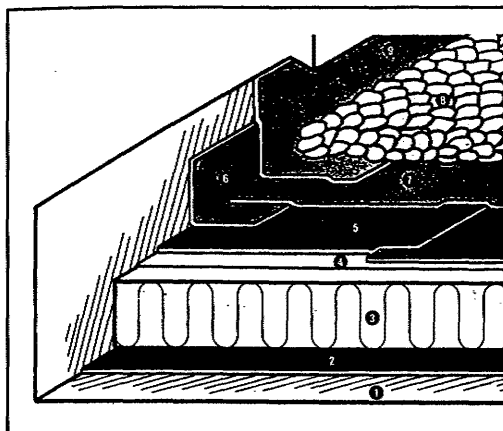
► Le classement T affecte un indice de tenue du revêtement d'étanchéité adhérent à un support incliné à 45° et soumis à une chaleur jusqu'à 90 °C.

On mesure le glissement (ou absence de glissement).

Classement : T1 à T4

Le classement T de tenue
à la température

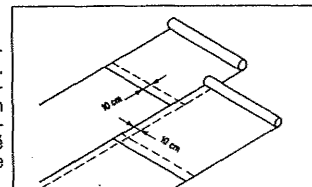
TERRASSE NON ACCESSIBLE - ÉTANCHÉITÉ BICOUCHE MISE EN ŒUVRE SUR ISOLANT



Sopralène Flam 180 GR⁹
Protection⁸
Sopralène Flam 180⁷
Sopralène Flam 180⁶
Sopralène Flam 180⁵
Sopravoile 100⁴
Isolant³
Pare-vapeur²
Mammouth 40 TV
Sopradère¹
(imprégnation)

1^{re} COUCHE D'ÉTANCHÉITÉ

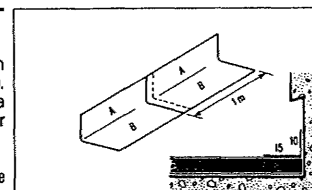
SOPRALÈNE FLAM 180* : chape de bitume thermosoudable à armature polyester non tissé. Rouleau de 10 x 1 m (10 m²). Poids 37 kg. Réaliser un recouvrement de 10 cm minimum en bordure de lés et en bout de lés. Ce recouvrement est soudé au chalumeau, et le joint écrasé à la spatule. Ce produit est déroulé à sec sur le SOPRAVOILE 100.



* variante possible : ELASTOPHÈNE FLAM.

ÉQUERRE DE RENFORT

Découper des bandes de 25 cm de large par 1 m de long, dans un rouleau de **SOPRALÈNE FLAM 180**. Préformer le matériau afin de lui donner la forme d'une équerre de 10 cm x 15 cm. Souder les 2 ailes de cette équerre :



A. sur l'acrotère préalablement imprégné
B. sur la 1^{re} couche d'étanchéité mise en œuvre dans le complexe de la partie courante.

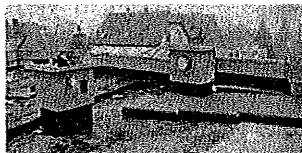
IMPRÉGNATION

SOPRADÈRE. Bidons de 5 ou 30 litres. Imprégnation du support après nettoyage ainsi que du relevé sur une hauteur d'environ 15 cm à raison de 0,3 l/m². Laisser sécher 24 heures avant de poursuivre les travaux.



PARE-VAPEUR

MAMMOUTH 40 TV chape de bitume armé : rouleau de 10 x 1 m (10 m²). Poids : 40 kg. Souder à plein les lés sur l'imprégnation et réaliser des recouvrements de 10 cm minimum en bordure et en bout de lés ; ces joints sont écrasés à la spatule.



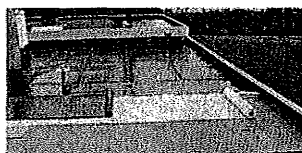
ISOLATION

Mise en place d'un isolant (exemple : Polyuréthane type SIS 35 VER). Cet isolant peut être posé libre si la surface n'excède pas 200 m² ; dans le cas contraire, coller l'isolant à l'aide de la colle **SOPRACOLLE** par plots ou par 3 bandes de collage sur la largeur des panneaux, consommation 400 g/m².



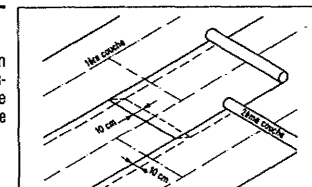
INDÉPENDANCE

SOPRAVOILE 100 : rouleau de 100 x 1 m (100 m²). Poids : 10 kg. Écran d'indépendance en voile de verre. Sa pose se fait à sec avec un recouvrement de 10 cm directement sur l'isolant.



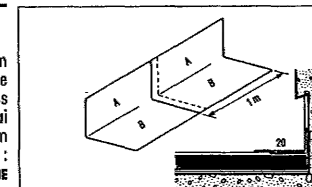
2^e COUCHE D'ÉTANCHÉITÉ

SOPRALÈNE FLAM 180. Souder cette 2^e couche en plein sur la 1^{re} en décalant les joints de recouvrement. Les recouvrements de lés en bordure et en bout de rouleaux sont de 10 cm comme pour la 1^{re} couche.



ÉTANCHÉITÉ DU RELEVÉ

SOPRALÈNE FLAM 180 GR*. Rouleau de 8 x 1 m (8 m²). Poids 42 kg. Découper des bandes de 30 cm minimum de large par 1 m de long dans un rouleau. Préformer le matériau afin de lui donner la forme d'une équerre de 15 x 15 cm (minimum). Souder les 2 ailes de cette équerre :



A. sur l'équerre de renfort en **SOPRALÈNE FLAM 180** et sur l'acrotère.

B. sur la dernière couche d'étanchéité de la partie courante.

* variante possible : **SOPRALAST 50 TV ALU** ou chape **ATLAS GR**.

PROTECTION

Mise en place de la protection gravillons sur la dernière couche d'étanchéité épaisseur mini 4 cm.

(Doc. Soprema)



Cas d'une terrasse non accessible aux piétons.

Pente < 5 % et protection de l'étanchéité par couche de gravillons roulés.

(Sinon la 2^e couche est auto-protégée)

N.B. Produit Sopralène Flam 180 :

armature polyester (PY), 180 g/m², et un bitume élastomère (ETF) pour liant avec film plastique (FP) en sous-face.

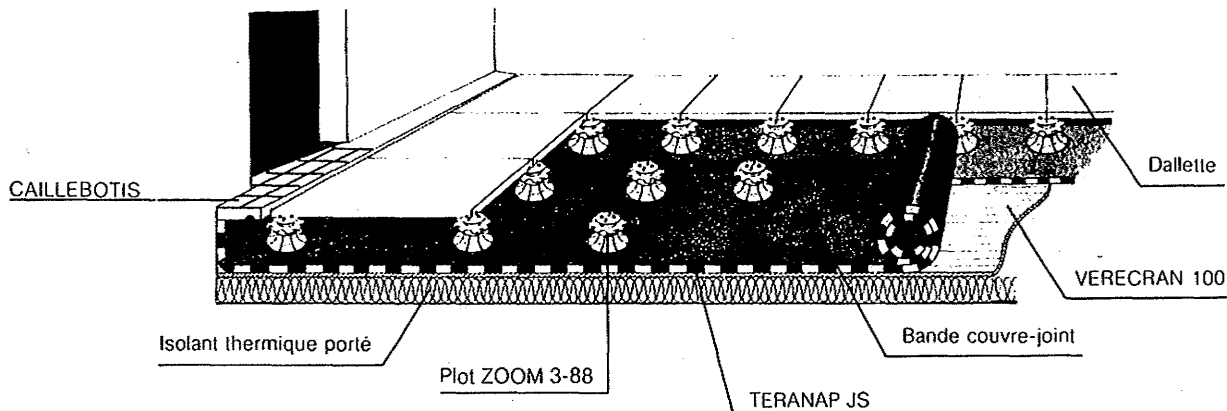
RECOMMANDATIONS D'UTILISATION DES PRODUITS D'ÉTANCHÉITÉ

- Prévoir un **support** avec pente minimale de 1 % pour une bonne évacuation des eaux pluviales.
- Appliquer le **verniss** d'imprégnation sur un support plan, sec, propre.
- Protéger l'**isolant** éventuel de la vapeur d'eau, en provenance de l'intérieur des locaux, qui filtre à travers la dalle béton.
- Commencer l'**étanchéité** par le bas de pente.
- Protéger l'isolant de l'**humidité** → pose d'une 1^{re} couche d'étanchéité + relevé pour mise hors d'eau dans le cas d'une bicouche.
- Décaler les **couches superposées** entre elles (50 cm ≈).
- Désolidariser l'**étanchéité** et la **protection en dur** dans le cas des terrasses accessibles.
- Éviter de circuler, sauf pour entretien, sur une étanchéité avec **auto-protection minérale ou métallique**.

TERRASSE ACCESSIBLE AUX PIÉTONS

* Étanchéité en monocouche

* Protection : dalles sur plots



Composition du monocouche TERANAP JS

• Bitume élastomère ASBA	4,200 kg/m ²
• Non tissé Polyester	0,180 kg/m ²
• Film polyester 12 µ	0,010 kg/m ²
• Grésage	0,250 kg/m ²
Produit fini poids ≈ 4,600 kg/m ²	
Épaisseur 4 mm (± 5 %)	

Conditionnement :

• Rouleaux 2 m L × 20 m	
– Poids	200 kg
• Rouleaux 2 m × 10 m	
– Poids	102 kg

Caractéristiques :

- Traction : – Résistance à la rupture 140 N/cm
- Allongement à la rupture 45 %
- Résistance au poinçonnement statique > 25 kg
- Résistance au poinçonnement dynamique > 20 J

Accessoires :

- Bande coudre-joint :
- Largeur 20 cm
 - Longueur 10 ml
 - Épaisseur 4 mm

Matériaux nécessaires :

Écran d'indépendance Vérécran 100
rouleau de 10 m x 1 m (100 m²)
Poids 0,1 kg/m².

Étanchéité Teranap JS,
rouleau de 10 x 2 m (20 m²)
Poids 5 kg/m².

Bande coudre-joint livré en rouleau de
0,20 x 10 m.

Primer d'adhérence Impression
Véral, livré en bidon de 9,6 kg ou
28 kg.

Plots Siplast supports de dalles,
conditionnés par carton de
30 unités.

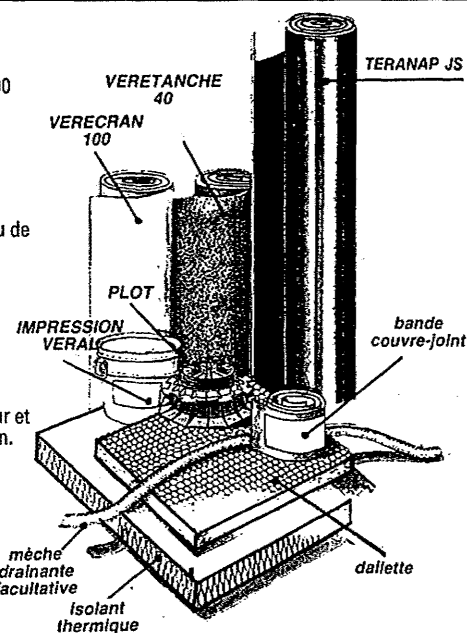
Chaque plot est réglable en hauteur et
comporte une platine de répartition.

Écran pare-vapeur Vérécranche 40,
rouleau de 1 m x 10 m (10 m²).
Poids 4,25 kg/m².

Colle PAR livrée en bidon de
30 kg.

Panneaux isolants thermiques.

Dallettes de gravillons lavés
50 cm x 50 cm
40 cm x 40 cm



(Doc. Siplast)

Travaux de mise en œuvre :

1. Pare-vapeur, type 36 S, avec : EIF/EAC/36 S/EAC

2. Isolant peu compressible :

mousse de polyuréthane, ou verre cellulaire ou polystyrène suivant les prescriptions du cahier des charges, mis en place :

- soit par collage EAC
- soit collés à froid à raison de 10 plots/m² (chaque angle de panneau recevant un plot).

3. Pose du revêtement en partie courante

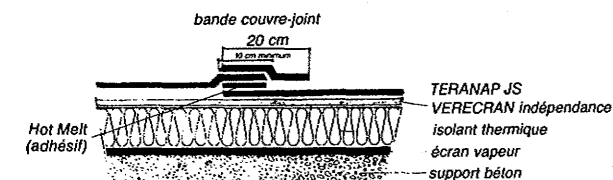
– pose de la couche d'indépendance : écran VV 100 déroulé avec recouvrement de 5 cm

– pose du monocouche TERANAP JS :

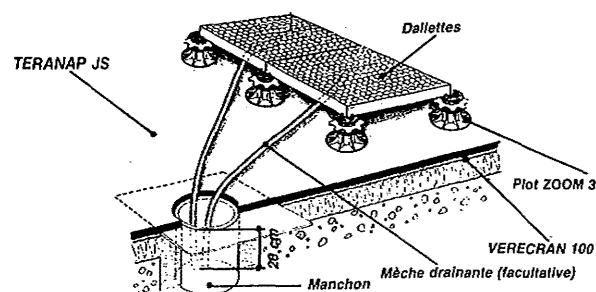
- recouvrement mini de 10 cm
- en retirant les 2 films siliconés de protection des lisières
 - le hot-melt adhère par contact obtenu par marouflage au droit des joints
 - le recouvrement des extrémités dépourvues de hot-melt se fera par soudure directe
 - la bande coudre-joint de 20 cm de large sera soudée sur tous les recouvrements.

4. Mise en place des dallettes sur vérins réglables ou plots :

- précaution : mise en eau préalable > 48 heures
- pose des plots directement sur Teranap et réglage des hauteurs (65 mm à 110 mm)
- pose des dallettes préfabriquées à finition granuleuse avec des joints < 6 mm



4. Soudure sur chaque joint d'une bande coudre-joint de 20 cm.



5. Pose Plots Zoom 3-88, des dalles et des mèches drainantes.

FONCTION ISOLATION THERMIQUE DES TOITURES TERRASSES PLATES

Buts recherchés :

- confort et habitabilité
- en hiver, réduire les déperditions
- en été, protéger de la chaleur
- absence de condensations nuisibles (voir le diagramme de Mollier).

Diagramme thermique du « Toit »

Dans le cas d'une paroi horizontale et d'un flux ascendant, la formule donnant la résistance thermique de la paroi est la suivante :

$$R = \frac{1}{U} = R_e + R_i + \frac{e_1}{\lambda_1} + \frac{e_2}{\lambda_2} + \frac{e_3}{\lambda_3} + \dots$$

U ($W/m^2 \text{ } ^\circ C$) : coefficient de transmission pour 1 m^2 de paroi et un degré d'écart entre deux ambiances

R_e et R_i ($m^2 \text{ } ^\circ C/W$) : résistances superficielles de la surface extérieure et intérieure

$\frac{e_n}{\lambda_n}$: chaque terme représente la résistance thermique de chacune des couches en $m^2 \text{ } ^\circ C/W$

e_n : épaisseur de la couche

λ_n : conductivité du matériau

Exemple :

Terrasse non accessible aux piétons

- Gravillons roulés épaisseur 5 cm
- Étanchéité bicouche
- Panneaux isolants de polyuréthane épaisseur 7 cm sur pare-vapeur de la dalle
- Dalle pleine B.A. épaisseur 16 cm
- Lamé d'air entre dalle et plaque plâtre
- Parement plâtre (plaque) côté int.

R_e prise égale à	0,05	
Gravillons 5 cm →	0,05	0,02
	2,5	
Étanchéité 1 cm →	0,01	0,04
	0,23	
Isolant 7 cm →	0,07	2,41
	0,029	
Béton 16 cm →	0,16	0,09
	1,75	
Lamé d'air →		0,18
Plaque plâtre →	0,01	0,02
	0,46	

R_i prise égale à 0,09

Total **2,90**

Soit une valeur U de transmission surfacique de :

$$U = 1/R = 0,345 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ C$$

Diagramme thermique

Il s'établit facilement par la **méthode graphique** :

- en abscisse, on porte les températures ;
- en ordonnée, on porte à l'échelle les valeurs des résistances thermiques.

Il est important de connaître la **température au niveau du pare-vapeur** pour éviter tout siège de condensations dues au « point de rosée ».

Un simple tracé (horizontal et vertical) sur le diagramme donne la température au niveau du pare-vapeur (16 $^\circ C$ dans l'exemple).

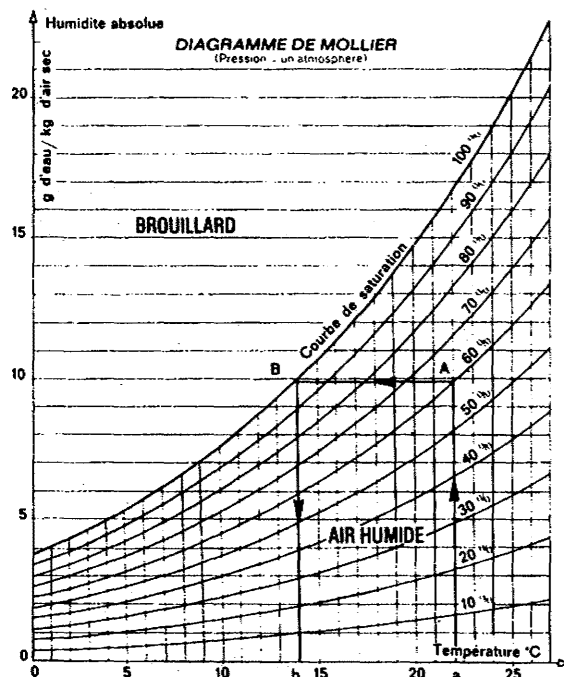


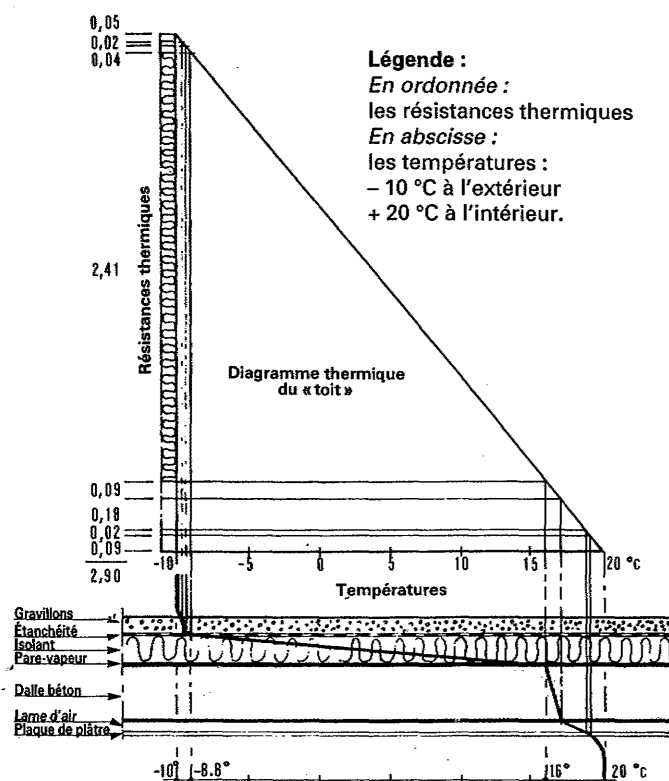
Diagramme de Mollier

La lecture du diagramme permet en fonction :

- de la température de la pièce
- de l'humidité relative de l'air ambiant
- de la courbe de saturation

de connaître la température de « point de rosée » qui entraîne la condensation à la surface d'une paroi.

Exemple : suivre le circuit des flèches sur le diagramme : $a \rightarrow A \rightarrow B \rightarrow b$

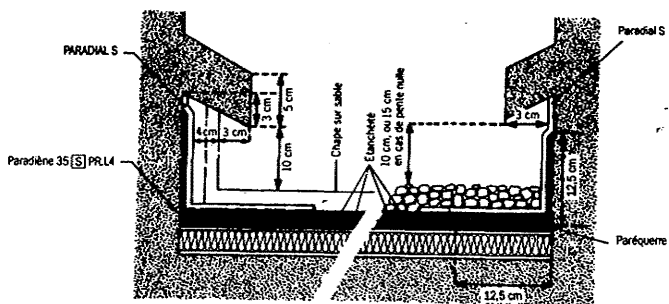


Coupe de principe sur terrasse plate avec courbe des températures à tous les niveaux.

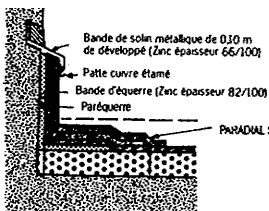
RELIEFS

Composition des relevés d'étanchéité
suivant DTU43-2

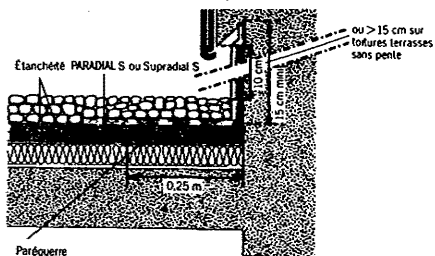
1. Reliefs avec protection en dur et avec autoprotection.



2. Relevé avec bande d'équerre.



3. Raccord sur acrotère solidaire de la partie courante.

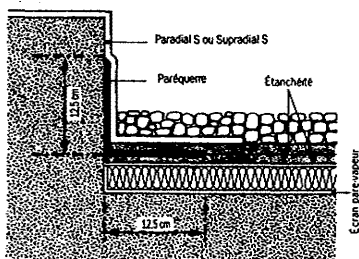


Détails d'exécution des relevés

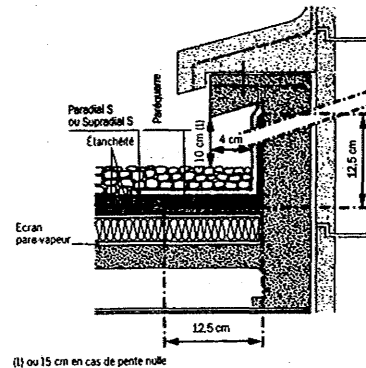
Voir le D.T.U. 43.2 pour :

- les dispositifs d'évacuation
- les traversées de toiture
- les dispositifs d'étanchéité au droit des joints de gros-œuvre

Protection d'un acrotère.

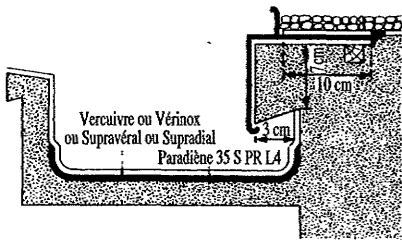


4. Pénétration de souche de cheminée.

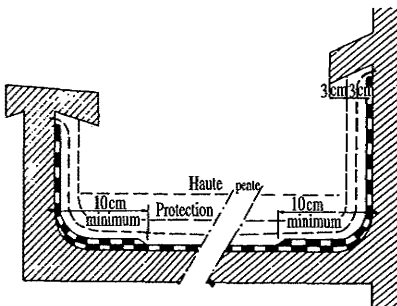


CHÉNEAUX

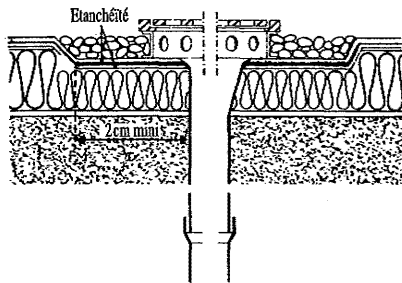
1. Chéneau en chape alu ou cuivre et bande d'égout garde-grève métallique.



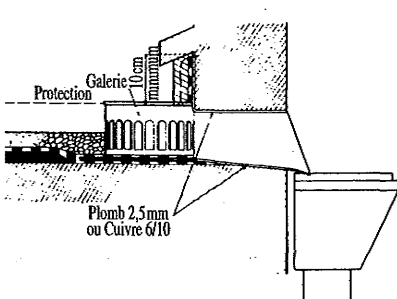
2. Chéneau avec protection rapportée.



3. Évacuation par cuvette extérieure.

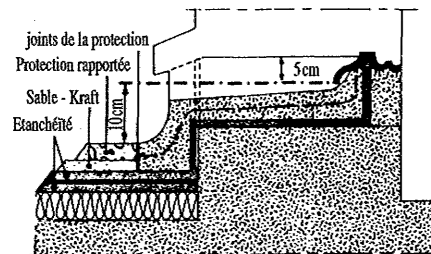


4. Évacuation par cuvette intérieure et gorgouille.

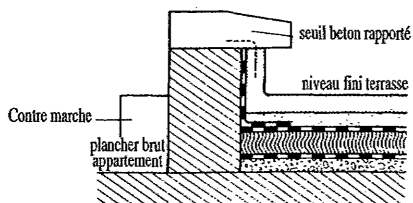


SEUILS

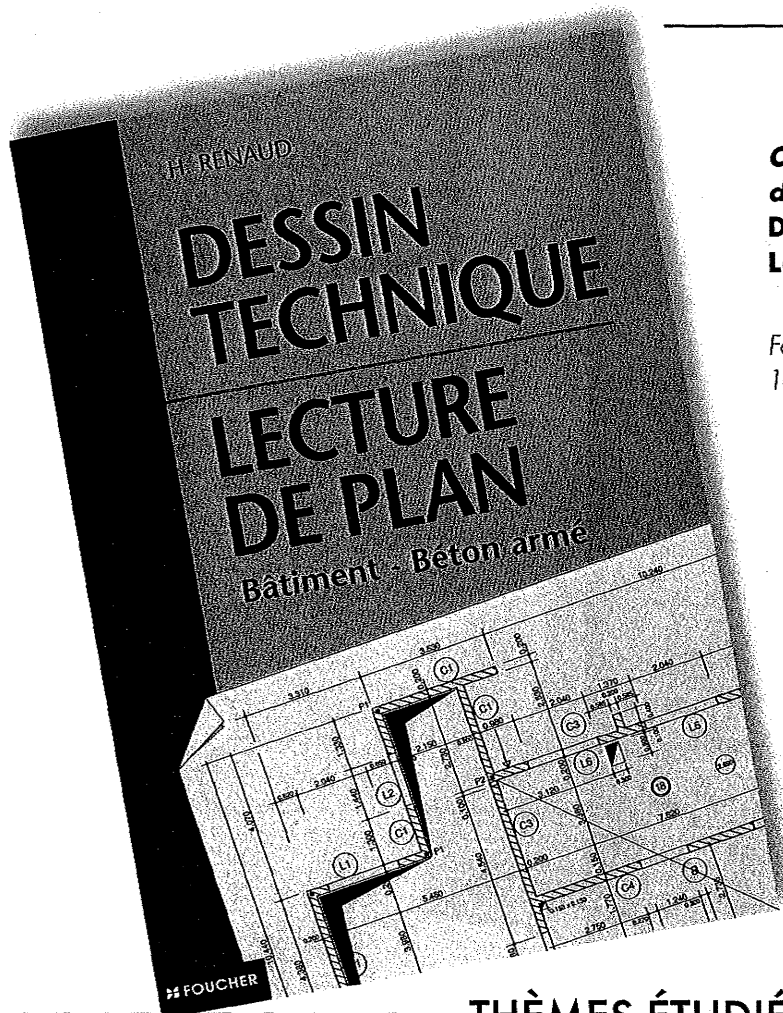
1. Seuils : dispositifs d'étanchéité.



2. Terrasse accessible solution traditionnelle



 Chappe ciment grillage
 Sable
 Etanchéité



**Chez le même éditeur,
dans la même série
Dessin technique
Lecture de plan**

Format 210 x 297
160 pages

THÈMES ÉTUDIÉS

Bâtiment

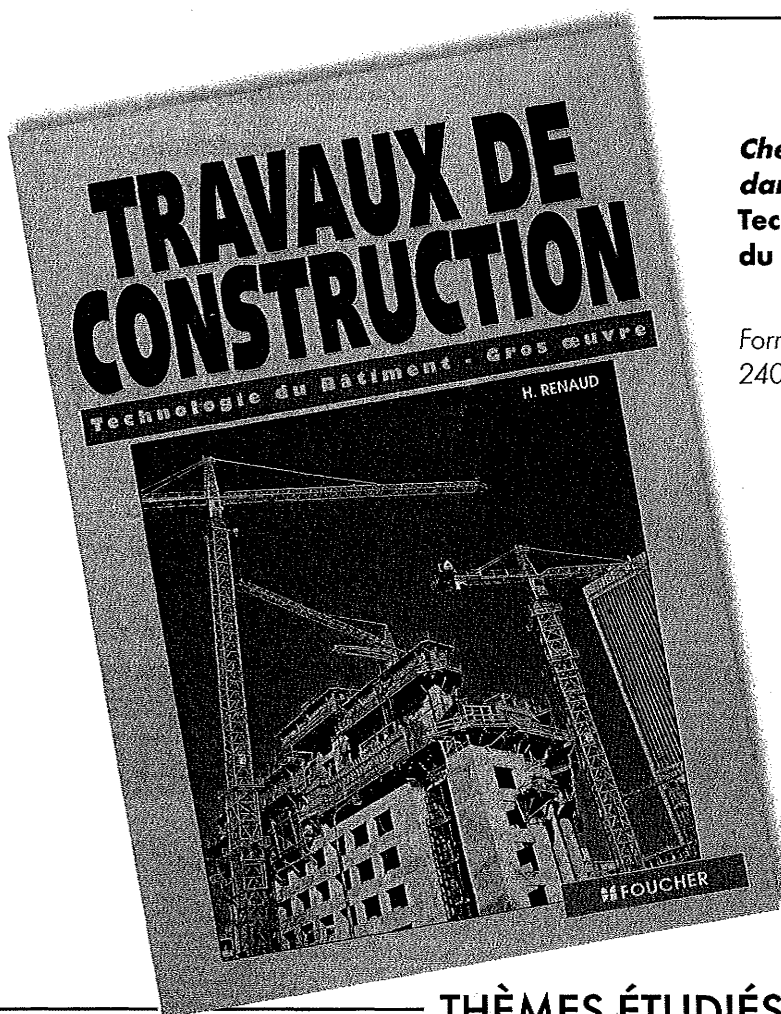
1. Principaux termes utilisés en bâtiment
2. Éléments d'ouvrages. Terminologie
 - Lecture d'un avant-projet sommaire
3. Façades et plans
 - Représentation des appareils et des meubles
4. Les plans : cotation, conventions
5. Les coupes : cotation, conventions
6. Lecture des coupes et cotation des nus
7. Disposition des vues : cotes et écritures
8. Plan de situation et plan de masse
9. Avant-projet sommaire
10. Projet de construction
11. Plan de soubassement
12. Pavillon à simple rez-de-chaussée
13. Plan de fondation
14. Murs de façade : dessins de détail
15. Les baies
16. Les baies : dessins de détail

17. Dessins d'escaliers

- Première partie : escaliers droits
- Deuxième partie : escaliers balancés

Béton armé

18. Dessins de coffrage
19. Dessins d'armatures
20. Dessins des semelles et poteaux en B.A.
 - Lecture de plan : semelles et poteaux
21. Dessins d'armatures de poutres
22. Lecture de plans : poutres B.A.
23. Dessins des planchers. Linteaux et chaînage
 - Première partie : planchers avec poutrelles préfabriquées
 - Deuxième partie : plan de coffrage et d'armatures des dalles B.A. Linteaux et chaînages
 - Lecture de plan : élément préfabriqué
24. Armatures de dalles. Escalier à volées préfabriquées
25. Planchers avec prédalles
26. Voiles en béton armé



**Chez le même éditeur,
dans la même série
Technologie
du bâtiment-gros œuvre**

Format 210 x 297
240 pages

THÈMES ÉTUDIÉS

Matériaux

1. Matériaux naturels utilisés en construction
2. Granulats
3. Liants hydrauliques
4. Mortiers hydrauliques
5. Adjuvants des mortiers et bétons
6. Bétons et mortiers prêt à l'emploi
7. Composition granulaire des bétons
8. Caractères des bétons et des aciers

Travaux de maçonnerie

9. Murs en maçonnerie
10. Murs de façade en maçonnerie
11. Stabilité des murs en maçonnerie
12. Murs de soubassement
13. Murs de refend
14. Réalisation des maçonneries
15. Cheminées et conduits de fumée
16. Enduits
 1. Enduits traditionnels
 2. Enduits projetés « monocouches »

17. Revêtements muraux de façade en pierre mince
 1. Revêtement mural attaché
 2. Vêture isolante avec parement pierre
18. Canalisations et assainissement

Structures en béton armé ou précontraint

19. Préfabrication industrielle
20. Structure poteaux-poutres-planchers
21. Planchers avec dalles alvéolées précontraintes
22. Poutres précontraintes
23. Composants préfabriqués des chantiers
24. Vibration des bétons
25. Coffrage poteaux, poutres, dalles
 1. Conditions et principes de coffrage
 2. Procédés de coffrage des poteaux, poutres, dalles
26. Voiles en béton armé
 1. Réalisation des voiles
 2. Rotation des banches

OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

Technologie du Bâtiment - Gros œuvre

Ce manuel est un outil de formation des techniciens du gros œuvre, qui assure le **lien entre l'analyse des problèmes posés au constructeur** (aptitude à comprendre, raisonner, déduire) **et la mise en œuvre des techniques et procédés** (aptitude à organiser et à réaliser).

Les principaux objectifs poursuivis sont les suivants :

- **informer sur les matériaux, matériels et techniques de construction et les analyser ;**
- **développer les aptitudes pour différencier, sélectionner et utiliser les méthodes de travail** en fonction du dossier technique des travaux (plan de définition et d'exécution, cahier des charges, etc.) ;
- **permettre d'organiser et d'assurer le suivi des chantiers par la connaissance des dispositions constructives ;**
- **faire le point des connaissances acquises** à l'aide de questionnaires et éléments de réponse.

Les nouveaux développements de cet ouvrage concernent principalement :

- les matériaux : types de ciment, aciers et bétons,
- les actions permanentes et variables,
- les principes de calcul des constructions,
- les fondations par puits, pieux et poutres-voiles,
- les chaînages verticaux et horizontaux,
- les coffrages des dalles en béton armé,
- les planchers à poutrelles précontraintes et leur mise en œuvre,
- les planchers avec poutrelles à treillis et les plans de pose,
- les plans d'exécution des planchers à prédalles,
- les solutions d'étanchéité des terrasses.

