

2^{ième} ANNÉE d'ÉTUDES

GENIE CIVIL

Messieurs COGNON et LACOMBE

1997 – 1998

**Réserveé uniquement aux Enseignants, Elèves et Anciens Elèves de
l'École Centrale Paris
Reproduction interdite**



ECOLE CENTRALE PARIS

2^{ème} ANNÉE d'ÉTUDES

GENIE CIVIL

Messieurs COGNON et LACOMBE

1997 - 1998

Réservé uniquement aux Enseignants, Elèves et Anciens Elèves de l'Ecole Centrale Paris
Reproduction interdite

Table des Matières

- Première partie -

I -	FONCTIONNEMENT DE L'ACTIVITÉ DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS	1
	1 . Généralités sur cette industrie	1
	2 . Types d'ouvrage construits en 1990.....	2
	3 . Rôle des différents intervenants de "Acte de Construire"	3
II -	LES MATERIAUX UTILISÉS DANS LE B.T.P.....	7
	1 . Généralités.....	7
	2 . Les matériaux naturels	7
	3 . Les liants.....	8
III -	LES SOLS	17
	1 . Généralités.....	17
	2 . Classification des sols	17
	3 . Contraintes dans les sols	23
	4 . Déformation des sols	28
	5 . Calcul de la rupture.....	32
	6 . Les fondations.....	37
IV -	LE BÉTON	39
	1 . Composition des bétons	39
	2 . Adjuvants	40
	3 . Influence de la température sur la prise et le durcissement	41
	4 . Variations dimensionnelles des bétons	41
	5 . Fabrication des bétons	44
	6 . Mise en oeuvre des bétons	44
	7 . Bétons spéciaux	44
V -	LE BOIS	47
	1 . Propriétés générales du bois	47
	2 . Essences utilisées	48
	3 . Abattages des bois	48
	4 . Défauts des bois	48
	5 . Ennemis des bois	48
	6 . Produits demi finis	48
	7 . Caractéristiques mécaniques des bois	50

VI - LES ACIERS UTILISÉS DANS LA CONSTRUCTION	53
1 . Caractéristiques mécaniques de l'acier	53
2 . Aciers de construction métalliques	54
3 . Acier pour Béton Armé	60
4 . Acier pour Béton Précontraint	64
5 . Fils pour câble ~ de ponts suspendus	69
6 . Métaux légers	69
VII - PRINCIPE DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES EN ACIER	71
1 . Généralités	71
2 . Méthodes de calcul	72
3 . Assemblages	73
VIII - LE BÉTON ARMÉ	79
1 . Les ouvrages les plus classiques en béton armé	79
2 . Mise en oeuvre du béton armé	79
3 . Les avantages du béton armé	80
4 . Règlementation du béton armé	81
5 . Association Béton Acier	82
6 . Calcul des poutres en béton armé	83
IX - LE BÉTON PRÉCONTRAINTE	93
1 . Cas d'un tuyau en Béton sous pression	93
2 . Cas d'une section de Béton armé en flexion simple	94

♦ ♦ ♦

- Deuxième partie -

- TECHNIQUE DU BATIMENT -

PLAN de la deuxième partie	I
I - CONDITIONS PRINCIPALES D'ÉLABORATION DU PROJET D'UN BATIMENT	1
II - PRINCIPES DU TRANSFERT DES CHARGES AUX FONDATIONS	11
III - BATIMENTS A MURS PORTEURS	15
IV - BATIMENTS A OSSATURE	25

V - CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS.....	29
VI - PLANCHERS.....	39
VII - ETANCHÉITÉ DES CONSTRUCTIONS	47
VIII - COUVERTURES DES BATIMENTS INDUSTRIELS	57

♦ ♦ ♦

- Troisième partie -

- TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS -

INTRODUCTION	65
I - LES TERRASSEMENTS	67
II - LES PONTS	73
III - BARRAGES DE RETENUE	97
IV - TRAVAUX SOUTERRAINS	105
V - TRAVAUX MARITIMES	113

♦ ♦ ♦

- Quatrième partie -

EXERCICES

FONCTIONNEMENT DE L'ACTIVITE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

(B.T.P.)

“Il s’agit du plus vieux métier du monde, puisque l’on a construit la route avant de faire le trottoir”.

JM. COGNON

“Pensées publiques Tome IV”

1 - GENERALITES SUR CETTE INDUSTRIE

Secteurs	Chiffres d'affaires	Effectifs
B.T.P.	500 MdsF	1.700.000 ⁽¹⁾
Agriculture	380 MdFsF	1.800.000
Construction Automobile	370 MdsF	450.000

(1) dont 16.000 ingénieurs

L'industrie du B T P en France devance l'Agriculture et l'industrie Automobile.

Le chiffre d'affaires par individu actif augmente ces dernières années, de l'ordre de 5% de plus que l'augmentation du coût de la vie. Les techniques modernes, faisant appel aux nouvelles méthodes de calcul, aux nouveaux matériaux et à un esprit d'Innovation très présent dans cette profession, ont permis cette évolution très rapide.

C'est un domaine d'activité où les Ingénieurs et les entreprises françaises ont toujours excellé. De EIFFEL à BOUYGUES et d'un d'autre vous ensuite.

2 - TYPES D'OUVRAGE CONSTRUITS EN 1990

2.1 - Bâtiments

- Logements 400.000, dont les 2/3 en maisons individuelles
- Bâtiments scolaires et universitaires
- Bureaux et entrepôts commerciaux
- Usines
- Bâtiments publics (hôpitaux, Administratifs, Pet T, Culturels etc...)
- Enfin, réhabilitation de bâtiments anciens et entretien général.

Dans un bâtiment neuf, les différentes entreprises intervenant (les différents corps d'état) sont les suivants :

- 1) Le Gros Oeuvre (40% du C.A.)
- 2) Maçonnerie des cloisons
- 3) Revêtements sol et mur
- 4) Couverture, étanchéité
- 5) Menuiserie bois, PVC ou métal
- 6) Serrurerie
- 7) Plomberie
- 8) Electricité
- 9) Chauffage climatisation
- 10) Ascenseurs
- 11) Peinture, vitrerie.

et il faut coordonner tout ce beau monde !....

2.2 - Travaux publics

Les activités sont d'une infinie diversité et leur complexité va croissant avec le progrès des techniques qui peut conduire, selon le cas, à une spécialisation plus poussée ou, au contraire, à une polyvalence accrue des entreprises.

28% de l'activité Travaux Publics concernent les travaux routiers : routes de tous types, autoroutes, pistes d'aérodromes, sols des ensembles sportifs ;

19 % les réseaux et équipements électriques et téléphoniques ;

18 % les travaux d'hygiène publique tels que l'utilisation de l'eau, les travaux d'irrigation, les réseaux d'égouts, l'épuration des eaux, l'équipement des abattoirs, le traitement des ordures ménagères :

15 % les ouvrages d'art et l'équipement industriel : ponts, barrages, structures métalliques, réservoirs, silos, etc...

les 20 % d'activité restante se partagent en :

- travaux de terrassements généraux à sec ou dans l'eau (10%) ;
- travaux souterrains (tunnels ferroviaires et routiers, métro) (3%)
- travaux de fondations spéciales (2%) ;
- travaux maritimes et fluviaux (installation portuaires et de navigation intérieure) (2,5%) ;
- travaux de voies ferrées (surtout à l'étranger) (2,5%) ;

Il faut noter qu'il est quelquefois difficile de faire la discrimination entre ouvrages d'art et bâtiments : par exemple, le palais du C.N.I.T. est un bâtiment par destination, un ouvrage d'art par ses caractéristiques exceptionnelles. De même entre ouvrages d'art et travaux publics : ainsi les fondations en rivière d'un pont en béton précontraint - ouvrage d'art - font appels aux techniques des Travaux publics.

Une discrimination peut cependant se faire entre :

- travaux d'infrastructures qui feront surtout appel aux techniques des travaux publics,
- travaux de superstructure qui feront plutôt appel aux techniques du bâtiment.

Notons également un trait spécifique de l'industrie des Travaux Publics par opposition à l'industrie du bâtiment c'est une industrie de prototypes ; si la construction d'un pont ressemble apparemment beaucoup à celle d'un autre pont, en ce qu'elle comporte toujours à peu près les mêmes opérations, chaque ouvrage n'en constitue pas moins un objet unique, dont la position, l'implantation, les caractéristiques précises ne sont qu'une seule fois valables en toute rigueur.

3 - ROLE DES DIFFERENTS INTERVENANTS DE "L'ACTE DE CONSTRUIRE "

3.1 - Le Maître d'Ouvrage

"C'est celui qui sera le propriétaire au moins jusqu'à la fin des travaux et qui paye ces travaux au fur et à mesure de l'avancement de ceux-ci".

Dans les opérations de bâtiments, ce peut-être :

- vous-mêmes, S.C.I., SA H.L.M pour les logements ;
- les Communes, Départements, Régions pour des bâtiments scolaires ou administratifs
- les différents ministères : (hôpitaux, stades, hôtel des Impôts etc ...)
- sociétés commerciales pour tout ouvrage à vocation industrielle ou commerciale. Vous serez dans votre carrière d'ingénieur quelle qu'elle soit, automatiquement un jour Maître d'Ouvrage pour construire le développement de votre société.

Dans le domaine des Travaux Publics, ce sera en général :

- le Ministère de l'Equipement
- les organismes para-étatiques tels que : S N C F , E D F .

3.2 - Le Maître d’Oeuvre

Le Maître d’Ouvrage est le plus souvent incompétent en matière de travaux. C'est pourquoi il exprime ses besoins à un Représentant compétent : le **Maître d’Oeuvre**, homme de l'art, qui définira l'ouvrage en fonction du programme et des possibilités financières du Maître d'ouvrage, dressera les plans généraux et, souvent, les plans d'exécution et fera exécuter l'ouvrage sous son contrôle, aux frais du Maître d’Ouvrage, avec lequel il sera directement lié par un contrat.

En matière de bâtiments, le Maître d’Oeuvre est l’Architecte

Une remarque s'impose immédiatement : pendant longtemps les techniques du bâtiment sont restées relativement simples et les connaissances de l'Architecte en matière de construction et de prix lui permettaient de les dominer toutes : il pouvait alors exercer efficacement et jusque dans les détails, la direction de l'ensemble des corps d'état. Mais les choses ont évolué : les techniques de la construction se sont compliquées en matière de second oeuvre et d'équipements. Il devient de ce fait impossible à l'Architecte de les connaître toutes en détail.

Il en résulte :

a) que le rôle de l'Architecte porte essentiellement sur la conception d'ensemble des formes de l'ouvrage et que dans l'exécution des travaux, il intervient comme un Chef d'orchestre dans l'exécution d'une oeuvre musicale, qui dirige l'ensemble des exécutants, sans pour cela savoir jouer de la contrebasse ou du hautbois.

b) que l'Architecte s'entoure, de plus en plus souvent, de collaborateurs techniques spécialisés. Cette assistance technique, qui permet à l'Architecte d'assurer une direction effective de la conception et de la réalisation de l'oeuvre, peut être le fait de :

- soit de spécialistes indépendants les uns des autres : Ingénieurs conseils en chauffage ou en mécanique des sols, par exemple, qui apportent leur collaboration à l'Architecte, chacun pour son compte ou qui, parfois, sont même intégrés au bureau de l'Architecte ;

- soit d'un "Bureau d'Etudes Techniques" groupant dans une organisation homogène des spécialistes de tous corps d'état. Cette dernière formule tend à se développer, tout au moins pour les chantiers importants.

C'est ainsi que se sont créés des Cabinets d'Architectes importants par le nombre de leurs collaborateurs, des groupements en équipes de plusieurs architectes. Aux Etats-Unis, la symbiose est complète : le Cabinet d'Architecte comporte un nombre important d'ingénieurs de toutes disciplines, qui fournissent des dossiers de plans parfaitement au point en ce qui concerne tous les corps d'état.

Entouré de ces conseils techniques, l'Architecte peut donc prendre la responsabilité du coût prévisionnel du bâtiment à construire, avec toutefois une certaine marge d'erreur autorisée, dans le cadre de la loi régissant ce que l'on appelle "l'ingénierie". Si le coût de la réalisation dépasse le coût prévisionnel majoré de la marge, les honoraires de l'équipe d'ingénierie peuvent subir une certaine réfaction.

En matière de travaux publics, le Maître d'oeuvre est l'ingénieur de l'Administration ou de l'Organisme Maître d'ouvrage : par exemple l'ingénieur des Ponts & Chaussées, l'ingénieur de l'E.D.F. ou de la S.N.C.F. ou de la R.A.T.P. Dans certains cas également, certains Ministères, Maîtres d’Ouvrages, déléguent leurs pouvoirs au Ministère de l'Équipement, dont les ingénieurs contrôlent les travaux parallèlement à l'Architecte : ainsi pour l'Education Nationale, les Sports, la Santé Publique.

Maître d'ouvrage et Maître d'oeuvre sont aussi parfois confondus : certaines Sociétés Industrielles ou commerciales disposent d'un service d'Architecture ou d'un service Travaux qui ont des compétences suffisantes pour se passer d'un Maître d'oeuvre distinct et élaborent eux-mêmes un projet technique et en contrôlent l'exécution (par exemple, l'E.D.F., la S.N.C.F., Saint- Gobain, Michelin etc ...)

3.3 - Les urbanistes

Leur rôle est d'éviter l'anarchie, c'est-à-dire qu' il se construise n'importe quoi, n'importe où. C'est un domaine de développement récent où il reste beaucoup à apprendre et beaucoup à faire.

Le PARIS du 19 ème siècle, la plus belle ville du monde, a été construit sans urbaniste, contrairement à la COURNEUVE 4000 et SARCELLES...

Malgré certains échecs, un ensemble de règlements associé à un certain nombre de taxes a permis d'éviter par exemple, de voir trop s'envoler les prix des terrains à PARIS en comparaison des autres capitales mondiales (Un beau studio au JAPON vaut un beau million de Dollars !... Quel beau pays que le JAPON disent les journalistes français descendus au Palace Hôtel avec une Gheisa).

3.4 - L'entreprise

C'est elle qui exécute, c'est aussi celle qui se fait houssiller si ce n'est pas du goût du public, alors que l'on glorifiera l'Architecte dans le cas contraire...

Il y a 280.000 entreprises en France, dont la moitié est constituée d'un seul l'homme l'artisan ; les autres se décomposent comme suit :

- 90 ont plus de 1.000 salariés (25 % du C.A. total)
- 3.000 ont de 50 à 1.000 salariés (30 % du C.A. total)
- 15.000 ont de 10 à 50 salariés (30% du C.A. total)

Les 6 premières entreprises sont classées dans les 20 premières mondiales. C'est le domaine d'activités où la France est la mieux classée, loin devant.... le JAPON.

LES MATERIAUX UTILISES DANS LE B.T.P.

“Le bois est abattu sur place”

cours de DESMARETS 1955

1 - GENERALITES

L'homme a, dès son origine, cherché à se protéger en construisant avec des matériaux prélevés dans le sol sans transformation d'abord et ensuite transformé pour améliorer leurs caractéristiques mécaniques.

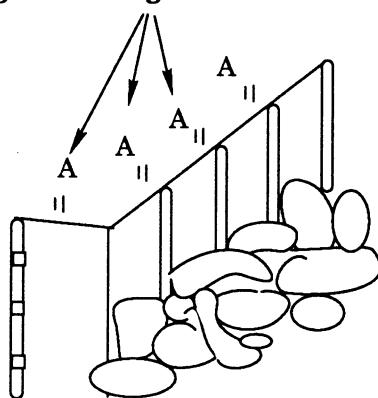
Les premiers matériaux furent : la pierre, le bois et l'argile.

Si le bois et la pierre sont toujours utilisés, cette dernière, devenue trop chère compte tenu de ses frais d'extraction et de transport, n'est plus utilisée que dans le “grand standing”. On préfère maintenant utiliser le béton qui est un mélange de sables, graviers, ciment et eau auquel s'ajoutent quelques adjuvants. Les constituants sont donc des matériaux naturels : sables et graviers associés à un liant qui est le ciment.

2 - LES MATERIAUX NATURELS

La première source de sables et graviers se trouve dans les fleuves actuels ou dans d'anciens méandres. Il s'agit de matériaux du quaternaire appelés Alluvions Anciennes. La dimension des grains dépend de la vitesse du courant. A grande vitesse près des montagnes, se déposent des galets puis des graviers, enfin des sables, et dans les estuaires des éléments très fins qui sont les limons, puis les argiles, la dimension des grains diminuant par le frottement et réaction physico-chimique.

ligne de forage

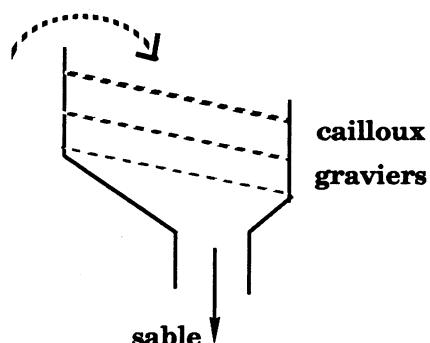


1 - Abattage



2 - Concassage

En Hollande, plaine sédimentaire, on ne trouve que des sables apportés par le Rhin alors que la plaine d'Alsace regorge en amont de graviers. Le Port de Strasbourg réalise de ce fait un très important trafic de vente de gravier à la Hollande qui n'en possède pas.



L'ensemble de ces matériaux est appelé Sables et Graviers roulés. Ils n'ont en général, que peu d'angles vifs.

Dans les régions où ces matériaux sont absents, le constructeur doit produire des matériaux pour le béton en concassant des matériaux plus grossiers eux-mêmes extraits de matériaux massifs obtenus à l'explosif dans une carrière.

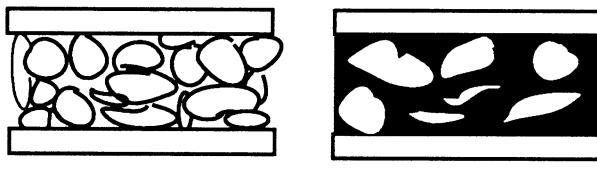
3 - *Criblage*

3 - LES LIANTS

Les liants sont des produits que l'on emploie sous forme plus ou moins plastique et qui, en durcissant, servent de matière d'agrégation et permettent ainsi d'améliorer le contact entre les matériaux de construction, donc d'augmenter la résistance à la compression de leurs assemblages et de créer une certaine résistance à la traction.

Ils comprennent essentiellement :

- les chaux et ciments
 - les liants hydrocarbonés
 - les plâtres
 - les résines
 - les laitiers de hauts fourneaux

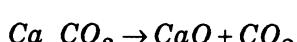


3.1 Logement et éléments

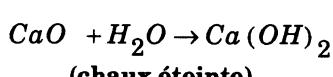
Les chaux et les ciments constituent la matière d'agrégation des mortiers employés dans les maçonneries et les bâtim.

3.1.1 Lymphoma

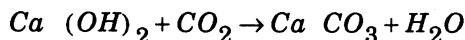
La chaux est le plus ancien liant connu. Elle est obtenue par calcination vers 850° à 1000° du calcaire naturel constitué presque uniquement de Carbonate de Calcium $CaCO_3$; on a la réaction suivante :



C'est la chaux vive que l'on éteint par de l'eau, avec fort dégagement de chaleur et important gonflement.



La poudre blanche obtenue, mélangée à la moitié de son poids d'eau, forme une pâte onctueuse et liante qui est la chaux grasse. Cette pâte fait prise et durcit à l'air, en augmentant de volume, par action du gaz carbonique.



La chaux est donc un liant aérien, peu employé de ce fait si ce n'est pour des travaux de maçonnerie. Son emploi en grande masse ou dans l'eau est à proscrire, puisque l'absence d'air empêche le durcissement. C'est ainsi que la démolition d'anciennes fortifications romaines a fait apparaître au cœur de massifs épais, des zones où le mortier n'avait pas durci parce qu'à l'abri de l'air.

La chaux présente en outre un autre inconvénient majeur : elle est légèrement soluble dans l'eau. C'est ainsi que peuvent disparaître dans le temps des fondations en rivière constituées par des maçonneries liées par un mortier de chaux.

3.1.2 - *Les liants hydrauliques ou ciments*

Au contraire, ils n'ont pas besoin de l'air pour faire prise et durcir. Ils peuvent durcir sous l'eau. C'est le domaine des chaux hydrauliques et des ciments.

3.1.2.1 - *Principes de fabrication*

Les ciments sont des poudres finies obtenues par la cuisson à haute température d'un mélange de matériaux naturels de carrière (argile, calcaire, marne dans la proportion approximative de 20% d'argile et 80 % de calcaire). Ces matériaux sont d'abord concassés puis broyés, à sec ou en présence d'eau, pour obtenir un mélange intime et homogène comportant environ 65% à 70% de CaO ; ce mélange passe ensuite dans un four rotatif de grande longueur (200 m environ) où se produit, vers 1.450° une fusion partielle ou **clinkérisation**, au cours de laquelle ont lieu des réactions entre la chaux CaO et les oxydes acides présents dans l'argile, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 formant des sels anhydres : silicates, aluminoates et aluminoferrites de calcium, dénommés **clinker**.

La cuisson terminée, le clinker, qui se présente sous forme de grains plus ou moins arrondis de 5 à 30 m/m de diamètre, est refroidi rapidement et broyé dans des broyeurs à boulets, en présence d'un peu de sulfate de chaux (gypse). On obtient ainsi le ciment Portland Artificiel (C.P.A.), du nom d'une carrière anglaise de calcaires marneux naturels contenant de l'argile en bonne proportion et répartie de façon homogène, donnant par cuisson du ciment naturel.

Les 4 principaux constituants du clinker sont :

- | | | |
|--|---------------------------|---------------------|
| - le silicate tricalcique (60%) | $SiO_2 \ 3CaO$ | ou C_3S (Alite) |
| - le silicate bicalcique (20%) | $SiO_2 \ 2CaO$ | ou C_2S (Belite) |
| - l'aluminate tricalcique (10%) | $Al_2O_3 \ 3CaO$ | ou C_3A (Celite) |
| - l'aluminoferrite tétracalcique (10%) | $Al_2O_3, Fe_2O_3 \ 4CaO$ | ou C_4AF (Celite) |

3.1.2.2 - *Ciments avec constituants secondaires*

Dans un but d'économie, on mélange souvent au clinker des constituants secondaires consommant moins d'énergie pour leur fabrication (cette énergie intervient en effet actuellement pour près de 45 % dans le prix de revient du ciment):

- **laitier**, résidu minéral de la préparation de la fonte dans les hauts fourneaux, sortant du trou de coulée de 1.750°. Refroidi brusquement, il donne un produit granulé comportant 45 à 50 % de chaux, 25 à 30% de silice, 15 à 20% d'alumine et 10 % d'oxydes divers. C'est un véritable ciment lent.

- **cendres volantes**, fines poussières récupérées dans les dépoussiéreurs à la sortie des chaudières des centrales thermiques. Elles comportent de la silice amorphe.

- **pouzzolanes**, produits naturels d'origine volcanique, composés de silicates et alumates.

- **fillers**, produits obtenus par broyage fin de certaines roches, agissant uniquement par leurs propriétés physiques, inertes sur le plan chimique.

On obtient ainsi à partir du clinker de C.P.A. un ciment Portland composé, dénommé CPJ par la norme NF P15 301. Selon cette norme, le CPA contient au moins 97% de clinker, le reste étant du filler et le CPJ au moins 65 % clinker CLK contenant au moins 80% de laitier. Pour ces deux ciments, le reste est constitué de clinker pur et éventuellement de 3% de filler.

On utilise également le ciment de haut fourneau CHF contenant entre 60 et 75 % de laitier et le ciment de laitier au clinker CKL contenant au moins 80% de laitier. Pour ces deux ciments, le reste est constitué de clinker pur et éventuellement de 3% de filler.

Ces derniers ciments par opposition aux CPA, ont une bonne résistance aux eaux, pures ou chargées de certains sels agressifs, d'autant plus que leur pourcentage en laitier est important, ce qui les fait recommander pour les travaux de fondation.

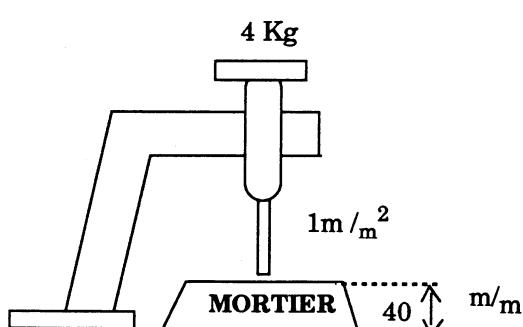
On utilise aussi parfois des ciments spéciaux, tels que :

- les ciments sursulfatés C.S.S. (80% de laitier - 15% de sulfate de chaux - 5% de clinker)
- les ciments pouzzolanométallurgiques C.P.M.F. (clinker-laitier- cendres volantes de gypse)
- les ciments alumineux (fondus), obtenus par fusion d'un mélange de calcaire et de bauxite.

Signalons cependant qu'à la suite de certaines décompositions mal expliquées, ce ciment alumineux est actuellement interdit par les Ponts et Chaussées pour des travaux définitifs.

3.1.2.3 -*Hydratation du ciment et prise*

En présence d'eau, les sels minéraux amorphes, anhydres et instables, s'hydratent. Il se produit une cristallisation des sels hydratés stables formés d'aiguilles enchevêtrées ; ainsi, le silicate tricalcique anhydre $SiO_2 \cdot 3CaO$, donne un silicate hydraté, la tobermorite, et de l'hydroxyde de chaux, avec dégagement de chaleur :



L'essai de prise s'effectue à 20° sur une pâte pure de ciment ou sur un mortier normalisé (1 de ciment ; 0,5 d'eau ; 2 de sable de leucate) à l'aide de l'appareil de Vicat constitué par une aiguille lesté que l'on enfonce dans la pâte.

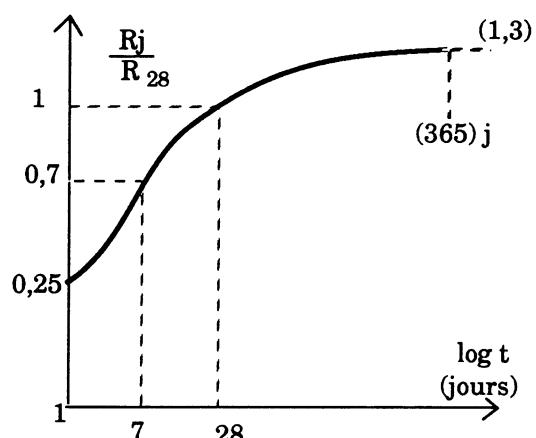
Le début de prise correspond au moment où l'on constate une augmentation de viscosité de la pâte avec échauffement

Il est défini à l'aide de l'aiguille de Vicat, par le moment où l'aiguille ne pénètre plus au fond de la boîte. La fin de prise est caractérisée par le fait que l'aiguille de Vicat ne laisse plus de trace notable dans la pâte.

Pour les ciments courants, le début de prise se fait entre 2 et 5 heures. Certains ciments (tel le ciment de Vassy) ou le mélange d'un CPA et d'un ciment alumineux, prennent très rapidement (10 à 12 mn) mais présentent de médiocres qualités mécaniques.

La durée de la prise entre début et fin est de 3 à 4 heures. La prise se fait avec dégagement de chaleur.

3.1.2.4 -Durcissement



Evolution de la résistance dans le temps

Après la prise, le phénomène d'hydratation se poursuit ; c'est la période durcissement. La résistance à la compression augmente plus ou moins rapidement, et ceci pendant des mois.

La classification des ciments se fait à l'aide d'essais d'écrasement sur des éprouvettes de mortier dit normal, mélange à 1 pour 3 de ciment et de sable fin de leucate.

Les résistances sont mesurées à 28 jours : ces résistances présentent évidemment une certaine dispersion. C'est pourquoi la dénomination de la classe de résistance d'un ciment est définie par le milieu de la fourchette faisant intervenir la résistance maximale et la résistance minimale à 28 jours.

Cette valeur est exprimée en Méga pascal (MPa) (1 MPa = 10 bars \equiv 10 Kg/cm²). La fourchette retenue est de plus ou moins 10 MPa.

C'est ainsi qu'un ciment 45 aura une résistance sur mortier normal à 28 jours comprise entre 35 et 55 MPa soit 350 à 550 bars.

Il existe 3 classes de ciments courantes : 35 - 45 - 55. Pour ces deux dernières classes, sont prévues des sous classes éventuelles 45 R et 55 R (R = rapides) dont la résistance à 2 jours est spécifiée. La résistance à 7 jours est de l'ordre des 2/3 de la résistance à 28 jours. Les résistances à la traction sont de l'ordre du dixième des précédentes. En fait, il s'agit d'une résistance de collage.

Dans chaque catégorie de ciments, l'augmentation de résistance à la compression est obtenue par l'augmentation de la finesse de **mouture de clinker**. Elle peut varier de 2700 à 4500 cm²/g en surface développée dite surface Blaine. Sa valeur moyenne est de l'ordre de 3000 cm²/g (le diamètre des grains est inférieur à 200 μ la majorité est de 50 μ).

La chaleur accélère la prise et le durcissement, alors que le froid les ralentit. On peut compenser ces effets en utilisant des retardateurs ou des accélérateurs tels que le chlorure de calcium, qui permet de bétonner par temps froid.

3.1.2.5 -Retrait et fissuration

Le ciment est toujours mélangé à une quantité d'eau très nettement supérieure à la quantité nécessaire à l'hydratation.

De ce fait, au cours de la prise et du durcissement, les éprouvettes de pâte pure ou de mortier normal, subissent une diminution de volume apparent, appelée retrait hydraulique, due aux qualités hydrauliques du liant et à l'évaporation de l'eau. Ce retrait sur mortier normal peut atteindre : $\frac{\Delta l}{l} = 3,5 \times 10^{-4}$ à 7 jours et 6×10^{-4} à 28 jours.

Ce retrait est d'autant plus important que la finesse de mouture est grande, c'est-à-dire que le ciment est résistant. Le retrait du ciment diminue au contraire avec son âge : c'est pourquoi il faut éviter d'employer des ciments de fabrications trop récente, dits "ciments chauds". Un certain temps de silotage est nécessaire.

Lorsque le retrait est empêché, il crée donc des contraintes de traction, qui conduisent à une fissuration des éprouvettes : c'est ainsi que l'on caractérise parfois les ciments par le temps de fissuration d'un anneau de pâte pure dont le retrait est géné par un noyau central en acier. En général, ce délai doit être inférieur à 15 heures.

3.2 - Les liants hydrocarbonés ou produits noirs

3.2.1 - *Produits noirs*

Les produits "noirs" sont des hydrocarbures (composés organiques formés de carbone et d'hydrogène à poids moléculaires élevés) accompagnés de leurs dérivés oxygénés, sulfurés ou nitrés et chargés de matières plus ou moins inertes. Les liants noirs présentent un certain nombre d'avantages : souplesses, plasticité, grande adhérence, imperméabilité à l'eau et à l'air, résistance aux acides.

Ils sont utilisés en technique routière pour la réalisation des chaussées souples par imprégnation de la surface enrobage et agglomération des granulats utilisés conduisant à l'imperméabilisation du revêtement superficiel. Ils sont également utilisés pour réaliser les revêtements d'étanchéité des toitures terrasses ainsi que des ouvrages enterrés.

3.2.2 - *Differentes produits utilisés*

3.2.2.1 - *Produits naturels*

Il s'agit essentiellement de bitumes naturels (Vénézuela, Mexique, Albanie) produits de polymérisation du pétrole au contact de certaines argiles, ou d'asphaltes (roches sédimentaires argilo calcaires imprégnées de bitume, telles que les schistes bitumeux de la région d'Autun en France qui comportent 8 à 10 % de bitume naturel). Après broyage et addition de bitume on obtient des "pains" d'asphalte utilisés à chaud pour le revêtement des trottoirs et chaussées urbaines.

3.2.2.2 - *Produits artificiels*

Ce sont les plus employés. On distingue :

- **le goudron** (coaltar) liquide visqueux obtenu par distillation en vase clos de la houille. La distillation de ce goudron donne un résidu solide, le **brai de houille** très résistant au chocs.
- **les bitumes artificiels** sont obtenus par distillation du pétrole sous vide. On obtient ainsi des bitumes liquides, mous, mi-durs rarement durs. Ces derniers peuvent être fluidifiés par addition de produits plus volatils (Kérosène, huiles minérales) ou de bitumes : on obtient ainsi des "cut-backs"

Le bitume est souvent employé sous forme d'émulsion dans l'eau. Il se présente alors sous la forme de globules sphériques de 2 à 20 μ de diamètre dispersés dans l'eau et protégés par un film mince démulsifiant (gommes, résines, sulforicinates) empêchant leur soudure par coalescence.

Lors du répandage de l'émulsion, l'eau s'évapore, l'émulsion se rompt et il se forme un film continu par rassemblement des globules de bitume. La vitesse de rupture de l'émulsion peut être réglée de une demi-heure à plusieurs heures.

3.2.3 - Qualités des liants hydrocarbonés pour techniques routières

L'utilisation des liants noirs en technique routière nécessite certaines qualités.

3.2.3.1 -Mise en oeuvre facile

Il faut pour cela que leur viscosité soit faible aux température de mise en oeuvre. Cette mise en oeuvre peut être faite :

- à froid à l'aide des émulsions de bitume sur surfaces humides (graves - bitumes)
- à chaud à l'aide des bitumes ou cut-backs sur surfaces sèches (bétons bitumineux).

Le durcissement ultérieur du liant se fait d'abord par refroidissement puis ensuite par évaporation des produits volatils (huiles et oxydation dans l'air ou dans l'eau).

3.2.3.2 -Cohésion et Adhésivité

Le liant doit agglomérer solidement les pierrailles. Il faut donc une cohésion importante (qui mesure la force de liaison interne du liant) et une adhésivité suffisante (qui caractérise la force de liaison entre le liant et l'agrégat). Le liant doit atteindre ces qualités le plus rapidement possible après son application par évaporation des huiles et les conserver aussi bien en été (ne pas devenir trop mou, essais de dureté) qu'en hiver (ne pas devenir trop cassant, essais de ductilité).

3.2.3.3 -Conservation des qualités dans le temps

Le liant destiné à imperméabiliser la chaussée doit conserver ses qualités dans le temps, donc présenter un vieillissement lent, que l'on peut caractériser par un essai accéléré de perte de masse dans une étuve chauffée et ventilée.

3.2.4 - Produit d'étanchéité

Les revêtements d'étanchéité des toitures terrasses font appel à l'asphalte, soit aux bitumes. Dans ce dernier cas, on utilise des éléments préparés en usine.

3.2.4.1 -Chapes souples ou bitumes armées

Ce sont des feuilles obtenues par enrobage d'une armature soit à base textile (toile de jute) ou de verre (toile de verre) par une masse bitumineuse additionnée d'une farine. Le bitume utilisé est en général du bitume dur, qui se ramollit entre 70 et 90°C

La chape souple peut être autoprotégée par l'incrustation en surface, réalisée en usine, d'une couche de sable fin, ou par l'incorporation d'une mince feuille de métal - aluminium ou cuivre - de 8/100° de mm d'épaisseur. Ces produits, qui font l'objet d'une normalisation stricte, sont désignés par le poids d'un rouleau de 10 m², par exemple le type 30 pèse 30Kg pour 10 m².

3.2.4.2 -Feutres bitumés

Ce sont des feuilles obtenues par imprégnation d'une armature à base de cellulose (70 % de laine - 30% de coton) par un bitume mou. Ces feutres imprégnés peuvent être surfacés, c'est-à-dire recouverts sur les deux faces d'une couche de bitume plus dur.

Les feutres imprégnés surfacés peuvent être en outre protégés par l'application d'une matière minérale inerte telle que des paillettes d'ardoise. Ces feutres sont normalisés : ils sont désignés par le poids du rouleau de 20 m² : par exemple le type 27 S pèse 27 Kg pour 20 m².

3.2.4.3 -*Enduits d'application*

Les enduits d'application à chaud ou à froid sont des produits pâteux qui permettent de coller entre eux les différents feutres bitumés entrant dans la composition d'une étanchéité multicouche.

3.3 - **Les plâtres**

3.3.1 - *Fabrication*

Les plâtres sont des produits hydrauliques obtenus par déshydratation et pulvérisation plus ou moins poussée du gypse, forme naturelle du sulfate de chaux hydraté $Ca\ SO_4\cdot 2H_2O$.

Chauffé en atmosphère humide entre 130 et 160°, le gypse perd 1,5 molécule d'eau et donne $Ca\ SO_2\cdot 1/2H_2O$ qui est le plâtre. Gâché avec de l'eau, le plâtre fait prise par hydratation de ce sel anhydre.

Le plâtre peut être moulu plus ou moins finement. Il faut le conserver au sec car il absorbe facilement l'humidité de l'air et s'évapore (plâtre mort). On distingue :

- le plâtre gros de construction (gris)
- le plâtre fin de construction (blanc)
- le plâtre très fin, à modeler

3.3.2 - *Mise en oeuvre*

Plus le plâtre est fin et pur, plus il nécessite d'eau de gâchage. Par ailleurs, sa rapidité de prise est d'autant plus grande qu'il est gâché plus sec, ce qui explique que le début de prise varie de 2 mm pour les plâtres gros, à 30 mm pour les plâtres à modeler. La quantité d'eau de gâchage varie de 50 à 100% du poids de plâtre, pour obtenir une plasticité facilitant la mise en oeuvre.

La réaction chimique ne nécessite qu'un poids d'eau égal à 19 % du poids du plâtre, ce qui explique l'un des principaux inconvénients du plâtre : le délai de séchage. Par contre, le produit obtenu est, de ce fait, poreux, ce qui lui confère ses principales qualités d'isolation thermique et phonique ainsi que sa résistance au feu.

3.3.3 - *Emplois*

La résistance à la compression est de 20 à 80 Kg/cm² à 28 jours. Cette résistance tombe de 15 à 25 % de cette valeur, en présence d'humidité ; d'où la nécessité d'en éviter l'emploi à l'extérieur, et surtout en sous-sol. Les emplois principaux du plâtre sont les suivants :

- **enduits intérieurs** effectués en général en deux couches. Ce travail conduit à un gâchis considérable : la perte est de près de 50% et nécessite des travaux de nettoyage importants,
- **agglomérés de plâtres** carreaux de plâtre avec mâchefer ou cloisons préfabriquées creuses ou pleines,

- **plasterboard ou placoplâtre** sandwich de plâtre entre deux plaques de carton, qui lui confèrent une grande résistance en flexion,
- **staff** : éléments de plâtre avec incorporation de filasse,
- **stuc** : éléments de plâtre avec incorporation de durcisseur tel que l'alun, et de pierre broyée, permettant un poli comme le marbre.

3.4 - Les résines

Ce sont des produits récents, le plus utilisé est le silicate de chaux associé à un durcisseur. Elles agissent comme une colle universelle très forte entre les grains. Comme il s'agit d'un liquide peu visqueux, contrairement aux produits précédents, elles peuvent être utilisées dans tous les cas précédents ; par contre, étant très chers, ces produits ne sont utilisés que dans les cas où les autres ne peuvent l'être (scellement de pieds de poteaux) injection dans le sol pour le rendre étanche quand les éléments du sol sont très fins (sable silteux) que les grains de ciment ne pourraient atteindre vu leur taille.

3.5 - Les laitiers de hauts fourneaux

Outre leur utilisation dans les ciments, ils peuvent être utilisés seuls après broyage et mélange avec un sable (sable laitier) ou un gravier (grave laitier) en ajoutant un réactif à base de gypse. Il s'agit alors d'un béton de faible résistance (12 MPa environ) à prise très lente (jusqu'à 180 jours) mais très bon marché si l'on est près de la production et possèdent une propriété de déformation importante à la rupture située entre le béton bitumineux et les bétons hydrauliques. Ils sont utilisés dans les dallages au sol et dans les routes.

LES SOLS

“Les galets sont ronds parcequ'ils roulent”
et non
“ils roulent parce qu'ils sont ronds”

Pierre PONT - AVEN

1 - GENERALITES

Le sol est à la fois :

- 1) un matériaux de construction naturel quand on réalise un remblai routier ou un barrage en terre par exemple,
- 2) un élément constitutif du béton qui est fabriqué avec des agrégats granulaires naturels comme les sables et graviers auxquels on ajoute de l'eau et du ciment,
- 3) une assise pour les fondations de l'ouvrage.

2 - CLASSIFICATION DES SOLS

Les roches par opposition au sol ne se délitent pas dans l'eau :

2.1 - Selon la géologie :

Presque tous les sols sont des matériaux transportés au cours des différentes ères géologiques et transformés sur place par les agents physico-chimiques.

Dans une rivière par exemple, on rencontre des cailloux en amont, puis des graviers et des sables vers l'aval.

Quand ils deviennent très fins, la surface spécifique augmente et les réactions physico-chimiques de surfaces deviennent prépondérantes. Le matériau se transforme totalement et prend une structure cristallisée très spéciale sauf s'il est d'origine exclusivement calcaire. Il se présente alors sous la forme de feuillets très plats de dimension transversale de l'ordre de 10 Å° et longitudinale 1 à 3 microns. Certains types d'argile (Montmorillonite) ont une surface spécifique telle que l'on pourra recouvrir un terrain de football avec seulement 100 grammes de matériau.

Les matériaux autres que les matériaux transportés sont :

- les roches éruptives telles que le basalte

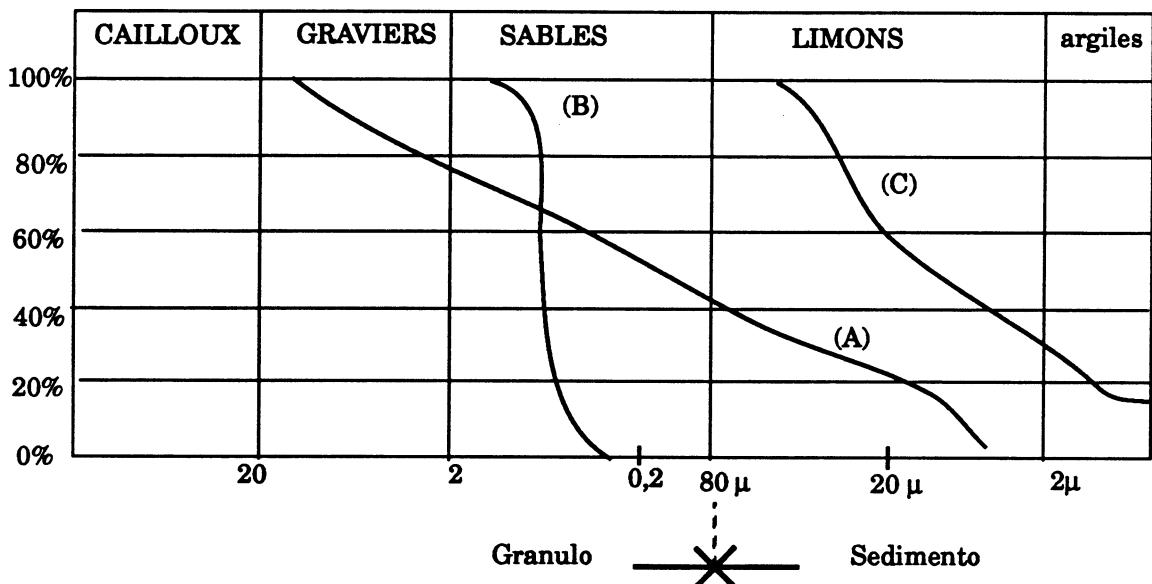
Les matériaux d'origine vivante sont :

- la craie par exemple est formée de petits coquillages (oolithe) dont il ne reste que la coquille,
- la lignite ou la tourbe d'origine végétale.

2.2 - Selon la taille des grains élémentaires du sol :

En faisant passer le sol dans des tamis de plus en plus petits, on peut déterminer le pourcentage de sol de taille supérieure à une dimension moyenne donnée et tracer la courbe granulométrique. Ce système est valable jusqu'au plus petit tamis dont la largeur est de 80 microns.

Ensuite, on procède par sédimentométrie dans de l'eau la vitesse de descente des grains étant fonction du diamètre des grains (Loi de Stokes). On classe ainsi les matériaux de 80 microns à 2 microns.



La courbe A est dite "à granulométrie étalée",
la courbe B est un sable uniforme (éolien),
la courbe C est un limon argileux

Par convention, on appellera les sols :

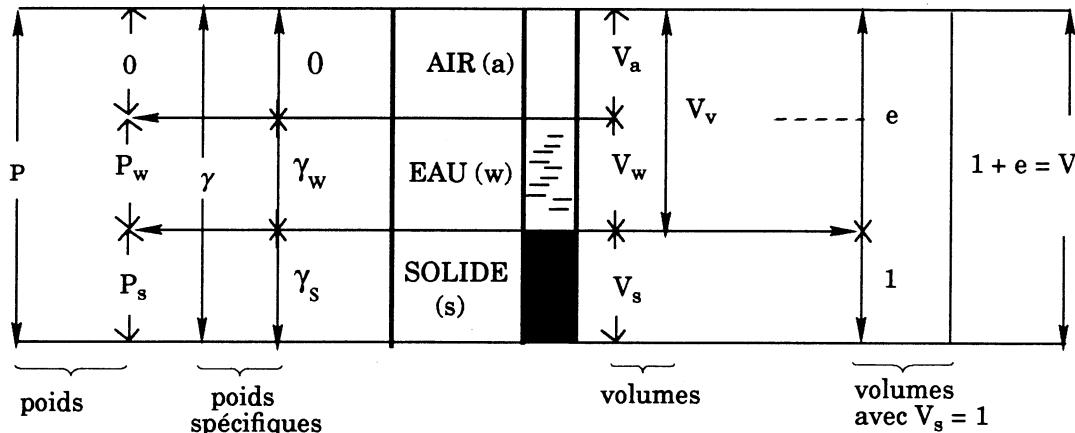
Cailloux	au-delà de 20 mm
Graviers	de 20 mm à 2 mm
Sable	de 2 mm à 80 microns
Limon	de 80 microns à 2 microns
Argile	en-dessous de 2 microns

2.3 - Classification par leur compacité :

Un certain nombre de définitions sont nécessaires. Elles sont très simples à partir de la figure 2 en prenant V_s le volume du matériau solide égal à l'unité.

On concentre tous les solides dans le même volume, le reste est appelé le "vide" qui peut être rempli partiellement ou totalement d'eau, le sol est alors saturé.

Dans le schéma ci-dessous, on a regroupé dans une même case et sans vide, l'ensemble du squelette solide.



A partir de ce schéma, un certain nombre de définitions sont couramment employées (avec entre parenthèses les appellations erronées, mais d'utilisation fréquente) :

Poids spécifique des grains

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

Il est la plupart du temps égal à 27 KN/m³, sauf pour des terrains d'origine végétale qui peuvent descendre à 10 KN/m³ ou des minéraux ferreux qui atteignent 35 KN/m³.

Poids volumique du sol

(densité humide)

$$\gamma = \frac{P}{V}$$

C'est le poids volumique apparent du sol avec son eau.

Poids volumique du sol sec

(densité sèche)

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$$

C'est le poids volumique après avoir ôté l'eau.

Poids volumique de l'eau

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \cong 10 \text{ KN/m}^3$$

Poids volumique déjaugé

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

C'est le poids spécifique du sol, en tenant compte de la poussée d'Archimède, (sol saturé).

Indice des vides

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{peut atteindre 5 à 6 dans certaines tourbes.}$$

C'est le volume des vides sur "le volume des pleins".

porosité $n = \frac{V_v}{V} \quad (< 1 \text{ par définition})$

C'est le volume des vides sur le volume total.

Teneur en eau

(en pourcentage) $w = \frac{P_w}{P_s}$

C'est le rapport du poids d'eau au poids des grains.

Degré de saturation (Sr)

En appelant W_s la teneur en eau quand l'ensemble des vides est rempli d'eau :

$$Sr = \frac{W}{W_s}$$

Il existe un grand nombre de relations entre toutes ces grandeurs dont la démonstration est toujours évidente : en prenant un volume des grains égal à l'unité :

$$\gamma_s = \frac{P_s}{1}$$

$$w = \frac{P_w}{P_s}$$

de même,

$$(1) \quad n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e}$$

et

$$e = \frac{n}{1-n}$$

$$(2) \quad \boxed{\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{\gamma_s + w \gamma_s}{1+e}$$

Donc : $\gamma = \frac{\gamma_s (1 + w)}{1 + e}$

(3) Et : $\gamma = \gamma_d (1 + w)$

De la définition de w et de Sr , on tire : $w = \frac{eSr \gamma_w}{\gamma_s}$

Si le terrain est saturé, $Sr = 1$ donc : $e = w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

comme $\gamma_s \approx 27 \text{ KN/m}^3$ (le plus souvent)

et $\gamma_w \approx 10 \text{ KN/m}^3$

(4) $e \approx 2,7w$

Le poids volumique apparent du solide avec l'action d'Archimède est $\gamma_s - \gamma_w$ à saturation.

donc : $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$

comme $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \Rightarrow \frac{1}{1 + e} = \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$

et $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$

avec les valeurs $\gamma_s = 27$ et $\gamma_w = 10$

il vient :

(5) $\gamma = 0,62 \gamma_d$

Enfin,

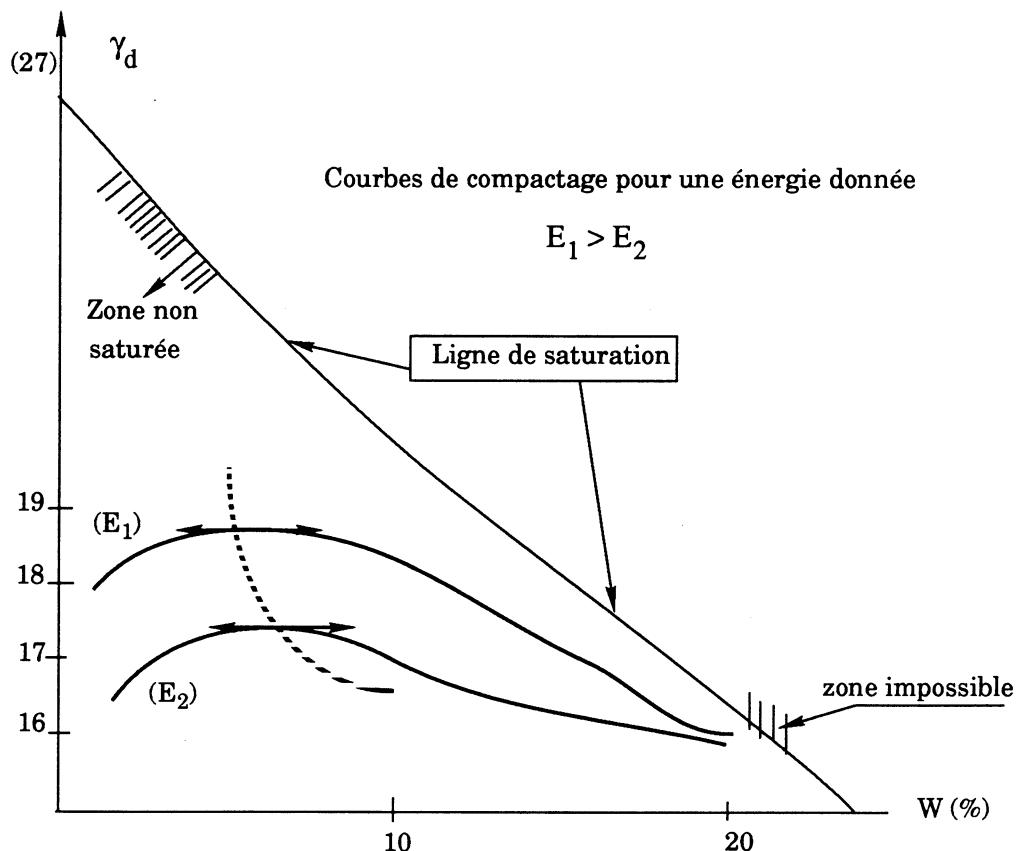
de $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$ on tire : $\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} = \frac{e}{\gamma_s}$

de $w = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s}$ à la saturation on tire : $\frac{e}{\gamma_s} = \frac{w}{\gamma_w}$

(6) donc
$$\frac{w}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}$$

γ_w et γ_s étant des constantes.

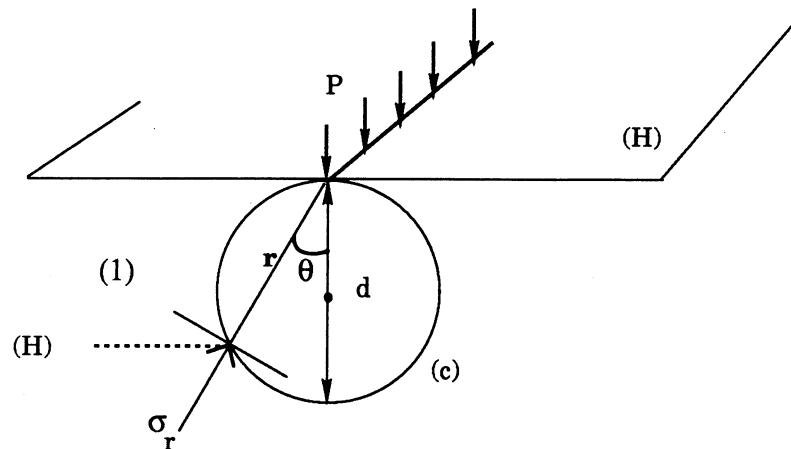
On tire la densité maximum pour une teneur en eau donnée, la courbe étant une hyperbole appelée ligne de saturation. Si l'on compacte, avec une énergie E_1 donnée, un sol avec des teneurs en eau croissante, on constate l'obtention d'une courbe en cloche dans le plan γ_d , il y a donc une teneur en eau optimale pour obtenir un matériau très dense. Si l'on fait varier l'énergie de compactage les courbes se décalent comme indiqué sur le schéma ci-après.



3 - CONTRAINTES DANS LES SOLS

3.1 - Problème à deux dimensions : matériau homogène, élastique, isotrope.

Ligne chargée à la surface du sol (sol supposé non pesant et élastique et sans eau).



BOUSSINESQ (vers 1900) a démontré que l'état de contrainte apportée par la ligne chargée est :

$$\sigma_\theta = 0 \quad \text{et} \quad \sigma_r = \frac{2P}{\pi} \frac{\cos \theta}{r} = \frac{2P}{\pi d}$$

donc σ est toujours dirigé vers le sommet du cercle et à la même valeur pour tous les points du cercle (c).

On se retrouve donc dans un état de compression simple à 2 dimensions et il est très facile avec le cercle de Mohr de trouver la contrainte.

σ_z sur une facette horizontale qui est celle qui fera principalement "tasser" le sol. On passe de la facette 1 à la facette H en tournant de θ donc 2θ dans le cercle de Mohr.

OM représente donc la valeur de :

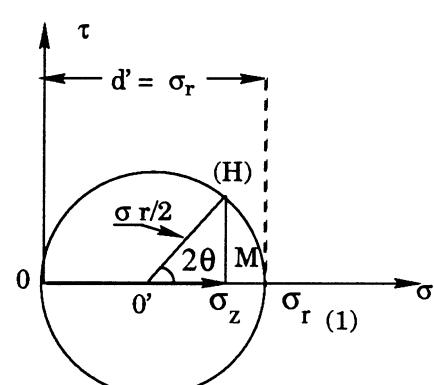
$$\sigma_z = \frac{\sigma_r}{2} + \frac{\sigma_r}{2} \cos 2\theta = \sigma_r \cos^2 \theta$$

avec :

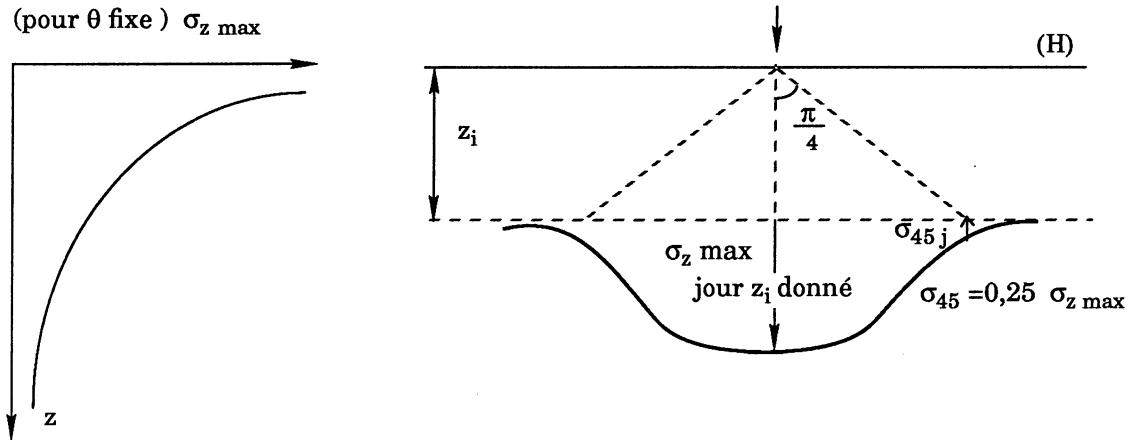
$$\sigma_r = \frac{2P}{\pi} \frac{\cos \theta}{r} \quad \text{et} \quad z = r \cdot \cos \theta$$

d'où

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \frac{\cos^4 \theta}{z}$$



Pour la courbe de diffusion des contraintes dans le sol



N.B. : Il faut noter qu'il existera automatiquement une zone plastifiée aux alentours du point A puisque la contrainte tend vers l'infini.

Pour une bande chargée, il suffit d'intégrer la formule précédente sur la largeur et il vient pour les contraintes principales dirigées aux points haut et bas du cercle passant par A B M

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha)$$

3.2 - Problème à 3 dimensions (matériau homogène, élastique, isotrope).

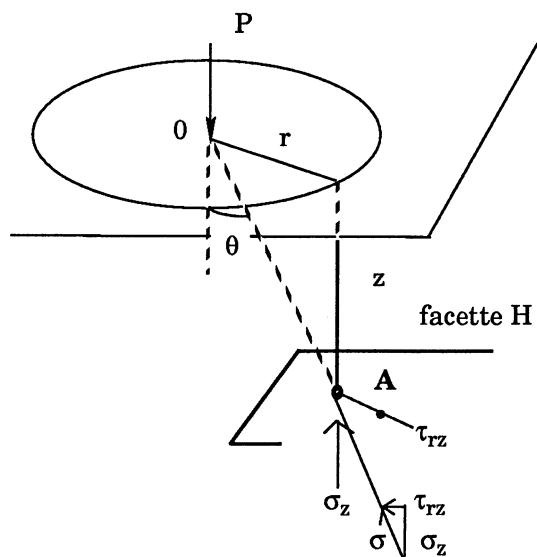
en A sur facette H

σ dirigé selon A0

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{3/2}}$$

$$\frac{\sigma_z}{\tau_{rz}} = \frac{z}{r}$$

$$\sigma = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^2 \theta}{r^2 + z^2} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{1}{d^2}$$



Tous les points sur la sphère tangente en A et passant par M ont la même contrainte σ sur un plan parallèle à la surface libre (H) et toujours dirigée vers 0.

σ_z ne dépend pas de E et ν , bien que la démonstration fort longue de ces formules parte des équations d'équilibre et de la relation élastique, c'est-à-dire de la proportionnalité.

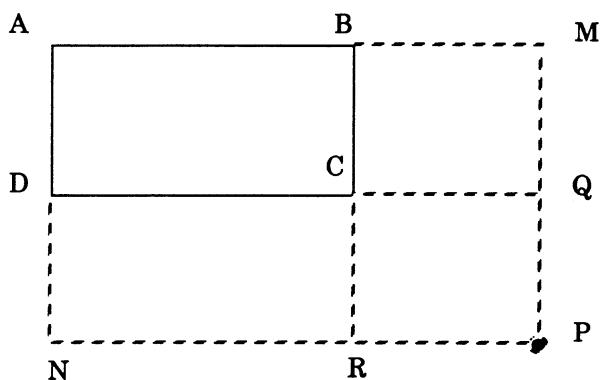
C'est là tout le succès de la formule de BOUSSINESQ, mais qui hélas fait faire tant d'erreurs car on oublie qu'elle n'est valable que dans un milieu homogène élastique.

Toutefois, en respectant les hypothèses, on peut déduire l'influence en profondeur de toutes charges à la surface du sol en intégrant la relation précédente sur toute la surface.

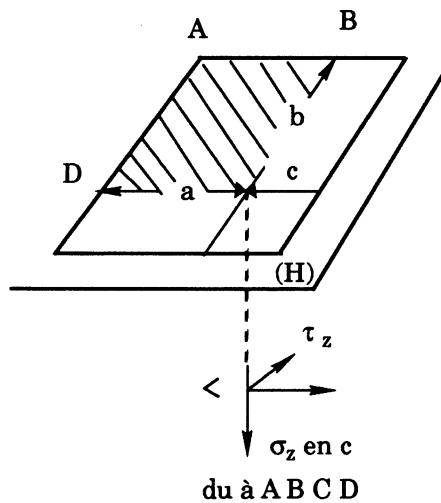
L'abaque de GIROUD permet de calculer en tout point d'un rectangle uniformément chargé à partir de la relation $\sigma_z = P \cdot O_z$ à la verticale de l'angle d'un rectangle.

Si l'on est à l'intérieur d'un rectangle on ajoutera (étant en élasticité les relations sont linéaires) l'influence des 4 rectangles I à IV et si on est à l'extérieur on écrira :

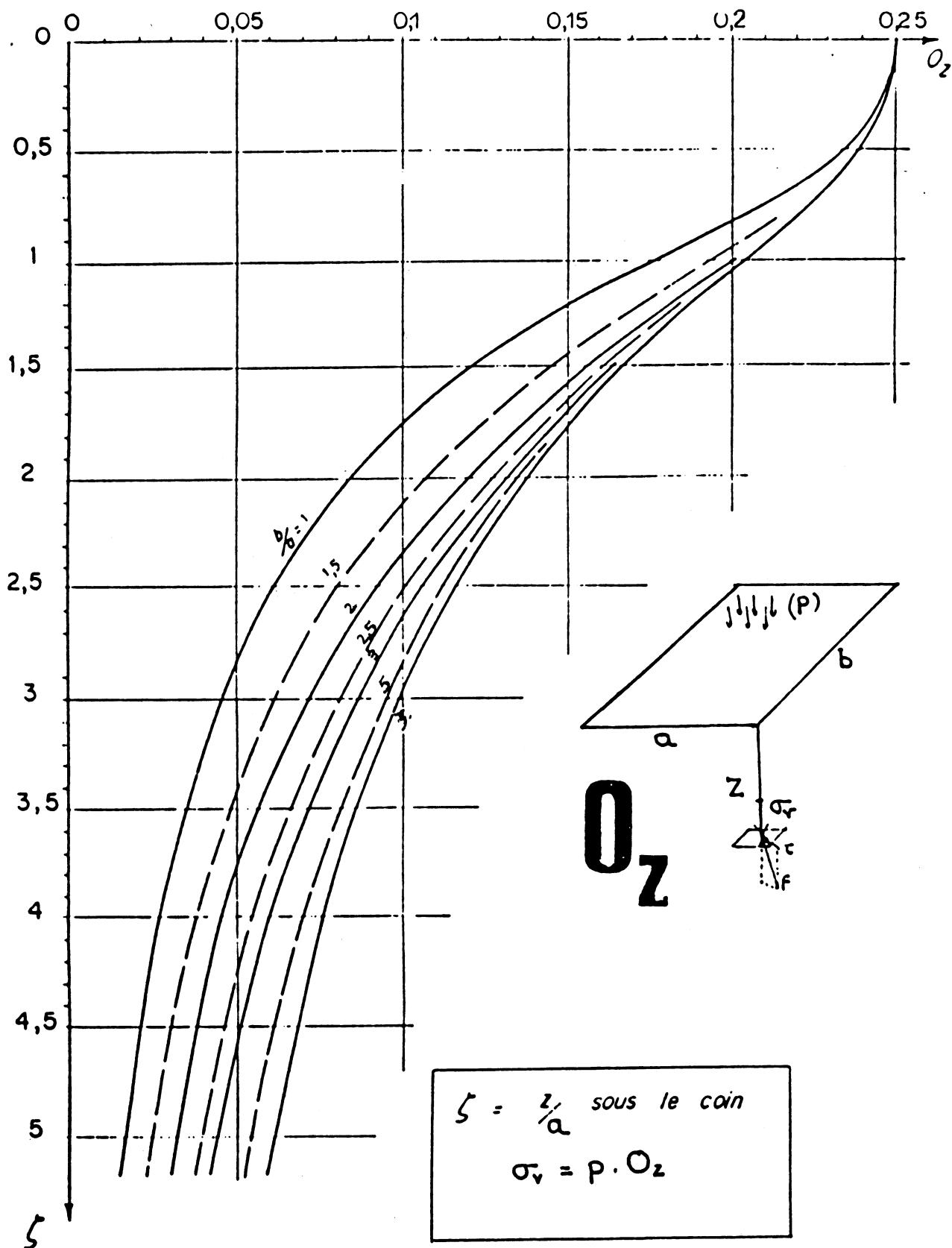
$$AMPN - BMPR - DQPN + CQPR$$



A l'extérieur



A l'intérieur



GIROUD

3.3 - Influence de la pesanteur (sol sans eau)

Dans le cas d'un milieu pesant sans surcharge et non horizontal, on peut sans faire d'hypothèse sur la loi effort/ déformation, calculer la contrainte sur une facette parallèle à la pente supposée infinie.

Les équations d'équilibre s'écrivent avec la pesanteur représentant une force de volume verticale (γ)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = \gamma \sin \beta$$

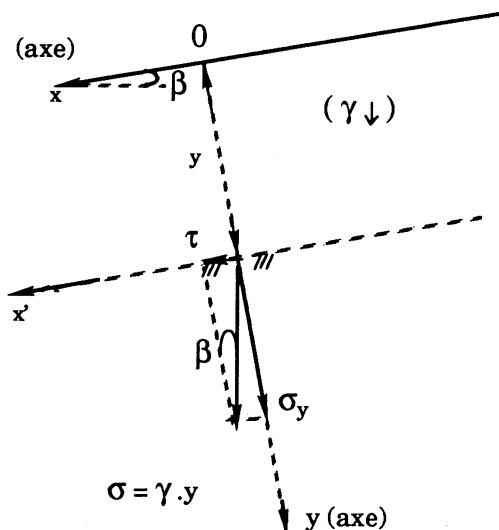
$$\frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma \cos \beta$$

$$\text{or : } \frac{\partial}{\partial x} = 0$$

et contraintes nulles en surfaces

$$\sigma_y = \gamma \cos \beta \cdot y$$

$$\tau = \gamma \sin \beta \cdot y$$



D'où σ sur une facette parallèle à la pente.

$\sigma = \gamma y$, y étant la distance à la surface comptée perpendiculairement à la pente

si $\beta = 0$ on trouve $\sigma_v = \gamma y$ qui est alors une contrainte principale, ce qui était évident par symétrie.

Par contre, il est impossible de connaître σ_h sans faire d'hypothèse sur une loi de comportement et cette valeur est pratiquement impossible à mesurer. Pour cacher notre ignorance, on écrit en général :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

3.4 - Sol sous la nappe phréatique :

Il y a lieu dans ce cas de distinguer la contrainte due à l'eau et celle due au squelette solide transmise par contact entre les grains de sol.

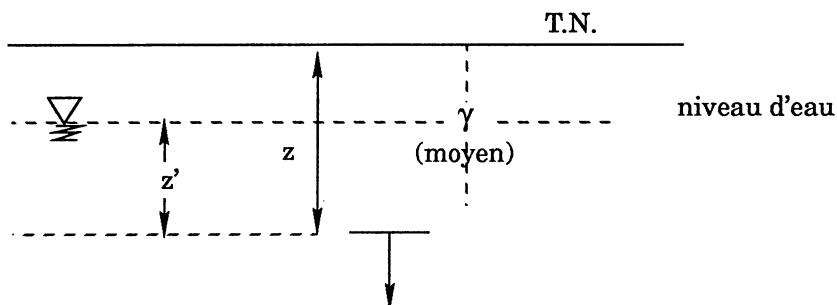
On définit la contrainte totale verticale par exemple par :

$$\sigma_v = \gamma z \text{ comme précédemment}$$

γ étant le poids volumique "total" du matériau, c'est-à-dire la pression transmise par toute la colonne de sol située au-dessus de la facette horizontale.

Ensuite, on définit la pression interstitielle correspondant à la hauteur d'eau au-dessus de la facette.

$$u = \gamma_w \cdot z'$$



La contrainte effective est celle qui posera des problèmes si elle est trop grande et qui engendrera les déformations, c'est-à-dire des tassements et définie par :

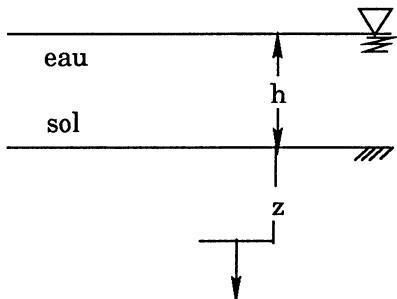
$$\sigma'_v = \sigma - u \quad \text{et} \quad \tau' = \tau \quad (\text{l'eau ne transmettant pas de cisaillement})$$

On affectera un "prime" dans toute la suite du cours quand il s'agira des contraintes effectives. D'une manière générale, on écrira :

$$\|\sigma_{ij}\| = \|\sigma'_{ij}\| + \|1\| \cdot u$$

On notera que si $z' > z$ c'est-à-dire si le sol est inondé ou sous la mer :

$$\begin{aligned} \sigma_v &= h\gamma_w + z\gamma \\ u &= h\gamma_w + z\gamma_w \\ \text{d'où} \quad \sigma'_v &= z(\gamma - \gamma_w) = \gamma'z \end{aligned}$$



D'où la contrainte effective dans un sol est la même quand il y a 10 cm d'eau au-dessus ou au fond du Pacifique avec 10 km d'eau, le squelette du sol n'est pas plus serré.

4 - DEFORMATION DES SOLS

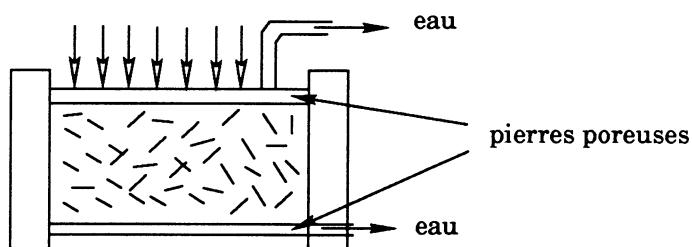
Pour de très faibles valeurs de déplacement, on pourra considérer le sol comme un matériau élastique en faisant une erreur limitée. On pourra accepter une loi élastique pour délimiter les contraintes apportées par une construction en profondeur si le sol est approximativement homogène.

Par contre, il faudra prendre la véritable Loi effort/déformation du squelette pour le calcul des tassements aussitôt que ceux-ci risquent d'atteindre plus de 3 ou 4 centimètres, ce qui pourrait provoquer des fissurations dans les ouvrages.

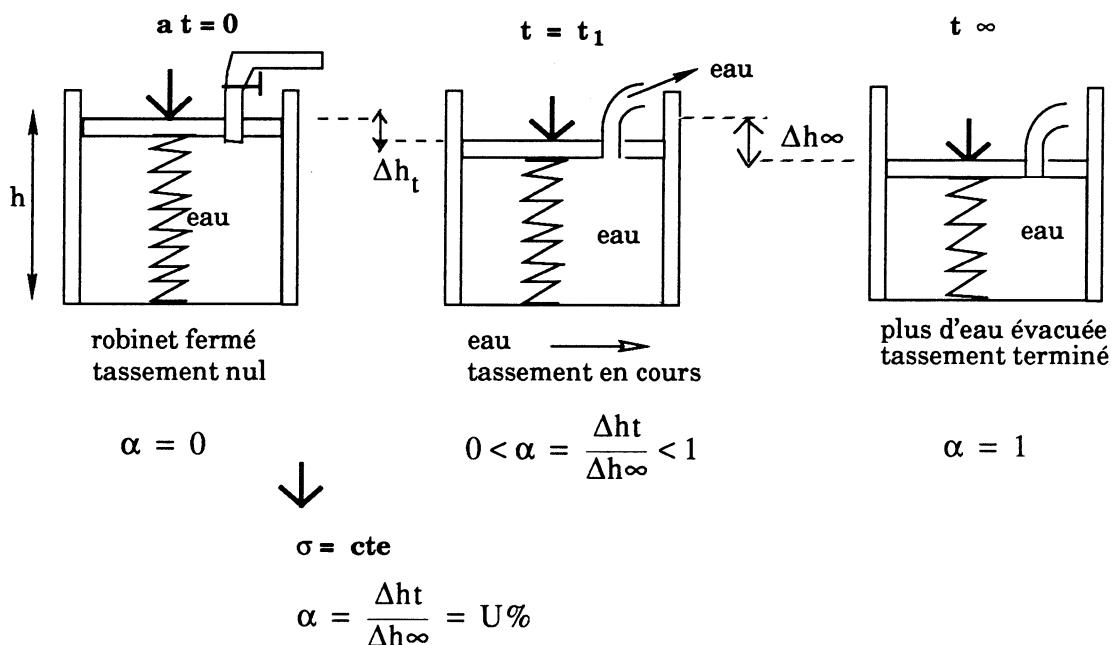
4.1 - Loi effort/déformation

4.1.1 - Chargement constant d'un sol en fonction du temps :

Soit un échantillon argileux saturé dans une boîte fermée sur lequel on dispose un piston chargé. Pour que le sol tasse il faut que les grains de sol se déplacent, la compressibilité du grain de sol lui-même est négligeable devant la compressibilité globale due au réarrangement des grains, tout déplacement du piston correspondra à une diminution du volume de v de l'échantillon dans lequel se trouve l'eau, il faudra donc expulser l'eau incompressible pour voir le tassement se produire. On dispose donc deux filtres en haut et en bas pour la laisser échapper.



En supposant uniquement pour mieux se faire comprendre une loi élastique pour le squelette, on peut remplacer les grains de sol par un ressort et obtenir le schéma suivant dû à TERZAGHI "l'inventeur" de $\sigma = \sigma' + u$



à $t = 0$ l'eau n'a pas commencé à s'échapper ou mieux le trou évacuateur d'eau est fermé. L'eau étant supposée incompressible, rien ne se passe le piston n'a pas bougé, donc le ressort représentant σ' n'a rien encaissé comme $\sigma = \sigma' + u$ avec $\sigma' = 0 \quad \sigma = u$.

à $t = 0$ Toute la charge apportée est transmise à l'eau et rien au squelette.

Le temps passant (robinet ouvert) l'eau s'en va petit à petit en fonction de la dimension du trou qui représente la perméabilité du sol et la surpression de l'eau va diminuer.

σ restant constant

donc σ' augmente

$$\sigma = \sigma' + u$$

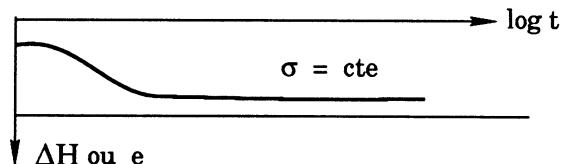
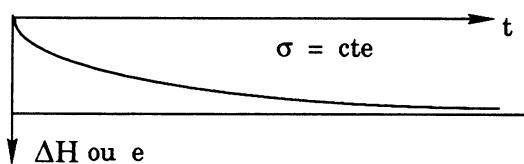
et le ressort descend

À la fin de l'essai l'eau ne sort plus et au bout d'un temps très long, il n'y a plus de surpression d'eau et :

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{donc} \quad \sigma = \sigma'$$

$t \propto$ la charge est reprise par le squelette solide

Dans la réalité, la courbe de tassement a une allure de ce type sauf sur les matériaux organiques présentant du fluage :

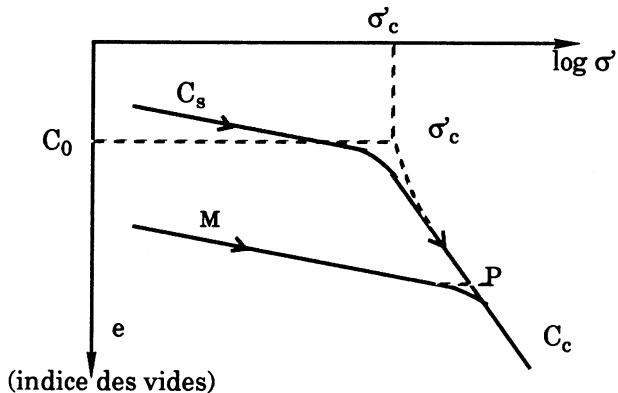


Dans tous les matériaux classiques (Bois, béton, acier) à part pour les problèmes de fluage, la déformation est quasi instantanée alors qu'il faut quelquefois plus de 20 ans pour obtenir la déformation d'un sol.

4.1.2 - Chargement progressif

En augmentant la contrainte après stabilisation à chaque palier, on obtient une courbe à l'allure suivante :

En log, on peut assimiler cette courbe à deux droites de pentes très différentes.



Si l'on décharge quand on se trouve en P au-delà de C la courbe décrit une droite (en log) parallèle à la première partie et si on recharge, on repasse approximativement sur la même droite MP.

Toute cette courbe s'explique très bien en imaginant que le tassement est dû à un déplacement des grains en grande partie irréversible. Un échantillon de sol prélevé à une certaine profondeur avait au-dessus de lui une épaisseur de sol apportant une contrainte effective σ'_c et "il s'en souvient".

Tant que le chargement n'a pas de nouveau atteint cette valeur, les déformations sont faibles,

puis le matériau a un comportement vierge et prend une pente beaucoup plus grande.

On définit C_c pente de la courbe par :

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

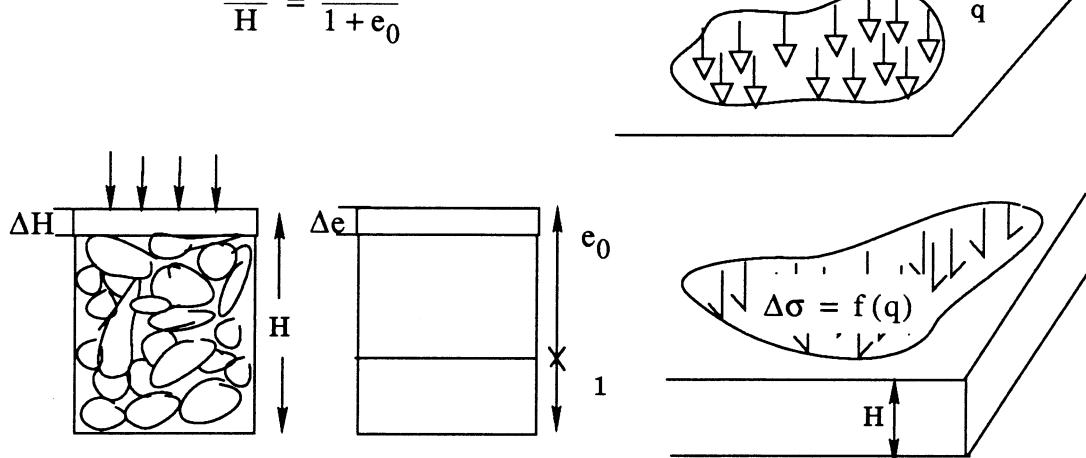
4.2 - Calcul des tassements

Si le terrain est déjà en équilibre final sous le "poids des terres" situé au-dessus de lui, le tassement commencera à la contrainte σ'_c . Si l'ouvrage apporte une contrainte $\Delta\sigma$ faisant passer la contrainte initiale σ'_c à un niveau donné à $\sigma'_c + \Delta\sigma$ en fine, on peut écrire :

$$\Delta e = C_c [\log (\sigma'_c + \Delta\sigma) - \log \sigma'_c] \quad \text{log = logarithme décimal}$$

Comme le tassement est dû uniquement à une diminution des vides, il vient évidemment :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$



$$\text{donc : } \frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_0} [\log (\sigma'_c + \Delta\sigma) - \log \sigma'_c]$$

$$\text{qui peut s'écrire : } \Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma' \text{ final}}{\sigma' \text{ initial}}$$

σ' initial étant la contrainte effective dans le sol avant construction

σ' final étant $\sigma'_i + \Delta\sigma$ dû à la construction.

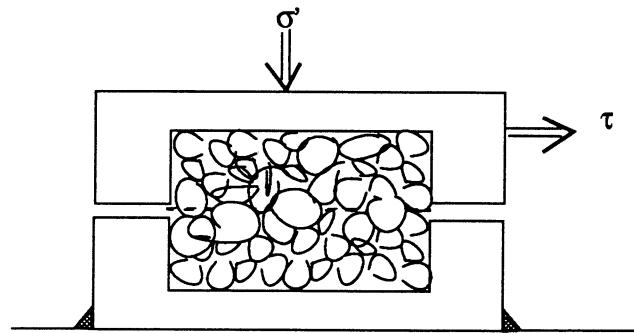
C_c et e_0 étaient donnés par des essais au laboratoire, et ensuite il suffit de calculer le tassement de toutes les couches de sol situées sous l'ouvrage.

5 - CALCUL DE LA RUPTURE

Toutes les observations de rupture de fondation ou de glissement de terrains ainsi que les essais de laboratoire montrent que la rupture intervient le long de surface sur laquelle la résistance au cisaillement a dépassé une certaine valeur.

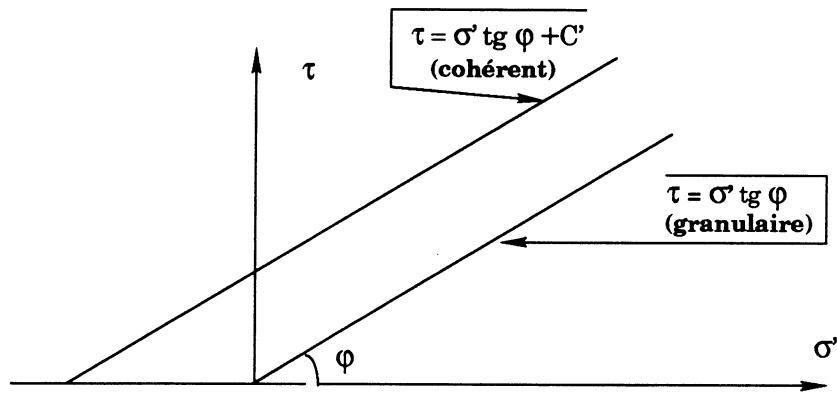
Pour mesurer cette valeur on dispose de deux appareils :

1°) La boîte de cisaillement.



en augmentant σ' on constate qu'il faut augmenter τ .

Pour la courbe (τ ; σ')



C' est appelé cohésion et ϕ l'angle de frottement interne. C'est aussi l'angle de talus maximum dans un sable ($C' = 0$).

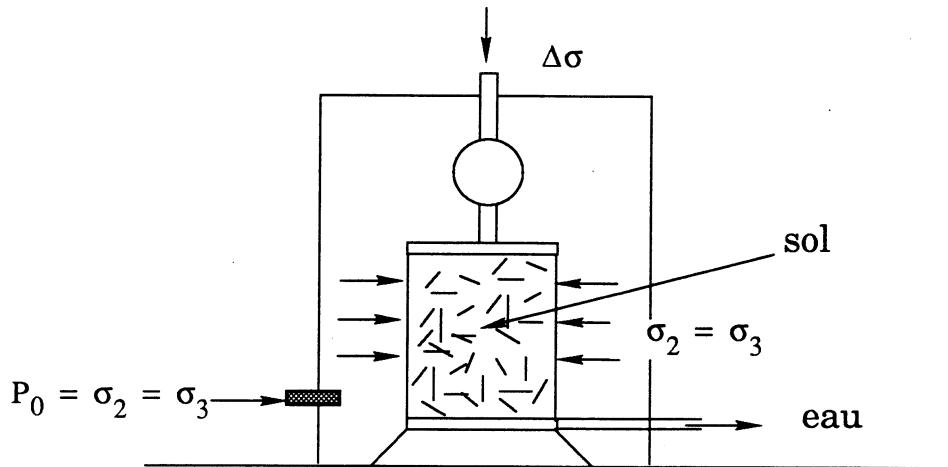
En effet, on a vu que sur une facette parallèle à la pente on a :

$$\begin{aligned} \tau &= z \cdot \gamma \cdot \sin \beta \\ \sigma &= z \cdot \gamma \cdot \cos \beta \\ \text{donc: } \frac{\tau}{\sigma} &= \tan \beta \end{aligned}$$

Si β augmente on a la rupture quand $\beta = \phi$.

2°) Appareil triaxial

L'appareil précédent présente le défaut d'imposer au sol le plan de glissement, il vaut mieux le laisser "faire tout seul".

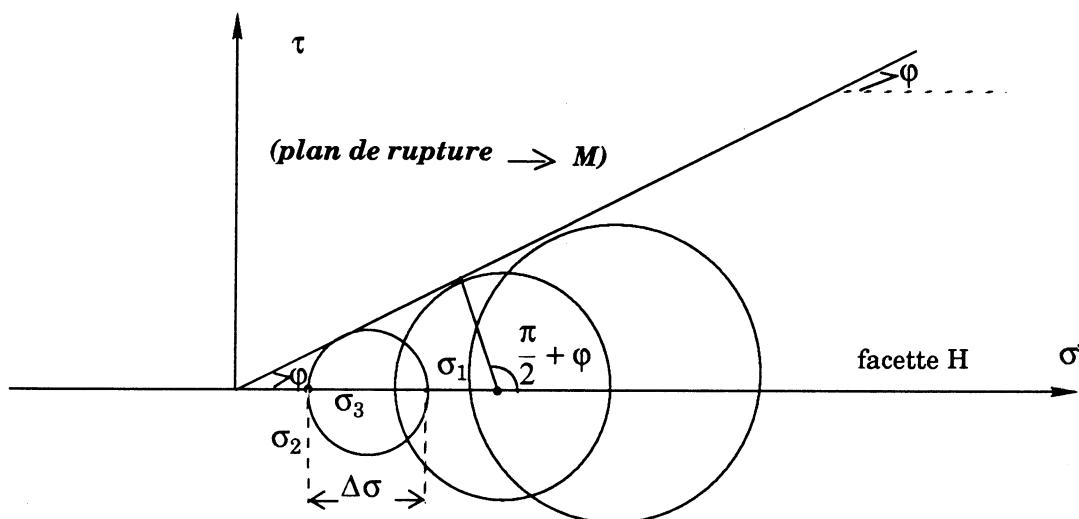


Dans ce type d'appareil, l'échantillon est mis dans une membrane en caoutchouc et l'on peut créer tout autour de l'échantillon un état de contrainte $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ avec une pression d'eau et créer un déviateur, c'est-à-dire un supplément de contrainte verticale uniquement à l'aide d'un piston.

On crée donc un état de contrainte avec $\sigma_2 = \sigma_3 = P_0$ et σ_1 plus grand, toutes les contraintes étant principales par symétrie.

Ensuite, pour tester d'autres échantillons identiques, on partira de :

$P_0 = \sigma_2 = \sigma_3 > \sigma'_c$ dans le sol en attendant que les surpressions d'eau dans le sol soient nulles et on écrase en appuyant avec le piston. Puis on recommence avec des valeurs de P_0 croissantes d'où les différents cercles de MOHR à la rupture.



Ces essais sont très lents car ils doivent se faire sans pression interstitielle ($u = 0$) pour avoir en permanence $\sigma = \sigma'$.

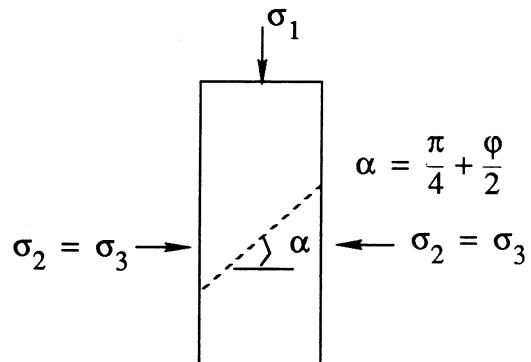
La coube intrinsèque est alors obtenue en traçant la droite tangente au cercle $\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi$

La facette de rupture est donnée par le point M, elle fait dans le plan de Mohr un angle

$$\frac{\pi}{2} + \phi \text{ avec B (facette horizontale)}$$

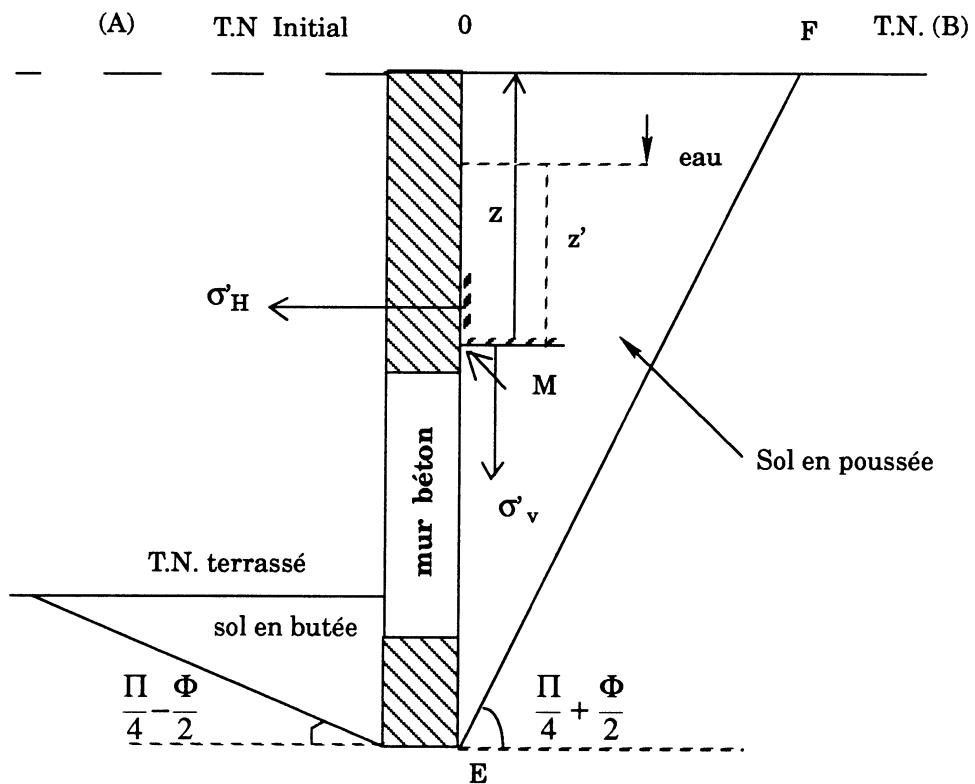
donc, dans la réalité un angle

$$\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \text{ avec l'horizontale}$$

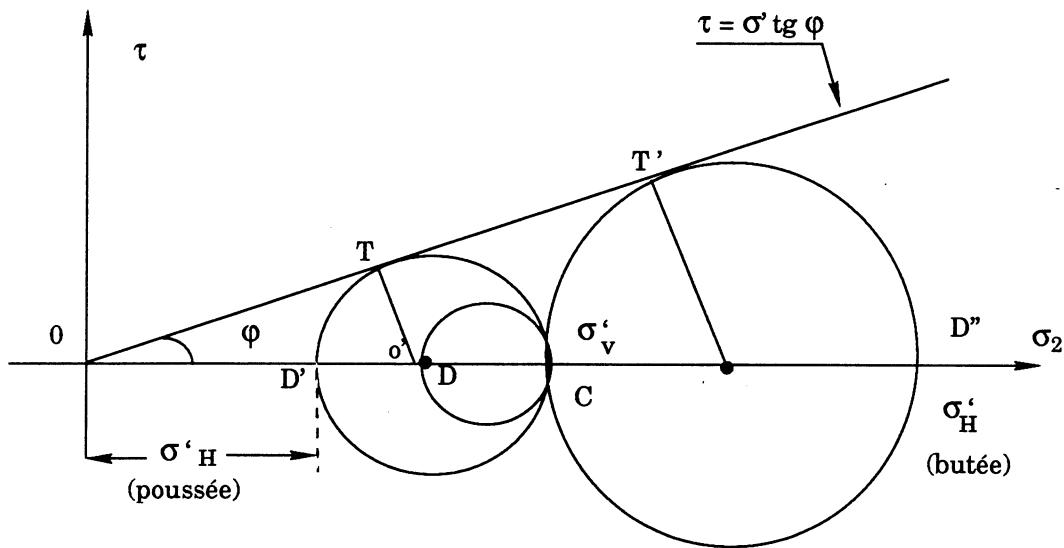


C'est à partir de la courbe intrinsèque $\tau' = \sigma' \operatorname{tg} \phi + C'$ et de l'analyse expérimentale que la rupture se produit suivant une surface sur laquelle τ dépasse τ admissible que l'on peut en déduire toutes les ruptures possibles.

A titre d'exemple uniquement, on peut calculer les efforts sur un mur rigide se déplaçant horizontalement quand on réalise une fouille.



Nous supposons que le mur a été bétonné dans une tranchée avant le terrassement, le sol initial étant sur l'horizontale AB, au point M on sait déduire σ'_v à partir de z , γ et z' ; par contre on ne connaît pas σ'_H le cercle de Mohr est seulement à l'intérieur de la courbe intrinsèque tel que le cercle de diamètre CD.



Si on effectue le terrassement, côté sol on considère que σ'_v reste constant et contrainte principale donc C reste fixe et que le mur se déplace vers la gauche. Il y a décompression horizontale du sol, σ'_h diminue et D se déplace vers la gauche. Il y aura passage dans le domaine plastique puis rupture générale quand le cercle de Mohr sera tangent à la droite $\tau = \tau' \operatorname{tg} \varphi$, T étant la facette de rupture. On définit K_p

$$k_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{OD'}{OC} = \frac{OO' - R}{OO' + R} \quad \text{avec} \quad R = OO' \sin \varphi$$

$$\text{d'où :} \quad K_p = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \approx \frac{1}{3} \quad \text{pour} \quad \varphi = 30^\circ$$

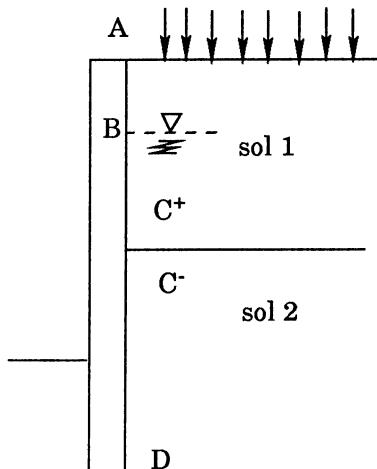
On peut donc facilement calculer $\sigma'_h = K_p \sigma'_v$ tout le long du mur puisque nous savons calculer σ'_v et que φ est une caractéristique du sol.

Le point T comme dans le triaxial représente la facette de rupture correspondant à une pente à : $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ en tournant de σ'_v à T sur le cercle de la moitié dans la réalité.

La zone O E F du sol pousse sur le mur, E F étant la surface de rupture. On appelle cette rupture une rupture **en poussée**.

Dans la zone basse en dessous du fond de fouille, à gauche du mur, la poussée faisant déplacer le mur vers le sol, il y a compression horizontale du sol, le point D va se déplacer vers la droite, dépasser le point C et atteindre D'' à la rupture on aura alors σ'_h très supérieur à σ'_v .

On pourra calculer



$$K_B = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_v} = \frac{OD''}{OC} = \frac{OC}{OD'} = \frac{1}{k_p}$$

$$\text{d'où } \sigma'_h = K_B \sigma'_v \quad K_B \approx 3.$$

la facette de rupture avec la même démonstration

$$\text{est à } \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad \text{par rapport à la verticale.}$$

Exemple poussée

La zone de terrain intéressée par cette rupture est plus importante, mais demande un déplacement du sol beaucoup plus grand qu'en poussée et il faut que la structure béton l'encaisse, ce que nous verrons plus tard dans le béton armé.

Ces deux types de rupture sont planes dans un sol sableux avec mur vertical. Il n'en est pas de même dans le cas général.

Sur un mur en biais sur lequel on appuie selon le schéma ci-contre, la rupture serait courbe de type spirale logarithmique.



	σ_v	u	σ'_v	σ'_H	σ_H
A	q	0	q		
B					
C ⁺					
C ⁻					
D					

Exemple poussée

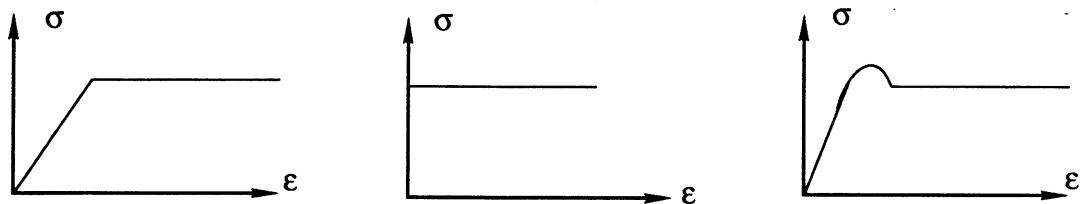
Pour calculer les poussées ou butées sur un mur, on calculera successivement :

$$\sigma_v, u, \sigma'_v, \sigma'_H \quad \text{avec} \quad \sigma = \sigma' + u \quad \text{et} \quad \sigma'_H = K_p \sigma'_v$$

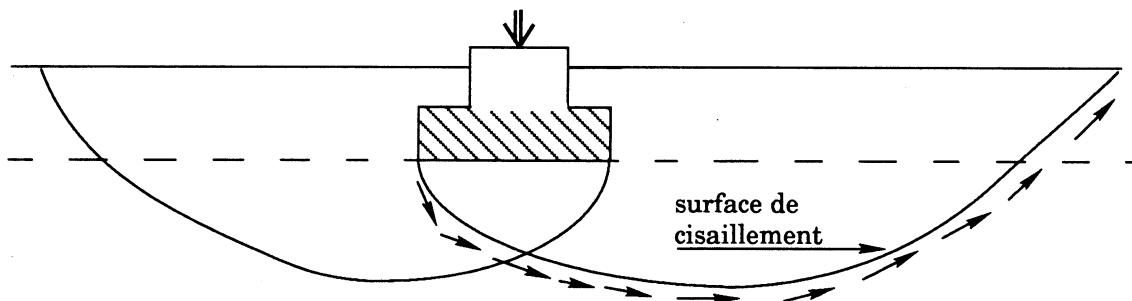
sans oublier les discontinuités aux changements de nature de sol.

6 - LES FONDATIONS

A partir des analyses à la rupture en général, on pu calculer les surfaces de ruptures en méthodes élastoplastiques ou rigide correspondant bien à la mécanique du sol.

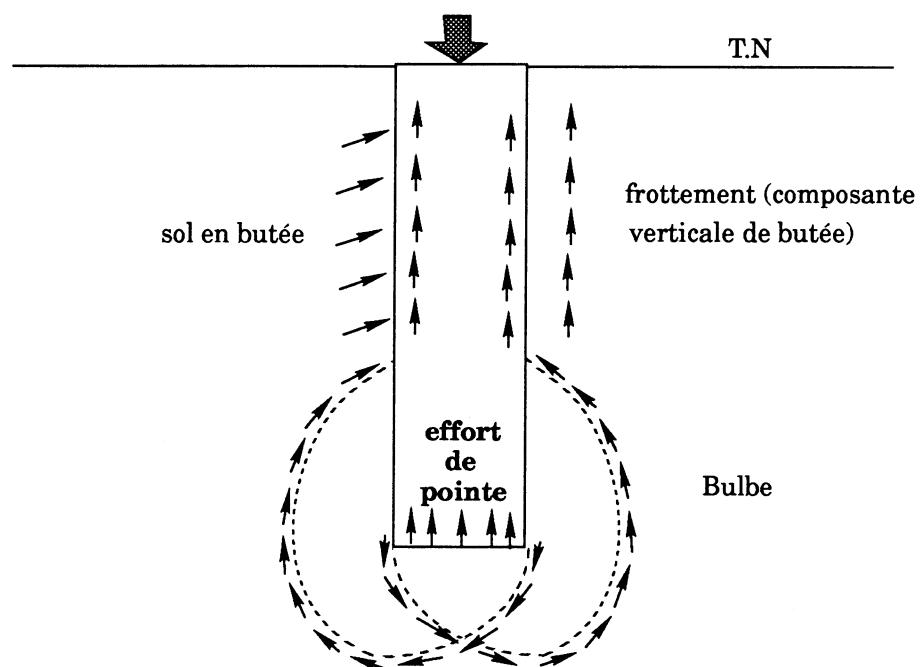


Pour une semelle rigide, le schéma de rupture à l'allure ci-dessous :



Pour un pieu traversant un mauvais terrain, et s'ancrant dans un sol de meilleure qualité, la rupture à l'allure suivante ci-contre :

Tous ces schémas de rupture ont conduit à un certain nombre de formules donnant la force portante des fondations à partir de C' et ϕ' .



LE BETON

"Il avait autant d'humour qu'une betonnière suisse"

J.P. MASCARELLI (64)

"Pensées Florentines" Tome II

Il s'agit d'un mélange très homogène à une échelle un peu supérieure aux granulats les plus gros, de sables graviers eau et ciment. Il doit être résistant et maniable pour la mise en oeuvre.

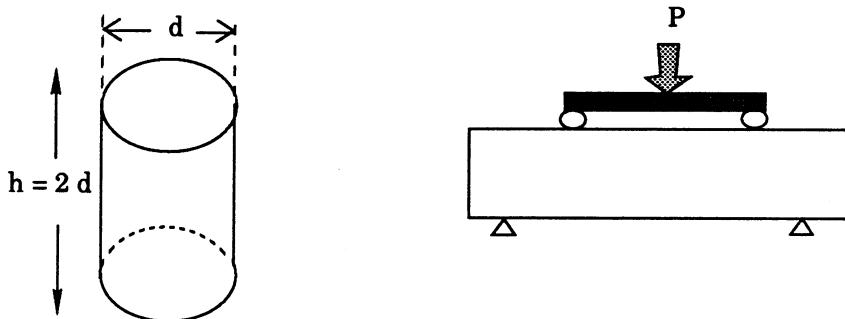
1 - COMPOSITION DES BETONS

Un bon béton "normal" est constitué approximativement des matériaux suivants :

Sable	0/5mm	400 l	ou	680 kg
Graviers	15/25	800 l	ou	1.250 kg
Eau		160 l	ou	160 kg
Ciment		350 kg		
Total				2.440 kg/m³

Un tel béton a une résistance à la compression de l'ordre de 280 bars (28 MPa) à 28 jours et une résistance en traction de l'ordre de 25 bars (2,5 MPa).

Ces essais sont réalisés sur des cylindres de $S = 200 \text{ cm}^3$ d'un élancement de 2, ou bien sur une éprouvette en flexion.



Pour une même qualité de ciment, la résistance du béton est une fonction croissante de $\frac{C}{E + V}$ où C est la masse du ciment,

E est le volume d'eau

V est le vide entre les grains de sables et graviers

Ces "vides" sont remplis d'eau et d'air.

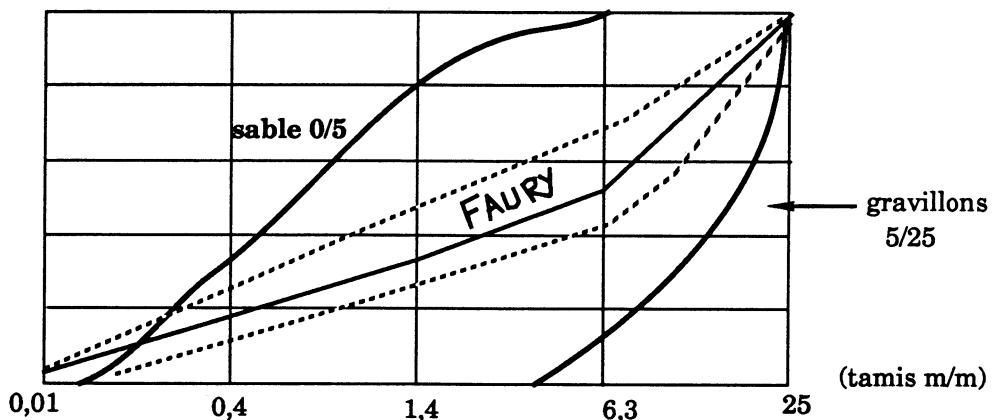
Pour obtenir un très bon béton il faut très peu d'eau, le minimum requis pour la prise hydraulique, minimum que l'on ne peut pas atteindre car alors il ne peut être mélangé correctement et ne peut être mise en oeuvre.

Il faut très peu de vide, c'est pourquoi il faut des dimensions de grains variables pour que les petits se mettent entre les gros et augmentent sa compacité.

Deux méthodes pratiques permettent d'obtenir un compromis entre la résistance finale et la maniabilité.

- La méthode FAURY

La granulométrie continue avec un mélange de sable de 0/5 et de gravillons 5/25



- La méthode VALETTE, discontinue où les granulats sont constitués de sables 0/5 et de graviers 15/25.

Cette méthode donne une plus grande densité mais au détriment de la maniabilité.

2 - ADJUVANTS

Ce sont des produits qui permettent d'améliorer la plasticité du béton, donc à plasticité égale, de diminuer la quantité d'eau et ainsi d'améliorer la résistance.

Il existe trois grandes familles :

- les plastifiants, produits d'addition inertes pulvérulents et très fins, tels que le Kieselguhr ou silice fossile, la bentonite...

- les fluidifiants, qui produisent une déflocculation de la pâte de ciment, et jouent un rôle de lubrifiant sur la paroi des grains (lignosulfonate de calcium)

- les entraîneurs d'air, à base d'huile ou de résine, qui réalisent dans le béton des bulles microscopiques Ø 50 à 100 μ qui le rendent plus plastique en même temps que moins perméable et moins sensible au gel.

Les produits ajoutés au mélange à très faible dose : c'est leur principal inconvénient. En effet, l'excès ou le défaut de ce produit d'addition conduit à un béton qui ne correspond plus aux qualités attendues.

Récemment, pour obtenir des BHP bétons à haute performance il est ajouté des fumées de silice, élément très fin (10 microns) qui permettent parallèlement une augmentation de densité et une rétention de l'eau libre.

3 - INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LA PRISE ET LE DURCISSEMENT

La réaction de prise et de durcissement du ciment est accélérée par une élévation de température, et retardée par le froid. Ainsi, à 5°, le béton mettra deux fois plus de temps à atteindre une résistance donnée qu'à 20°. A l'extérieur, en-dessous de 0°, pour des ciments faiblement exothermiques, l'eau peut geler en cours de prise de ciment, et rendre le béton inutilisable. Au contraire, une élévation de température accélère le processus de prise et de durcissement. On obtiendra par exemple une résistance de 100 bars :

- au bout de 3 jours, avec un béton maintenu à 20°
- au bout de 12 heures, avec un béton maintenu à 40°
- au bout de 3 heures, avec un béton maintenu à 70°

Cette propriété est utilisée à grande échelle pour accélérer la rotation des coffrages, soit que l'on chauffe le béton avant sa mise en œuvre (béton chaud), soit qu'on le chauffe après sa mise en œuvre (moule chauffant, chauffage en atmosphère de vapeur) ou que l'on utilise les deux procédés à la fois. A noter cependant que d'une manière générale, le chauffage du béton conduit à une chute de résistance à longue échéance de 10 à 30 %, à moins de précautions spéciales.

4 - VARIATIONS DIMENSIONNELLES DES BETONS

4.1 - Variations d'origine thermique

Le coefficient de dilatation des bétons silico-calcaires est en général de 1×10^{-5} . Dans nos régions, les déformations à attendre pour $\pm 20^\circ$ par rapport à la température au moment de l'exécution sont donc de :

$$\frac{\Delta l}{l} = \pm 2 \times 10^{-4}$$

4.2 - Retrait

La dilatation thermique est en général compensée par le retrait, phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise et le durcissement du béton, fonction de l'état hygrométrique de l'atmosphère, et dont la vitesse dépend des dimensions de la pièce. Ce retrait tend asymptotiquement vers une limite que l'on ne peut considérer comme pratiquement atteinte qu'au bout de quelques années.

$$\text{On peut en général admettre que : } \frac{\Delta l}{l} = -2 \text{ à } 3 \times 10^{-4}$$

Ce retrait est lié à un phénomène d'équilibre hygrométrique, résultant de l'évaporation d'une partie de l'eau non combinée à l'intérieur du béton. Le retrait est donc faible dans les régions humides, accentué dans les régions sèches à fortes oppositions de température.

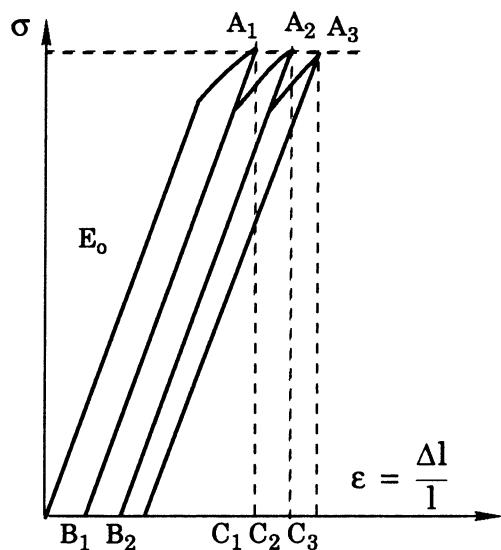
Lorsque le retrait est empêché, il crée des efforts de traction interne, qui peuvent atteindre la résistance à la rupture. L'humidité freine le retrait, d'où la nécessité d'arroser le béton dans son jeune âge (cure de béton), car à ce moment le béton, encore peu résistant en traction, se fissure facilement si l'effet du retrait est important.

A l'extrême, un béton conservé sous l'eau augmente de volume : c'est le gonflement du béton qui tend asymptotiquement vers une limite.

4.3 - Déformation sous charges

4.3.1 - Déformations instantanées

Le diagramme déformation-contrainte d'une éprouvette de béton soumise à un essai rapide de compression de l'ordre d'une minute) jusqu'à 60% environ de sa charge de rupture, est d'abord linéaire (OE_o), puis s'incurve ensuite légèrement jusqu'en A, quand la contrainte augmente.



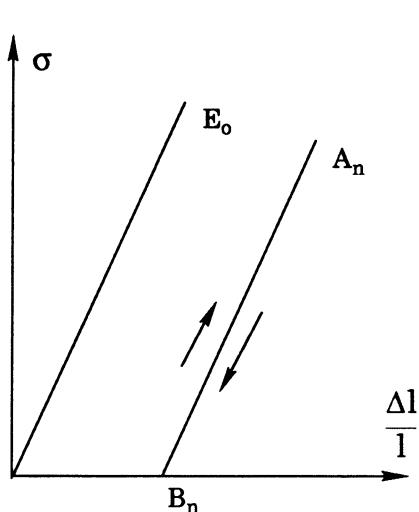
Au décharge, le diagramme est quasiment rectiligne et parallèle à OE_o.

Il accuse une déformation plastique résiduelle OB₁, la déformation élastique B₁C₁.

Un second chargement fait parcourir B₁A₂ rectiligne au départ avec la même pente OE_o et le décharge accueille une déformation plastique résiduelle B₁B₂ > OB₁.

Par contre, la déformation élastique B₂C₂ est la même que précédemment.

Au bout de plusieurs chargements, et déchargements successifs, on constate que les déformations élastiques restent toujours égales et que les déformations plastiques successives tendent vers O. On dit que le **diagramme est stabilisé**.



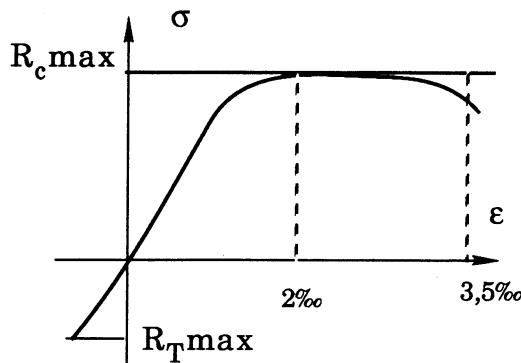
Au chargement on décrit B_nA_n, et au décharge A_nB_n ; Les pentes sont parallèles à OE_o.

Cette pente commune détermine le module de **déformation instantanée du béton**. Ce module est d'autant plus élevé que le béton est plus résistant. Pour des chargements de faible durée (inférieurs à 24 heures), la valeur de ce module de déformation instantanée pourra être prise égale à :

$$E_j = 21.000 \sqrt{\sigma'_j} \quad (\text{règles CCBA 68})$$

σ'j étant la résistance en compression sur cylindre au jour j de l'essai.
E et σ'j sont exprimés en bars.

Le diagramme prolongé, jusqu'à la rupture a la forme de la figure ci-dessous : la contrainte atteignant la valeur limite R' pour une déformation légèrement supérieure à 2×10^{-3} reste ensuite pratiquement constante alors que le raccourcissement continue à augmenter.

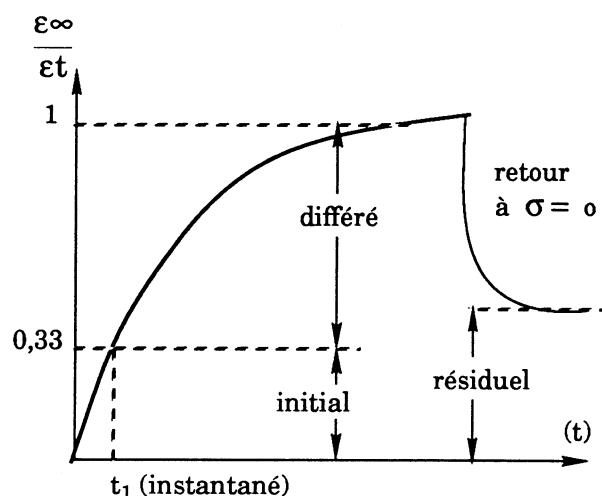


La rupture se produit lorsque le raccourcissement unitaire atteint une valeur ε , sensiblement constante pour tous les bétons et égales à $3,5/1000 = 3,5 \times 10^{-3}$

En traction, le module de déformation est également E_1 , les déformations plastiques restent faibles.

4.3.2 - Déformations différées - fluage

La déformation instantanée au moment du chargement d'un béton, est suivie dans le temps d'une déformation différée plus ou moins rapide, qui peut atteindre au bout de plusieurs années le double de la déformation instantanée, la déformation totale étant le triple de la déformation instantanée.



C'est le fluage, lié aux migrations de l'eau libre à l'intérieur du béton.

Cette déformation est d'autant plus forte que l'âge de mise en charge est faible.

Pour des chargements de longue durée (charges permanentes), la valeur du module de déformation différée doit être prise égale à $E_v = 7.000 \sqrt{\sigma' j}$ (Règles CCBA 68).

Pour des bétons courants on aura donc :

$$E_i = 300.000 \text{ à } 350.000 \text{ bars}$$

$$E_v = 100.000 \text{ à } 120.000 \text{ bars}$$

5 - FABRICATION DES BETONS

Le malaxage des bétons se fait à l'aide d'appareils mécaniques de deux types principaux : les bétonnières et les malaxeurs.

1) Les bétonnières sont des cuves tournantes à axe horizontal ou incliné; sur les parois intérieures sont fixées des palettes hélicoïdales, assurant le brassage du mélange. La durée du brassage est de l'ordre de 2 à 3 minutes.

2) Les malaxeurs sont des cuves fixes à axe vertical, dans lesquelles se déplacent des palettes de malaxages, animées souvent d'un mouvement planétaire. Le produit obtenu est beaucoup plus homogène. La durée du malaxage n'excède pas 1 minute.

Ces appareils sont, en général, associés à des bascules permettant de réaliser un dosage pondéral très précis.

6 - MISE EN OEUVRE DES BETONS

Pour donner au béton le maximum de compacité, par élimination de l'air, et pour assurer un parfait enrobage des armatures et remplissage du moule, on utilise d'une manière généralisée, la vibration qui diminue les frottements internes des grains et transforme le béton en un liquide visqueux.

Cette vibration peut être soit externe, en utilisant des vibrateurs fixés sur le moule, soit interne, en utilisant des aiguilles vibrantes introduites dans la masse du béton, soit superficielles, en utilisant des règles ou dames vibrantes.

La vibration est d'autant plus efficace que sa fréquence est élevée (de l'ordre de 8.000 à 20.000 périodes par minute).

D'autres méthodes sont employées dans des cas particuliers, tels que :

- la centrifugation pour des tuyaux ou des poteaux circulaires
- le vide (système Vacuum Concrete), assure l'essorage du béton
- la compression, le laminage employé en particulier en U.R.S.S. pour la confection de panneaux préfabriqués de grandes dimensions.

7 - BETONS SPECIAUX

Les bétons classiques de granulats minéraux courants ont une densité généralement comprise entre 2,2 et 2,5 pour résister à un effort de compression donné, il faut donc un poids de béton 3 à 5 fois supérieur au poids d'acier capable de supporter le même effort. Il est donc intéressant de chercher soit à diminuer la densité du béton, soit à augmenter ses caractéristiques mécaniques.

7.1 - Les bétons légers répondent à la première recherche. Ils sont réalisés de deux façons différentes :

7.1.1 - Soit en réalisant des bétons présentant des vides importants tels que :

- les bétons caverneux, où l'absence de sable met en contact les gros éléments par l'intermédiaire de la pâte de ciment ($d = 1,6$)
- les bétons cellulaires, où l'on crée un dégagement gazeux dans du mortier, donnant une structure alvéolaire très légère ($0,4 < d < 1,2$)

Les résistances en compression de ces deux matériaux sont faibles : de l'ordre de 50 à 100 bars.

7.1.2 - Soit en utilisant des agrégats légers alvéolaires, le plus souvent expansés par dégagement gazeux au cours de leur élaboration.

Citons les matériaux naturels tels que la pierre ponce et la pouzzolane, très utilisés dans le Centre, matériaux volcaniques ($d = 0,5$ à $0,8$) et les matériaux expansés artificiellement tels que les laitiers, les schistes et surtout l'argile expansée ($d = 0,4$ à $0,9$). Ces derniers matériaux connaissent aux U.S.A. et en U.R.S.S. un développement considérable. Ils permettent de réaliser des bétons de structure ($\sigma'_{28} = 300$ bars) d'une densité de 1,8 et des bétons pour murs porteurs ($\sigma'_{28} = 150$ bars), d'une densité de 0,8 à 1,2. Ces bétons sont sensiblement 3 fois plus isolants du point de vue thermique.

7.2 - Bétons de résine

Les bétons de résine permettent d'obtenir, avec les agrégats courants, des résistances nettement supérieures à celle du béton de ciment. Les résines utilisées - polyesters ou époxydes - durcissent, par polymérisation, beaucoup plus rapidement que les ciments. On peut obtenir à la température ordinaire des résistances à la compression supérieures à 1.000 bars et des résistances à la traction de 250 bars. La résistance aux actions corrosives est excellente ; malheureusement, le module d'élasticité est deux fois plus faible que pour les bétons courants. Enfin, le prix des résines ne permet, pour l'instant, d'envisager l'emploi de tels bétons que pour des éléments supportant des contraintes très élevées, tels que : pièces d'appui, articulations ou pour la répartition de certaines pièces en béton hydraulique.

7.3 - Bétons lourds

Enfin, on utilise parfois des bétons lourds, pour la protection biologique contre les radiations atomiques. On emploie à cet effet des agrégats tels que la barytine ($Ba So_4$), la magnétite ($Fe_2 O_3$) ou des déchets ferreux. On peut ainsi obtenir des densités de 3,5 à 4,5.

LE BOIS

“Joue après avoir travaillé”

L'utilisation du bois dans la construction, qui a fait l'objet autrefois de réalisations spectaculaires dont certaines sont parvenues jusqu'à nous, a connu pendant près d'un demi siècle une crise de désaffection, laissant la place au métal et au béton armé.

Dans ces dernières années, le bois, grâce à des formes mieux adaptées à ses qualités et à des méthodes de mise en oeuvre renouvelées, a pu retrouver place sur le marché, en particulier dans le domaine des grandes portées, où il est particulièrement compétitif, sous la forme de charpentes lamellées collées.

1 - PROPRIETES GENERALES DU BOIS

Le bois a une structure très complexe qui dépend de sa croissance, laquelle est conditionnée par le climat et le sol dans lesquels elle s'effectue.

C'est ainsi que les couches concentriques annuelles que l'on découvre sur la section droite d'un arbre sont de dureté variable suivant qu'il s'agit de bois léger et tendre de printemps ou lourd et dur d'automne. Les bois feuillus poussent peu au printemps et beaucoup en été, par opposition aux résineux, pour lesquels le phénomène est inverse : c'est ce qui explique les résistances différentes de ces deux bois, fonctions des épaisseurs relatives du bois tendre et du bois dur.

De même, pour les feuillus, la partie centrale de l'arbre (ou coeur) est plus dure que la partie extérieure (ou aubier). Pour les résineux, cette différence est moins nette.

Essentiellement hétérogène et anisotrope, le bois présente donc des caractéristiques très différentes dans le sens axial et dans le sens transversal.

Son degré d'humidité a une telle influence sur ses caractéristiques qu'il est impossible de parler de densité ou de résistance mécanique sans préciser à quel degré d'humidité elles se rapportent.

2 - ESSENCES UTILISEES

En charpente, on utilise couramment : (densité à 15 % d'humidité)

- soit des bois feuillus : chêne, châtaignier ($d = 0,6$ à $0,7$)
- soit des bois résineux : épicéa ou sapin blanc du Nord, pin maritime ($d = 0,4$ à $0,5$) - pin sylvestre ou sapin rouge du Nord ($d = 0,5$ à $0,6$) - sapin de pays ($d = 0,45$ à $0,55$)

En menuiserie, on utilise, outre les bois précédents, des bois exotiques tels que l'Acajou, le Niangon, le Sipo et l'Okoumé ($d = 0,6$ à $0,8$).

3 - ABATTAGE DES BOIS

Il se fait sur du bois vivant, en hiver de préférence, avant la montée de la sève, qui facilite la prolifération des champignons. Pour les bois de charpente, il convient d'évacuer la sève. 3 moyens sont employés :

- le flottage pendant 1 à 3 mois, qui permet de remplacer la sève par de l'eau, qui disparaîtra beaucoup plus rapidement une fois le bois sur berge.
- l'étuvage à la vapeur, qui permet d'abord le remplacement rapide de la sève par de l'eau et qui est ensuite suivi d'un séchage qui élimine cette eau.
- le séchage à l'air libre, qui peut être très long (2 ou 3 ans) et qui est fatallement limité à l'état hygrométrique de l'atmosphère.

4 - DEFAUTS DES BOIS

Ils peuvent être naturels, tels que les noeuds, les fentes tangentielles ou radiales qui souvent amènent à rebuter l'arbre, ou provoqués, tels que les fentes d'abattage ou de séchage dues au fait que le coefficient de rétractibilité tangentiel des bois est généralement deux fois plus grand que le coefficient de rétractibilité radial : ce qui produit des tensions internes qui d'abord cintrent les pièces et ensuite les font éclater.

5 - ENNEMIS DES BOIS

Enfin, le bois peut être attaqué par des organismes vivants, tels que les champignons et les insectes. Des traitements chimiques préventifs peuvent être appliqués, tels que l'imprégnation à la créosote ou au carbonyl (traverses de chemin de fer) ou au sulfate de cuivre (poteaux électriques) où à l'aide d'autres produits plus complexes, à base de phénols. Mais la précaution la plus importante est de permettre l'aération parfaite de toutes les parties de la construction, qui conduira par séchage, à un vieillissement du bois augmentant ses caractéristiques mécaniques. Il faudra également protéger les charpentes contre les remontées d'humidité par leur pied.

6 - PRODUITS DEMI FINIS

Le bois ne s'emploie pas brut dans la construction. Il est livré par les scieries ou les usines sous la forme de produits demi finis.

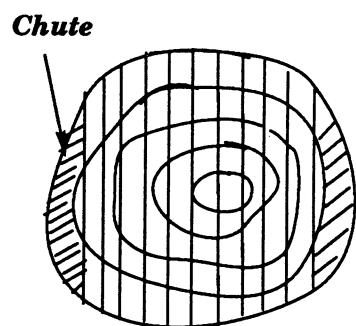
- sciages sous toutes leurs formes
- contre plaqués et panneaux lattés qui y sont assimilés
- panneaux agglomérés à base de fibres, copeaux, déchets liés entre eux par un liant.

6.1 - Sciages

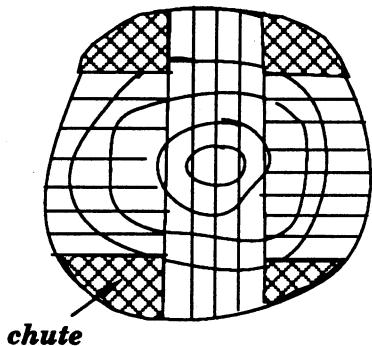
L'arbre abattu peut être débité de deux façons :

6.1.1 - *débit sur dosses : tangent aux cercles d'accroissement*

Dans ce cas compte tenu de la différence de rétractibilité radiale et tangentielle, d'une part, et d'autre part de la rétractibilité plus grande dans le sens radial au fur et à mesure que l'on se rapproche du coeur, les éléments tangents aux cercles d'accroissement se cintrent en profil transversal ainsi que dans leur plan.



6.1.2 - *débits sur quartiers*



perpendiculaire aux cercles d'accroissement. Les éléments ainsi obtenus ne se cintrent que dans leur plan.

D'une manière générale, les résineux sont presque toujours débités sur dosses : le choix de la pièce conditionnera donc sa qualité.

Les dimensions commerciales les plus utilisées sont les suivantes : en millimètres :

Madrier : 75 x 225 - 105 x 225

Bastaings : 65 x 165

Chevrons : 75 x 75

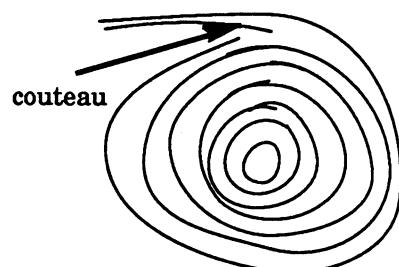
Planches de 50, 40, 35, 27, 20m/m d'épaisseur

6.2 - Contre plaqués et lattés

Les contre plaqués sont obtenus en collant, à l'aide de colle synthétique (à base d'urée-formol ou phénoliques), sous pressions des feuilles de bois ou plis disposés à plis croisés à 90°. A cet effet, le bois est "déroulé" tangentiellement (okoumé) ou tranché (chêne).

Le nombre de plis peut varier de 3 à 15 dont l'épaisseur est de 1 à 3 m/m. On obtient ainsi un nouveau matériau dont l'épaisseur varie de 3 à 25 m/m et qui, contrairement au bois, est isotrope dans deux directions rectangulaires.

Les panneaux lattés sont constitués de lattes de bois parallèles revêtues des 2 côtés par un contre plaque. Ils ne sont donc pas parfaitement isotropes.



6.3 - Agglomérés

Les agglomérés de déchets de bois peuvent être obtenus à partir de liants telles que des résines (phénolique, urée, chlorure de polyvinyle) ou des colles au néoprène, pour former des bois reconstitués tel que l'isorel.

Les fibres de bois peuvent être aussi en agglomérées au ciment, tels que les Fibragglos, dont l'emploi est important dans le bâtiment comme matériau d'isolation thermique et phonique; les fibres étant minéralisées avant incorporation au mélange, le matériau est imputrescible.

7 - CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES BOIS

7.1 - Résistances à la rupture

Elles sont essentiellement fonction du taux d'humidité du bois : un bois "sec à l'air" a une humidité de l'ordre de 15 % ; un bois exposé à la pluie ou en milieu très humide peut atteindre une humidité de 30%. Sa résistance peut alors être réduite de 40 à 50%.

La résistance est aussi fonction de la densité : les feuillus, plus lourds, sont plus résistants que les résineux. La résistance est plus forte dans le sens longitudinal de l'arbre (sollicitations dans le sens des fibres) que dans le sens transversal.

Dans le sens des fibres, le bois résiste 2 à 3 fois mieux en traction qu'en compression (dans ce dernier cas, les fibres s'écartent les unes des autres et ont tendance à flamber).

Compte tenu de sa texture, le bois résiste très mal à des efforts de traction et mal à des efforts de compression perpendiculaires aux fibres.

De même, la résistance au cisaillement parallèle aux fibres est faible.

Les valeurs approximatives des contraintes de rupture sont résumées dans le tableau suivant :

Contrainte de rupture (en bars)

Nature du bois	Densité	Compression		Traction		Cisaillement
		axiale	transversale	axiale	transversale	
Résineux léger	0,4 à 0,6	300/450	50/80	1.000 à	20 à	30 à
Résineux lourd	0,6 à 0,7	400/600	100	1.200	30	60
Feuillus	0,5 à 0,8	400/700	100/200	1.000 à 1.200	30 à 40	60

7.2 - Contraintes admissibles

A défaut d'essais à la rupture, pour des bois de choix de droit fil, on peut admettre les contraintes admissibles suivantes (coefficient de sécurité ≥ 4).

- compression axiale simple	90 à 110 bars
- traction axiale simple	110 à 130 bars
- compression traction par flexion	100 à 120 bars

Les valeurs sont valables aussi bien pour les résineux que les feuillus.

En compression transversale (perpendiculaire aux fibres), il ne faut pas dépasser

- 15 bars pour les résineux
- 30 bars pour les feuillus

S'il s'agit d'efforts localisés, les valeurs précédentes peuvent être doublées. D'une façon générale, on tient pour nulle parce que trop aléatoire et sujette au fendage, la résistance du bois en traction perpendiculaire aux fibres.

La résistance à l'effort tranchant d'une poutre est conditionnée uniquement par le cisaillement longitudinal, le cisaillement transversal égal au précédent recouvrant en effet toutes les fibres est équilibré sans aucune difficulté : on admettra une contrainte de cisaillement égale à 12 à 15 bars.

7.3 - Elasticité

Le module d'élasticité varie, comme pour le béton, avec la durée d'application des charges ; il varie aussi avec l'humidité du bois.

Le module instantané dans le sens longitudinal est d'environ 100.000 bars. Après deux mois d'application des charges, ce module tend à se stabiliser à des valeurs pouvant atteindre la moitié environ de la valeur primitive, toutes conditions d'humidité restant par ailleurs constantes.

7.4 - Les contre plaqués

En compression, la contrainte admissible est la moitié de la contrainte axiale sur un bois massif, puisque l'influence des plis soumis à la compression de flanc est négligeable devant celle des bois chargés de bout, on a donc $\sigma' = 50$ bars dans toutes les directions. En traction, la valeur admissible est identique $\sigma' = 50$ bars.

En flexion plane, les contraintes admissibles sont de l'ordre de 35 bars avec un coefficient d'élasticité de 35.000 bars. La disparité des contraintes de cisaillement longitudinal et transversal disparaît ici, où l'on peut atteindre 40 bars pour 7 plis.

Il s'agit donc d'un nouveau matériau, de caractéristiques mécaniques bien définies, résistant au fendage et de dimensions stables, dont l'emploi est très développé dans la réalisation des coffrages pour le béton, ainsi que dans la construction de maisons individuelles à ossature en bois. Cette technique, qui n'a cessé de se perfectionner depuis des générations en Amérique du Nord, où elle est utilisée dans plus de 80% des maisons individuelles, n'est pas encore très développée en Europe.

LES ACIERS UTILISES DANS LA CONSTRUCTION

“Le dire c'est bien, mais...”

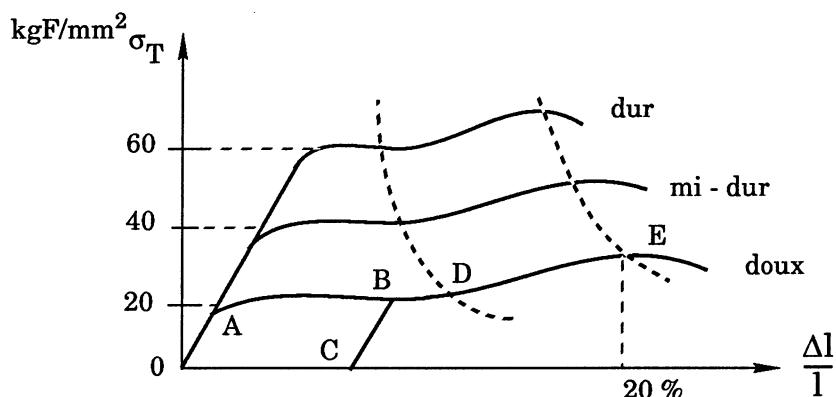
Ce matériau est utilisé seul dans la construction métallique classique (ponts, entrepôts, ossatures d'immeubles), ou pour pallier l'insuffisance de la résistance en traction du béton dans le béton armé ou le béton précontraint.

1 - CARACTERISTIQUES MECANIQUES DE L'ACIER

La courbe effort - déformation d'un acier n'ayant pas subit de traitements mécaniques spéciaux dépend de son pourcentage en carbone.

L'acier doux, “l'acier à ferrer les ânes” ne contient que 0,10 à 0,15 % de carbone et l'acier dur de l'ordre de 0,8 %.

L'essai rapide de traction selon le type d'acier donne les courbes ci-dessous :

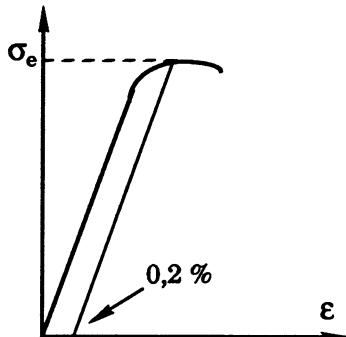


La première partie de la courbe est totalement réversible et la pente est la même pour tous les aciers. Elle correspond à un module de l'ordre de 21.000 daN/mm² ou $2,1 \cdot 10^5$ MPa.

Ensuite, un pallier plastique est atteint, il y a déformation sans augmentation de l'effort (AB). Si au point B on annule l'effort, le déchargement s'opéra parallèlement à OA et le rechargement reprendra le chemin inverse.

A partir du point D, il y a de nouveau raffermississement du métal jusqu'en E. A partir de ce point apparaît rapidement la rupture par une striction locale et baisse de l'effort de traction à vitesse de déformation constante.

Ces courbes permettent de définir :



E , σ_e , σ_r et $A\%$ qui est l'allongement relatif de la rupture.

σ_e est défini par une norme correspondant à un ϵ ramenant de 0,2 % pour une application de la charge de 10 secondes. σ_r étant la contrainte de rupture.

On constate que si l'on a maintenu un certain temps une charge unitaire donnant une déformation permanente, la valeur de cette charge peut être considérée comme une nouvelle valeur de la limite de proportionnalité et que le phénomène devient réversible.

Cette opération s'appelle l'**écrouissage** : elle fait monter la limite élastique en même temps qu'elle diminue l'allongement de rupture. On n'emploiera pas normalement d'acières écrouis en construction métallique, sauf dans certains cas particuliers, comme des câbles de ponts suspendus; par contre, en béton armé et en béton précontraint, ce sera la règle quasi générale. Nous en donnerons plus loin la raison.

Tout ce que nous venons de dire est valable pour des essais de courte durée. Dans les essais de longue durée (au moins plusieurs heures, pouvant atteindre plusieurs jours ou plusieurs mois voire même plusieurs années), on observe deux phénomènes très importants : le **fluage** et la **relaxation**.

- le fluage est un allongement dans le temps sous contrainte constante. Ce fluage augmente beaucoup avec la température.
- la relaxation, une diminution de la contrainte sous allongement constant.

Les limites de fluage et de relaxation sont les contraintes minimales pour lesquelles on observe ces phénomènes : elles sont pratiquement confondues avec la limite de proportionnalité. Nous verrons leur importance dans le cas du béton précontraint.

2 - ACIERS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

2.1 - Les principaux types utilisés sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

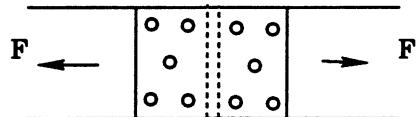
Types	σ_e daN/mm ²	σ_r daN/mm ²	$A\%$
E 24	24	36	≥ 25
E 26 (A 42)	26	42	≥ 23
E 36 (A 52)	36	52	≥ 20

Le module d'élasticité est toujours voisin de $2,1 \cdot 10^5$ MPa.

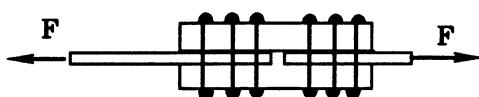
La limite élastique est évidemment la référence de base pour la construction, d'autant plus que le seuil plastique sera là, en cas de panique, pour prévenir par l'apparition de déformation importante avant la ruine de l'ouvrage. Ce pallier plastique permet en effet de répartir les efforts.

2.2 - Intérêt du pallier plastique

2.2.1 - Elasticité plastique



Les schémas simplifiés de calcul ne correspondent souvent que de loin aux réalisations pratiques.

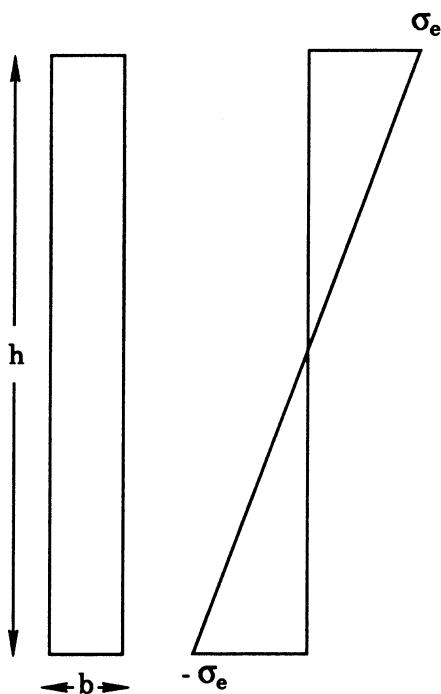


Dans un assemblage par rivets, par exemple, la photo élasticité nous montre que les rivets sont loin d'être tous chargés à la même valeurs.

Ceci n'est pas grave, car si localement il y a une concentration importante de contraintes au droit du rivet amenant un dépassement de la limite élastique, une grande déformation s'ensuivra qui permettra l'égalisation des contraintes.

Les parties les plus chargées se déchargeant au profit des moins chargées : l'adaptation plastique permettra ainsi de réaliser en sécurité des ensembles calculés suivant un schéma simple (ceci sera vrai en particulier pour les constructions soudées).

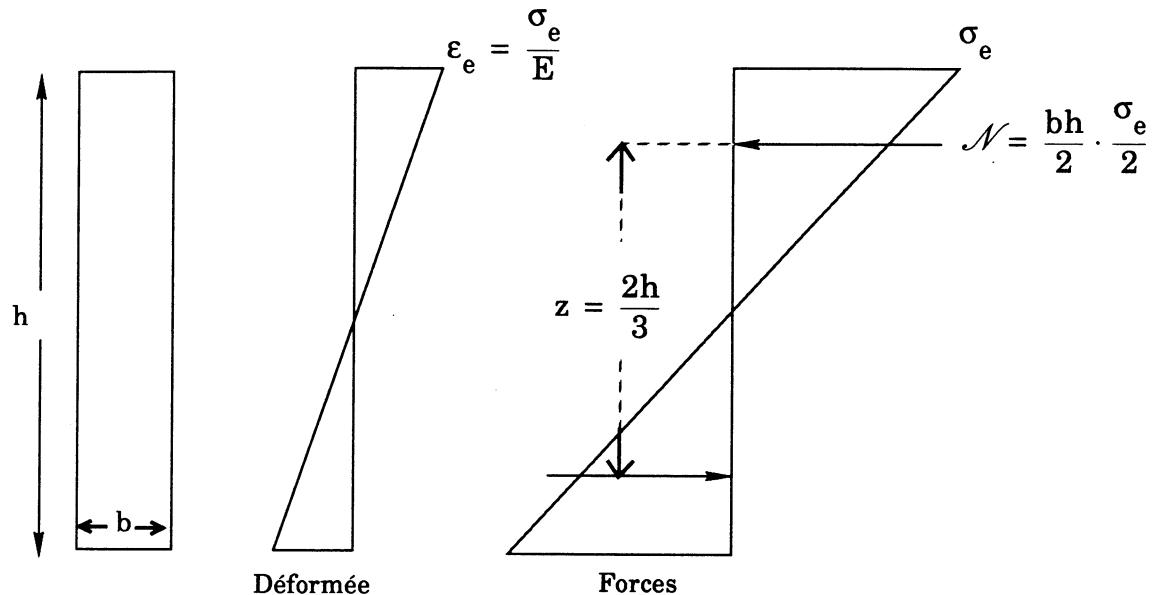
2.2.2 - Plastification en section



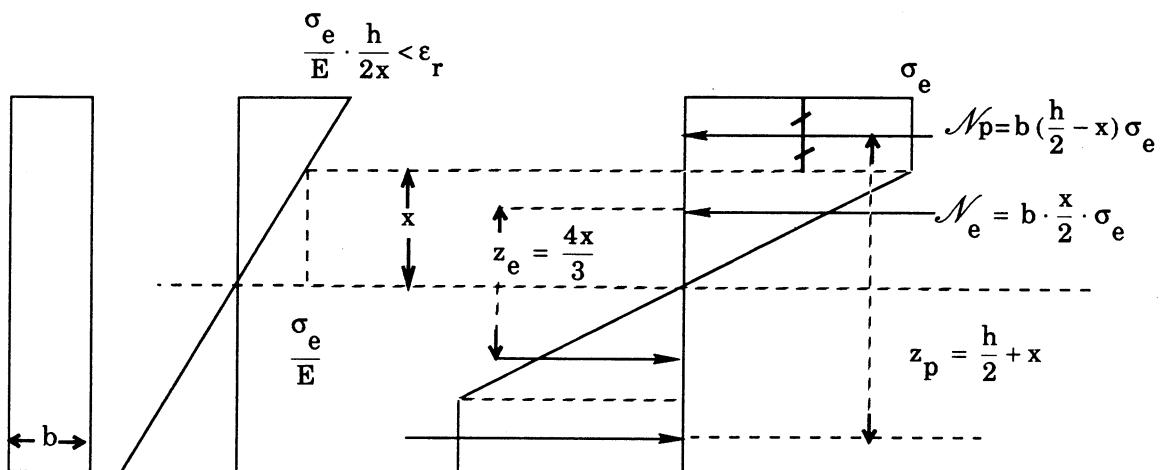
Supposons une poutre fléchie : suivant l'hypothèse fondamentale de Navier, les sections restent planes. Le diagramme des déformations est triangulaire et donc également celui des contraintes tant que l'on reste dans le domaine élastique.

A partir du moment où sur la fibre extrême la limite élastique est atteinte, la déformation se poursuit sans augmentation de contrainte. Le diagramme de déformation reste triangulaire, mais le diagramme des contraintes devient trapézoïdal ; il y a donc de ce fait une réserve du moment résistant, due à la plastification de la section.

En élasticité limite



Pour $M_e < M < M_{max}$ $M_e = \frac{bh}{2} \times \frac{\sigma_e}{2} \times \frac{2h}{3} = \frac{bh^2}{6} \times \sigma_e$ M_e étant le moment à la limite élastique



$$\text{rectangle} \longrightarrow M_{\text{plastique}} = b \left(\frac{h}{2} - x \right) \left(\frac{h}{2} + x \right) \sigma_e$$

$$\text{triangle} \longrightarrow M_{\text{élastique}} = b \cdot \frac{2x^2}{3} \cdot \sigma_e$$

$$M_T = b\sigma_e \left(\frac{h^2}{4} - \frac{x^2}{3} \right) \quad (1)$$

Pour $x = 0$, le moment serait maximal pour une valeur de

$$M_{\max} = b\sigma_e \frac{h^2}{4} = 1,5 \text{ Me}$$

en réalité, x ne peut tendre vers zéro car alors la déformation en fibre externe sera trop grande et dépassera ϵ_r .

La valeur limite de ϵ_r donnera la valeur maximale de x : $x = \frac{\sigma_e h}{2E \epsilon_r}$

ce qui donne le moment maximum en reportant dans (1) :

$$M_{\text{plastique max}} = \frac{bh^2}{4} \sigma_e \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_e}{\epsilon_r \cdot E} \right)^2 \right\}$$

ce qui diminue légèrement la valeur de 1,5 calculée précédemment.

2.2.3 - Plastification dans un système hyperstatique

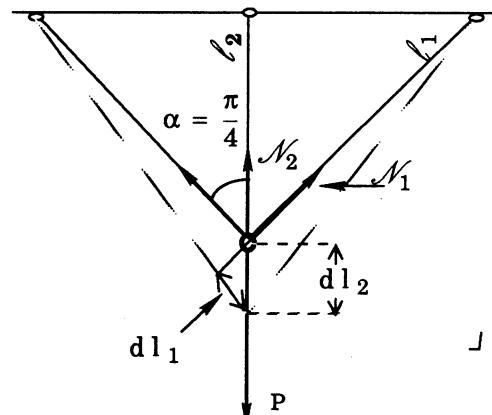
Equilibre statique

$$2N_1 \frac{\sqrt{2}}{2} + N_2 = P$$

$$\text{Au 1er ordre } dl_1 = dl_2 \cos \alpha$$

$$\frac{N_1}{\Omega} = E \frac{dl_1}{l_1} \quad \frac{N_2}{\Omega} = E \frac{dl_2}{l_2}$$

$$\text{avec } l_2 = l_1 \cos \alpha$$



$$\Omega = 500 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{dl_1}{dl_2} \frac{l_2}{l_1} = \cos^2 \alpha$$

$$\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

$$P = 2N_1 \cos \alpha + \frac{N_1}{\cos^2 \alpha}$$

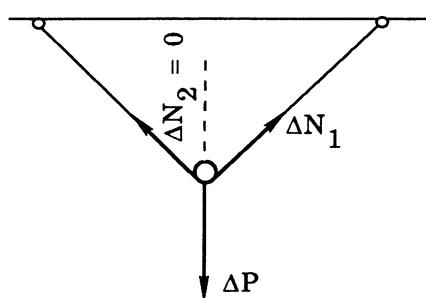
$$N_1 = P \frac{\cos^2 \alpha}{1 + 2 \cos \alpha} = N_3 = 0,293 P$$

$$N_2 = \frac{P}{1 + 2 \cos^3 \alpha} = 0,586 P$$

Quand N_2 atteint la limite élastique :

$$N_e = N_2 = \Omega \cdot \sigma_e = 500 \cdot 24 = 12000 \text{ daN} \quad (12 \text{ tonnes})$$

$$N_1 = \frac{1}{2} N_2 \quad \text{et} \quad P = 20470 \text{ daN}$$



Si on augmente P de ΔP , la barre centrale va passer dans le domaine plastique et s'allonge à charge constante, le supplément de charge sera donc repris uniquement par les barres obliques devenues isostatiques.

$$\Delta P = 2 \Delta N_1 \cos \alpha$$

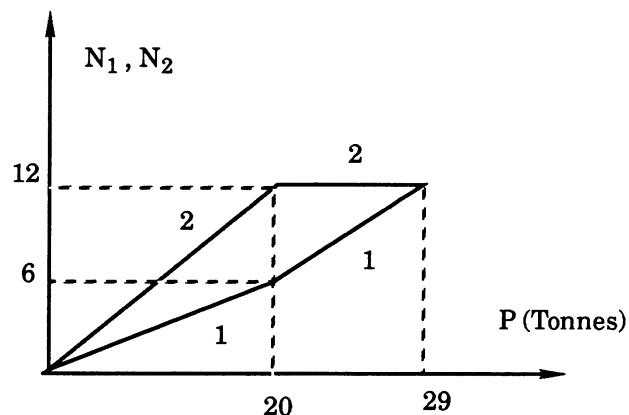
Le système résistera tant que les barres obliques resteront dans le domaine élastique, tant que :

$$N_1 = \sigma_e \Omega = 12\ 000 \text{ daN}$$

La charge totale maximale a lieu quand les trois barres sont à l'état limite :

$$P = \sigma_e \Omega (1 + 2 \cos \alpha) \approx 29\ 000 \text{ daN}$$

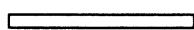
soit une majoration de 40% par rapport à l'élasticité.



2.3 - Produits laminés industriels

C'est à partir des produits laminés des différentes natures d'acier que sont construites les structures métalliques. Les produits sont classés selon les catégories ci-dessous :

2.3.1 - Aciers marchands



- petits plats, par exemple 120 x 8 (120 de largeur - 8 d'épaisseur) disponibles jusqu'à 180 m/m de largeur



- cornières, par exemple 100 x 100 x 10 (hauteur d'aile et d'épaisseur) à ailes égales ou inégales. Ces éléments étaient autrefois très utilisés dans les poutres chaînées comportant une âme, quatre cornières et des semelles. Elles sont encore très utilisées dans les éléments en treillis.



- Tés à ailes égales ou inégales, petits fers U, fers ronds, carrés ou demi-ronds, tous profils utilisés en serrurerie.

2.3.2 - *Produits plats*

Ces produits sont très utilisés, du fait des techniques de soudage, de pliage (soit à la presse, soit à la machine à galets), de fabrication de tubes.

On distingue suivant les techniques de laminage :

- les larges plats, laminés dans le sens de la longueur, de largeur variable de 150 à 1.000 m/m d'épaisseur de 5 à 65 m/m

- les tôles, laminées dans deux directions rectangulaires, dont la largeur peut atteindre jusqu'à 4,60 m. On distingue :

- | | |
|----------------------|--|
| - les tôles fortes | $e > 4,76 \text{ m/m}$ jusqu'à 100 m/m |
| - les tôles moyennes | $3 < e < 4,75$ |
| - les tôles minces | $< 3 \text{ m/m}$ |

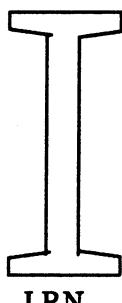
Les larges plats ont leurs fibres orientés dans le sens du laminage ; leurs caractéristiques sont donc meilleures dans ce sens : on les fera travailler sous des contraintes normales à leur section droite (semelles des poutres fléchies).

Les tôles, par contre, n'ont pas de direction préférentielles : elles sont donc parfaitement aptes à travailler au cisaillement. Leur emploi est surtout recommandé pour les goussets, les âmes des poutres.

Les fers plats servent à fabriquer des tubes à section carré, rectangulaire ou circulaire, qui ont une excellente résistance au flambement et à la torsion. Ils sont maintenant de plus en plus employés, grâce à la soudure.

Utilisés précédemment pour les échafaudages, ils sont maintenant mis en œuvre pour les charpentes.

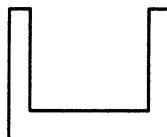
2.3.3 - *Produits profilés*



I.P.N.

- les profilés I, à âme mince et semelle de faible largeur, possédant une forte inertie autour de l'axe perpendiculaire à l'âme et faible autour de l'axe contenu dans l'âme : ce sont donc essentiellement des profilés de flexion. Leurs semelles peuvent être d'épaisseur variable (profil I.P.N.) ou épaisseur constante (I.P.E profil Européen), facilitant les assemblages. Leur hauteur d'âme peut atteindre 600 m/m.

- Les profilés en H, à semelle de largeur égale à la hauteur jusqu'à 300 m/m, constante au-delà et égale à 300 m/m, qui leur procure, surtout pour les petits profilés, une inertie non négligeable autour de l'axe contenu dans l'âme. De ce fait, ces profils peuvent être employés comme poteaux. A chaque hauteur correspondent trois profils : léger, normal, renforcé. Cette hauteur peut atteindre 1.000 m/m.



U.P.E.

- les profilés en U ou fers U, analogues aux fers I, donc utilisés en flexion, mais également pour fabriquer les caissons ou pour former les éléments de triangulation de poutres en treillis. On distingue, comme pour les I, les U.P.N. et les U.P.E. leur hauteur peut atteindre 300 m/m.

2.4 - Autres produits métallurgiques

On utilise aussi en construction métallique :

- de l'acier moulé pour réaliser des formes compliquées, telles que : articulations, selles d'appuis de câbles, de ponts suspendus, etc... $\sigma_r = 50 \text{ daN/mm}^2$
- de l'acier forgé, pour réaliser des axes, des boulons, des rotules.
- de l'acier tréfilé, pour réaliser des câbles de ponts suspendus. Ces câbles sont formés par assemblages de fils unitaires obtenus par tréfilage : leur résistance unitaire est toujours élevée (140 à 180 daN/mm²). L'acier constitutif des fils est un produit écroui dont l'allongement de rupture doit être au minimum de 3,5 %. La teneur en carbone est assez élevée (0,65 % par exemple).

On utilise également la fonte ductile pour réaliser des tuyauteries pour l'assainissement, l'adduction et la distribution froide ou chaude, de gaz, etc...

3 - ACIER POUR BETON ARME

3.1 - Généralités

3.1.1 - Résistance

Nous avons vu plus haut que le béton possède de très bonnes caractéristiques mécaniques en compression mais que, par contre, sa résistance à la traction est faible et aléatoire. Le béton est un matériau fragile. Pour pallier ces inconvénients, on noie dans le béton des armatures métalliques, chargées d'équilibrer les contraintes de traction en cas d'insuffisance ou de défaillance de celui-ci ; par contre, les contraintes de compression restent toujours le domaine du béton : les armatures noyées dans les zones comprimées augmentant éventuellement cette résistance.

Cependant, la présence d'armatures dans le béton ne suffit pas à faire de celui-ci un béton armé : cette qualification suppose une organisation structurale spécifique, qui porte sur les formes du béton et sur l'agencement des armatures. Les barres qui les constituent étant entièrement enrobées par le béton, sont soumises à des sollicitations qui ne peuvent donc provenir que du béton qui les entoure. Examinons par quel mécanisme.

3.1.2 - Contrainte de compression

Supposons tout d'abord un prisme de béton comprimé selon son axe. Nous savons que le module de déformation de ce béton à longue échéance peut atteindre la valeur $E = 100.000$ bars. Si cette pièce est soumise à une contrainte de 100 bars, elle se raccourcit donc de 1/1000 ^{ème}. Si une barre d'acier doux est noyée dans le prisme de béton, l'expérience prouve qu'elle subit le même raccourcissement.

La contrainte est donc :

$$\sigma = 20.000 \frac{1}{1.000} = 20 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{avec} \quad E \approx 20.000 \text{ kg/mm}^2$$

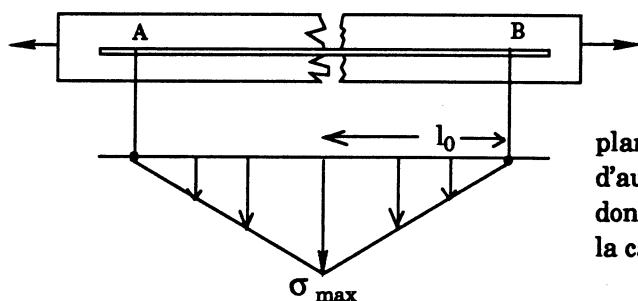
chiffre sensiblement égal à la limite élastique de l'acier doux.

Si la contrainte de compression augmente, par exemple, jusqu'à 200 bars, la barre d'acier doux ayant déjà atteint sa limite élastique, se raccourcit de 1/1000 supplémentaire, soit 0,1 %, ce qui est très peu vis-à-vis de la capacité de son palier plastique, qui est de l'ordre de 3 à 4 %. Le phénomène ne met donc pratiquement pas en jeu la ductilité de l'acier.

3.1.3 - Cassure - Traction

Supposons maintenant le même prisme armé symétriquement par rapport à son axe et soumis à une traction. Pour une certaine valeur de l'effort, le béton fragile et hétérogène se rompra dans la section la plus faible. Néanmoins, les deux fragments de la pièce resteront en contact au droit de la cassure, grâce à la présence des aciers, dont la section a été prévue à cet effet pour reprendre la traction. L'expérience prouve que, si ces barres se prolongent suffisamment loin au-delà de la cassure, elles ne peuvent se déplacer par rapport au béton non fracturé dans lequel elles restent ancrées.

Aussitôt après l'apparition de la cassure, les tractions, qui se répartissaient antérieurement, entre le béton et les armatures, sont uniquement transmises en traction axiale par les barres à travers la cassure. De part et d'autre de cette cassure, l'effort de traction des aciers est retrasmis au béton par des forces dites d'adhérence, qui se développent au contact de l'acier et du béton quand il y a mouvement relatif des deux matériaux, du fait de l'allongement de l'acier.

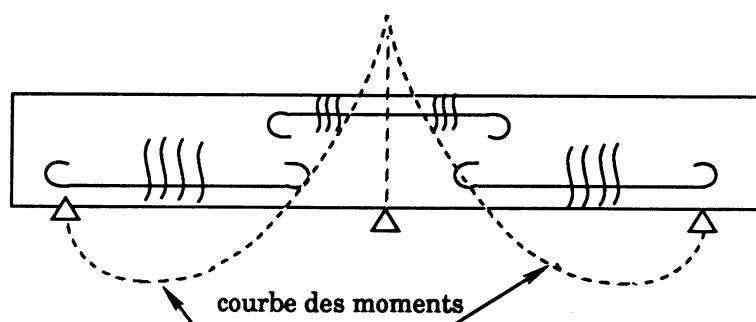


La contrainte de l'acier, maximale dans le plan de la cassure, décroît donc de part et d'autre de celle-ci, pour s'annuler en A et B va donc procurer une ouverture des deux lèvres de la cassure.

La cassure devient ainsi une "fissure" dont l'ouverture sera plus ou moins grande en fonction de la contrainte de traction et de la longueur l_0 dite longueur de scellement de la barre. Nous en reparlerons dans le chapitre Béton Armé.

3.1.4 - Adaptation

Supposons maintenant une poutre continue sur trois appuis. Les armatures seront disposées dans les zones tendues de cette poutre, c'est-à-dire en bas en travée, en haut sur appui central. Si nous chargeons cette poutre, le comportement de la partie supérieure sur appui se rapproche de celui du prisme tendu ci-dessus.



L'ouverture d'une ou de plusieurs fissures dans cette partie tendue va donc provoquer une déformation sans accroissement du moment sur appui. Il va y avoir "adaptation" : il n'est pas nécessaire que l'acier soit ductile pour permettre aux constructions en béton armé de s'adapter, la fissuration du béton tendu et le glissement local de l'acier par rapport au béton se chargeront de réaliser l'adaptation.

Contrairement aux aciers employés en construction métallique, les aciers pour béton armé pourront d'une manière générale, ne présenter qu'un faible palier de plasticité ou même pas de palier du tout. En particulier les aciers écrouis pourront être utilisés sans danger.

Cependant, on sera amené, pour les raisons que nous verrons plus loin, à mettre en oeuvre des barres non rectilignes, dont le formage sera obtenu par pliage à froid. Il faudra donc que l'acier présente le minimum de ductilité compatible avec ce pliage, minimum qui sera largement suffisant pour permettre les déformations plastiques de l'acier dans l'ouvrage en service.

3.2 - Nuances et formes d'aciers utilisés

Pour les aciers de construction métalliques, nous verrons que les critères de choix seront basés également sur la résistance de la structure, la ductilité et la fragilité de l'acier.

Pour les aciers de Béton Armé, les critères de choix seront basés également sur la résistance de la structure mais aussi sur le risque de fissuration qui dans certains cas peut conduire par apparition de la corrosion des armatures à une mise hors service rapide de la structure.

3.2.1 - *Résistance*

Sur le plan de la résistance, on cherchera une limite élastique élevée associée à un faible palier de plasticité. Nous avons vu en effet que l'adaptation se faisait par fissuration du béton et non par plastification des aciers. Dès que la limite élastique est dépassée, l'allongement des aciers qui s'accompagne d'une diminution de diamètre, crée une perte d'adhérence. Ces deux phénomènes concomitants créent une ouverture importante de la fissure et donc une forte rotation de la partie comprimée de la section qui conduit rapidement à la rupture du béton, sans rupture des aciers.

C'est pourquoi la limite de rupture ne peut être voisine de la limite d'élasticité, ce qui autorise l'utilisation d'aciers sans palier de plasticité, spécialement d'aciers écrouis.

3.2.2 - *Fissuration*

Sur le plan fissuration, on cherchera à minimiser l'ouverture des fissures. Cette fissuration est en effet normal en béton armé, elle ne devient dangereuse que lorsque la fissure devient large et permet l'introduction d'eau, qui conduit à la corrosion des armatures et entraîne la rupture à plus ou moins longue échéance.

L'ouverture des fissures croît avec la contrainte des aciers. Il est apparu par expérience que l'utilisation d'aciers dits à hautes adhérence, c'est-à-dire présentant une surface rugueuse, au lieu de la surface cylindrique des aciers lisses ordinaires, diminue la largeur des fissures, en les répartissant mieux sur la largeur de l'ouvrage. A contrainte égale, la fissuration est beaucoup plus fine. A fissuration égale on peut donc adopter des contraintes plus élevées avec des aciers à haute adhérence qu'avec des aciers lisses. Les aciers lisses ne sont plus guère employés que pour les armatures pouvant subir sur le chantier des opérations de pliage et dépliage successifs.

3.3 - Types d'aciers utilisés

Les moyens employés pour augmenter la rugosité (essentiellement des nervures) ainsi que ceux utilisés pour écrouir l'acier sont très variables. Ils sont en général couverts par des brevets, ce qui conduit à des "marques" d'aciers faisant l'objet de "fiches d'identification" décernées par une commission nationale d'agrément.

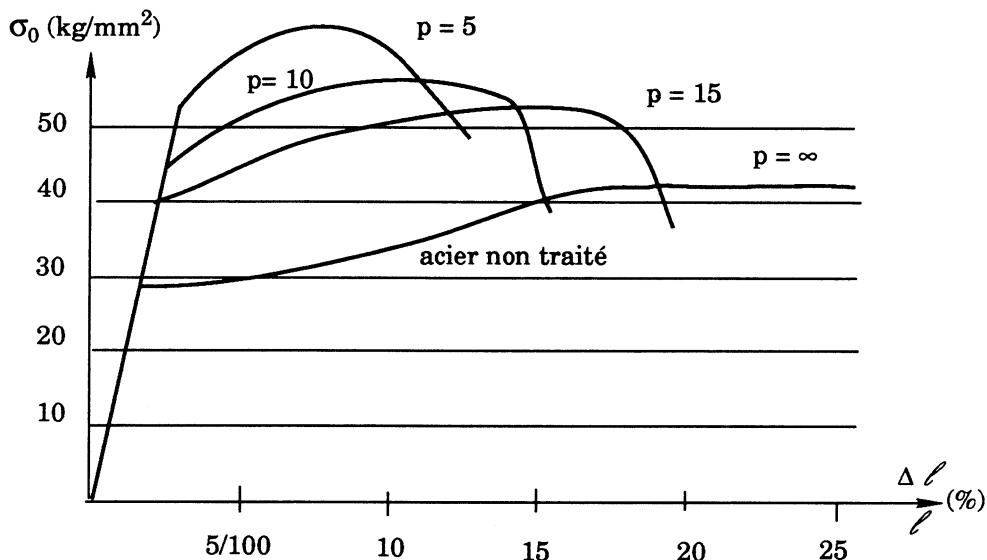
3.3.1 - *L'écrouissage par traction*

L'écrouissage se fait généralement à froid par traction d'un acier naturel ce qui relève sa limite élastique en traction mais abaisse légèrement sa limite élastique en compression (ce qui est sans inconvénient).

3.3.2 - *l'Ecrouissage par torsion*

L'écrouissage peut également se faire par torsion (Acier TOR), ce qui relève à la fois les deux limites élastiques dans la direction de l'axe de torsion.

Sur le diagramme ci-dessous on voit l'action du degré de torsion sur les caractéristiques de l'acier. Ce degré de torsion est caractérisé par le pas de l'hélice. Les pas utilisés en général sont de 8 à 12.



3.3.3 - *Aciers TENTOR*

Dans certains cas, on utilise simultanément l'écrouissage par traction et par torsion (Aciers TENTOR).

3.3.4 - *Aciers CRENELES*

On utilise de plus en plus aujourd'hui des aciers naturellement durs laminés (aciers crénelés).

3.3.5 - *Treillis*

Pour armer des éléments dans deux directions, tels que des dalles ou des voiles, on utilise couramment des **treillis soudés** formés par assemblage par soudure en usine de fils tréfilés sous la forme de quadrillage à mailles carrées ou rectangulaires.

Les fils tréfilés bruts ont de hautes caractéristiques mécaniques qui peuvent atteindre 52 kg/mm^2 comme limite élastique, mais une très médiocre adhérence. La soudure sur un fil perpendiculaire crée donc un ancrage mécanique du fil. On utilise aussi des fils tréfilés à haute adhérence, obtenus par déformation à froid d'un fil tréfilé brut de tréfilage (torsion d'un fil à section non circulaire ou "crénage" à la machine à molette).

3.4 - Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

Aciers lisses			Acier à Haute Adhérence (H.A.)		
Désignation	limite élastique	Nature	Désignation	limite élastique	Nature
Fe E 22	215 MPa (21,5 kg/mm ²)	Acier naturel	Fe E 40	400 MPa (40kg/mm ²)	Naturel ou écroui
Fe E 24	235 MPa (23,5 kg/mm ²)	Acier naturel	Fe E 50	500 MPa (40kg/mm ²)	Naturel ou écroui

4 - ACIER POUR BETON PRECONTRAINTE

4.1 - Généralités

Nous avons vu que le béton, matériau fragile, n'était pas capable d'assumer d'une manière sûre la prise en charge des contraintes de traction.

Dans le béton armé, matériau mixte, on a assigné à chacun des deux constituants - béton et acier - un rôle distinct : le béton est chargé de résister aux contraintes de compression et l'acier de suppléer aux défaillances du béton en traction, lorsqu'il se fissure. Les armatures sont donc passives : elles ne se mettent en charge qu'au moment de cette défaillance ; antérieurement elles sont inutiles.

Dans le béton précontraint, au contraire, on utilise uniquement la vocation essentielle du béton, c'est-à-dire sa résistance à la compression, en le soumettant à un traitement mécanique préalable, destiné à obtenir des contraintes totales de sens favorable, c'est-à-dire des compressions, lorsqu'il est soumis aux charges de service.

C'est ainsi que l'on créera des précontraintes de compression dans les zones qui sont normalement tendues, de telle manière que la somme algébrique de la précontrainte de compression et de la contrainte de traction sous charges extérieures reste une contrainte de compression ; de la même manière on pourra créer une précontrainte de traction dans les zones normalement comprimées, pour diminuer la contrainte totale de compression et préserver l'intégrité du béton en compression.

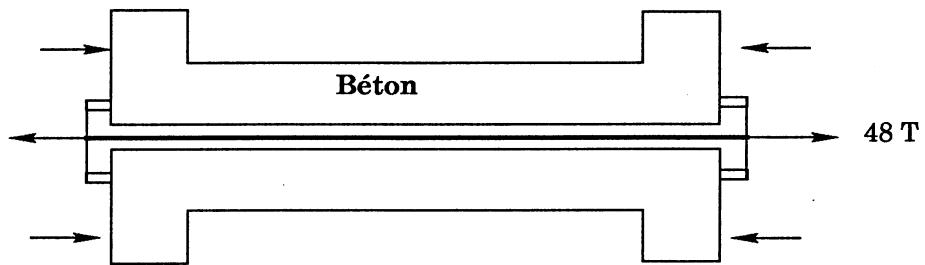
Généralement, le système des forces extérieures nécessaires à la création des précontraintes est obtenu par la mise en tension d'armatures "actives" trouvant leurs réactions sur le béton, auquel elles transmettent ainsi leurs efforts.

4.2 - Choix des armatures de précontraintes

4.2.1 - *Effet du fluage et du retrait du béton*

Considérons une pièce de béton de section carrée comportant sur son axe longitudinal un tube dans lequel est enfilée une armature de précontrainte. Tendons cette armature en prenant appui sur le béton ; nous allons donc créer dans le béton une compression égale à la traction de l'armature F. Au moment de la mise en tension, le béton va se raccourcir instantanément d'une manière élastique, le module d'élasticité ayant une valeur approximative, comme nous l'avons vu plus haut égale à

$$E = 21.000 \sqrt{\sigma_j}$$



Pour fixer les idées, prenons $\sigma'_j = 360$ bars, ce qui donne $E \approx 400.000$ bars.

Section du prisme : $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$ $\sigma_b = 120 \text{ bars pour } 48000 \text{ kg}$

Le raccourcissement instantané : Δl de la pièce de longueur l est donnée par :

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{120}{400.000} = 3 \times 10^{-4}$$

Après cette déformation instantanée, les déformations différées du béton par fluage vont se faire jour et, au bout d'un temps très long, la déformation totale (instantanée + différée) sera devenue le triple environ de la déformation instantanée, soit :

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \times 10^{-4}$$

(correspondant au module sous charge de longue durée : $E = 7.000 \sqrt{\sigma'_j}$)

A cette déformation par fluage va s'ajouter en outre, la déformation due au retrait, qui peut facilement atteindre 3×10^{-4} . De ce fait, la déformation totale pourra atteindre 12×10^{-4} , soit plus d'un millimètre par mètre, la déformation différée étant donc de 9×10^{-4} .

Le rapprochement des ancrages qui en résulte va donc diminuer la tension de l'acier de :

$$\Delta n = E_a \frac{\Delta l}{l} \quad E_a \text{ étant égal à } 20.000 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta n = 20.000 \times 9 \times 10^{-4} = 18 \text{ kg/mm}^2$$

Si donc, nous avions utilisé de l'acier mi-dur tendu à sa limite élastique, par exemple à 40 kg/mm^2 , il ne resterait en fin de compte qu'une médiocre fraction de la tension et de la compression initiale, de l'ordre de 55 %. Même en tenant compte de ce que la baisse de compression atténue le fluage et diminue donc la perte de tension de l'acier, on n'aurait, in fine, qu'une compression égale à 60 ou 70% de la compression initiale.

Si par contre, nous avions utilisé de l'acier dur tendu à 120 kg/mm^2 , nous aurions conservé, in fine, au moins 85 % de la compression initiale du béton. Ainsi, à cause du retrait et du fluage du béton, on ne peut avoir recours sous peine d'insuccès, qu'à des aciers à haute résistance, pour constituer les armatures de précontrainte.

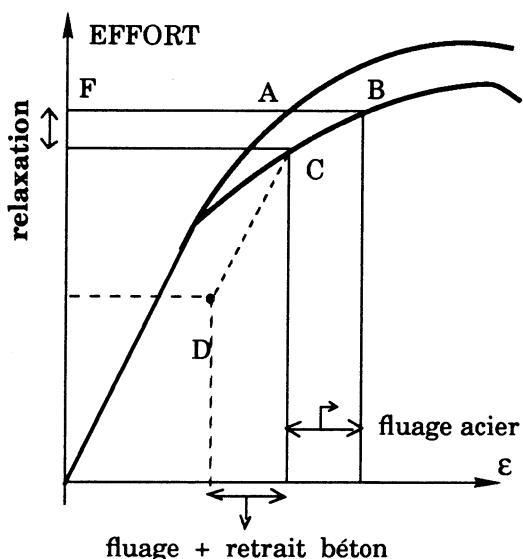
C'est FREYSSINET qui, à la suite de la découverte du fluage du béton, a mis en évidence ces faits, dont l'importance est fondamentale, et qui avaient rendu vains tous les essais faits au préalable.

L'emploi d'acières à haute résistance rejoint d'ailleurs l'intérêt économique. Le prix de revient des aciers croît en effet moins vite que leur limite élastique.

Effort $F = 48.000 \text{ kg}$, d'où $\sigma'_b = \frac{48.000}{400} = 120 \text{ bars}$ dans le cas présent pour atteindre $\frac{1}{3}$ de 360 bars

4.2.2 - *Effets de la relaxation de l'acier*

Un phénomène complémentaire vient encore de diminuer la valeur de la compression du béton : c'est la **relaxation de l'acier**, c'est-à-dire sa perte de tension à longueur constante. On peut expliquer la relaxation en admettant que pour un acier dur il y a deux diagrammes limites I et II de déformation. Le diagramme I est le diagramme instantané, le diagramme II est celui qui correspondrait à un essai infiniment lent, où les allongements plastiques de l'acier se produiraient alors intégralement.



Si donc, nous avons tendu notre armature à la valeur F :

- sous charge constante, l'acier s'allonge de A à B c'est le fluage de l'acier.
- sous charge constante, la tension diminue de A à C, c'est la relaxation de l'acier.

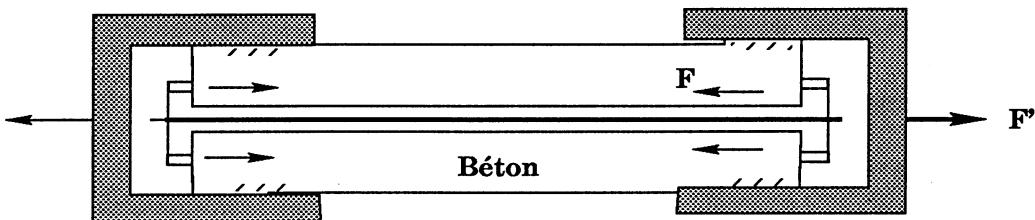
La relaxation est d'abord très rapide : près de la moitié de sa valeur à très long terme est atteinte au bout de 1.000 heures. Cette valeur est garantie par le producteur. L'ordre de grandeur de la perte finale par relaxation peut atteindre 10 % de la tension initiale de l'armature soit une dizaine de kg/mm^2 .

C'est donc le phénomène qui intervient en béton précontraint, car le fluage du béton est lent, et au moment où l'acier s'est déjà stabilisé, il est encore infime, il s'agit donc bien pour l'acier d'une perte de tension à longueur constante.

Sur le diagramme, la chute de tension due au fluage du béton pourra donc s'inscrire en CD. Au total, la perte de tension des aciers sous retrait et fluage du béton et sous relaxation des aciers, peut varier de 25 à 35 kg/mm^2 , suivant les cas.

4.2.3 - *Impossibilité de surtension des armatures de précontrainte*

Reprendons maintenant notre prisme de béton étudié plus haut, comprimé initialement à 48 tonnes par une armature tendue à 120 kg/mm^2 , et soumettons-le à une traction F un mois après sa mise en précontrainte. Les aciers auront alors subi environ la moitié de leur relaxation, par exemple 6 kg/mm^2 , tandis que le béton n'aura pratiquement pas subi de fluage ni de retrait.



Le béton sera donc comprimé à $120 \times \frac{120-6}{120} = 114$ bars au lieu de 120 bars initialement.

Tant que la traction F' ne dépassera pas la valeur de la compression résiduelle $F' \leq 114 \times 400 \leq 45.600$ kg

Le prisme de béton restera comprimé et parfaitement intègre, il s'allongera au maximum, si $F' = F$, de 3×10^{-4} , valeur égale au raccourcissement qu'il avait subi au moment de la mise en précontrainte F .

Les aciers seront donc soumis à une traction supplémentaire égale à :

$\sigma = 3 \times 10^{-4} \times 20.000 = 6$ kg/mm² sur tension égale à la perte subie par relaxation. La contrainte initiale de traction ne sera donc pas dépassée.

Si nous soumettons le prisme à la traction au bout d'une année, les aciers auront alors subi la plus grande part de leur perte totale par relaxation ainsi que par retrait et fluege du béton, soit par exemple 25 kg/mm².

Le béton sera donc comprimé à $120 \times \frac{(120-25)}{120} = 95$ bars

Tant que la contrainte de traction sous l'effort F' ne dépassera pas cette valeur, le prisme de béton restera donc toujours comprimé. il s'allongera au maximum en supposant qu'on laisse l'effort $F' = F$ agir très longtemps de :

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{95}{1/3 \times 400.000} = 7 \times 10^{-4}$$

Les aciers seront donc soumis à une traction supplémentaire égale à :

$\sigma = 7 \times 10^{-4} \times 20.000 = 14$ kg/mm² surtension largement inférieure à la perte subie ci-dessus, soit 25 kg/mm². Si l'effort F' était appliqué rapidement, l'allongement serait trois fois plus petit et l'augmentation de contrainte de l'acier ne serait que de 5 kg/mm².

4.3 - Conditions limitant la tension des armatures

On voit donc d'une manière générale que dans le cas où le béton n'est pas soumis à extension, la contrainte de l'acier ne dépassera jamais la valeur atteinte au moment de la mise sous tension. Cette dernière apparaît ainsi comme une véritable épreuve de chaque armature qui garantit sa résistance à l'égard de la tension statique.

C'est pourquoi les règlements admettent de tendre les aciers jusqu'à 80 % de leur charge de rupture garantie R_g' , c'est-à-dire à une valeur très voisine de la limite conventionnelle d'élasticité T_g (qui est de l'ordre de 85 à 90 % de R_g).

Les armatures sont le plus souvent constituées par des fils parallèles ou toronnés : le seul risque est donc de casser un fil au moment de la mise en tension ; c'est pourquoi on garde cette marge de 20% entre la tension théorique aux vérins de précontrainte et la charge de rupture des fils et, malgré l'imprécision des opérations de chantier, qu'on ait pas à enregistrer de ruptures de fils. Cette imprécision est due en particulier au fait que les aciers sont tendus à des contraintes situées dans la partie courbe et imprécise du diagramme de traction et qu'il est difficile de ce fait de relier allongements et contraintes.

L'allongement au moment de la mise en tension est de l'ordre de 6 à 7 m/m par mètre.

4.4 - Armatures utilisées

On utilise des aciers durs à haute résistance, sous forme de fils, torons ou barres. Il s'agit en général d'aciers Martin, riches en carbone (0,7 à 0,96%), chargés en manganèse (0,6%) et présentant des traces de silicium (0,1%).

4.4.1 - *Fils*

Ils sont obtenus à partir d'un fil laminé à chaud, appelé "fil machine", dont les caractéristiques mécaniques sont améliorées :

- à l'aide de traitements thermiques, produisant une modification physico-chimique de l'acier, tels que la trempe au bain de plomb et le revenu.
- à l'aide de traitements mécaniques, produisant un écrouissage tel que le tractionnement à froid, le laminage à froid, le tréfilage.

Les résistances à la rupture garanties R_g de tels fils s'étagent de 140 à 180 kg/mm², la limite d'élasticité conventionnelle T_g à 0,1% s'étageant de 120 à 150 kg/mm². La fragilité des fils est caractérisée par leur résistance au pliage alterné ou à la torsion alternée. L'allongement sous charge maximale avant striction est très faible, de l'ordre de 3 %.

Un fil est enfin caractérisé par sa relaxation à 1.000 heures et à 3.000 heures.

Les fils courants sont ronds et lisses. On utilise aussi des fils non ronds (ovales) ou non lisses, munis d'empreintes ou d'aspérités destinées à augmenter ses qualités d'adhérence. Dans cette catégorie entrent également les fils ondulés obtenus à partir d'un fil rond lisse auquel on impose une déformation permanente, à peine perceptible à l'œil, mais suffisante pour augmenter l'adhérence.

Toutes ces caractéristiques font l'objet de la part du Ministère de l'Équipement de fiches d'agrément, où sont figurées les caractéristiques garanties par le fournisseur d'aciers. Ces fils sont habituellement livrés en Ø 5, 7, 8, 10 et 12 m/m, sous la forme de couronnes de diamètre égal au moins à 200 fois le diamètre du fil ce qui les rend autodéroulante : c'est-à-dire que le fil au déroulage est rectiligne.

4.4.2 - *Torons*

Ils sont obtenus à partir de fils tréfilés, de diamètre plus faible que les précédents : Ø 2, 4 ou 4,2 ou 5 m/m, enroulés en hélice autour d'un fil central, et donc de caractéristiques mécaniques plus élevées : $R = 170$ à 180 kg/mm².

Le module élastique d'un toron est inférieur à celui des fils individuels, par suite de l'enroulement hélicoïdal et par suite des déformations au cours de la mise en traction (E apparent de l'ordre de 19.000 kg/mm²).

On utilise ainsi très couramment le T 13 (7 fils de 4,2 m/m $R_g = 17^T$) - le T 15 (7 fils de 5m/m $R_g = 25^T$).

4.4.3 - *Barres*

D'un diamètre de 18, 26 ou 32 m/m, elles ont des caractéristiques mécaniques plus faibles : R_g de l'ordre de 100 à 140 kg/mm².

5 - FILS POUR CABLES DE PONTS SUSPENDUS

Les fils utilisés pour constituer des câbles de ponts suspendus sont très voisins des fils utilisés en béton précontraint. Il s'agit de fils de l'ordre de 4 à 5 m/m de diamètre, obtenus par tréfilage et dont la résistance à la rupture atteint de l'ordre de 170 à 190 kg/mm². On peut penser que les constructeurs métalliques disposeront bientôt de fils de résistance supérieure à 210 kg/mm².

6 - METAUX LEGERS

On utilise pour la construction métallique des alliages d'aluminium tels que le duralumin, alliage de cuivre et de magnésium. Celui-ci a des caractéristiques mécaniques très voisines de celles de l'acier doux, soit :

$$\sigma_e = 18 \text{ à } 22 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_r = 38 \text{ à } 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta\% = 18 \text{ à } 20\%$$

Le gros avantage est son faible poids : 2,8 T/m³ au lieu de 7,8T/m³ pour l'acier.

Aux U.S.A. ont été réalisés des ouvrages très audacieux avec ce matériau qui, pour l'instant, reste encore peu compétitif en France, à cause de son prix. Citons cependant la réalisation du Palais des Sports, à la Porte de Versailles à PARIS, dôme en alliage léger (Al - Si - Mg) de 60 mètres de diamètre, assemblé par rivetage. Le duralumin peut être également soudé.

PRINCIPE DES CONSTRUCTIONS METALLIQUES EN ACIER

“Ils y a les bons principes orientés à droite,
les vrais principes orientés à gauche
il y a pas de principes orientés dans l'axe “

DETOEUF

1 - GENERALITES

Les principaux aciers utilisés dans la construction sont les suivants :

	Limite élastique	Limite de rupture
A 42	240 MPa	420 MPa
A 52	360 MPa	520 MPa

1.1 - Avantage de l'acier

- Résistance en traction égale à la résistance en compression. C'est l'idéal pour reprendre un moment de flexion.
- Possibilité de soudures qui quand elles sont bien faites, sont aussi résistantes que le métal.
- Légereté de l'ouvrage d'où la préfabrication possible. En août 90, le pont de Cheviré à Nantes, de plus de 100 m de portée, a été réalisé en usine, amené sur des barges et mis en place en une journée à plus de 50 m au dessus de la Loire.

1.2 - Inconvénient

- oxydable d'où entretien
- Résistance au feu très faible
- Le prix : un kilo d'acier en place vaut environ 10 francs soit 80.000 F le m³ alors que le béton vaut 1.000F le m³.

En compression simple, le rapport des sections nécessaires est de l'ordre de $\frac{250 \text{ MPa (acier)}}{12,5 \text{ MPa (béton)}} = 20$, donc en compression l'acier est quatre fois plus cher.

Par contre le rapport des poids est de $20 \times \frac{2,5}{7,8} \approx 6,4$. Le poids mort est très important pour le béton. Pour un pont à partir d'une certaine portée le métal deviendra plus économique.

2 - METHODE DE CALCUL

Il est admis dans la construction métallique (règle C.M.) que l'on ne doit pas dépasser σ_e , **limite élastique** sous le jeu des différentes charges et surcharges pondérées de la façon suivante.

$$1,33 P + 1,5 S$$

$$1,33 P + 1,42 (S + V)$$

$$1,33 P + 1,33 (S + N + V)$$

P poids propre de l'ouvrage

S surcharge d'exploitation définie par le Maître d'ouvrage

N, V surcharges de neige et de vent définies par une réglementation (Règle N.V.) selon l'altitude et le lieu géographique.

De plus, on devra vérifier l'instabilité élastique éventuelle (flambement) par méthode d'EULER, la variable étant le rapport :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e} = k \quad \text{avec} \quad \sigma_c = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{r^2}{l^2}$$

r = rayon de giration l = longueur de flambement

Un règlement fixe $\bar{\sigma}_a$ la **contrainte admissible en compression** en fonction de k

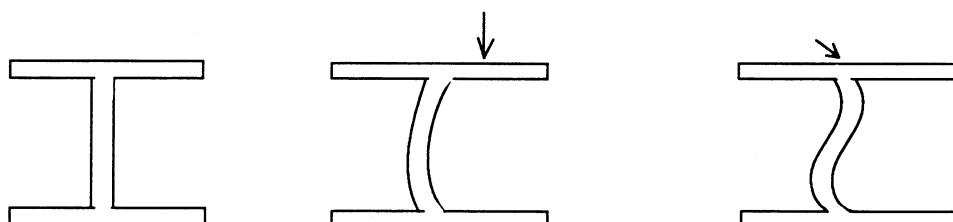
$$k < 1 \quad \bar{\sigma}_a \leq 0,4 \sigma_c$$

$$1 < k < 2 \quad \bar{\sigma}_a \leq \frac{\sigma_c + 3 \sigma_e}{10}$$

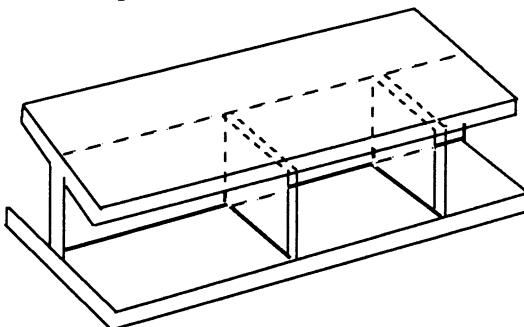
$$2 < k < 6 \quad \bar{\sigma}_a \leq \frac{\sigma_c + 10 \sigma_e}{20}$$

$$k < 6 \quad \bar{\sigma}_a \leq \frac{2}{3} \sigma_e$$

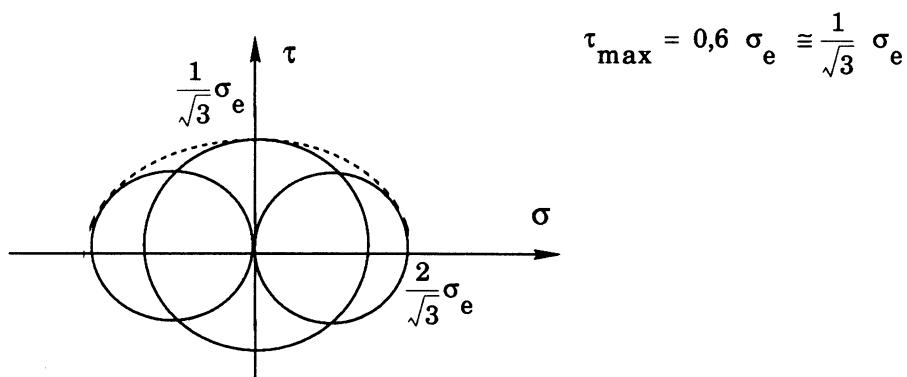
Nota : Attention à l'instabilité de l'âme d'une poutre. Elles sont toujours minces et l'on devra s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de déversement en cas de chargement légèrement excentré.



En disposant des renforts pour éviter ce phénomène.



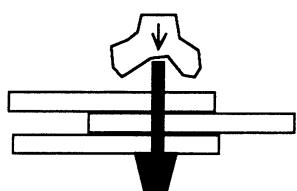
Le calcul des poutres et poteaux sont du ressort de la RDM avec application des règles vu précédemment pour la charpente métallique. Pour les ponts, on considère la courbe intrinsèque suivante :



Pour une contrainte quelconque on vérifiera : $\sigma_c \geq \sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2}$

3 - ASSEMBLAGES

3.1 - Rivetage



Système qui a eu son heure de gloire. Tous les anciens ponts sont réalisés par ce procédé. Le rivet est posé à 1100° dans un trou percé à 1 mm de plus que son diamètre et écrasé à l'aide d'une bouterolle ce qui remplit le vide entre le trou et fait la tête ronde symétrique de la première (méthode de calcul voir Boulonnage).

3.2 - Le soudage

Ce procédé, maintenant parfaitement maîtrisé demande une application très soigneuse et est réalisé en usine sauf pour de petites pièces. Le soudage crée toujours des contraintes internes dues à l'échauffement donc il est préférable de les réaliser symétriquement. Il est possible de diminuer ces essais par un traitement thermique au four.

3.3 - Boulonnage classique

Les boulons sont généralement en acier doux E 24 et sont fixés à l'aide d'un contre boulon ou d'une rondelle GROVER pour éviter qu'ils ne se desserrent.

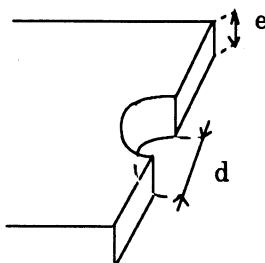
Ils doivent résister au cisaillement. La norme bâtiment est $\frac{T}{A} \leq 0,65 \sigma_e$.

De plus, pour éviter que la tôle ne se déchire au contact du boulon, on vérifiera que la pression diamétrale de contact entre le boulon et la tôle ne dépasse pas par $3 \sigma_e$

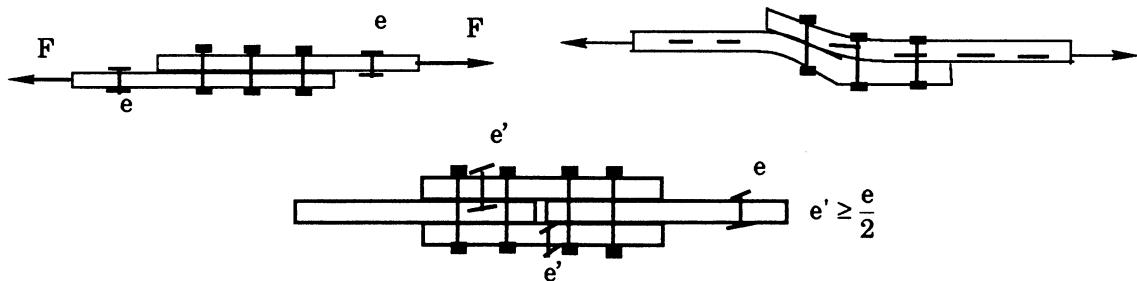
d diamètre du boulon.

e l'épaisseur de la tôle

$$\frac{T}{de} \leq 3 \sigma_e$$



Attention : travailler toujours symétriquement. En effet, dans le cas de la figure ci-dessous :

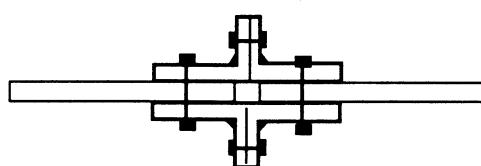


Entre les deux lignes de force, à mi-épaisseur de chaque plat, il y a une distance e donc une excentricité de $\frac{e}{2}$ par rapport au plan de contact donc un moment de $F \times \frac{e}{2}$ et la contrainte pour une largeur perpendiculaire à la figure de b devient :

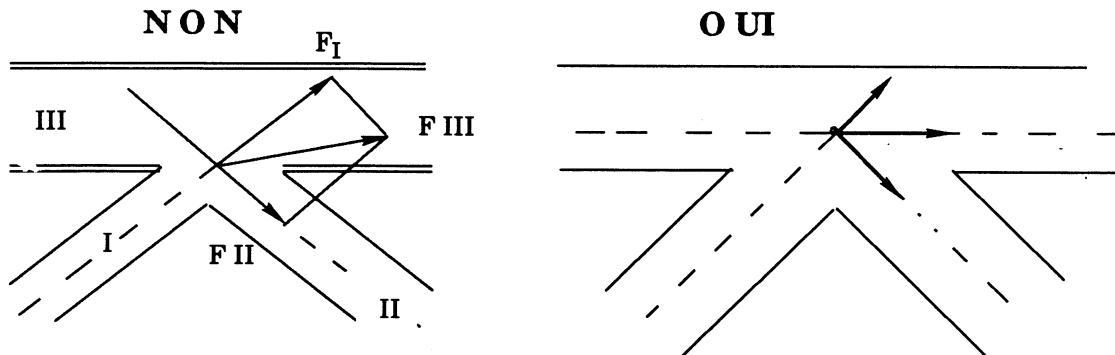
$$\frac{F}{be} = \frac{My}{I} = \frac{F}{be} + \frac{F \times \frac{e}{2} \times \frac{e}{2}}{\frac{be^3}{12}} = \frac{F}{be} + \frac{F}{be} \cdot 3 = 4 \frac{F}{be}$$

la contrainte est multipliée par 4.

Faire une conception symétrique.

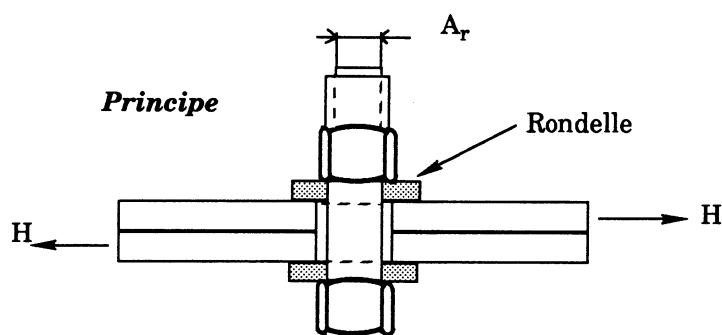


D'autre part, faire converger les efforts des noeuds au milieu de l'âme de la plus grande poutre.



3.4 - Boulonnage H.R. (haute résistance)

La grande différence avec le boulonnage classique est de serrer suffisamment le boulon pour créer entre les deux tôles un effort normal suffisant pour éviter tout glissement.



A_r étant la section du boulon à fond de filet. Le boulon doit "travailler" au maximum à la force $0,8 \times \sigma_e \times A_r$.

On admet un coefficient de frottement f entre H et P égale à 0,45 pour des surfaces décapées à la grenade et 0,30 pour des surfaces simplement brossées.

$$\text{d'où} \quad H_{\max} = f \cdot P = 0,8 \times f \times \sigma_e \times A_r$$

$$H_{\max} = 0,36 \sigma_e A_r$$

Le σ_e d'un boulon HR (10/9) classique est de 900 MPa donc :

$$\frac{H_{\max}}{A_r} = 324 \text{ MPa}$$

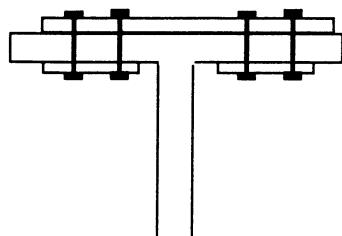
3.5 - Calcul d'un assemblage d'une poutre H 300 par boulons HR

Pour assurer la continuité d'une poutre, il faut s'assurer de la continuité de la membrure supérieure et inférieure puis de l'âme.

Membrures d'épaisseur 10 mm

Effort admissible de la membrure $300 \times 10 \times 360 = 1080 \text{ KN}$

Nous optons pour des plats de 6 mm de part et d'autre pour avoir la même section



Effort transmis par la présence d'un boulon de 22 mm
($A_r = 300 \text{ mm}^2$) sur une surface $\frac{H}{A} = 324 \text{ MPa}$.
D'où $H = 324 \times 10^6 \times 300 \times 10^{-6} = 97,2 \text{ KN}$

Il faut donc puisqu'il y a deux surfaces frottantes par boulons:

$$\frac{1080}{2 \times 97,2} = 5,5 \quad \text{soit 6 boulons de chaque côté.}$$

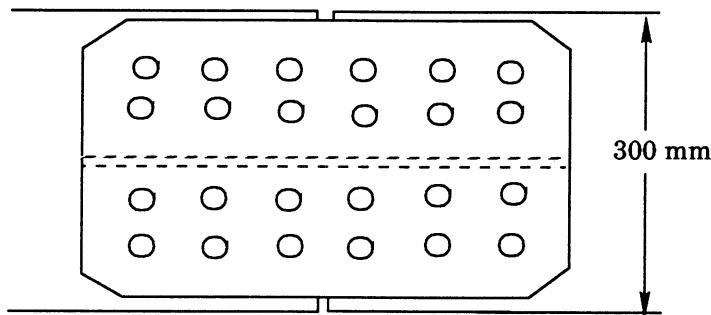
Mais c'est insuffisant pour réaliser un encastrement correct.

D'où des boulons de 16 mm de section utile $A_r = 150 \text{ mm}^2$. $H = 324 \times 150 = 48,6 \text{ KN}$.

et

$$n \frac{1080}{2 \times 48,6} \approx 12 \text{ boulons, soit 24 au total}$$

Vu du dessus :



3.6 - Assemblage de l'âme.

La section vaut $300 \times 10 = 3000 \text{ mm}^2$
sa résistance à l'effort tranchant en

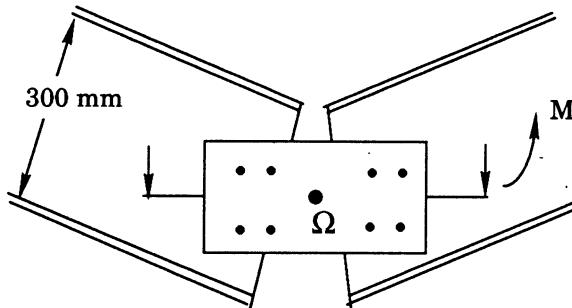
limitant $\bar{\sigma}_a$ à $\frac{1}{3} \sigma_e$

$$T = 300 \times 10 \times \frac{360}{3} \cdot 10^{-3} = 360 \text{ KN}$$

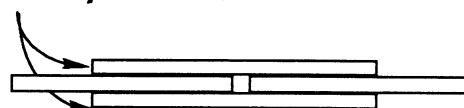
Résistance au moment fléchissant max

$$\bar{M} = \frac{bh^2}{6} \times \sigma_e$$

$$M = \frac{0,01 \times (0,3)^2}{6} \cdot 360 \cdot 10^6 = 54 \text{ KN.m}$$

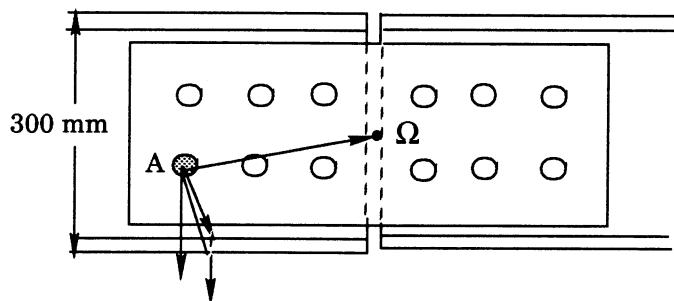


2 plans de frottement



En prenant deux plats de 6 mm de chaque côté de l'âme pour conserver la section l'effort tranchant est repris par 24 boulons.

L'effort de cisaillement du à l'effort tranchant est donc de $\frac{T}{n}$ par boulons.



Chaque boulon va recevoir un effort de cisaillement dû au moment (rotation autour de Ω) en plus de $\frac{T}{n}$ et c'est la composition vectorielle qui agit.

C'est évidemment les boulons du type A, les plus loin de 0, qui subiront le plus gros effort, et l'effort total avec les boulons de 16 mm ($A_r = 150$) doit être inférieur à $2 \times 48,6 = 97,2 \text{ KN}$.

Pour faire le calcul complet il faut "avoir du nez" pour gagner du temps ou faire un petit programme sur sa calculette. Si l'on met deux lignes de six boulons de chaque côté comme sur le schéma, l'effort tranchant $\frac{360}{12} = 30 \text{ KN}$

$$K = \sum_1^2 r_1^2 = 4(160^2 + 100^2 + 40^2 + 3 \times 100^2) = 268,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$F_{max} = M \times \frac{r(A)}{K} = 54 \cdot 10^3 \times \frac{\sqrt{160^2 + 100^2}}{268,8 \cdot 10^{-3}} \approx 38 \text{ KN}$$

Auquel s'ajoute l'effort tranchant de 30 (vectoriellement) mais les directions sont voisines donc l'effort total maximum est de 68 KN < 97,2 KN.

Cette solution est confortable mais on ne pourrait pas supprimer les quatre boulons extérieurs.

LE BÉTON ARMÉ

“Il faut faire une campagne pour la ville “

M. DELEBARRE 1991

1 - LES OUVRAGES LES PLUS CLASSIQUES EN BÉTON ARMÉ

- a) **les bâtiments d'habitation.** Pour les éléments : poteaux, poutres et plancher.
- b) **les ponts,** jusqu'à une certaine portée ensuite le poids proposé devient trop important par rapport aux surcharges et le métal devient la seule solution.
- c) **les réservoirs,** voûtes autoportantes
- d) **les autoroutes,** en solution rigide par opposition à l'ouvrage souple avec matériaux graveleux traités et tapis de bitume.

2 - MISE EN OEUVRE DU BÉTON ARMÉ

Elle se réalise en quatre opérations successives:

2.1 - Le coffrage

Il faut commencer par réaliser un moule dans lequel on mettra en place ultérieurement les armatures et le béton : c'est le coffrage. Le terme désigne à la fois le moule lui-même et l'opération correspondante.

Le coffrage est souvent réalisé en bois. Il peut être également métallique, plastique, en béton. Ce coffrage doit être étanche et suffisamment rigide pour supporter les efforts dus à la mise en place du béton frais et à sa vibration.

L'opération de coffrage est coûteuse. Elle nécessite une dépense de main-d'œuvre qui peut varier de 0,30 heure à 4 heures de main-d'œuvre au mètre carré (y compris l'enlèvement ultérieur du coffrage ou décoffrage). La quantité de coffrage par m^3 de béton est évidemment très variable suivant les ouvrages. Elle atteint des valeurs de l'ordre de $6 m^2$ par m^3 de béton, pour les ouvrages d'art, de $10 m^2/m^3$ pour les logements et jusqu'à $15 m^2$ par m^3 pour certains bâtiments industriels complexes.

Au total, la dépense de main-d'œuvre par m^3 de béton pour un ouvrage d'art, ou un bâtiment complexe, par exemple, peut atteindre 10 à 15 H par m^3 , alors que pour un bâtiment de logement standardisé, elle ne sera que de 5 H/ m^3 .

2.2 - le Ferraillage

On dispose sur le moule les armatures constituées par des barres rondes façonnées. Le principe presque absolu est que tout élément est armé suivant trois directions non situées dans un même plan (généralement perpendiculaires entre elles) à moins que son épaisseur ne soit trop faible, ce qui est le cas des houdis et des voiles minces, que l'on n'arme que dans deux directions parallèles à leur surface.

Comme pour le coffrage, on appelle indifféremment "ferraillage" l'ensemble des armatures ou leur façonnage et mise en place.

La quantité d'armatures par m^3 de béton varie avec les ouvrages. Elle descend rarement en dessous de 30 kg/m^3 et excède rarement plus de 250 Kg/m^3 . En se basant sur une moyenne de 100 Kg/m^3 , la dépense de main-d'oeuvre est de l'ordre de 5 à 8 heures par m^3 . Cette valeur dépend essentiellement de la complexité du dessin des armatures et de leur diamètre moyen, la dépense étant d'autant plus grande que ce diamètre est faible.

2.3 - Le bétonnage

A l'intérieur du moule, on met en place le béton ou, selon la formule consacrée, on le "coule" (coulage du béton). Ce béton est compacté par piquage, pilonnage, vibration externe du coffrage ou pervibration interne, à l'aide de pervibrateurs. Il est enfin surfacé par le "talochage". La mécanisation des moyens de fabrication, de transport et de mise en place du béton a permis de réduire très fortement les dépenses de main-d'oeuvre afférentes à ce poste, qui varient de 1 h à 6 h/ m^3 .

2.4 - Le décoffrage

Dès que le béton a atteint une résistance suffisante (mesurée à l'aide d'éprouvettes prélevées au moment du bétonnage et conservées dans les mêmes conditions que l'ouvrage), on procède à l'enlèvement du moule : c'est le décoffrage.

Cette opération est généralement peu coûteuse : de l'ordre de 10 à 20% du prix du coffrage.

Au total, on voit donc que l'exécution du béton armé représente une dépense de l'ordre de 20 à 35 heures de main-d'oeuvre par m^3 de béton, dont près de la moitié est nécessitée par l'opération coffrage-décoffrage. Le coût des matériaux correspondants est compris entre la moitié et les 3/4 de cette dépense. Ce décompte nous conduit donc à constater que toute l'attention du projeteur devra être concentrée sur l'économie des surfaces à coffrer et sur leur simplification, quitte à réaliser une dépense excédentaire de béton par rapport au minimum nécessaire du point de vue résistance.

Dans le béton armé, ce qui coûte cher, ce n'est ni le béton, ni l'acier, mais le coffrage.

3 - LES AVANTAGES DU BÉTON ARMÉ

3.1 - Économie dans la transmission des efforts

En général, le béton armé est plus économique que le métal pour transmettre les efforts de compression. Cet avantage disparaît en partie dans les ouvrages travaillant en flexion, où le béton est mal utilisé puisqu'il ne sert qu'à maintenir les aciers à leur bonne place, sans intervenir dans la reprise des efforts de traction.

3.2 - Souplesse des formes

La possibilité de donner par le coffrage des formes variées est l'un des plus grands avantages du béton armé. Son utilisation en hourdis ou voile en particulier présente l'avantage par rapport à la construction métallique de permettre, la construction de l'aire de circulation des planchers ou de la surface des couvertures et de les faire intervenir dans la résistance, là où le métal n'est généralement capable que de donner une toile d'araignée dont il faut ensuite boucher les vides avec un matériau qui n'intervient pas dans la résistance. C'est le grand avantage des couvertures autoportantes en béton armé, où le matériau convenablement disposé forme en même temps la couverture et la structure.

3.3 - Facilité des assemblages et monolithisme des structures

Les assemblages sont réalisés d'une manière automatique par interpénétration des pièces les unes dans les autres ; les éléments constitutifs sont ainsi encastrés les uns sur les autres : la structure est, de ce fait, fortement hyperstatique, ce qui procure des réserves de résistance considérables, par mise en jeu des phénomènes d'adaptation. Ceci permet aux structures en béton armé de résister dans des circonstances exceptionnelles, telles que celles résultant de tassements différentiels de fondations, de tremblements de terre ou de bombardements.

3.4 - Résistance aux éléments extérieurs

Lorsque le béton est convenablement compacté et les armatures correctement enrobées, le béton armé présente une grande résistance vis-à-vis des agents atmosphériques et vis-à-vis des incendies. Par sa réaction basique, le béton assure la protection contre la rouille de l'acier qu'il enrobe. Il est ainsi fréquent au cours de la démolition d'anciens ouvrages en béton armé, de mettre à nu des armatures parfaitement propres, la rouille ayant été nettoyée par la chaux libre du béton.

3.5 - Fini des parements - aspects.

L'utilisation de coffrages de plus en plus perfectionnés, de moyens de vibration très puissants de produits de démolage spécifiques, permet d'obtenir des parements finis, sans bullages. Ces parements peuvent être traités (par sablage, par bouchardage, par polissage). L'utilisation de ciments spéciaux (ciments blancs - ou d'oxydes métalliques) permet d'obtenir des effets de couleur variés. Le seuil écueil des parements de béton brut est la difficulté de réalisation des arrêts de coulage entre deux éléments successifs.

4 - REGLEMENTATION DU BÉTON ARMÉ

La première réglementation officielle concernant ce matériau inventé vers 1850, date de 1906. Depuis cette date de nombreux règlements se sont succédés tenant compte au mieux de la connaissance plus approfondie du matériau (1934 - 1945 - 1960 - 1968) et de l'évolution de la notion de sécurité.

Le règlement dit CCBA 68 (Règles techniques de Conception et de Calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé) actuellement en vigueur, sera remplacé dans quelques années par le nouveau règlement dit B.A.E.L. 80 (Béton Armé aux Etats Limites).

4.1 - premier règlement

Le premier de ces règlements (CCBA 68) est un règlement basé sur le calcul en phase élastique des éléments constructifs. La sécurité est obtenue par la limitation des contraintes de service à une valeur admissible, fraction de la limite de rupture du béton et de la limite d'élasticité des aciers.

4.2 - second règlement

Le second de ces règlements (BAEL 80) est un règlement basé sur une conception probabiliste de la Sécurité de l'ouvrage : les sollicitations prévues risquent d'être dépassées, il convient donc de les majorer par un coefficient de sécurité.

De même, les caractéristiques mécaniques des matériaux risquent d'être surestimées, il convient donc de les minorer par un coefficient réducteur. On calcule alors en phase plastique, à l'état limite de rupture la résistance ultime d'un élément de caractéristiques mécaniques minorées et on le compare à l'état de sollicitation majoré du coefficient de sécurité ci-dessus indiqué.

D'autres états limites peuvent être envisagés : état limite de service, état limite de fissuration, etc... pour lesquels les coefficients majorateurs ou minorateurs seront différents.

Ce nouveau règlement plus complexe est actuellement utilisable au même titre que le CCBA 68. Compte tenu du caractère très général de notre enseignement, nous nous limiterons dans ce qui suit à un exposé rapide des principes du CCBA 68, laissant le soin à l'enseignement de troisième année de développer les principes et les détails du BAEL 80, plus difficilement accessibles dans un exposé rapide.

5 - ASSOCIATION BÉTON- ACIER

Les barres d'acier ne peuvent être sollicitées qu'en traction ou en compression mais jamais au cisaillement puisque la résistance de l'acier est supérieur à 10 fois celle du béton. En effet, aucun cisaillement n'est possible dans l'acier sans écraser le béton environnant.

"On ne peut cisailier le fil dans le fil à couper le beurre".

5.1 - Adhérence Béton - Acier

Il s'agit d'un phénomène différent d'un simple collage. En réalité, il s'agit d'un arceboutement sur le béton avec mise en jeu de bielles de transmissions des efforts. C'est pourquoi il faut un minimum d'enrobage de béton.

La valeur de F dépend de la surface de l'acier avec rouille adhérente.



La valeur à retenir pour τ est 2,8 $\bar{\sigma}_{bt}$
 $\bar{\sigma}_{bt}$ du béton étant la valeur de la résistance en traction du béton (environ 7 bars).
d'où $\tau = 20$ bars.

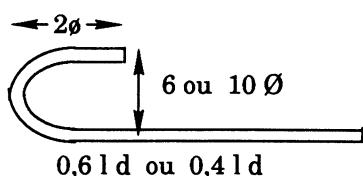
La longueur de scellement (l) pour que l'acier atteigne $\bar{\sigma}_a$ sera donnée à l'équilibre.

$$\frac{\pi \bar{\sigma}}{4} \cdot \bar{\sigma}_a = \pi \bar{\sigma} \cdot \tau \cdot l \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e \approx 2800 \text{ bars}$$

$$\text{d'où : } l = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \tau} \approx 36 \bar{\sigma}$$

soit 72 cm pour un acier de 20 mm.

Pour diminuer cette valeur ou réaliser fréquemment une crosse normalisée.



6 → ADX (doux) (0,6 ld)
10 → A haute adhérence (0,4 ld)

6 - CALCUL DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

Nous utiliserons les règles simples du CCBA 68 basées sur l'élasticité.

6.1 - Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont celles de la résistance des matériaux.

$$6.1.1 - \text{Elasticité loi de Hooke} \quad \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}$$

6.1.2 - Loi de Navier

Les sections restent planes et perpendiculaires à la ligne moyenne, auxquelles s'ajoutent les règles propres au béton armé.

6.1.3 - Le béton a une résistance nulle en traction

6.1.4 - L'adhérence béton - acier est parfaite.

Il n'y a aucun déplacement relatif d'où quelque soit la section acier et béton.

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad \text{d'où} \quad \sigma_a = \sigma_b \cdot \frac{E_a}{E_b} = n \cdot \sigma_b$$

$$n \text{ étant } \frac{E_a}{E_b}$$

La contrainte dans l'acier est égale à n fois celle du béton environnant en compression. De la même façon on peut dire que la section d'acier est équivalente n fois sa section en béton en compression comme en traction. Chaque élément d'acier tendu sera équivalent à une section de béton fictif n fois plus grande et résistant à la traction.

Les règlements admettent de prendre une valeur constante égale à 15.

6.1.5 - Sollicitations de calcul

Si Q sont les charges permanentes et G les surcharges (variables), les efforts à retenir seront $S = Q + 1,2 G$.

6.1.6 - Contraintes admissibles

Béton en compression simple $\bar{\sigma}_b = 0,3 \sigma_{28}$ (28 jours)

Béton en flexion simple $\bar{\sigma}_b = 0,6 \sigma_{28}$

Acier en traction et compression $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e$

6.2 - Pièce en compression simple

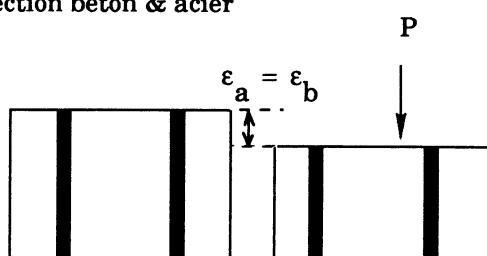
$$\sigma_b = \frac{S}{B + nA} < 0,3 \sigma_{28}$$

B et A section béton & acier

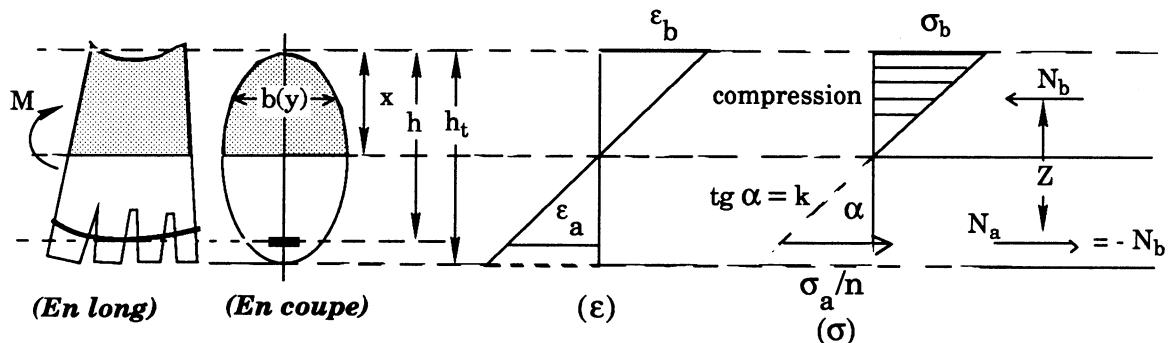
$$\sigma_a = n\sigma_b < \frac{2}{3} \sigma_e$$

$B_n = B + nA$ étant la section homogénéisée

$$\epsilon_b = \epsilon_a = \frac{N}{E_b B_n}$$



6.3 - Poutre en flexion simple (élastique) Vérifications des contraintes du béton et de l'acier



L'élasticité nous donne :

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b$$

$$\sigma_a = E_a \cdot \epsilon_a = n \cdot E_b \cdot \epsilon_a$$

D'après Navier, les sections restent droites, donc les déformations sont proportionnelles à y , distances à l'axe neutre et il en est de même pour les contraintes σ_b en compression et $\frac{\sigma_a}{n}$ en traction. Donc :

$$\sigma_b(y) = Ky \quad \text{et} \quad \sigma_a = nK(h - y)$$

Equilibre général.

- les forces : ici $N = 0$ en flexion simple

$$\text{donc : } N = 0 = \int_0^x \sigma_b(y) \cdot b(y) dy - A \sigma_a \quad A \text{ étant la section d'acier}$$

$$\text{avec : } \sigma_b(y) = K \cdot y \quad \text{et} \quad \sigma_a = n \cdot K \cdot (h - x) \quad \text{du au fait qu'une section plane reste plane.}$$

Il vient après simplification par K

$$\int_0^x y \cdot b(y) dy - A \cdot n \cdot (h - x) = 0$$

Relation qui permet de calculer x .

Le moment statique de la section homogénéisée est nul ou bien S_1 moment statique de la partie comprimé, est égal au moment statique homogénéisé de la partie tendue.

- Le moment M

En décrivant le moment des contraintes par rapport à l'armature tendue

$$M = z \cdot A \cdot \sigma_a = \int_0^x (y + h - x) \cdot \sigma_b(y) \cdot b(y) dy = K \int_0^x (y + h - x) \cdot y \cdot b(y) dy$$

ce qui permet de calculer K et ensuite σ_a et σ_b

- 2 ème méthode

A partir de $S_1 = nA(h - x)$ on déduit x

Ensuite en homogénéisant la section, on calcule l'inertie de la section homogénéisée I_1 , par rapport à l'axe neutre $I_1 = I_b + nA(h - x)^2$

I_b étant l'inertie de la partie par rapport à l'axe neutre.

Ensuite, il suffit de déterminer la contrainte dans le béton pour la relation classique

$$\sigma_b = \frac{My}{I_1} \quad \text{et pour les aciers} \quad \sigma_a = n \cdot \frac{M(h - x)}{I_1} \quad \text{Comme} \quad M = z \cdot Na$$

$$\text{D'où} \quad \sigma_b = n \cdot \frac{M \cdot A(h - x)}{I_1} = M \cdot \frac{S_1}{I_1}$$

$$\text{Il vient} \quad z = \frac{I_1}{S_1}$$

- Moment résistant d'une section rectangulaire

Si l'on veut utiliser au mieux une section de béton on peut directement calculer le moment maximum qu'elle peut encaisser en fixant a priori le résultat sur les valeurs limites des contraintes admissibles.

Soit : $\bar{\sigma}_b$ pour le béton

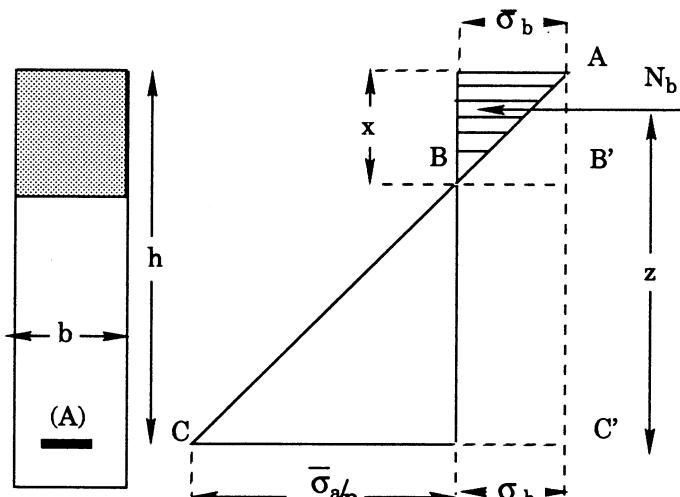
et $\bar{\sigma}_a$ pour l'acier

Dans les triangles ABB' et ACC'

$$\frac{x}{\sigma_b} = \frac{h}{\sigma_b + \frac{\sigma_a}{n}}$$

$$\text{D'où } x = \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b + \frac{a}{n}} \cdot h = C_1 \cdot h$$

$$C_1 = f_1(\bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_a)$$



$$Nb = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot x = C_1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{2} \cdot b \cdot h = C_2 \cdot b \cdot h$$

$$C_2 = C_1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{2} = f_2(\bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_a)$$

$$z = h - \frac{x}{3} = h \left(1 - \frac{c_1}{3}\right) = c_3 \cdot h$$

$$\text{avec : } C_3 = 1 - \frac{C_1}{3}$$

$$\text{Enfin } \text{Mr} = \text{Nb} \cdot z = C_2 \cdot C_3 \cdot bh^2$$

b et **h** sont des données géométriques.

Ensuite, à partir de $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_a$ on calcul C_1 C_2 , C_3 et enfin Mr très rapidement. Après avoir déterminé Mr , on calcul la section à partir de :

$$Na = Nb = C_2 \cdot bh \quad \text{et} \quad A = \frac{Na}{\sigma_a}$$

Il s'agit de la section d'acier nécessaire si l'on veut faire travailler cette poutre avec le moment maximal M_r . Si le moment réel est plus petit et vaut M' , la section d'acier nécessaire sera donnée par

$$A' = A \cdot \frac{M'}{M_r}$$

6.4 - Pour en flexion composée

6.4.1 - Section entièrement comprimée

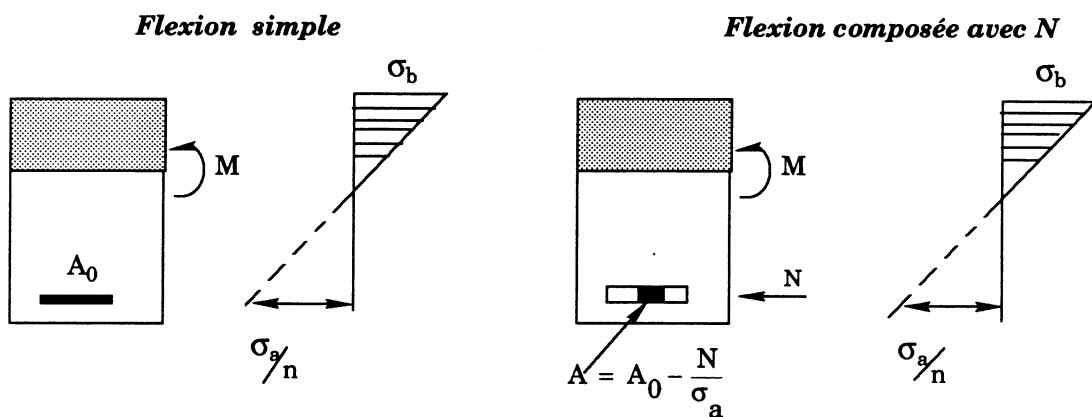
Il suffit en homogénéisant la section, d'écrire $\sigma_b = \frac{N}{S_h} + \frac{My}{I_h}$

6.4.2 - Section entièrement tendue

Le béton n'intervenant pas, il suffit d'écrire $\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{My}{I_a}$

6.4.3 - Section partiellement comprimée

Ce cas peut être ramené à un cas simple à partir de la remarque suivante: L'état du béton et de l'acier reste identique si à un état en flexion simple on rajoute une force de compression N passant par l'armature et en diminuant parallèlement la section d'armature de $\frac{N}{\sigma_a}$



Pour résoudre le problème il suffira :

- 1) de calculer les éléments Forces (et Moment) non pas au centre de gravité mais au niveau de l'armature tendue
- 2) de calculer comme en flexion simple sous le seul moment M pour déterminer la section d'acier $A = \frac{M}{z \cdot \sigma_a}$
- 3) de diminuer cette valeur A de $\frac{N}{\sigma_a}$

si l'on fait travailler l'acier à $\bar{\sigma}_a$ admissible la section sera donc $A = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{M}{z} - N \right)$

- reprise des efforts dus à l'effort tranchant

Répartition du cisaillement en section. Nous avons pour l'instant comparé la contrainte maximale du béton en compression sur la fibre externe sans tenir compte de l'effet de l'effort tranchant.

Le cisaillement sur le bord de la poutre étant nul par hypothèse, la contrainte maximale due au moment de la flexion est une contrainte principale.

Par contre, dans le reste de la section de la poutre τ n'est pas nulle et il est maximal à l'axe neutre dans le cas le plus général.

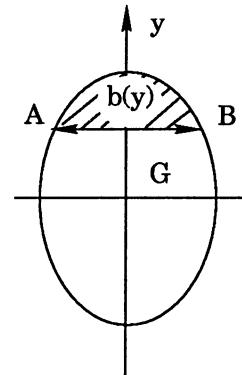
La valeur de τ calculée en RDM est donnée par: $\tau = \frac{T \cdot S(y)}{I \cdot b(y)}$

$S(y)$ est le moment statique de la partie hachurée par rapport à G (2).

$b(y)$ étant la largeur AB

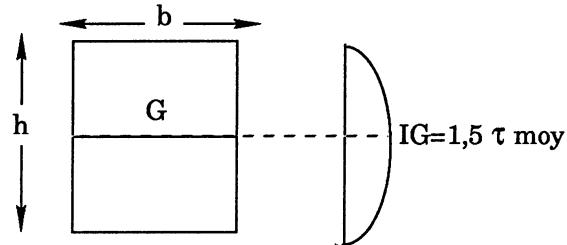
I le moment d'inertie de toute la section.

Pour une section rectangulaire la largeur h et la hauteur y .



$$\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{bh} \left[1 - \left(\frac{2y}{h} \right)^2 \right]$$

$$\text{et } \tau_G = \frac{T}{b} \frac{S}{I} = \frac{T}{bz}$$

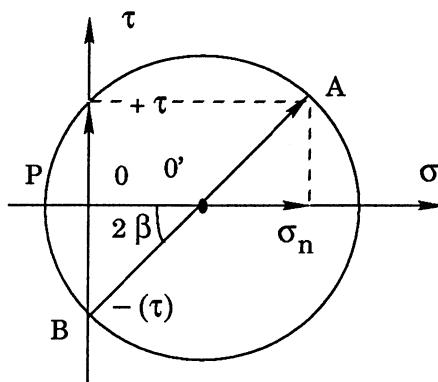


z étant le bras de levier comme vu précédemment.

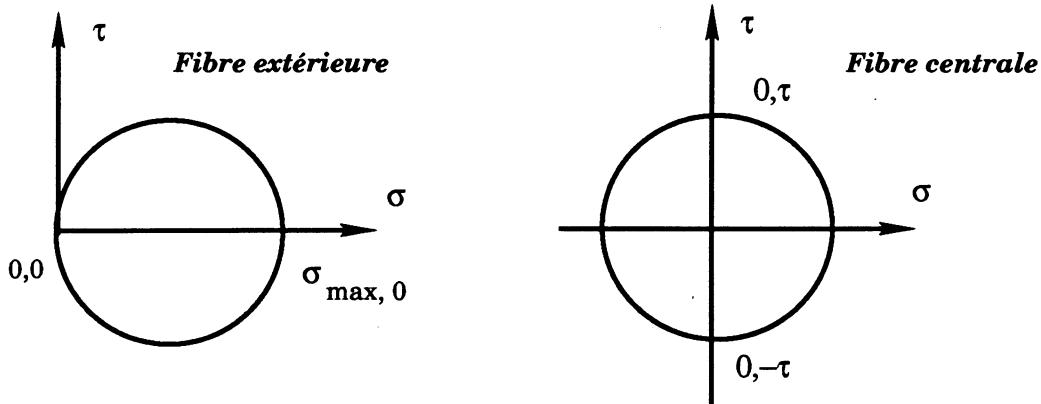
- Fissuration due à l'effort tranchant

Connaissant en chaque point d'une section verticale la contrainte normale $\sigma_n = \frac{My}{I}$ et la contrainte tangentielle τ et sachant que par hypothèse (BARRE DE SAINT-VENANT) à cette horizontale $\sigma_n = 0$ et obligatoirement $\tau' = \tau$ (CAUCHY).

On peut en tout point construire le cercle de Mohr caractérisant le tensur des contraintes par $A(\sigma_n, \tau)$ et $B(0, \tau)$.



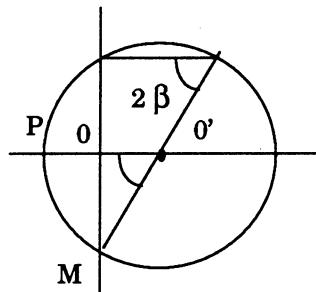
En fibre externe $\sigma = \sigma_{\max}$ puisque $T = 0$ il s'agit d'un cercle en compression simple et sur la fibre neutre $\sigma_n = 0$ et τ est maximum il s'agit d'un cercle en cisaillement simple.



Dans le cas intermédiaire, entre l'axe de la poutre et la fibre comprimée (haute en travée), le point représentatif de la traction maximale est le point P et le point M représente une facette horizontale.

L'angle $MO'P = 2\beta$

$$\text{tel que } \tan 2\beta = \frac{2\tau}{\sigma}$$



La facette inclinée de β sur l'horizontale est celle qui est la plus sollicitée en traction donc qui risque le plus de fissurer.

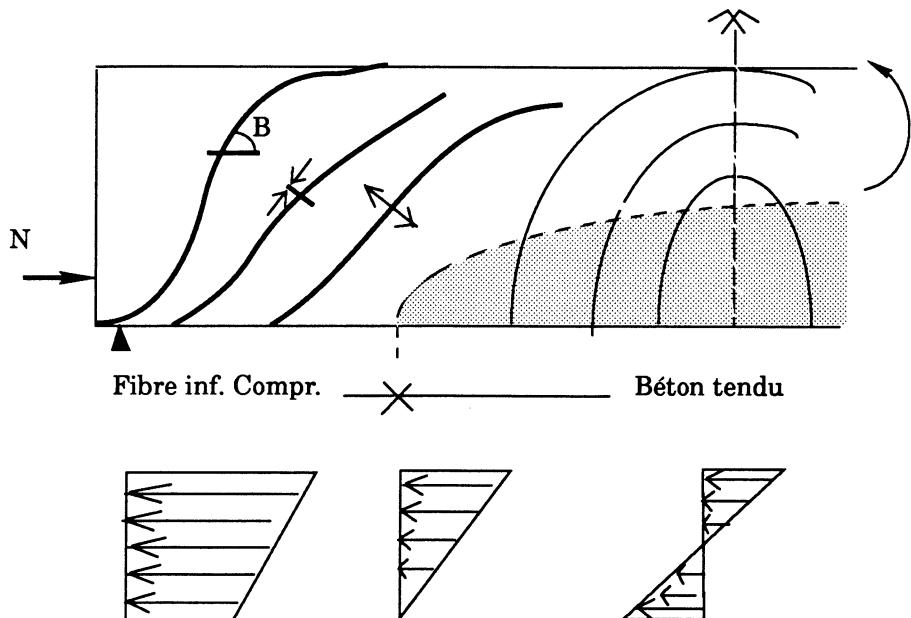
Sur l'axe neutre $\sigma = 0$ d'où $\tan 2\beta = \infty$

$$\text{donc } 2\beta = \frac{\pi}{2} \text{ et } \beta = \frac{\pi}{4}$$

La ligne des fissures est aussi la ligne de σ maximum (le point P' diamétralement opposé). Cette ligne s'incurve vers l'horizontal quand le cercle tend vers un cercle en compression simple vers la fibre limite où $\tau = 0$ mais la fissuration est impossible.

Dans le cas de béton précontraint où l'on ajoute une contrainte normale σ , l'angle des fissures devient moins incliné sur l'horizontale puis $\tan 2\beta = \frac{2\tau}{\sigma}$ diminue.

Cas général d'une poutre à précontrainte faible tel qu'il reste une traction en fibre basse entravée.



- Détermination des armatures dues à l'effort tranchant

Pour éviter la fissuration et une rupture brutale due à la non continuité du matériau, il faut "coudre" le béton avec des aciers perpendiculaires aux fissures éventuelles. L'idéal est de disposer des armatures à 45° perpendiculairement aux fissures potentielles mais c'est peut être pratique.

On dispose verticalement pour les accrocher aux armatures longitudinales. On est obligé d'en disposer plus que si elles étaient à 45° mais on récupère la quantité car pour un problème de longueur de scellement impossible, on serait tenu de les accrocher aux armatures longitudinales.

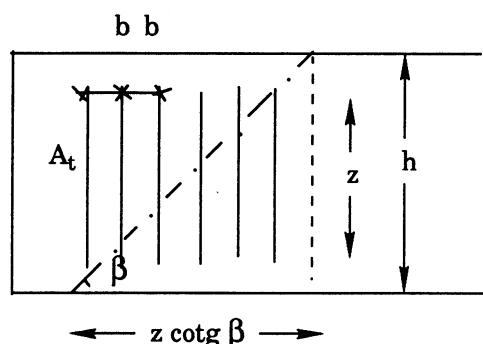
(le rapport des deux quantités est le même et égal à $\frac{\cos\pi}{4}$).

On disposera les plans d'armatures verticales sur une largeur effective $z \cotg \beta$ non $h \cotg \beta$ pour tenir compte d'un enrobage nécessaire.

t la distance entre deux plans.

Soit A_t la section complète dans un plan d'armatures (cadres + étriers + épingle).

Le nombre d'armature intéressant la fissure est $\frac{z \cotg \beta}{t}$



et la section totale est $\frac{z \cotg \beta}{t} \cdot A$ son effort résistant est donc $\frac{z \cotg \beta}{t} \cdot A_b \cdot \bar{\sigma}_a$ et cette valeur doit équilibrer l'effort T .

$$\text{D'où la définition de l'armature } \frac{A_t}{t} \cdot \bar{\sigma}_a \geq \frac{T}{z} \cdot \operatorname{tg} \beta$$

En prenant $\beta = 45$ pour le béton armé, et l'on calcul β à partir du cercle de Mohr dans le béton précontraint comme précédemment.

LE BÉTON PRÉCONTRAINTE

"Il n'y a aucune règle pour le béton précontraint, mais il faut les connaître toutes".

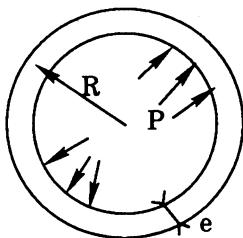
FREYSSINET

La faiblesse du béton étant dans sa résistance en traction petite alors qu'il résiste très bien en compression, il était normal d'imaginer de lui imposer des forces extérieures permanentes qui évitent de le faire travailler en traction.

1 - CAS D'UN TUYAU EN BÉTON SOUS PRESSION

La pression dans le tuyau apporte une contrainte

$$\sigma = \frac{P \cdot R}{e}$$



La force de traction par unité de longueur de tuyau est donc $P \cdot R$. Si on impose un câble enroulé autour du tuyau une force F (par unité de largeur) l'effort normal dans chaque section de type AB sera $F - PR$ et la contrainte $\frac{F}{e} - \frac{PR}{e}$

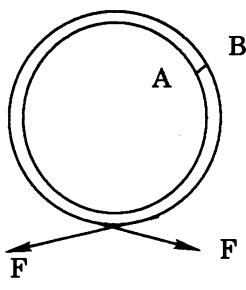
Si $\bar{\sigma}_b$ est la contrainte maximale du béton et bien sûr

0 la contrainte minimale (pas de traction) $0 < \frac{F - PR}{e} < \bar{\sigma}_b$

quand P est maximal on doit déterminer F pour que $F - PR > 0$ d'où $F = RP$ max.

et quand P est nul c'est-à-dire tuyau vide on doit avec

$$\frac{F}{e} = \bar{\sigma}_b \quad \text{au maximum}$$



$$\text{d'où } e = \frac{F}{\bar{\sigma}'_b} = r \cdot \frac{P_{\max}}{\bar{\sigma}'_b}$$

De cette façon, on détermine l'épaisseur et la précontrainte minimale pour que en charge maximale $\sigma_b = 0$ (limite de fissuration) et à vide $\sigma_b = \bar{\sigma}_b$

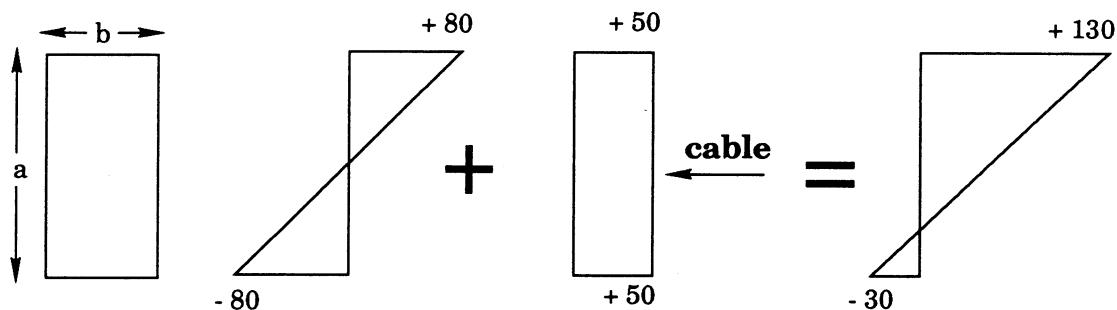
2 - CAS D'UNE SECTION DE BÉTON ARMÉ EN FLEXION SIMPLE

Dans cet exemple simple, nous considérons au départ une poutre en matériau homogène encaissant une flexion simple due au poids propre qui apporte un état de contrainte de compression de 80 bars en fibre haute et de traction de même valeur absolue en fibre basse donnée par :

$$\sigma = \pm \frac{M \cdot \frac{a}{2}}{I} \quad \text{soit ici} \quad \frac{M \cdot 6}{ba^2} \quad \text{avec} \quad I = \frac{ba^3}{12}$$

Si l'on veut ne pas utiliser d'acier passif comme étudié précédemment dans le béton armé, il faut ajouter une précontrainte extérieure que nous allons déterminer.

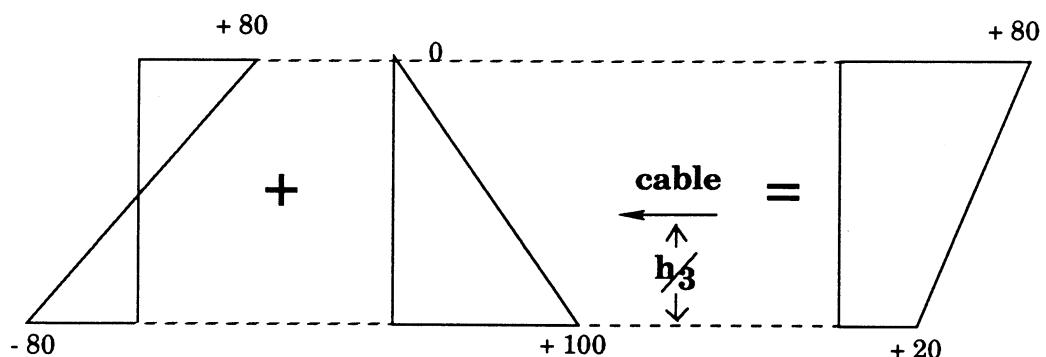
- a) cas d'une précontrainte extérieure centrée apportant une contrainte moyenne uniforme de 50 bars.



Admettons que le béton résiste en sécurité à 130 bars.

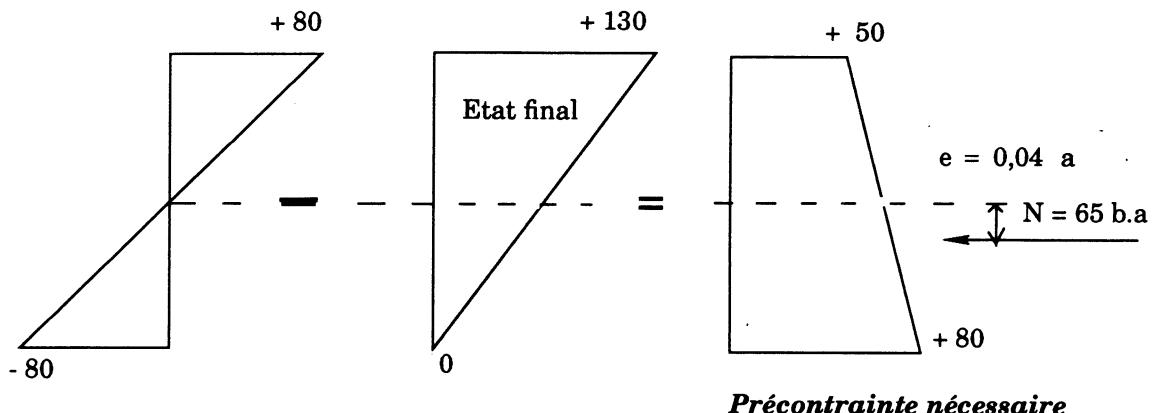
On peut ajouter une précontrainte + 50 uniforme, c'est-à-dire centrée sur la ligne moyenne. Le résultat sera (+ 130, - 30) il faudra donc encore des aciers passifs pour résister à la traction.

- b) descendons le point d'application du câble de précontrainte au 1/3 de la hauteur par exemple.



La précontrainte apporte un diagramme (0,100) à ajouter et l'on obtient un diagramme en compression dans toute la section + 80, + 20.

- c) la solution la plus économique consiste évidemment à obtenir un diagramme in fine, + 130, 0 d'où la précontrainte.

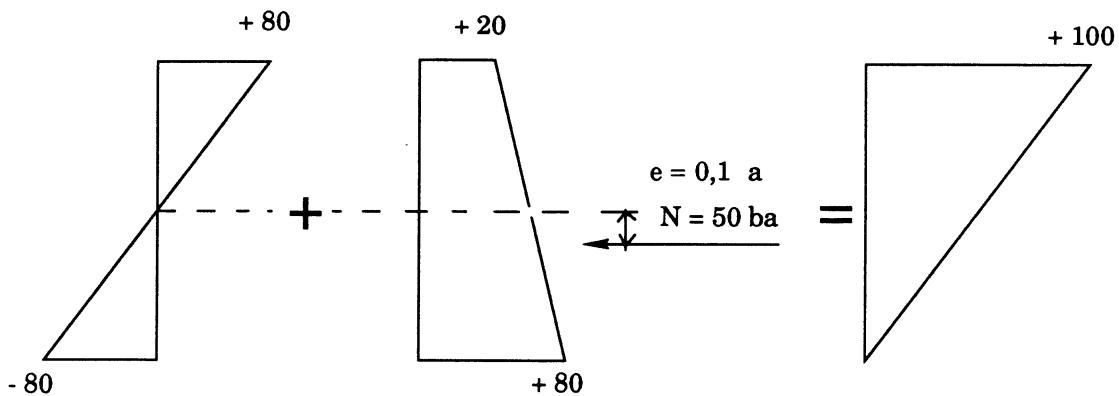


Précontrainte nécessaire

D'où une précontrainte moyenne $\frac{N}{ba} = 65$ et un excentrement par rapport à la ligne neutre donné par $\frac{N \cdot e \cdot 6}{b \cdot a^2} = 15$

$$\frac{e}{a} = \frac{15}{6 \cdot \frac{N}{ba}} = \frac{15}{6 \cdot 65} \approx 4\% \text{ de la hauteur de la poutre.}$$

- d) tout en restant avec une précontrainte fournissant une contrainte moyenne de 50, il est encore possible de résoudre le problème en baissant le niveau de P pour atteindre 80 en compression en fibre basse.

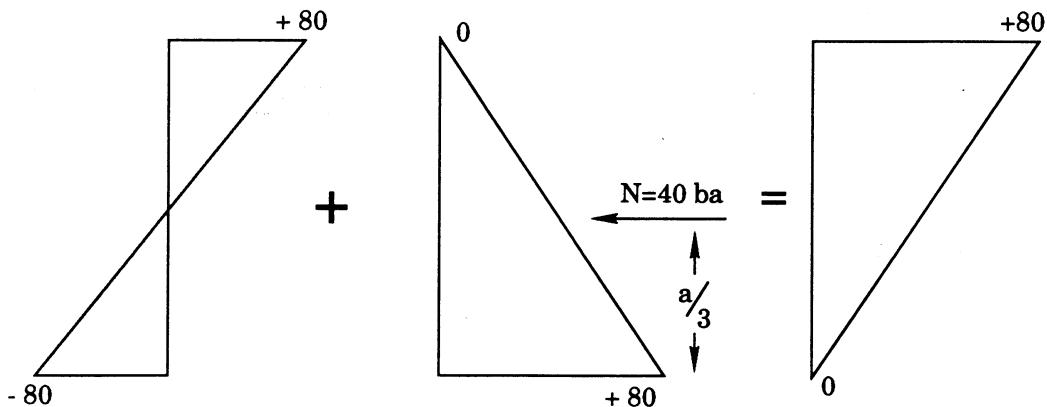


$$\frac{N}{ba} = 50$$

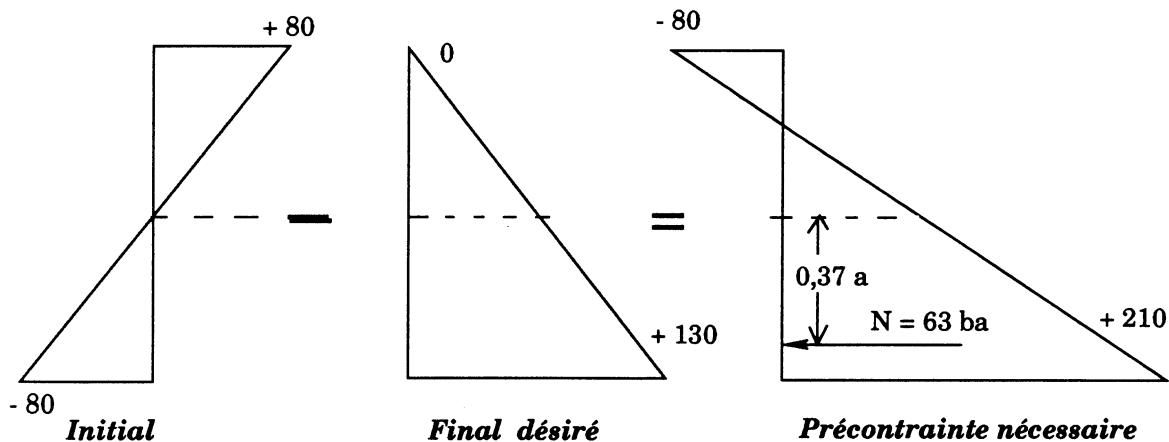
$$\frac{e}{a} = \frac{30}{6 \cdot \frac{N}{ba}} = \frac{30}{6 \cdot 50} = 10 \% \text{ de la hauteur}$$

Le fait de baisser la précontrainte donne une contrainte finale maximale dans le béton plus faible et un acier de précontrainte de plus petit diamètre.

- e) Il est encore possible de faire mieux en baissant la valeur de la précontrainte et en excentrant jusqu'au noyau central pour faire apparaître sous la précontrainte seule une traction en fibre supérieure. Dans ce cas, la valeur de la précontrainte baisse de 50 à 40.



- f) si l'on veut aller au maximum des possibilités de ce procédé il faut faire travailler le béton de la fibre inférieure au maximum autorisé par le béton (ici 130) d'où le schéma idéal.



Ce qui correspond à une précontrainte unique de $\frac{N}{S} = \frac{210 - 80}{2} = 65$ et excentré de

$$2 \cdot 6 \cdot \frac{N}{S} \cdot \frac{e}{a} = 210 + 80 = 290$$

$$\frac{e}{a} = 37 \text{ \% de la hauteur}$$

Une telle poutre peut alors supporter un nouveau moment de flexion supplémentaire fournissant une traction en fibre de base de 130 avant de se fissurer.

Comme on l'a vu, on a pu compenser complètement la flexion due à la charge permanente initiale uniquement en abaissant l'excentricité de la précontrainte sans augmenter sa valeur. La prise en compte du poids propre a été totalement gratuite.

TECHNIQUES DU BATIMENT

“La technique si importante soit elle,
n'est toujours qu'un moyen”.

BLOCH LAINE

PLAN

- TECHNIQUES DU BATIMENT -

I -	CONDITIONS PRINCIPALES D'ELABORATION DU PROJET D'UN BATIMENT	1
1 .	Mise à l'abri des éléments naturels	1
2 .	Réponse à un programme fonctionnel	4
3 .	Recherche d'un certain niveau de confort	5
4 .	Respect des Règlements	9
II -	PRINCIPES DU TRANSFERT DES CHARGES AUX FONDATIONS.....	11
1 .	Généralité	11
1.1 .	Bâtiments à murs porteurs.....	11
1.2 .	Bâtiments à ossature	12
2 .	Comparaison des deux solutions	12
III -	BATIMENTS A MURS PORTEURS.....	15
1 .	Anciennes structures maçonées	15
2 .	Nouvelles structures en béton armé.....	17
2.1 .	Généralités	17
2.2 .	Exécution traditionnelle	17
2.3 .	Exécution à l'aide de panneaux préfabriqués	20
IV -	BATIMENTS A OSSATURE	25
1 .	Choix du matériau.....	25
2 .	Réalisation des parois extérieures.....	26
V -	CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS.....	29
1 .	Contreventement par murs de refend	29
2 .	Contreventement par portiques ou cadres.....	34
3 .	Contreventement par tubes	34
VI -	PLANCHERS	39
1 .	Principaux critères d'établissement du projet	39
2 .	Définitions	41
2.1 .	Planchers en bois.....	41
2.2 .	Planchers métalliques.....	41
2.3 .	Planchers en B.A. et B.P.	41
3 .	Méthodes de calcul des planchers.....	46

VII - ETANCHEITE DES CONSTRUCTIONS	47
1 . Protection contre les eaux souterraines	47
2 . Protection des façades contre la pluie	50
3 . Couvertures des bâtiments	51
3.1 . Couvertures inclinées	51
3.2 . Couvertures en terrasse.....	54
VIII - COUVERTURES DES BATIMENTS INDUSTRIELS	57
1 . Critères d'établissement du projet	57
2 . Solutions utilisées.....	58
3 . Couvertures en toitures inclinées ou en terrasse	58
4 . Couvertures en voiles minces de B.A. ou B.P.....	60
5 . Couvertures en coques autoportantes B.P.....	61
6 . Couvertures en toiles plastiques	62



- TECHNIQUES DES TRAVAUX PUBLICS -

INTRODUCTION	65
I - LES TERRASSEMENTS	67
1 . Généralités.....	67
2 . Terrassements en terrain meuble	67
3 . Terrassements en terrains rocheux	71
II - LES PONTS	73
1 . Généralités.....	73
2 . Règlements de calcul	74
3 . Trois grandes familles de ponts	74
4 . Ponts suspendus	75
5 . Ponts à poutres	77
6 . Ponts en arc	84
7 . Méthodes de construction	87
8 . Ponts mobiles.....	94
9 . Dispositions communes aux appuis des ponts	94
III - LES BARRAGES DE RETENUE	97
1 . Barrages en béton.....	97
2 . Barrages en terre et en enrochement	100
3 . Les problèmes soulevés par la construction des barrages.....	102

IV - LES TRAVAUX SOUTERRAINS	105
1 . Différents types de tunnels	105
2 . Méthodes classiques de terrassement en souterrain.....	105
3 . Méthodes modernes de terrassement en souterrain	107
4 . Techniques de confortation des sols.....	110
5 . Les tunnels sous-fluviaux	110
V - TRAVAUX MARITIMES	113
1 . Digues et jetées.....	113
2 . Quais	114
3 . Forme de Radoub et écluses.....	118

I - LES CONDITIONS PRINCIPALES D'ELABORATION DU PROJET D'UN BATIMENT

1 - MISE A L'ABRI DES ELEMENTS NATURELS

La première fonction et la fonction essentielle, d'une construction est de mettre ses occupants à l'abri des éléments extérieurs.

1.1 - Mise à l'abri de l'eau.

L'eau est l'ennemi n°1 de la construction ; or l'eau, dans un pays comme le nôtre, est partout dans la nature :

- Nappes phréatiques et eaux d'infiltration qui entraînent des venues d'eau dans les sous-sols ;
- Eaux de ruissellement et humidité du sol, responsables par remontée capillaire dans les maçonneries du salpêtrage dans la partie basse des murs ;
- Pluies et chutes de neige qui entraînent par porosité des murs, en particulier sur les pignons exposés aux vents dominants, la dégradation des plâtres, des peintures et des papiers peints ou qui, par suite d'une défaillance du système de couverture, provoquent des tâches sur les plafonds.

L'eau est également partout dans la construction : cuisine, salle d'eau, buanderie. Elle s'infiltre par les joints des carrelages, à travers les revêtements de sols, entraînant décollements, moisissures ou efflorescences.

Encore ne s'agit-il là que des manifestations les plus bénignes de la présence de l'eau qui, si elles sont désagréables, ne mettent pas en cause l'ouvrage lui-même. Or, dans certains cas, l'eau, en raison de son pouvoir dissolvant et hydrolysant peut entraîner la destruction de la construction :

- pure ou chargée en CO₂ agressif, elle décalcifie les mortiers et bétons de ciment,
- séléniteuse (c'est-à-dire chargée de sulfates), chlorurée ou magnésienne, elle fait gonfler les maçonneries des ouvrages et les détruit ; elle provoque l'attaque électrolytique des matériaux métalliques (ossatures métalliques armatures de Béton armé)

Cette eau est également amenée par le constructeur lui-même au moment de l'édification du bâtiment :

- eau excédentaire du béton,
- eau de gâchage des plâtres.

Enfin, elle est apportée par les occupants sous la forme de condensations. L'hygrométrie à l'intérieur des locaux peut en effet varier dans de larges proportions suivant leur usage et suivant leur mode de chauffage : de 20 à 100%;

Cette humidité peut se condenser sur les parois extérieures froides des bâtiments ou, pis, à l'intérieur de ces parois, dont elle modifie alors le coefficient d'isolation thermique : ce qui produit une réaction en chaîne.

L'étanchéité joue un rôle de plus en plus important dans l'art de construire. Le coût du terrain, l'encombrement de la surface imposent de plus en plus l'urbanisme souterrain : il faut s'enterrer pour construire des entrepôts, des garages, des voies de circulation. Parallèlement et peut-être en contre-partie, les citadins aspirent de plus en plus à une "place au soleil" d'où la multiplication dans les bâtiments modernes des terrasses circulables, des larges balcons, des loggias, des grandes ouvertures. En même temps, l'industrialisation de la construction pose de multiples problèmes de calfeutrement et jointoiements étanches, de protection et d'hydrofugation des matériaux.

1.2 - Mise à l'abri du vent et de la neige

La construction doit être capable de résister aux efforts de la neige et du vent. Ces efforts font l'objet d'un règlement de calcul appelé N.V. 1966 (Neige et Vent Edition 1966).

Les valeurs imposées dans les calculs pour les pressions du vent et les charges de neige à prendre en compte sont des valeurs statistiques résultant de l'observation des phénomènes pendant de nombreuses années. Néanmoins ces valeurs statistiques peuvent évidemment être dépassées au cours de circonstances exceptionnelles.

C'est pourquoi le règlement impose deux vérifications :

- La première sous surcharges normales pour laquelle on doit vérifier que les effets de ces surcharges restent dans les limites admissibles des contraintes pour les matériaux,
- la seconde sous surcharges exceptionnelles (la charge normale x 1,75) pour laquelle on doit vérifier que la construction reste stable, les contraintes pouvant atteindre les limites d'élasticité des matériaux employés.

Cette dernière vérification est extrêmement importante, par exemple pour des couvertures légères où les dépressions dues au vent dépassent de beaucoup le poids propre des ouvrages et, où également une chute de neige exceptionnelle peut majorer de plus de 50 % les contraintes sous poids mort + neige normale.

Elle est extrêmement importante également pour les ouvrages où les contraintes de service sont la différence de grands nombres; par exemple légère traction sous le poids mort + vent normal. La majoration du vent de 1,75 peut alors majorer la contrainte de traction d'une valeur infiniment plus grande. C'est ce qui est advenu aux tours de Réfrigération de Ferrybridge en Angleterre, qui se sont écroulées sous l'action d'un vent qui avait dépassé relativement peu la valeur prise en compte dans la note de calculs.

1.3 - Mise à l'abri des Séismes

Lorsque la localisation géographique de la construction laisse présager des ébranlements sismiques, il faut en tenir compte sous la forme d'actions horizontales de n'importe quelle direction en plan verticales pouvant agir sur la construction.

Le règlement officiel précise (PS 69) les zones dans lesquelles ces séismes sont probables. En France il s'agit surtout de la bordure maritime du Massif Alpin, où l'accélération horizontale à envisager est égale à 10 % de l'accélération de la pesanteur. Pour des ouvrages élevés, cette condition peut être difficile à observer. Pour les structures utilisées dans le Génie Nucléaire l'étude de la réponse du bâtiment au séisme est très importante.

1.4 - Résistance au Feu

Suivant leur fonction, les bâtiments doivent offrir une résistance au feu très variable. Les bâtiments destinés à recevoir du public sont ainsi l'objet d'une réglementation très précise. Ils doivent être étudiés avec le souci de l'évacuation rapide des occupants. Pour les bâtiments d'habitation et de bureau les règles sont moins astreignantes sauf pour les immeubles de grande hauteur (I.G.H.). Les bâtiments industriels ou de stockage font l'objet de primes d'assurances très variables, suivant leurs matériaux constitutifs.

La propagation du feu peut se faire d'un immeuble à un autre par rayonnement à partir d'un immeuble voisin en feu, ou d'un étage à l'autre par les baies de façade : les matériaux des faces externes des bâtiments ne devront donc pas être facilement inflammables.

Les différents matériaux sont classés par les règlements à l'aide d'un nombre mesuré en heures et appelé "degré de résistance au feu". Les temps sont très variables, suivant les matériaux et leur protection.

C'est ainsi qu'un poteau de B.A. de section 0,15 x 0,15 a une résistance au feu portée de 1 heure 1/2 à 3 heures, s'il est revêtu d'un enduit plâtre. Un poteau métallique nu H N 100 ne tient que 9 minutes, alors que revêtu d'un enduit de protection projeté de 0,05 m (à base d'amiante) il tient 2 heures. C'est l'absence de protection de ce genre qui a causé le dramatique accident du CES Pailleron.

Le degré de résistance au feu exigé pour les matériaux de construction dépendra de leur fonction dans le bâtiment.

Trois critères peuvent être envisagés :

- **éléments stables au feu** : on ne demande à ces éléments que d'assurer la résistance mécanique et la stabilité de la construction (poteaux par exemple) ;
- **éléments pare-flammes** : outre leur résistance mécanique, on leur demande d'assurer l'étanchéité aux flammes pendant le temps nécessaire à l'évacuation. C'est le cas des cloisons et des portes donnant sur les circulations verticales. C'est ainsi que les portes palières des appartements sont renforcées ;
- **éléments coupe-feu** : ces éléments, en plus de leur fonction ci-dessus, sont dotés d'une isolation thermique suffisante pour empêcher que le feu ne se propage au-delà. Le degré coupe-feu est caractérisé par le temps mis par la paroi pour atteindre sur la face opposée au feu une température définie par le règlement et capable de propager l'incendie au-delà de la paroi considérée.

2 - REPONSE A UN PROGRAMME FONCTIONNEL

2.1 - Usage particulier

Un bâtiment est construit pour répondre à un *usage particulier* fixé par le Maître d'ouvrage.

Ainsi par exemple, un bâtiment de bureaux doit être conçu pour permettre de modifier facilement la distribution des bureaux courants de la manière la plus simple et même de créer de grands plateaux sans cloisons où travaillent des groupes importants de personnes.

La versatilité de la distribution des bureaux non spécialisés entraîne la nécessité de la modulation des façades, remarquable dans tous les immeubles de bureaux récents.

Par contre, dans un bâtiment de logements, la distribution des locaux est en général déterminée et intangible.

La structure dépendra donc du programme fixé pour le bâtiment.

2.2 - Les surcharges

Le cahier des charges fixera généralement les *surcharges d'utilisation* des différents locaux.

Ainsi :	pour des locaux d'habitation	175 kg/m ²
	pour des locaux scolaires	250 kg/m ²
	pour des locaux recevant du public	500 kg/m ²
	pour des parkings	250 kg/m ²
	pour des escaliers	250 à 500 kg/m ²

Ces surcharges réparties pourront être accompagnées éventuellement de surcharges concentrées.

Dans le cas de bâtiments à plusieurs niveaux, il est très peu vraisemblable que les surcharges maxima sur chaque niveau soient appliquées simultanément. Aussi, dans le calcul des poteaux et des fondations applique-t-on un coefficient minorateur dit "de dégressivité". Le cas type où l'on peut appliquer cette loi de dégression des surcharges est celui des immeubles d'habitation (à l'opposé des locaux scolaires où elle est proscrite). Pour une surcharge constante S kg/m² appliquée au calcul de chacun des planchers, on pourra prendre pour additionner les surcharges dans la descente des charges :

S sur le dernier plancher,

puis, successivement, 0,9 S ; 0,8 S ; 0,7 S ; 0,6 S ; 0,5 S , sur les planchers suivants en descendant. Lorsqu'on a atteint la valeur 0,5 S celle-ci est conservée jusqu'en bas.

Les efforts horizontaux sur les garde-corps seront également pris en compte sur la base de 60 kg/ml pour les locaux privés et 100 kg/ml pour les locaux publics.

Parmi les éléments à prendre en compte dans le calcul de la structure, il faudra évidemment ne pas oublier certains d'entre eux, tels que par exemple :

- les effets de freinage de ponts roulants dans des halls d'usines,
- les effets des variations de température,
- les effets des variations linéaires du béton telles que le retrait et le fluage.

2.3 - Vieillissement

Le bâtiment devra enfin répondre correctement à la notion de *vieillissement* en fonction de son usage. Ainsi en France, les bâtiments d'habitation, sont généralement conçus et réalisés pour une période d'au moins cinquante ans dans des conditions normales d'entretien ; aux U.S.A. par contre, cette notion est beaucoup moins sévère et il est courant de construire pour 20 ans, l'habitation étant considérée comme un bien périssable que l'on détruit périodiquement pour mieux l'adapter à l'évolution de la technique et des besoins. Cette notion de vieillissement est à rapprocher de la notion de garantie décennale, par laquelle l'Entrepreneur est tenu de remédier aux défauts cachés de l'ouvrage, décelés au cours de cette période. Les Compagnies d'assurances qui assurent l'entrepreneur, sont ainsi saisies d'une quantité de sinistres relativement mineurs qu'une étude plus approfondie de l'ouvrage aurait permis d'éviter

Le vieillissement est aussi lié à la notion d'entretien. Ainsi, de plus en plus, le revêtement des façades est réalisé avec des produits dits "auto-laveurs" qui coûtent évidemment plus cher à la construction (façades en verre, revêtement en pâte de verre), mais qui ne nécessitent pratiquement aucune dépense d'entretien.

3 - RECHERCHE D'UN CERTAIN NIVEAU DE CONFORT

Ce confort est caractérisé par l'isolation du bâtiment vis-à-vis du contexte extérieur : isolation thermique - isolation acoustique.

3.1 - Isolation Thermique

Dans ce domaine du fait de l'augmentation du coût de l'énergie, une évolution très nette est constatée depuis quelques années. On a pris conscience de l'intérêt, voire même de la rentabilité de l'isolation thermique. Cette isolation thermique doit s'entendre aussi bien vis-à-vis du froid que vis-à-vis de la chaleur.

Le confort thermique fait intervenir deux notions :

3.1.1 - Valeur du coefficient de transmission thermique K

La valeur du coefficient de transmission thermique K, généralement exprimé en Kilowatts/ $m^2/h/^\circ C$. Ce coefficient caractéristique d'une paroi verticale ou horizontale n'a de sens que rapporté à une certaine surface, quelques mètres carrés, de cette surface supposée placée dans les conditions réelles où elle sera utilisée (humidité en particulier).

Cette valeur de K est à estimer pour :

- Chacune des portions de mur de composition particulière, comportant éventuellement des hétérogénéités intrinsèques dont il faudra tenir compte ; c'est ainsi qu'en particulier, il faudra veiller à la suppression des ponts thermiques, générateurs de pertes importantes et créateurs de condensation par effet de points froids.
- Chacune de portions de sol sur terre plein ou sur vide sanitaire (espace situé sous le premier plancher pour isoler du sol), ainsi que les terrasses ou ensembles complexes constitués par le groupement d'une couverture inclinée et d'un plafond.

A titre indicatif nous donnons ci-après quelques valeurs principales du coefficient K.

On pourra ainsi déterminer la valeur du coefficient volumétrique G qui est le quotient par le volume intérieur du bâtiment du nombre de Kilowatts perdus en 1 heure par le bâtiment pour un degré d'écart entre la température extérieure et la température intérieure.

Ce chiffre pour des logements, doit être compris en région Parisienne entre 0,80 et 1,50 suivant qu'il s'agit d'un niveau intermédiaire d'un logement collectif ou d'un pavillon individuel.

Les valeurs de G sont aussi fixées à des valeurs différentes suivant le type de construction, mais aussi selon le site dans lequel est établie la construction. (Arrêté Ministériel du 10/04/74 modifié le 02/08/76).

Quelques valeurs approchées courantes du coefficient K (en $\text{Kw}/\text{m}^2/\text{h}/^\circ\text{C}$)

K = 5 à 5,5	Fenêtre à simple vitrage,
K = 3	Mur de béton de 0,20 d'épaisseur,
K = 2,3	Pierre de taille calcaire dur $e = 0,40$ enduite une face
K = 2	Blocs creux de béton à 5 parois minces $e = 0,20$
K = 1,75	Pierre de taille calcaire demi-ferme $e = 0,40$ enduite une face
K = 1,70	Briques pleines 0,45 enduit 1 face
K = 1,45	Panneau sandwich de béton $e = 0,20$ avec isolant polystyrène $e = 0,02$
K = 1,00	Blocs plein en béton cellulaire de 0,25 d'épaisseur

On voit dans ce tableau le grand intérêt de la solution consistant à la prise en sandwich de matériau très isolant. Faut il encore que l'emploi de ce matériau soit fait à bon escient, c'est-à-dire en évitant au maximum les ponts thermiques.

Dans cet esprit, on procède actuellement à l'isolation extérieure de bâtiments existants dans le cadre de la réhabilitation des logements anciens, ce qui supprime toutes les faiblesses thermiques.

2 systèmes sont en compétition :

- le système dit avec lame d'air (à base de laine de verre),
- le système dit adhérent (à base de polystyrène expansé).

L'une des principales difficultés de ces systèmes est d'assurer la protection mécanique et hygrométrique de l'isolant ainsi que de réaliser les angles rentrants et sortants de cette protection.

L'étude soignée de l'isolation thermique permettra :

- d'obtenir effectivement le confort (éviter en particulier la sensation de paroi froide très désagréable);
- de diminuer l'importance de l'installation de chauffage : capacité des chaudières plus petites, réseau de tuyauteries de diamètres plus faibles;
- de réduire de 20 à 40% le coût annuel de combustible par rapport à une construction non isolée. L'objectif fixé en 1980 par le gouvernement pour l'horizon 1985 est à réduire de 50 % les pertes d'énergie par conduction à travers les parois.

3.1.2 - Valeur du volant thermique de la construction

Il ne faut pas que incidence d'une variation brutale de température puisse nuire au confort de l'usager. Le volant thermique est généralement largement suffisant lorsque la structure du bâtiment est lourde. Il est souvent insuffisant dans le cas de bâtiments à façades légères où seuls les planchers et les murs intérieurs constituent ce volant, à condition que la ventilation soit bien organisée.

Il faudra également prendre garde aux effets thermique de rayonnement solaire particulièrement sensible au travers des baies. Une protection pourra être assurée à l'aide de dispositifs mobiles tels que volets ou stores, ou de dispositifs fixes ou brise-soleil. Les obstacles fixés ne peuvent cependant être considérés comme une protection valable que s'ils sont bien conçus et notamment convenablement orientés. Par exemple, des brise-soleil horizontaux ne donnent qu'une protection solaire illusoire l'été pour les façades orientées Ouest et Est. Une protection solaire efficace devra être prévue pour les locaux exposés aux orientations O, S.O, S et S.E.

3.2 - Isolation Acoustique

C'est un élément généralement beaucoup trop négligé.

L'isolation acoustique doit être assurée :

- contre les bruits provenant de l'extérieur, compte tenu de l'emplacement de la construction (bruits aériens);
- contre les bruits provenant d'autres locaux (qu'il s'agisse de bruits aériens, de vibrations ou de bruits de chocs) ;
- contre les bruits de fonctionnement des appareils d'équipement.

L'acoustique du bâtiment est une science complexe encore relativement peu explorée, dont la méconnaissance entraîne d'irrémédiables manques dans les constructions collectives actuelles, auxquels il est, en général, malheureusement impossible d'apporter ultérieurement un remède valable.

Les bruits sont caractérisés par leur fréquence :

- les graves de 100 à 350 Hertz.
- Les moyens de 400 à 1 250 Hertz.
- les aigus de 1 500 à 3 000 Hertz.

et par leur puissance acoustique, qui est la grandeur tangible par son effet sur l'oreille humaine.

Le niveau d'un bruit est évalué par comparaison de sa puissance acoustique P_1 , avec la puissance acoustique P_0 qui correspond aux sons les plus faibles que l'oreille puisse entendre aux fréquences usuelles.

Le décibel est par définition l'expression, sous forme de logarithme décimal du rapport de la puissance du son considéré à la puissance de référence P_0 :

$$n = 10 \log \frac{P_1}{P_0}$$

Le niveau des bruits usuels est dans ces conditions exprimé en décibels par les chiffres suivants :

- 130 dB (seuil de douleur) - moteurs à réaction,
- 90 dB rues et usines très bruyantes,
- 65 dB radio ou télévision modérées,
- 40 dB appartement tranquille - conversation,
- 30 dB niveau acceptable dans une chambre à coucher,
- 0 dB seuil d'audibilité.

Cherchons à titre d'exemple, ce que devient un bruit de niveau 20 dB lorsqu'on remplace la source de puissance P_1 qui le produit, par deux sources identiques placées dans le même local:

$$\text{on a} \quad 20 = 10 \log \frac{p_1}{p_0}$$

En supposant, ce qui est grossièrement exact, que le bruit résultant correspondra à l'addition des puissances, soit $2P_1$,

$$\begin{aligned} \text{on aura} \quad n &= 10 \log \frac{2P_1}{P_0} \\ n &= 10 \log \frac{P_1}{P_0} + 10 \log 2 = 20 + 3 = 23 \text{ dB} \end{aligned}$$

De même si nous superposons dans le même local deux niveaux de bruits respectivement de 40 et 60 dB, nous aurons à additionner des puissances P_1 et P_2 respectivement égales à $10^4 P_0$ et $10^6 P_0$, c'est-à-dire que le niveau résultant restera pratiquement égal à 60 dB : seul le bruit le plus fort comptera en définitive.

3.2.1 - *Loi de masse*

La diminution du niveau des bruits aériens apportée par une paroi est principalement fonction du poids de cette paroi. On peut établir le tableau suivant concrétisant ce que l'on appelle la "loi de masse" :

Poids de la paroi kg/m ²	Affaiblissement sonore en DB
25	32
50	36
100	40
200	44
400	49
500	50

On adopte souvent dans les logements économiques en béton, une épaisseur de paroi de 0,16 à 0,18 m, soit 400 à 500 kg/m² ce qui apporte *un affaiblissement* de 49 à 50 dB entre deux locaux du même immeuble, minimum acceptable en la matière.

L' utilisation de parois composites, d'un poids inférieur à 350 kg/m², séduisant du point de vue de l'économie de poids sur les fondations, a amené de nombreux déboires ; en pratique, chaque cas particulier nécessiterait une étude en laboratoire.

L' isolation acoustique n'est malheureusement pas seulement fonction des parois, mais également des portes. Dans le cas d'une porte en chêne par exemple, la diminution du niveau sonore serait de 35 dB, malheureusement la présence du joint en partie basse, qui assure la transmission du bruit par l'air, diminue ce chiffre rapidement avec l'épaisseur de la fente. C'est pourquoi il y a intérêt à réduire le jeu de la porte au strict minimum ou à placer en partie basse un joint frottant utile également en cas d'incendie.

Vis-à-vis des bruits extérieurs, l'isolation acoustique est fonction des fenêtres (22 à 26 dB) seules des glaces fixes assurent une isolation valable. Il est donc souhaitable, chaque fois qu'on le peut de s'éloigner des sources de bruit extérieures : on peut en effet admettre qu'en doublant la distance de la paroi au point source de bruit, on le diminue de 5 à 6 dB.

3.2.2 - *Les bruits d'impacts*

Pour les bruits d'impacts, les lois de propagation sont très complexes. D'une manière générale la loi de masse joue aussi ici un grand rôle mais surtout la nature des revêtements qui doivent être absorbants (moquettes, tapis de caoutchouc). Une solution excellente est la solution de la dalle flottante consistant à interposer une couche absorbante (laine de verre, liège, caoutchouc cellulaire) entre la structure porteuse du plancher et la dalle sur laquelle on circule.

3.2.3 - *Réverbération du son.*

Un dernier élément relatif au confort acoustique intervient : c'est la durée de **réverbération du son dans le local** qui caractérise la persistance des bruits, par effet d'écho après interruption de la source sonore. A défaut de tapis, tentures ou éléments tendus devant les parois, il faut utiliser des matériaux spéciaux, dits matériaux acoustiques qui absorbent les bruits par porosité ou par effet de diaphragme. Citons par exemple, les laines minérales, les mousses de polyuréthane, les plaques de fibre de bois, qualité isolante (isorel - figragglo), les plaques perforées de tous matériaux. Ce sont ces produits qui sont généralement utilisés pour assourdir les bureaux.

3.3 - Vibrations

Dans les bâtiments très élevés, un sentiment d'inconfort peut être créé par les vibrations sous l'effet du vent. Les Américains y attachent une très grande importance. Ces vibrations sont évidemment fonction de la masse des bâtiments. Elles sont parfois telles que les réservoirs d'eau qui sont situés en partie haute des bâtiments, doivent être sérieusement cloisonnés pour éviter la mise en résonance du volume d'eau qui risquerait de produire sur les parois des réservoirs des coups de bâlier.

4 - RESPECT DES REGLEMENTS ADMINISTRATIFS

Les projets de bâtiments sont assujettis à un certain nombre de règlements imposés par des notions d'urbanisme, de sécurité ou de droit civil. Leur liste est longue.

Ils concernent par exemples des *règlements généraux*, comme la protection contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public, le voisinage des établissements dangereux, insalubres ou incommodes, les gabarits à respecter, les prospects, les zones non édificandi, etc...

Ou bien des impératifs de détail comme la hauteur minimum des logements (2,50 m) ou la dimension minimale des pièces (9 m²) ou les dispositions à observer pour les conduits de fumée, etc... ou bien, des dispositions administratives telles que les formalités à remplir pour l'obtention de l'accord préalable sur un projet de bâtiment et sur la demande du permis de construire.

Du point de vue technique, d'une manière générale pour les travaux de bâtiment, il est fait référence au D.T.U. Documents Techniques Unifiés, ensemble de cahiers des charges techniques et règles de calculs, cohérents et complets, établi en commun par l'Ordre des Architectes, les Fédérations d'Entrepreneurs, les Bureaux de contrôle et le C.S.T.B. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, conseiller technique du Ministère de l'Equipement.

Cet organisme est chargé également de donner un "avis technique" sur les matériaux nouveaux ou les procédés non traditionnels. Cette appréciation est faite en considération de la sécurité, de l'habitabilité, de la durabilité du bâtiment et de l'utilisation rationnelle de la main-d'œuvre et des matières premières.

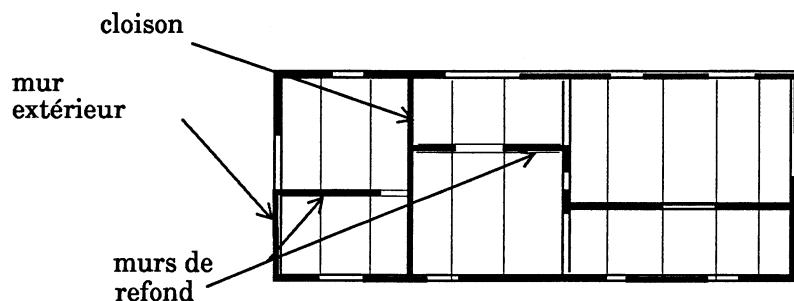
II - PRINCIPES DU TRANSFERT DES CHARGES AUX FONDATIONS

1 - GENERALITES

Deux principes généraux différents sont utilisés dans les bâtiments pour descendre les charges jusqu'aux fondations, déterminant deux classes de bâtiments :

- les bâtiments à murs porteurs,
- les bâtiments à ossature.

1.1 - Bâtiments à murs porteurs



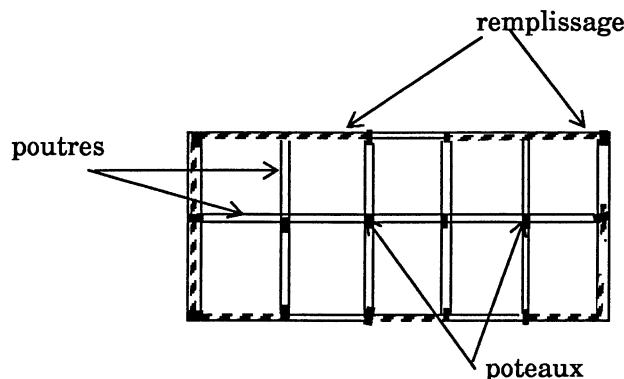
Bâtiment à murs porteurs

Dans les bâtiments à murs porteurs, les murs extérieurs et certains murs intérieurs, en opposition avec les cloisons, qui n'ont qu'un rôle de séparation entre locaux, sont agencés pour remplir simultanément les deux fonctions, d'une part de fermeture du bâtiment et, d'autre part, d'éléments porteurs des planchers et d'eux-mêmes.

Cette première solution est la solution classique des bâtiments construits avec des murs en maçonnerie et des planchers en bois ou en fer. Elle s'est modernisée par l'emploi du béton armé pour les murs porteurs et les planchers. De multiples exemples sont actuellement fournis par la construction des logements collectifs

1.2 - Bâtiment à ossature

Dans les bâtiments à ossature, les murs ne conservent que leur fonction séparative soit de l'ambiance extérieure, soit entre locaux, la fonction porteuse étant confiée à une ossature essentiellement formée de poteaux et de poutres supportant les planchers et les cloisons intérieures ou les remplissages de façades.



Bâtiment à ossature

Cette seconde solution est la solution moderne des bâtiments construits en charpente métallique ou en charpente B.A. Notons au passage que cette solution était également employée dans le temps, sous la forme de bâtiments en "pans de bois" dont de nombreux exemples subsistent encore à l'heure actuelle. C'est pratiquement la seule solution employée pour les bâtiments industriels.

2 - COMPARAISON DES DEUX SOLUTIONS

2.1 - Du point de vue des charges permanentes

Un bâtiment à ossature peut ne comporter que des cloisons légères, ainsi que des façades, dont le rôle, limité à résister au vent, à la pluie et à la chaleur, peut être rempli par des matériaux légers (verre - métal- isolants). De ce fait il est beaucoup moins lourd qu'un bâtiment à murs porteurs par exemple en maçonnerie, dont la faible résistance en compression conduit à des épaisseurs importantes. Il permet donc la réalisation de bâtiments plus élevés, à charge égale sur les fondations. L'emploi de matériaux nobles, tels que l'acier et le béton armé, pour les poteaux, permet également l'utilisation de contraintes plus élevées dans des éléments d'ossature, et donc de construire plus haut qu'en murs porteurs.

On peut donc ainsi réaliser des bâtiments de grande hauteur : l'Empire State Building à New-York, de 382 m de hauteur, a pendant longtemps été le plus haut bâtiment du monde réalisé suivant cette technique. Il est actuellement dépassé par un immeuble de Chicago, le Sears Building de 443 m de hauteur et par le World Trade Center de New-York (420 m)

Notons cependant que les murs porteurs présentent l'avantage pour les planchers, de créer des appuis linéaires au lieu d'appuis ponctuels dans le cas d'ossature, et donc de réduire le coût du plancher. Cet avantage est mis à profit pleinement dans les bâtiments à murs porteurs en béton, où l'on s'efforce à transformer en murs porteurs le maximum d'éléments de cloisonnement, en vertu du principe général selon lequel le chemin le plus économique pour transmettre les charges aux fondations est toujours le plus direct.

2.2 - Du point de vue de la résistance au vent et aux séismes

Un bâtiment à murs porteurs, lourd, présente une grande stabilité vis-à-vis du vent. Le moment de renversement ne risque pas de créer de soulèvements sur une face du bâtiment, ce qui n'est pas toujours le cas du bâtiment à ossature. Les maçonneries constituent des plans de *rigidité considérable* qui s'opposent à la déformation du bâtiment. Il n'en est pas de même des bâtiments à ossature, où le vent introduit des efforts de flexion importants, qui peuvent être source de vibrations. Tout bâtiments à ossature nécessitera une étude très précise des *effets du vent*.

Les bâtiments à ossature sont très vulnérables aux séismes pour la même raison. Des soins tout particuliers sont à apporter au rez-de-chaussée, où les poteaux sont en général très dégagés. C'est ainsi qu'après un séisme, il n'est pas rare d'observer des bâtiments qui paraissent dans leur superstructure peu endommagés, et constater par contre qu'il n'existe plus de rez-de-chaussée, le premier étage étant descendu au niveau du sol, tous les poteaux ayant été détruits par le séisme.

2.3 - Du point de vue du confort thermique et acoustique

La masse importante des murs porteurs constitue un écran très satisfaisant vis-à-vis du bruit et des variations thermiques. Si une isolation correspondante peut être obtenue avec des murs de remplissage légers, il n'en reste pas moins que le *volant thermique* de ceux-ci reste faible, et le confort s'en ressent.

De ce fait également, les bâtiments sont beaucoup plus sensibles aux variations thermiques. La température des éléments varie rapidement. Les bâtiments à ossature nécessiteront donc des joints de dilatation plus nombreux. Il faudra de ce fait se méfier des dilatations différentielles dans le sens vertical, entre les éléments intérieurs et les éléments extérieurs. En particulier, il y aura intérêt à placer les poteaux périphériques à l'intérieur des façades pour que leur écart de température avec les poteaux intérieurs soit minime.

2.4 - Du point de vue utilisation

Le bâtiment à ossature s'accommode parfaitement de la transformation des locaux, à laquelle il n'offre qu'un obstacle minime : les poteaux. A volume extérieur identique il procure un volume utile intérieur plus grand, du fait de la diminution de surface des points d'appui et de la diminution d'épaisseur des façades.

Les ouvertures extérieures d'un bâtiment à murs porteurs sont évidemment limitées par la nécessité d'assurer entre les baies une largeur de mur (appelée meneau) suffisante pour descendre les charges. Dans un bâtiment à ossature, toute la façade peut éventuellement être vitrée. On conçoit donc l'intérêt de la deuxième solution dans le cas de bâtiments à occupation diurne tels que les bureaux, alors que la première est plus judicieuse pour les bâtiments à usage d'habitation à occupation en majorité nocturne. Les façades des bâtiments à ossature feront plus facilement appel à des matériaux autolavables (glace, aluminium, acier inoxydable) que les bâtiments à murs porteur (pierre, béton, etc...) Il en résulte un avantage important pour l'entretien.

Enfin du point de vue de l'architecte, les bâtiments à ossature permettent de dégager au maximum le rez-de-chaussée des immeubles. Ils se prêtent parfaitement à des décrochements de façade, ce qui procure une grande souplesse vis-à-vis de l'aspect.

2.5 - Du point de vue sécurité

Des précautions spéciales devront être prises dans les bâtiments à ossature, pour éviter la propagation du feu par les façades très légères et pour assurer une durée de résistance au feu suffisante des poteaux d'ossature, qui sont tous vulnérables.

Les bâtiments à ossature sont beaucoup moins sensibles aux explosions accidentnelles, ou volontaires en cas de guerre ; la suppression d'une façade n'entraîne pas la ruine de l'ouvrage. C'est ainsi que les règlements de constructions des Pays-Bas interdisent de faire reposer les planchers sur les façades ; seuls sont autorisés les murs porteurs perpendiculaires aux façades.

2.6 - Du point de vue construction

Le drapeau est planté plus rapidement au faîte d'un bâtiment à ossature. On peut donc assurer la mise hors d'eau plus rapidement, ce qui permet un démarrage plus rapide des travaux de second oeuvre à l'intérieur, pendant que l'on achève la pose des façades.

Ces façades peuvent faire appel, beaucoup plus que pour les murs porteurs, à des techniques de fabrication intégrale en usine, le travail sur le chantier n'étant plus qu'un travail de montage d'éléments légers.

L'inconvénient de telles façades est qu'elles coûtent en général beaucoup plus cher (actuellement de l'ordre de 2 à 3 fois plus que les façades porteuses en maçonnerie ou en béton).

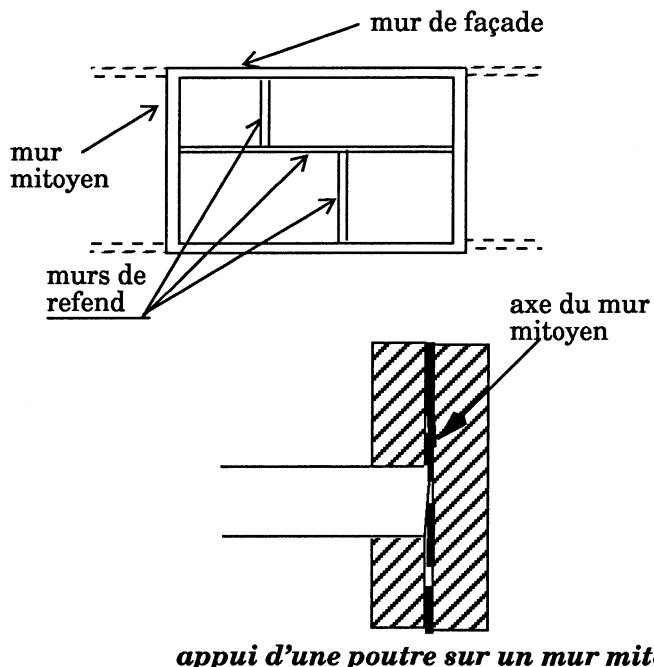
III - BATIMENT A MURS PORTEURS

1 - ANCIENNES STRUCTURES A MURS MACONNES

1.1 - Matériaux

Les matériaux couramment employés sont la pierre de taille, les moellons, la meulière, la brique, sous forme appareillée ou enduite.

Les murs de refend, destinés à diminuer la portée des planchers, peuvent être soit perpendiculaires aux façades, soit parallèles



Les murs mitoyens sont fréquents en ville. Ils sont à cheval sur deux parcelles de terrain appartenant à deux propriétaires différents.

Ils assurent donc la clôture et sont coupe-feu de degré 2 ou 3 heures.

Si l'on appuie des poutres sur ce mur, elles ne doivent pas dépasser l'axe du mur.

Afin d'assurer sa fonction de coupe-feu ce mur doit évidemment être monté jusqu'à la face inférieure de la couverture. Il était anciennement monté en moellons, meulière ou brique d'une épaisseur de 0,50 m ; il est maintenant le plus souvent en béton, d'une épaisseur de 0,16 minimale, conditionnée par l'isolation phonique.

1.2 - Conduits de fumée et conduits de ventilation.

Aux murs sont souvent associés les conduits de fumée et les conduits de ventilation. La réglementation actuelle n'impose plus de conduit de fumée par appartement. Dans les anciennes constructions, ces conduits étaient individuels pour chaque foyer : ils représentaient donc dans les étages hauts un volume perdu et une dépense considérable ; seuls sont conservés aujourd'hui les conduits de ventilation.

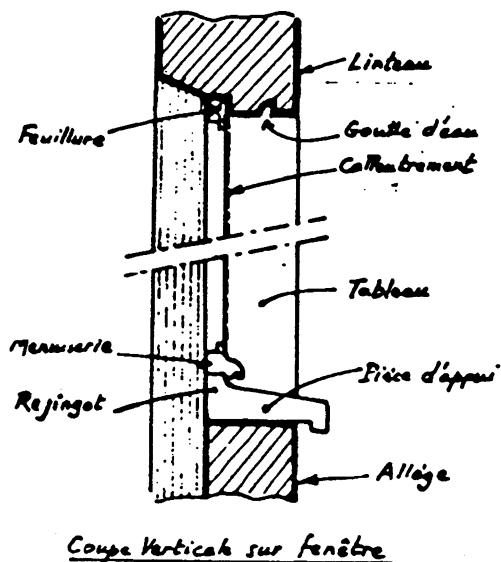
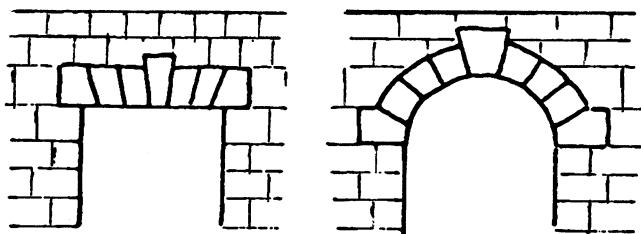
Actuellement est autorisé le conduit du type "Shunt", consistant essentiellement à raccorder à une gaine collectrice unitaire des conduits individuels après une hauteur minimale d'un étage.

Ces conduits généralement, d'une section de 150 cm^2 , sont raccordés à un conduit collecteur de 400 cm^2 . Il faut prévoir un conduit d'amenée d'air frais et un conduit d'évacuation d'air vicié.

Ces conduits peuvent être soit incorporés dans les murs, dont ils détruisent alors en partie la raideur, soit adossés. Ils sont souvent raccordés à un système de ventilation mécanique installé sur la couverture (Ventilation Mécanique Contrôlée dit V.M.C.)

1.3 - Ouvertures dans les murs porteurs

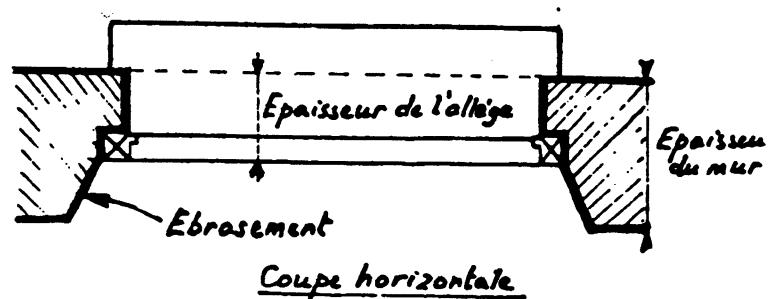
Les ouvertures dans les murs porteurs nécessitent la création de linteaux, reportant les charges sur les piédroits ou meneaux, limitant latéralement la baie. Dans le cas de la maçonnerie de pierre de taille, le linteau doit être dessiné pour tenir compte du fait que le matériau n'est capable de résister qu'un compression.



D'où la forme en linteau appareillé ou en voussure. De manière à diminuer la charge sur le linteau, la maçonnerie située sous la fenêtre de l'étage supérieur est de plus faible épaisseur, c'est l'allège. Une ouverture dans un mur en maçonnerie comporte donc les éléments suivants :

Le linteau, l'embrasure, permettant d'augmenter la pénétration de la lumière, le tableau permettant de fixer les persiennes, les feuillures permettant de fixer la menuiserie, qui est calfeutrée pour son étanchéité, la pièce d'appui couronnant l'allège.

Pour les portes fenêtres, l'étanchéité à la base est réalisée par un seuil, généralement en fonte.



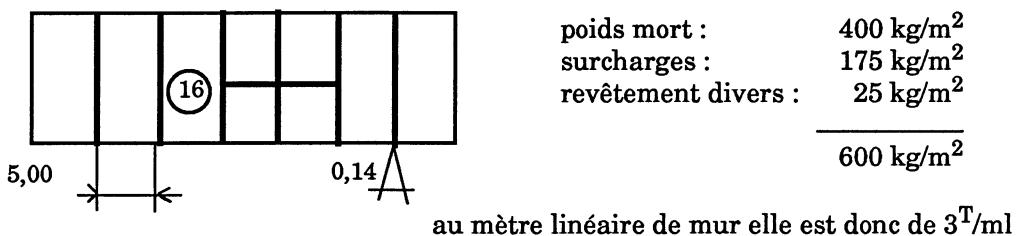
2 - NOUVELLES STRUCTURES EN BETON ARME

2.1 - Bâtiments à voiles porteurs en Béton Armé

La technique des bâtiments à murs porteurs, qui avait été éclipsée avant la dernière guerre par la technique des bâtiments à ossature, a été remise à l'honneur depuis, sous la forme des bâtiments à voiles porteurs en Béton Armé.

Pour fixer les idées, prenons l'exemple d'un bâtiment de 20 niveaux, dont la structure est composée de voiles en B.A. de 0,16 d'épaisseur, perpendiculaires aux façades et écartés de 5,00m entre axes, et dont les planchers sont constitués d'une dalle de béton armé de 0,16 d'épaisseur.

La charge au m^2 de plancher est donc :



Supposons que le bâtiment comporte 20 niveaux de 2,50 m, la charge au pied est donc de :

$$20 \times 3.000 + 20 \times 2,50 \times 400 \text{ kg} = 60.000 + 20.000 = 80.000 \text{ kg/ml}$$

poids du plancher poids du mur

$$\text{Soit une contrainte de compression : } \sigma_1 = \frac{80,000}{16 \times 100} \approx 50 \text{ bars}$$

Le même bâtiment, construit en briques, nécessiterait une épaisseur des murs au pied de 0,45 avec une épaisseur mini en tête de 0,22, soit une épaisseur moyenne de 0,33, correspondant à un poids de 650 kg/m² moyen de mur.

Au total la charge sera donc : 60.000 + 20 x 2,50 x 650 = 92.500 kg/ml

$$\text{soit une contrainte : } \sigma_2 = \frac{92,500}{45 \times 100} \approx 20,5 \text{ bars}$$

Le même raisonnement tenu pour un mur en moellon demi ferme, capable de supporter en sécurité 16 kg/cm², conduirait à une épaisseur au pied de 0,65 m et 0,25 mini en tête.

De tels murs seraient donc extrêmement lourds et coûteux, et pénaliserait d'une part la structure et, d'autre part, les fondations. L'abaissement des prix de revient du Béton Armé à donc permis de remplacer ces techniques de murs traditionnels par celle des voiles porteurs en B.A.

Il faut noter également que les murs en maçonnerie nécessiteraient des enduits, alors que les parements de béton sont prêts à peindre.

On peut noter au passage que si la structure est telle que les planchers, au lieu de porter dans une seule direction, portent dans deux directions, l'une parallèle à la façade, l'autre perpendiculaire, la charge au ml due aux planchers est réduite environ de moitié ; dans ce cas, même avec 25 niveaux, le taux de travail du mur est plus faible.

$$\text{La charge au ml est égale à : } 60,000 \times \frac{25}{20} \times \frac{1}{2} + 20,000 \times \frac{25}{20}$$

$$= 37.500 + 25.000 = 62.500 \text{ kg/ml}$$

$$\text{d'où } \sigma_3 = \frac{62,500}{16 \times 100} \approx 39 \text{ bars}$$

On voit donc l'intérêt pour alléger la structure de rendre porteuses toutes les cloisons d'un bâtiment de logements, dont le plan est en général "ne varietur".

Deux voies principales sont actuellement suivies :

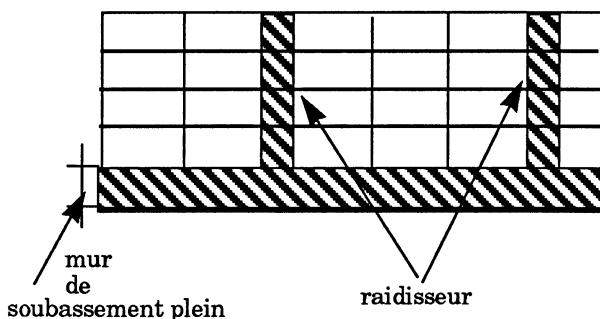
- l'exécution traditionnelle, à l'aide de coffrages très perfectionnés, dits "coffrages-outils",
- l'exécution à l'aide d'éléments de panneaux préfabriqués de grandes dimensions.

2.2 - Exécution traditionnelle

Les systèmes les plus employés consistent à réaliser successivement ou simultanément le coffrage des voiles verticaux et le coffrage de la dalle forment plancher et s'appuyant sur ces voiles.

L'enlèvement aisément du coffrage nécessite donc l'ouverture complète de la structure au droit des façades, qui sont exécutées ultérieurement et constituent de ce fait un poids mort non porteur.

Elévation d'un bâtiment à structure alvéolaire

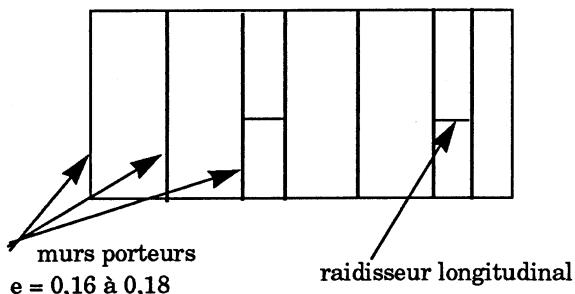


La forme de la structure est donc conditionnée par le procédé d'exécution : ce sont des bâtiments à structure alvéolaire, essentiellement constitués de voiles verticaux d'épaisseur variable de 16 à 18 cm, généralement armés par du treillis soudé, écartés de 3,50 à 5,00 m environ et supportant une dalle mince formant plancher.

Une telle structure, si elle est très raide dans le sens transversal, ne présente pratiquement pas de raideur dans le sens longitudinal.

Afin d'assurer la stabilité élastique de l'ensemble, il faut donc trouver sur l'axe longitudinal un voile raidisseur continu, dont la longueur peut être très réduite.

Vue en plan



Dans le cas de l'exécution successive des voiles et de la dalle, on utilise un système de banches et de tables déplaçables d'un étage à l'autre

Dans le cas de l'exécution simultanée des voiles et de la dalle, le coffrage employé est appelé **coffrage tunnel**.

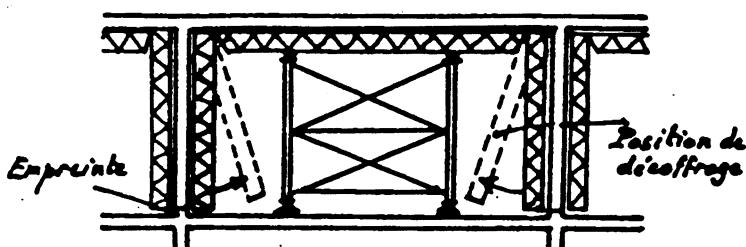
Il comporte essentiellement deux joues verticales articulées en partie haute. Ce coffrage latéral est fixé sur une ossature assurant l'appui de la table de coffrage supérieure.

L'ensemble est muni de vérins permettant le décoffrage et de dispositifs de roulage permettant l'évacuation de l'ensemble par la façade, après prise en charge de la grue à l'aide d'un palonnier spécial.

Le tunnel peut avantageusement être remplacé par deux demi tunnels, permettant après enlèvement de la première moitié d'étayer la dalle.

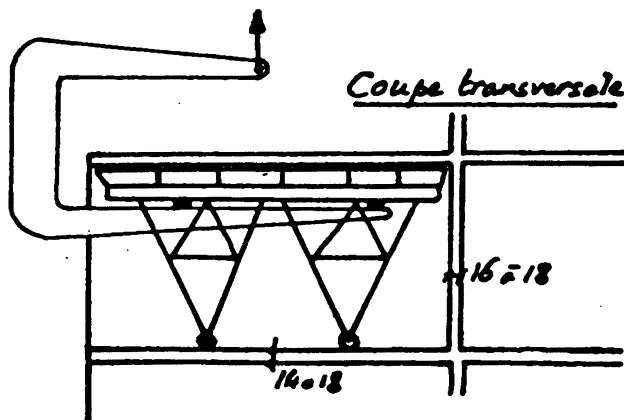
Afin d'accélérer le durcissement du béton, les coffrages peuvent être chauffants.

Coupe longitudinale



On peut également injecter de la vapeur à l'intérieur du tunnel. La mise en place du coffrage est souvent facilitée par l'exécution préalable d'une "empreinte" sur laquelle le pied de coffrage est bloqué. Il convient dans un tel système de veiller à la superposition exacte des murs, qui si elle n'est pas parfaitement réalisée, risque de créer des compressions excentrées dans les murs.

Coupe transversale



Un tel procédé permet une grande rapidité d'exécution : un plancher tous les 2 jours, ou même dans certains cas, un plancher tous les jours. Néanmoins la totalité du travail s'exécute sur le chantier avec les inconvénients que cela représente vis-à-vis des intempéries.

Notons également que les dimensions du coffrage-table sont immuables : le système est donc très rigide, sans souplesse.

2.3 - Exécution à l'aide de panneaux préfabriqués.

C'est une technique essentiellement française, qui a vu le jour vers 1950. Elle est aujourd'hui en déclin du fait de la concurrence du procédé précédent et de la diminution du nombre de logements collectifs à construire. Il n'existe plus actuellement en France qu'une quarantaine d'usines de construction de logements, dont la capacité varie de 2 à 8 logements par jour. En outre, les entreprises françaises ont créé une trentaine d'usines à l'étranger. C'est la seule industrie du bâtiment au monde à exporter sa technique. Cette activité reste toujours très compétitive.

D'une manière générale, et ceci ne s'applique pas qu'aux logements : la préfabrication consiste à exécuter en atelier des éléments ou ensembles finis de dimensions importantes, incorporés ensuite sur chantier dans la structure des bâtiments. La préfabrication peut concerner toutes les parties constitutives de l'ouvrage, qui sont fabriquées en série : il s'agit alors de préfabrication totale.

La préfabrication peut être légère, mettant en jeu des éléments d'un poids maximal de l'ordre de 1 T (tels que panneaux d'allège, utilisés pour fermer des structures alvéolaires coulées en place, escaliers, etc...) ou lourde, mettant en jeu des éléments d'un poids de l'ordre de 5 à 10 T, correspondant généralement aux dimensions d'une pièce d'habitation ou même, dans certains cas, dépassant la dimension de ces pièces. Cette préfabrication fait appel en général au béton normal, ou au béton allégé par l'emploi de matériaux céramiques.

2.3.1 - *Avantages de la préfabrication*

Le principal avantage de la préfabrication réside dans l'économie de main-d'œuvre obtenue essentiellement par l'organisation et la planification des tâches ainsi que la diminution des travaux de finition. Le fait même de transférer du chantier à l'atelier une masse importante de travaux accroît le rendement de la main-d'œuvre, qui se trouve dans des conditions de travail moins dures, augmente les facilités de contrôle de la qualité et des cadences d'exécution, diminue les sujétions d'intempéries et, tout au moins pour les ateliers fixes, permet de sédentariser la main-d'œuvre et d'améliorer sa qualification.

La mécanisation permet de remplacer l'effort humain par l'énergie électrique, infiniment moins coûteuse. On préfabrique des éléments finis de haute qualité, à l'aide de machines précises, automatique, qui seront mis en places généralement prêtes à peindre dans le logement terminé. On y incorpore le maximum d'équipements : menuiseries extérieures et intérieures, distribution électrique, réseaux de chauffage et parfois même éléments de plomberie : ce qui nécessite évidemment une étude préliminaire très détaillée tous corps d'état, à laquelle il n'est plus possible d'apporter de modifications en cours d'exécution.

La prévision d'intervention des corps d'état est donc beaucoup plus précise que dans la construction traditionnelle : Il en résulte une économie importante de main-d'œuvre, ainsi qu'un gain notable sur les délais d'exécution. Ce gain est encore accentué du fait que la préfabrication permet en grande partie de s'affranchir des intempéries. On arrive ainsi en préfabrication lourde à condition, que les programmes soient répétitifs, à d'excellentes cadences de montage : une grue de pose pouvant assurer l'achèvement de 2 logements par jour, (ce qui correspond à la pose d'environ 80 éléments). Gain de main-d'œuvre et gain de temps sont donc les principaux atouts de la préfabrication lourde.

En contrepartie, les investissements en matériel sont beaucoup plus importants que dans les systèmes traditionnels.

2.3.2 - *Le découpage des structures préfabriquées*

Le principe de tout système de préfabrication totale consiste à découper un bâtiment en éléments faciles à fabriquer en atelier et à assembler sur le chantier. Généralement ces éléments sont des panneaux plans.

Il y a intérêt à réduire le nombre d'éléments, parce que la dépense de main-d'oeuvre est peu différente pour un grand ou un petit panneau. La seule dépense proportionnelle au cube est la fabrication et la mise en place du béton dans le moule, ce qui représente peu de chose.

Le poids maximal des panneaux sera fixé en fonction des engins de levage disponibles :

- Les planchers sont généralement constitués par des dalles pleines de 0,16 à 0,18 d'épaisseur, couvrant une pièce d'habitation. Ils comportent les canalisations électriques et les grilles de chauffage.
- Les murs porteurs intérieurs, constitués par des voiles de 0,16 à 0,18 d'épaisseur le plus souvent, comportent les huisseries et les bâts de portes, les canalisations électriques et les logements d'interrupteurs ou de boîtes de jonction ainsi qu'une partie de la plomberie.
- Les façades sont généralement constituées d'une plaque de béton, doublée ultérieurement par un isolant puissant (polystyrène expansé). Cet isolant est souvent incorporé en sandwich dans le panneau. A la fabrication sont incorporées les menuiseries extérieures et surtout les revêtements de façades : carrelage grès cérame, pâte de verre, pierre pelliculaire, béton de ciment blanc, etc... Ces éléments sont généralement posés à fond de moule.
- Les éléments fonctionnels, tels que les escaliers, les blocs de ventilation sont fabriqués sur la hauteur d'un étage, et dans certains cas le bloc technique constituant le cœur du logement, où est rassemblé l'ensemble des canalisations d'eau, d'évacuation d'eaux usées, de ventilation, de vide-ordures, etc...

2.3.3 - *Matériel de préfabrication*

La technique généralement employée en France consiste à laisser durcir les pièces dans les moules et à les démouler lorsqu'elles ont atteint une résistance suffisante. Ceci permet d'obtenir des pièces précises, indispensables à l'économie du montage. Certaines techniques de fabrication continue, telles que celles employées en URSS, où le béton est traité dans de véritables laminoirs ou à l'aide de coffrages glissants, très économiques en main-d'oeuvre, ne permettent pas cependant d'obtenir des panneaux de précision suffisante.

Le moule doit être conçu pour permettre de démouler le plus vite possible et sans faire intervenir d'armatures supplémentaires par rapport à la construction traditionnelle.

Ceci conduit généralement :

- d'une part, à accélérer le processus de durcissement du béton, en lui fournissant de la chaleur.
- d'autre part, à démouler généralement les panneaux plans verticalement, dans le sens de leur grande inertie.

Le matériel de fabrication comporte donc deux types de machine de moulage :

- les tables de moulage horizontal,
- les batteries de moulage vertical.

a) **Tables de moulage horizontal** : ce sont généralement des tables métalliques rigides, comportant un plateau de tôle épaisse de grande dimension sur lequel sont fixées les joues métalliques permettant de coiffer les faces latérales des éléments. En général, les tables sont banalisées et les joues sont réglables sur la table aux dimensions désirées pour le panneau, ce qui procure une plus grande souplesse que dans le système traditionnel.

Les tables sont chauffées à la vapeur ou à l'électricité pour donner une température de travail de l'ordre de 60 à 80°. Enfin, elles sont basculantes autour d'un axe horizontal, de manière à permettre le décoffrage de la pièce dans une position quasi verticale. Ces machines peuvent être également munies de couvercles chauffants ou de cloches d'étuvage, permettant d'accélérer encore le durcissement. Les plus perfectionnées de ces machines comportent des vérins hydrauliques, permettant d'automatiser toute la manœuvre.

Ces moules sont généralement utilisés pour la réalisation des façades ainsi que des blocs fonctionnels.

b) **Batteries de moulage vertical** : elles sont essentiellement utilisées pour le coulage des panneaux de refend. Elles sont constituées par des banches métalliques rigides comportant un chauffage incorporé et qui peuvent s'écartier ou se rapprocher à l'aide de vérins ou de vis. Une batterie peut fabriquer de 3 à 8 éléments simultanément. Un tel moule permet une économie de main-d'oeuvre appréciable, puisque toutes les faces sont moulées : il n'y a donc pas de surfaçage à prévoir. D'une manière générale, le cycle de fabrication a une durée variable de 3 à 4 heures, ce qui permet dans une journée de 10 heures de réaliser 3 moulages.

2.3.4 - *Usine de préfabrication*

Une usine de préfabrication comporte donc :

- un hall abritant le matériel de préfabrication, généralement desservi par des ponts roulants,
- des services généraux :
 - fabrication du béton
 - atelier de ferrailage, de préparation des éléments incorporés
 - production de vapeur, d'air comprimé
 - atelier de mécanique
- un parc de stockage : les pièces présentent en effet au démoulage une résistance faible, de l'ordre de 100 bars. Il convient donc de les laisser mûrir sur parc avant de les soumettre à l'épreuve au choc que constitue le transport.

Il existe également des usines foraines, installées pour un chantier déterminé, dans lesquelles le matériel est plus rustique et où l'on supprime le plus souvent le chauffage des pièces, en acceptant un cycle plus long de l'ordre de 1 moulage par jour.

2.3.5 - *Transport et montage*

Le transport est généralement assuré par semi-remorques, dans un rayon de 50 km, à partir de l'usine. Le montage est assuré à l'aide de grues lourdes, généralement à tour, parfois automotrices sur châssis automobile.

Le problème de la sécurité au montage est très important. S'agissant de charges lourdes, les accidents sont généralement graves. Une fois posés, les éléments verticaux sont assujettis à l'aide de bracons métalliques provisoires, permettant d'exécuter le joint au pied des éléments, généralement réalisé en mortier maté, ainsi que le joint vertical entre éléments adjacents, généralement réalisé en béton coulé en place. Les éléments de plancher sont alors posés sur la tête des éléments de murs et le joint horizontal entre dalles coulé en place.

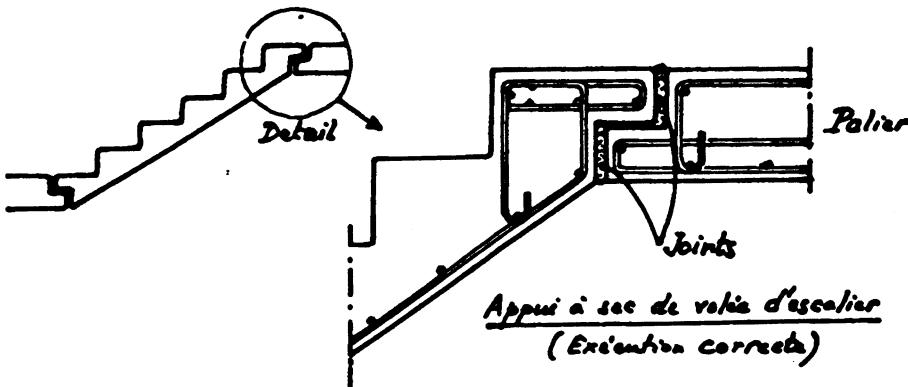
2.3.6 - *Les problèmes techniques des structures préfabriquées*

Outre les problèmes d'étanchéité des joints, dont nous parlerons plus loin, il importe d'étudier de très près les problèmes des liaisons mécaniques entre éléments.

Ces liaisons doivent en effet permettre de reconstituer une continuité équivalente à celle d'une structure coulée en place. On obtient cette continuité par une étude détaillée des joints du point de vue de la transmission des efforts tangents entre panneaux, nécessaire pour assurer le contreventement des bâtiments.

Des chaînages horizontaux et verticaux, réalisés en aciers pour BA, doivent être mis en place pour éviter toute désorganisation de la structure. C'est l'absence de chaînages valables qui a provoqué en 1971 en Angleterre la catastrophe de Ronan-Point où, à la suite d'une explosion accidentelle au 18 ème étage, un immeuble s'est écroulé du haut jusqu'en bas, comme un château de cartes. Il faut en particulier éviter que les planchers ne puissent échapper à leur appui et envisager éventuellement des éléments de décharge qui peuvent être trouvés pour transmettre les charges jusqu'au sol dans le cas de la disparition accidentelle d'un panneau porteur.

Un soin tout particulier doit être apporté également à l'exécution conforme des ferraillages et à leur mise en place exacte dans le moule. Des accidents récents sur des escaliers préfabriqués ont montré l'importance de ce positionnement.



En général l'appui se fait à mi-épaisseur des dalles, par création de petites consoles, qui sont armées en conséquence. On conçoit que des erreurs de positionnement sur les aciers et sur les pièces suffisent à créer un risque important, la stabilité faisant appel à la résistance à la traction du béton, de caractère aléatoire.

Par contre les structures en béton préfabriquées présentent, par rapport aux structures coulées en place l'avantage d'avoir déjà subi une partie importante du retrait avant leur mise en œuvre. De ce fait les fissurations sont en général plus faibles que dans les structures coulées en place et, en tout cas, localisées dans les joints : elles sont, en quelque sorte, elles aussi, préfabriquées, ce qui permet de prendre les dispositions nécessaires pour qu'elles ne soient pas gênantes.

2.3.7 - *Structures préfabriquées tridimensionnelles*

Des recherches sont actuellement en cours dans de nombreux pays pour réaliser des éléments tridimensionnels tels que les salles d'eau, sous la forme des parois verticales et de la dalle de plancher. Un tel ensemble permet alors l'installation complète de la cellule en usine. En URSS, on essaie même de généraliser ce système aux pièces d'habitation ; on se heurte évidemment à l'écueil du poids de tels éléments. L'emploi de bétons légers ou de plastiques permettra peut-être de résoudre prochainement ce problème.

2.3.8 - *L'évolution apportée par l'esprit de préfabrication*

L'apparition de la préfabrication a été le moteur de l'évolution des entreprises de bâtiment depuis une vingtaine d'années.

Elle conduit les entreprises à un nouvel état d'esprit, que l'on peut qualifier d'industriel, essentiellement caractérisé par :

- l'importance des investissements à prévoir, à la fois pour les usines de préfabrication et les engins de transport et de montage, qui contrastent avec le peu d'investissement en matériel d'un chantier traditionnel.
- la nécessité d'une organisation précise, tant au stade des études qu'au stade de l'exécution, cette organisation englobant l'ensemble des corps d'état.
- la modification des rapports inter-entreprises, du fait de l'importance des études préalables et de la responsabilité prise par le préfabRICant pour les incorporations du second oeuvre. La préfabrication implique l'entreprise générale responsable intégralement de ses sous-traitants.
- La modification des rapports entre l'entreprise, le maître d'ouvrage et le maître d'oeuvre.

Il n'est pas possible de préfabRICquer n'importe quel programme. Il est donc nécessaire, si l'on veut bénéficier de tous les avantages de la préfabrication que, dès le stade de l'avant-projet, le client et l'architecte acceptent un certain nombre de contraintes dues à la préfabrication et donnent des garanties de continuité pour l'amortissement d'une série suffisante. On en vient donc à de nouveaux modes de passation de contrats, par entente directe, de gré à gré.

IV - BATIMENTS A OSSATURE

Les premiers bâtiments à ossature ont été réalisés en fonte

Les matériaux utilisés actuellement pour la construction d'ossatures de bâtiments civils sont essentiellement le béton armé et la charpente métallique. Pour les bâtiments industriels, on utilise également le béton précontraint et le bois.

1 - CHOIX DU MATERIAU

Examinons à titre de comparaison deux poteaux d'un bâtiment à ossature supportant la même charge, l'un en béton, l'autre en métal.

Soit 150 tonnes la charge de calcul.

Si l'on admet une contrainte en compression de 75 bars, la section du poteau BA sera de

$$\frac{150 \cdot 000}{75} = 2 \cdot 000 \text{ cm}^2, \text{ soit par exemple } 40 \times 50.$$

Le poteau en acier, compte tenu d'une réduction pour le flambement, admettra par exemple une compression de 1.500 bars. Sa section minimale sera donc de l'ordre de 100 cm², soit un HEB 220 d'un poids approximatif de 80 kg/ml.

Ce poteau devra éventuellement recevoir une protection contre le feu, par des isolants projetés, ou contre la corrosion, par de la peinture. De ce fait il y aura un léger avantage de prix pour le béton.

En contre-partie, le métal présente un gain important de poids : 500 kg pour le béton contre 80 kg pour le métal ainsi qu'un gain d'encombrement.

La comparaison conduirait à des résultats analogues pour l'ossature des planchers. A noter cependant que le métal nécessitera malgré tout l'exécution d'une dalle de circulation, généralement en béton armé, sauf pour les toitures, où la totalité de la structure pourra être en métal.

La comparaison du prix n'est malgré tout pas déterminante, car les ossatures en métal présentent par rapport aux ossatures en béton des avantages certains :

- possibilité de préfabrication poussée en usine, à l'abri des aléas de chantier, par des postes de travail spécialisés dont la productivité peut être augmentée grâce à des équipements et des méthodes appropriés,
- possibilité de modifications faciles de la structure au cours de la vie de l'ouvrage (renforcement, surélévation, suppression de poteaux, etc...),

- possibilité de réduire à l'extrême l'encombrement du chantier et le délai de montage,
- possibilité de réduire le poids des ouvrages et l'encombrement des structures : le métal s'adapte donc parfaitement aux grandes hauteurs et aux grandes portées. C'est le matériaux de choix des gratte-ciel américains, pour la construction desquels l'économie de main-d'oeuvre est d'autant plus appréciable que les salaires sont élevés.

La construction de bâtiments industriels fait aussi très généralement appel à la construction en acier : couvertures, centrales électriques, etc... lorsque le risque de feu est minime.

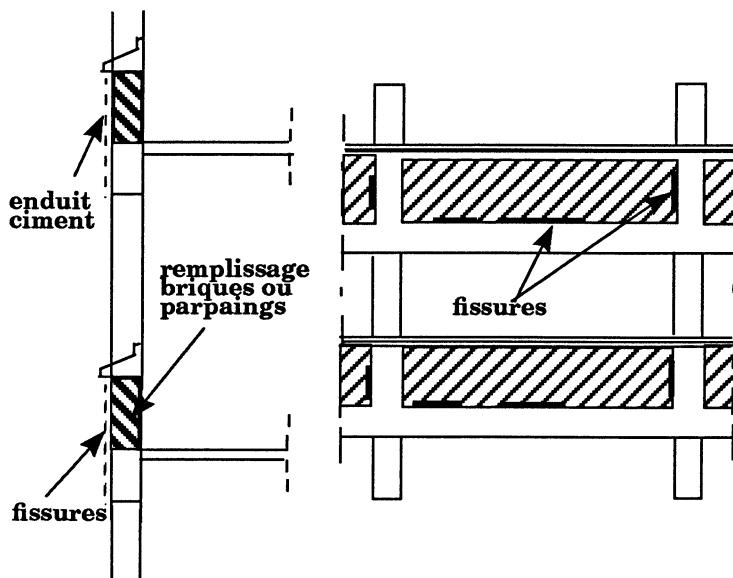
Le choix ne sera donc pas toujours facile. Comme nous le verrons plus loin, c'est peut être dans le mariage béton-métal, comme la tour Maine -Montparnasse, que réside la solution de l'avenir.

2 - REALISATION DES PAROIS EXTERIEURES

Pour tirer au maximum parti de l'intérêt de l'ossature, le remplissage des façades devra :

- être léger, pour ne pas charger l'ossature et ses fondations,
- être mince, pour ne pas encombrer la surface.

La solution classique consiste à monter sur l'ossature des remplissages en briques ou en parpaings creux réalisés en une ou plusieurs épaisseurs. Des précautions spéciales doivent être prises aux points de contact de l'ossature et de ces remplissages : le comportement différent des matériaux du fait, d'une part de leur fonction porteur ou porté, et du fait d'autre part, des dilatations, conduit très souvent à des fissurations désagréables. Il conviendra généralement, pour éviter de tels risques, d'assurer la continuité du remplissage au droit de l'ossature ou, à défaut, de grillager les enduits au droit des fissures éventuelles

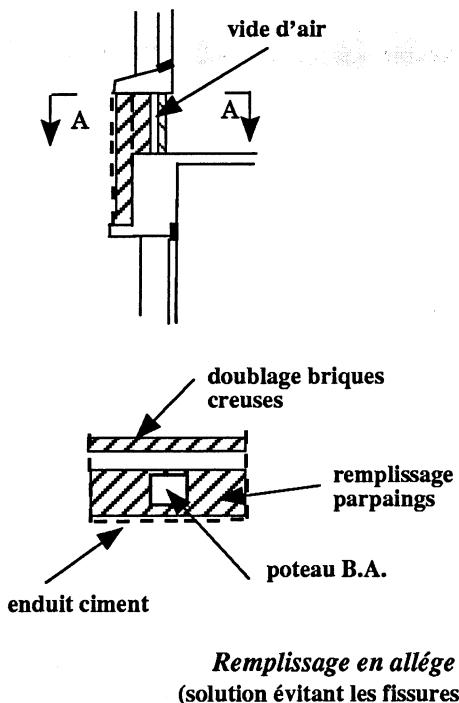


Fissurations entre ossature et remplissages

La solution moderne consiste à suspendre à l'ossature un mur rideau. Un mur rideau est un élément extérieur de fermeture qui est complet en lui-même, avec sa finition extérieure et intérieure, son isolation thermique et phonique, ses fenêtres éventuelles, son indépendance par rapport aux autres parties de la construction et ses moyens de fixation à l'immeuble.

Sa légèreté permet de construire, transporter et poser le mur par grands éléments, en réduisant considérablement le nombre de joints, qui sont toujours une source d'ennuis possibles. Le panneau peut aussi être placé en doublage extérieur d'un remplissage en maçonnerie, on le nomme alors bardage (bâtiments industriels).

Les matériaux utilisés doivent être incombustibles, résistants aux conditions atmosphériques et de belle apparence. On emploie généralement le verre, le verre émaillé, l'amiante-ciment émaillé, l'acier émaillé, l'acier inoxydable, l'aluminium.



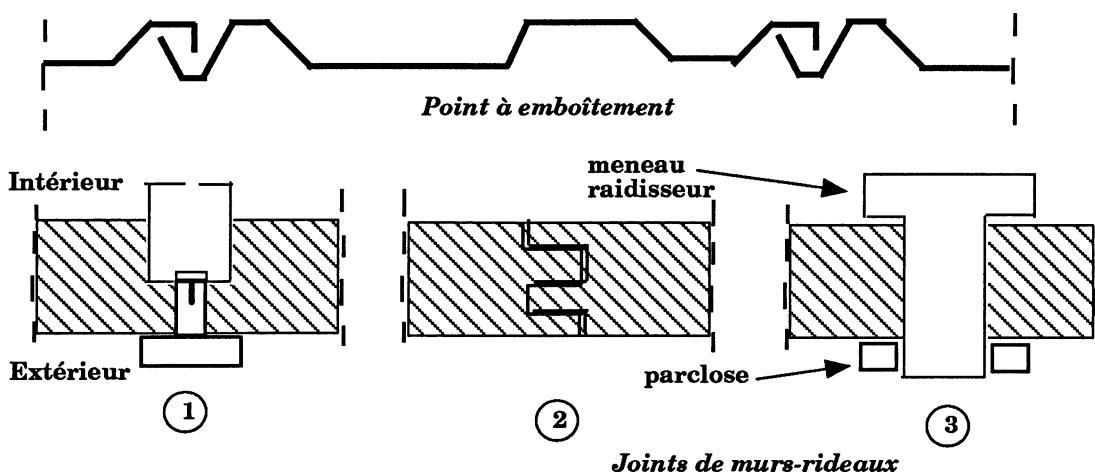
L'architecte souligne généralement le fait que le mur rideau est une "peau" en réalisant une façade relativement plane, où les verticales correspondant aux joints des panneaux sont, le plus souvent, affirmées par des couvre-joints métalliques.

Le mur rideau doit être calculé pour résister aux surpressions locales du vent, qui peuvent atteindre des valeurs beaucoup plus fortes que la pression d'ensemble sur le bâtiment

La forme des joints est étudiée pour obtenir l'étanchéité à l'eau et à l'air, tout en laissant une possibilité de jeu au panneau, pour tenir compte de dilatations importantes et des tolérances dimensionnelles d'exécution du gros œuvre. Elle est prévue également pour permettre l'évacuation éventuelle de l'eau qui aurait pénétré à l'intérieur du joint.

Le plus simple est le joint par emboîtement, utilisé pour les bardages. Les joints plus complexes sont réalisés avec des profilés de recouvrement (1), rainures et languettes (2), avec Meneau Raidisseur et parcloses (3).

Tous ces joints font appel à la mise en œuvre de profilé d'étanchéité en néoprène ou en plastique.



La technique de pose doit concilier le haut degré de précision dimensionnelle des panneaux fabriqués en série avec des moyens mécaniques importants, et les imprecisions de la charpente métallique (de l'ordre de 5 m/m à 1 cm) et de la charpente béton (de l'ordre de 1 à 2 cm).

Le dispositif d'attache doit :

- avoir une résistance suffisante pour reprendre le poids de chaque étage et éviter de charger les éléments inférieurs, qui flamberaient sous cette charge,
- conserver cette résistance dans le temps (desserrage d'écrous, etc...).
- permettre un réglage dans les trois dimensions,
- résister à la corrosion et au feu.

Il existe actuellement sur le marché toute une série de rails réglables et douilles filetées que l'on peut prendre au coulage du béton ou souder sur les charpentes métalliques, qui facilitent ces opérations.

V - LE CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS

Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des forces horizontales dues au vent ou aux séismes, ainsi que sa stabilité vis-à-vis du flambement de ses poteaux sous l'action des charges verticales. D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend, pleins ou avec des ouvertures, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

1 - BATIMENT CONTREVENTES PAR DES MURS DE REFEND EN MACONNERIE OU EN BETON ARME

On simplifie habituellement l'étude de ces systèmes en posant les hypothèses suivantes :

- 1) les planchers sont indéformables dans leur plan
- 2) les refends sont parfaitement encastrés à leur base sur la fondation
- 3) l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien leur variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

Les efforts du vent sont donc transmis par les planchers à l'ensemble des murs de contreventement et se répartissent entre ces différents murs :

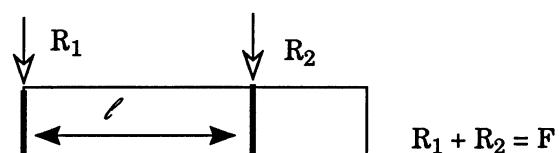
- soit d'une manière isostatique

dans le 1^{er} cas on a $R_1 = F \frac{b}{I}$

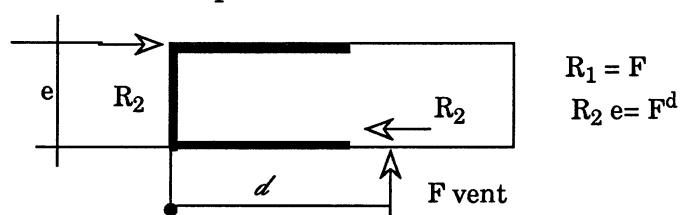
$$R_2 = F \frac{a}{I}$$

dans le 2 ème cas, $R_1 = F$

$$M = F \times d = R_2 \times e$$

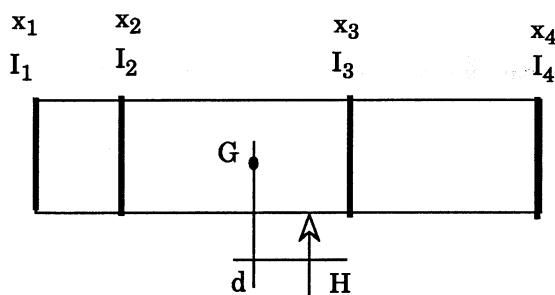


$$R_1 + R_2 = F$$



$$\begin{aligned} R_1 &= F \\ R_2 e &= F^d \end{aligned}$$

- soit d'une manière hyperstatique



C'est le cas général de plusieurs refends d'inertie différente et répartis d'une manière non régulière. L'effort dans chaque refend sera évidemment proportionnel à son inertie et au déplacement qu'il subit. Par suite de l'indéformabilité des planchers, il est évident que le problème posé est équivalent à un problème de flexion composée, dans lequel la section résistance serait constituée par l'ensemble des refends, chaque refend étant affecté d'un coefficient égal à son inertie propre.

Dans cette équivalence :

- l'indéformabilité des planchers correspond à l'hypothèse de conservation des sections planes de Navier-Bernouilli,
- la proportionnalité des efforts et des déplacements, à la loi de Hooke.

On peut donc pour cette section résistante fictive, formée d'éléments de surface unitaire I_1, I_2, I_i calculer la position du centre de gravité G , la surface totale et l'inertie :

soit $S = \sum I_i$ et $I = \sum I_i x_i^2$, x_i étant abscisse du refend d'inertie I_i par rapport à G .

La déformation du bâtiment sera la résultante d'une translation sous l'effet de l'effort horizontal H transporté au droit de G et d'une rotation autour de G créée par le moment $M = H d$ si d est la distance entre le point d'application de H et le point G .

Si la résultante H coïncide avec G , la rotation est nulle et l'effort supporté par un refend est :

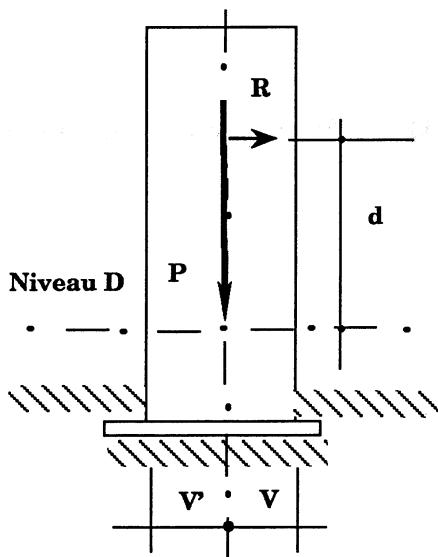
$$R_i = H \times \frac{I_i}{\sum I_i}$$

Si la résultante H est excentrée on applique la formule donnant les contraintes de flexion

composé $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$ qui s'écrit ici $\frac{Ri}{I_i} = \frac{H}{\sum I_i} \pm \frac{Hd}{\sum I_i} \times \frac{x_i}{\sum I_i x_i^2}$

$$\text{soit } Ri = H I_i \left[\frac{1}{\sum I_i} \pm \frac{d x_i}{\sum I_i x_i^2} \right]$$

Il convient donc ensuite d'examiner la stabilité du refend sous l'effort du vent (charge R horizontale) et sous les charges verticales P appliquées à l'ouvrage. C'est un calcul de console en flexion composée. A un niveau donné D les éléments de réduction des forces extérieures sont :



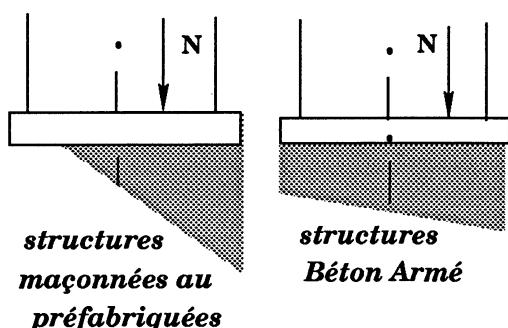
$N=P$ effort normal dû aux charges au dessus de D
 $T=R$ effort tranchant
 $M=Rd$ moment de renversement

On en déduira les contraintes normales sur les fibres extrêmes :

$$n = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \quad \text{et} \quad n' = \frac{N}{S} - \frac{Mv'}{I}$$

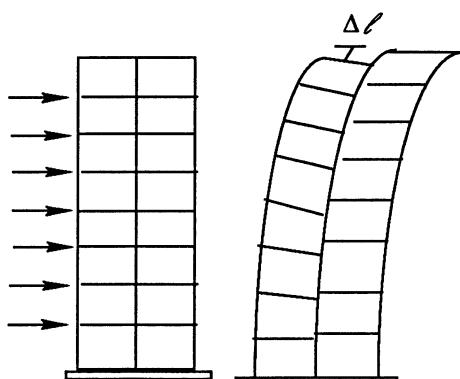
et la contrainte tangentielle maximale $t = \frac{TMs}{eI}$

- S étant la section du mur d'épaisseur e ,
- $\frac{I}{v}$ ou $\frac{I}{v'}$ ses modules de résistance,
- Ms le moment statique par rapport à l'axe passant par le centre de gravité, de la partie de section située d'un côté de cet axe.



Dans le cas de murs de refend en BA, la contrainte n' pourra éventuellement être négative correspondant à une traction ; dans le cas de murs en maçonnerie ou en panneaux préfabriqués dont la résistance à la traction au niveau des joints doit être considérée comme nulle, il conviendra que la contrainte n' reste positive. De même au niveau des fondations, ce n'est que dans le cas de refends en BA que l'on pourra admettre que la résultante sorte du 1/3 central de la surface d'appui (les contraintes étant alors calculées avec la règle du triangle).

Pour les bâtiments en maçonnerie ou préfabriqués il conviendra que le diagramme des contraintes sur le sol soit trapézoïdal.



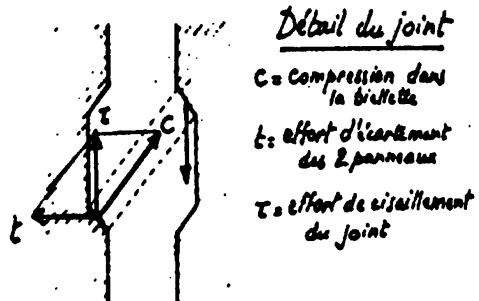
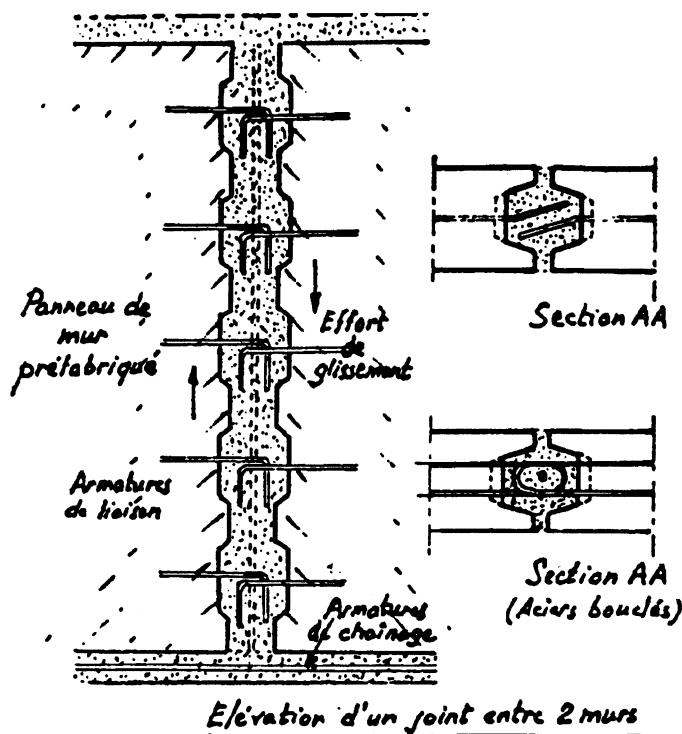
Dans les bâtiments formés de panneaux préfabriqués, il est fréquent que les murs de refend soient constitués de deux ou plusieurs files verticales de panneaux juxtaposés.

La stabilité du bâtiment pourra dans certains cas être assurée par la prise en considération de consoles élémentaires indépendantes fonctionnant chacune pour soi, sous réserve cependant de vérifier que le mouvement différentiel qui en résulte en partie haute soit supportable sans dommage pour la construction (fissures).

Le plus souvent il conviendra d'assurer la résistance au glissement entre les lèvres du joint sous l'effort $F = \frac{TMs}{I}$ pour permettre de considérer dans le calcul l'inertie totale du mur.

A cet effet, les joints sont souvent rendus rugueux ou crantés pour permettre la formation de biellettes à l'intérieur du joint, permettant d'équilibrer les efforts tangents. Ces bielles tendent évidemment à écarter les deux panneaux. Pour compenser l'effort correspondant, on disposera des aciers en attente sur la tranche des éléments venant se recouvrir deux à deux ou, plus simplement, dans les chainages pour équilibrer les efforts de poussée répartis sur la hauteur de l'étage.

Le plus souvent les murs de refend intervenant dans la stabilité comportent des ouvertures. 3 fonctionnements types sont alors possibles:



1. Les ouvertures sont relativement faibles. Le mur se comporte alors comme s'il était plein. Les barettes de liaison seront dimensionnées pour permettre le passage de l'effort tranchant non équilibré au droit de l'ouverture de hauteur h .

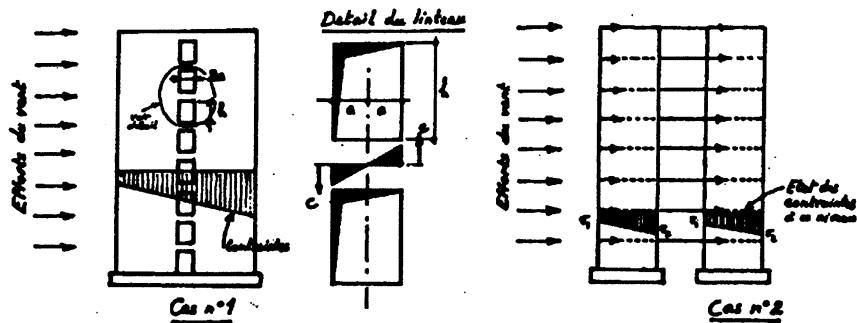
$$C = t \cdot e \cdot h \cdot = \frac{TM_s}{I} h$$

ce qui créera dans le linteau d'ouverture 2a un moment d'encastrement

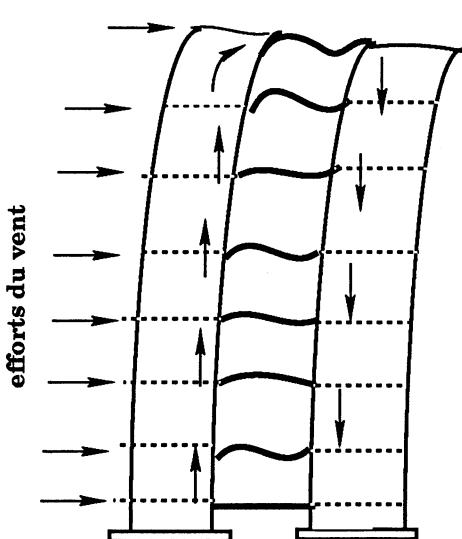
$$M = \pm Ca$$

2. Les ouvertures sont très grandes. Le mur se comportera comme s'il était formé de deux murs indépendants dont la flèche horizontale est la même, du fait des liaisons très souples réalisées par les linteaux.

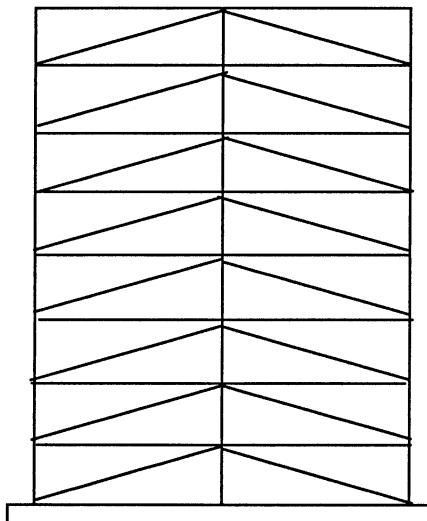
3. Entre ces deux extrêmes, on tiendra compte de la résistance à la flexion des entretoises, qui créera sur chaque mur des réactions élastiques fonction de la raideur relative des murs et des entretoises. La partie comprimée du mur de gauche est alors soulagée par la partie tendue du mur de droite.



L'inertie équivalente du système sera donc intermédiaire entre l'inertie maximale de la section complète (cas n°1) et l'inertie minimale, somme des deux inerties (cas n°2).



Cas n° 5



Contreventement Métallique

On peut assimiler au contreventement par murs de refend le contreventement d'ossatures métalliques à l'aide de plans de triangulation. Le plus souvent ces triangulations sont noyées dans les cloisons séparatives, à moins que dans le cas de constructions répétitives, elles ne soient récupérées après le montage de murs de refend en maçonnerie ou en béton.

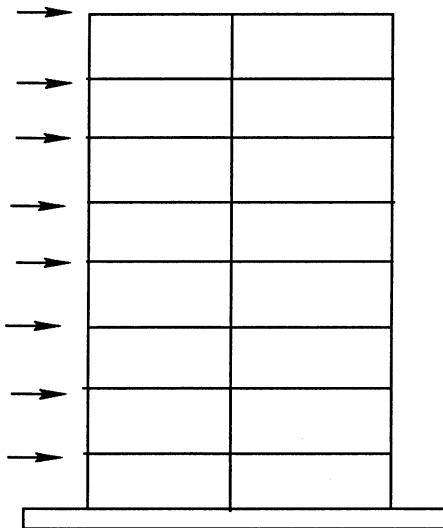
C'est l'enlèvement prématûr de certaines diagonales, alors que les murs nécessaires pour assurer la stabilité n'étaient pas montés, qui a produit, il y a quelques années par flambement des poteaux en partie basse, l'effondrement total d'un immeuble en construction, Boulevard Lefebvre à Paris.

Le système constructif était parfaitement valable. Malheureusement la coordination dans le temps indispensable entre le travail du charpentier et celui du maçon, n'a pas été respectée et l'accident est survenu causant 20 morts parmi le personnel de l'entreprise.

2 - BATIMENTS CONTREVENTES PAR PORTIQUES OU CADRES

Dans ces ossatures en béton armé ou en charpente métallique, le contreventement est assuré par l'encastrement mutuel des poteaux et des poutres supportant les planchers, formant ainsi des portiques encastrés superposés. De tels portiques étaient autrefois fortement renforcés par la mise en oeuvre des cloisons en maçonnerie et les remplissages de façades en briques ou en pierre.

Avec la technique des murs rideaux et des cloisons légères d'aujourd'hui, la rigidité latérale est uniquement dûe au portique. Il en résulte pour les bâtiments très élevés des hauteurs de poutres considérables et des déformations qui peuvent être importantes.



Portiques superposés

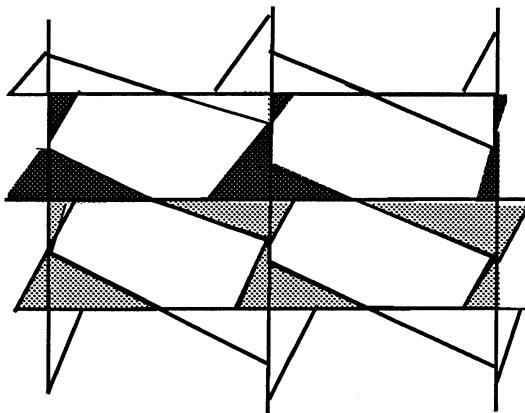


Diagramme des Moments dans les portiques

Les efforts dans les cadres sont généralement déterminés à l'aide de la méthode de Hardy Cross, procédant par itérations successives et permettant en particulier de tenir compte de l'incidence du déplacement des noeuds.

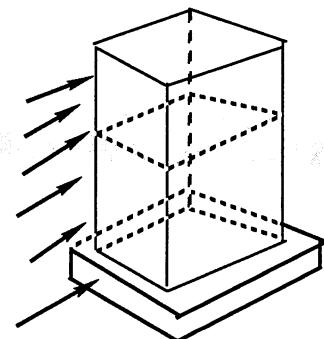
Pour les bâtiments élevés en acier, la majoration de prix découlant de la prise en compte des effets du vent en portique, devient considérable. Par rapport à un bâtiment calculé sans effet de vent, simplement pour supporter les charges verticales, cette majoration peut atteindre 50 % pour un bâtiment de 30 niveaux, 80 % pour 40 niveaux, et près de 150 % pour un bâtiment de 60 niveaux.

3 - BATIMENT CONTREVENTES PAR LA CREATION DE TUBES

3.1 - Tube extérieur

C'est pourquoi de nouvelles structures ont été recherchées pour diminuer cette incidence.

Elles consistent essentiellement à faire travailler l'ossature des façades, en solidarisant les poteaux extérieurs du bâtiment, de façon qu'ils travaillent ensemble à l'instar d'un caisson rigide formant console par rapport au sol. Ces systèmes d'ossature comportent donc :

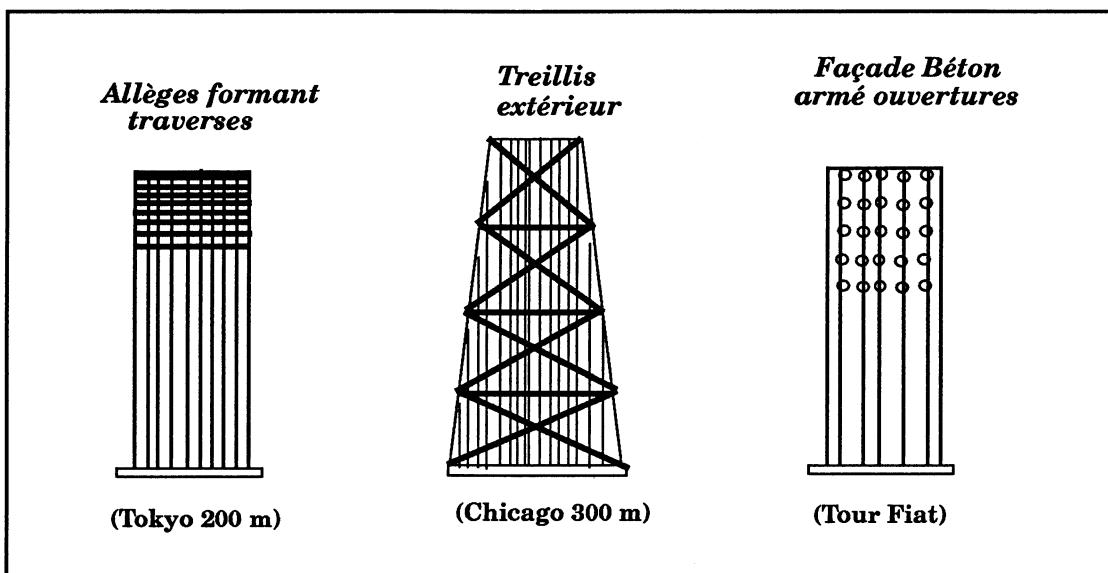


- un tube extérieur composé par les poteaux extérieurs convenablement entretoisés,

- un noyau central formé de poteaux et de traverses, simplement assemblés sans encastrements importants.

De ce fait ces traverses sont beaucoup moins hautes que dans la solution portique. A hauteur égale, elles peuvent franchir des portées plus importantes.

L'entretoisement des poteaux extérieurs peut être réalisé sous forme de cadres à encastrement rigide, formés de traverses de grande hauteur (dans la hauteur de l'allège) et de poteaux rapprochés (formant encadrement des fenêtres) ou mieux, sous la forme plus raide de treillis à petites ou à grandes mailles.

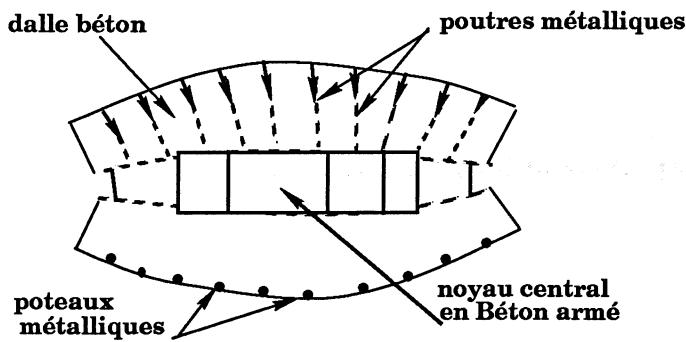


Ainsi, à Chicago a été réalisé le John Hancock Center, bâtiment de 100 étages, dont la résistance aux efforts horizontaux est obtenue par un tube en treillis à grandes mailles, constitué de diagonales et de poteaux assemblés rigidement à chacun de leurs points de croisement, ce qui les fait travailler tous ensemble.

Ce tube extérieur peut également être en Béton Armé. Ainsi la Tour Fiat à Paris La Défense comporte des façades sur plan carré entièrement en Béton Armé. Les ouvertures des fenêtres étant relativement petites l'ensemble se comporte pratiquement comme un tube dont les parois seraient pleines.

3.2 - Tube intérieur

Dans le cas de bâtiments à usage de bureaux, il existe à chaque étage une certaine partie de la surface qui est affectée à des besoins invariables : sanitaires, archives, ascenseurs, escaliers de secours, gaines techniques, etc... Ces différentes surfaces peuvent donc être encloisonnées "ne varietur". Comme il ne s'agit pas de surfaces nobles, elles sont généralement disposées à l'intérieur du bâtiment. On peut donc réaliser en béton armé ce noyau central, sous la forme d'un tube multialvéolaire encastré à la base dans la fondation. Ce tube présente une très grande résistance à la flexion dans toutes les directions ainsi qu'à la torsion ; de plus il est très lourd. Il est donc parfaitement adapté à la reprise des efforts horizontaux qui lui sont transmis par les planchers.



C'est ainsi qu'a été conçue la Tour Maine - Montparnasse. Le noyau central en béton armé supporte la moitié des charges permanentes de l'immeuble et assure à lui seul la stabilité au vent de cette tour de 210 m de hauteur.

Ce noyau a été exécuté à l'aide de coffrages glissants.

Tour Maine - Montparnasse

Les planchers extérieurs métalliques reposent d'une part sur ce noyau et d'autre part sur des poteaux situés derrière les façades. La partie noble de l'ouvrage est ainsi libre de tout point d'appui et l'épaisseur des planchers n'est pas pénalisée par la reprise des efforts du vent.

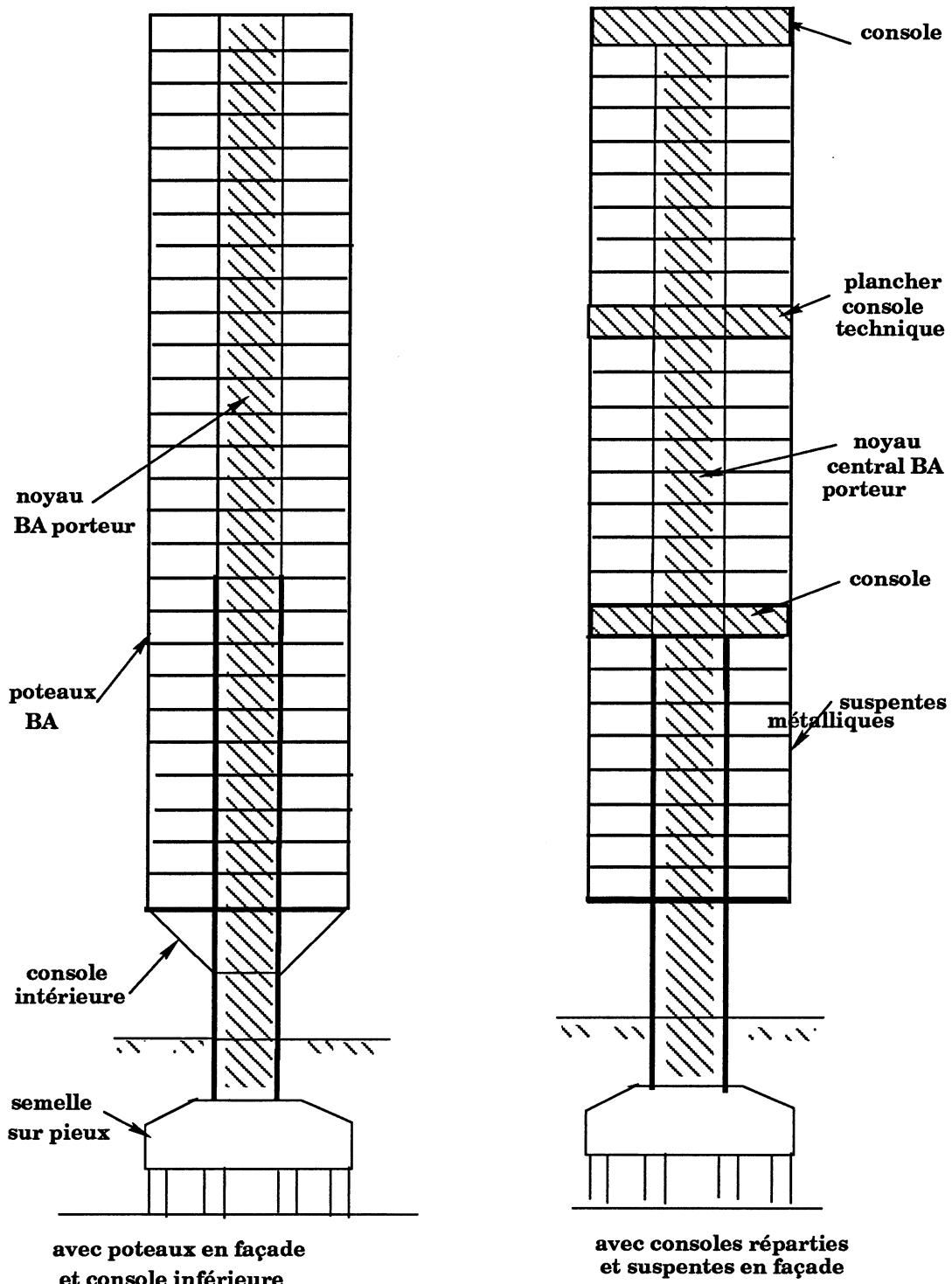
Dans le même esprit, on peut également associer un noyau central en béton Armé coulé en coffrage glissant, avec une structure de rive réalisée en éléments de BA préfabriqués, dont la présence n'est pas prise en compte pour équilibrer les efforts du vent.

On peut même aller plus loin : demander au noyau central de porter toute la charge ce qui améliore encore sa stabilité et conduit à saturer sa capacité de résistance.

A cet effet, tous les 10 étages environ on peut ménager un étage technique, dont on profitera pour l'installation des différents appareillages de conditionnement d'air, etc... Cet étage comportera des poutres de toute la hauteur de l'étage destinées à supporter en porte-à-faux les charges des poteaux de façades de la tranche de 10 étages qui le surmonte.

Ces poteaux ont donc de ce fait un équarrissage très faible, ce qui libère au maximum la surface utile. Par ailleurs cette disposition réduit très fortement l'effet des dilatations différentielles. Plusieurs immeubles ont déjà été réalisés suivant ce principe.

Un projet d'une tour de 200 m de hauteur à la Défense part également du même principe : au lieu de poteaux, on a prévu pour cet ouvrage d'utiliser des suspentes métalliques remontant la charge des planchers jusqu'à la console située plus haut. Ces suspentes peuvent être très fines.



Immeubles à noyau central

La quasi totalité des tours du Front de Seine dans le 15ème Arrondissement de Paris comporte une structure de ce genre. Dans la partie inférieure, sur une dizaine de mètres, seul apparaît le noyau central sur lequel viennent s'encastre les consoles supportant la structure supérieure du bâtiment.

L'encombrement au sol est ainsi très fortement diminué et permet la création des circulations et des parkings nécessaires à cet ensemble de bâtiments.

VI -LES PLANCHERS

1 - PRINCIPAUX CRITERES D'ETABLISSEMENT D'UN PROJET DE PLANCHER

1.1 - Stabilité mécanique

C'est évidemment l'impératif numéro 1 à réaliser. Le plancher doit être capable de transmettre à ses appuis les charges qu'il doit supporter.

1.1.1 - *Charges permanentes* :

Les charges permanentes sont le poids mort, qui peut varier généralement de 200 à 1.000 kg/m² suivant les portées et les charges, le poids des revêtements de sols et de plafonds, de l'ordre de 50 à 150 kg/m², le poids des cloisonnements. Ces charges doivent être évalués correctement.

1.1.2 - *Surcharges d'exploitation* :

En général, il s'agit d'une surcharge répartie. Dans certains cas cette surcharge peut être pondérée en fonction de la dimension de la surface chargée pour tenir compte de la probabilité de décroissance de la surcharge totale lorsque la surface chargée augmente. Ainsi dans un bâtiment industriel, on pourra calculer la dalle de répartition sous une surcharge de 1 T/m², les solives sous une surcharge de 850 kg/m² et les poutres principales pour 700 kg/m².

Les surcharges pourront également être concentrées :

- fixes : massifs de machines, etc...
- roulantes : roues de chariots de manutention, etc...

1.1.3 - *Surcharges climatiques* :

La neige, doit la charge varier avec les régions et l'altitude.

1.2 - Raideur du plancher dans son plan - Chaînages

Le plancher peut intervenir dans la stabilité du bâtiment. Nous avons vu que l'on fait appel dans les bâtiments élevés au fonctionnement du plancher dans son plan comme une poutre horizontale chargée de répartir les efforts du vent ou des séismes et de les transmettre jusqu'aux raidisseurs assurant la stabilité du bâtiment ; de même le plancher assurera les liaisons horizontales ou chaînages entre les différentes façades du bâtiment.

1.3 - Flexibilité - Vibrations

La flèche des éléments constitutifs devra être compatible avec la nature des cloisonnements supportés. C'est ainsi par exemple, que dans les locaux scolaires dont la portée des planchers est de l'ordre de 7 à 8,00 m de nombreux désordres sont souvent constatés dans les cloisons en maçonnerie, du fait d'une flexibilité trop grande des planchers. Les vibrations sont également une source d'inconfort dont il faut se méfier, par exemple dans les bâtiments publics pour des planchers de grande portée supportant des escalators.

1.4 - Sécurité incendie

Leur degré coupe-feu pourra varier de 1/4 d'heure à plusieurs heures, suivant leur destination. Pour des immeubles de logement par exemple, de plus de 28 m de hauteur, cette durée sera de 1 h 1/2. Un plancher séparant un parking souterrain d'un bâtiment de bureaux sera coupe-feu 4 heures. Ce résultat ne pourra être obtenu que par la projection d'un mélange isolant de plâtre et fibre minérale.

1.5 - Isolation acoustique

Cette isolation acoustique, dont nous avons déjà parlé plus haut, devra être étudiée:

- vis-à-vis des bruits aériens,
- vis-à-vis des bruits d'impact.

1.6 - Isolation thermique

Dans certains cas enfin on peut demander au plancher de jouer le rôle d'écran thermique, par exemple sous une terrasse ou sur un sous-sol ou vide sanitaire non chauffé. En général, cette fonction sera remplie par un matériau isolant d'addition disposé au-dessus ou au-dessous du plancher (polystyrène expansé, liège, fibre de bois agglomérée au ciment, etc...)

1.7 - Epaisseur du plancher

Le coût d'une construction, surtout pour des bâtiments élevés, dépend de son volume intérieur. Un bâtiment plus haut implique une plus grande surface de murs extérieurs et de cloisons intérieures, des escaliers et des trémies d'ascenseurs plus importants, une plus grande longueur de tuyaux et de gaines pour canalisations. Généralement, la hauteur des étages est fixée de plancher à plafond : un plancher mince implique donc une économie globale sur tous les postes précédents. Il permettra de loger un étage de plus dans le volume imposé. Il permettra également de diminuer la prise au vent des bâtiments élevés.

1.8 - Aspect du plafond

Selon l'aspect recherché, le plafond peut jouer un rôle important dans la détermination du choix du plancher : ce plafond doit-il être lisse ? (par exemple dans les logements) ou être réalisé à l'aide d'un faux plafond suspendu au plancher, au-dessus duquel peuvent être disposés des éléments de second oeuvre ? Ou peut-il rester apparent même s'il est nervuré ? Dans certains cas, même, on cherchera à tirer un parti architectural des nervurations (plancher triangulaire du C.N.I.T)

1.9 - Incidences du second oeuvre

Un projet de plancher sera souvent tributaire du second oeuvre, ne serait-ce que par les trous pour canalisations qu'il convient d'y ménager. La réservation de ces trous au moment de l'exécution sera une source d'économies considérables vis-à-vis de leur percement après coup, à la demande. On pourra également prévoir l'incorporation de canalisations de chauffage, de canalisations électriques ou autres, permettant de réaliser une économie sur ces corps d'état.

2 - DIFFERENTS TYPES DE PLANCHERS

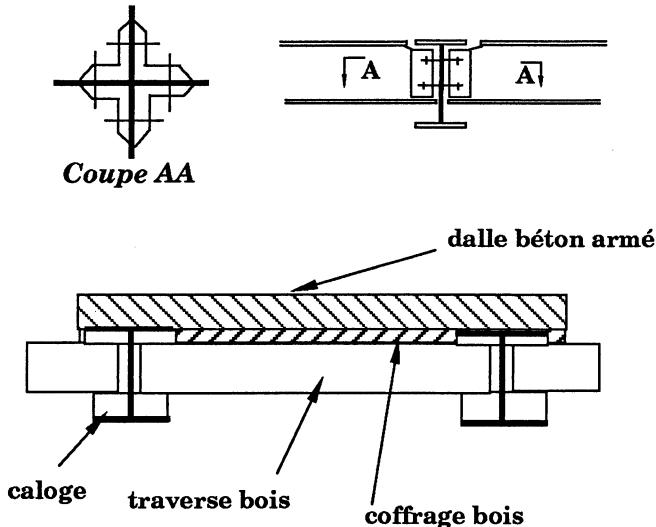
2.1 - Planchers en bois

Nous les citerons pour mémoire : il s'agit de planchers en bois. Ils sont utilisés dans la construction de maisons individuelles. Ils sont économiques, peu sonores mais résistent mal à l'eau et aux moisissures, surtout si les solives qui en constituent l'ossature sous forme de madriers à raisons de 2 par mètre, par exemple, sont encastrées dans les murs. La surface de circulation peut être constituée par des panneaux de particules agglomérées.

2.2 - Planchers métalliques

Ils permettent de grandes portées et sont facilement modifiables mais résistent mal aux incendies, à la corrosion et sont sonores. Ils nécessitent la mise en œuvre de béton armé pour réaliser la surface de circulation.

Les éléments porteurs sont constitués par des solives portant dans une seule direction, formées par des profils du commerce IPN ou IPE. Ces solives s'appuient en général sur des poutres principales perpendiculaires par l'intermédiaire de cornières sur lesquelles elles sont boulonnées. Si l'on veut obtenir une arase parfaite des solives sur les poutres, il faut évidemment gruger les ailes de la solive. La dalle de circulation est généralement réalisée en béton armé :

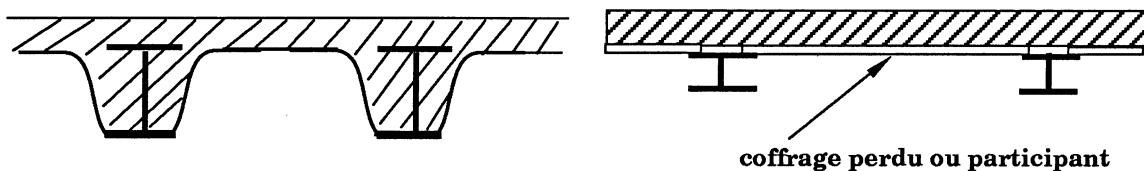


Plancher métallique à dalle BA

- soit coiffée en prenant appui sur l'aile inférieure des I, à l'aide d'un coffrage récupérable,

- soit coiffée avec un coffrage perdu en tôle nervurée, en bois reconstitué ou en terre cuite.

Certains de ces coffrages permettent d'enrober l'âme du fer, ce qui procure une protection supplémentaire vis-à-vis du feu.



2.3 - Planchers en béton armé ou précontraint

C'est le type le plus employé. Il résiste bien aux incendies, à la corrosion, est très rigide dans son plan de chaîne et efficacement les bâtiments. Il permet difficilement des transformations.

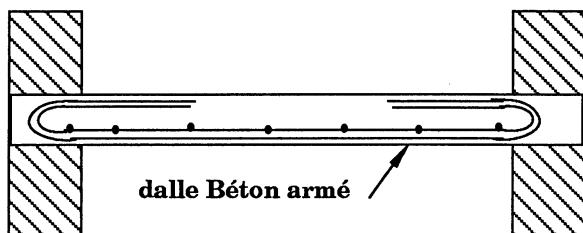
Le coffrage de ces planchers représente entre 30 et 50 % de leur prix; tous les efforts portent donc vers la simplification de ce coffrage.

2.3.1 - *Planchers portant dans une seule direction*

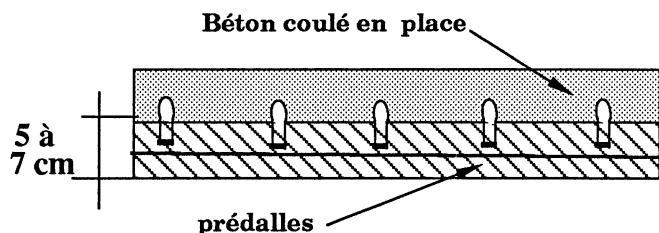
2.3.1.1 -

Le plus simple est la dalle mince d'épaisseur constante, variant entre le 1/20 et le 1/30 de la portée. Son coffrage est simple : il peut être réalisé à l'aide de grandes tables facilement récupérables, permettant d'obtenir au décoffrage une surface suffisamment lisse pour recevoir directement la peinture. C'est la forme la plus employée dans les structures de logements, exécutées en place.

Cette dalle peut également être préfabriquée :



Soit sous la forme d'une dalle de toute l'épaisseur, que l'on pose directement sur ses appuis sans étais intermédiaires, et que l'on chaîne alors avec le reste de la structure.



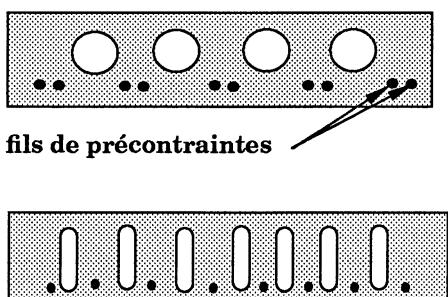
Soit sous la forme d'une dalle d'épaisseur réduite ou pré dalle, formant coffrage perdu. Cette pré dalle peut être réalisée en BA ou en BP par fils adhérents

Dalles précontraintes

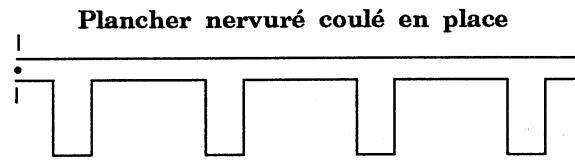
Sa surface est traitée d'une manière rugueuse, pour assurer la résistance au glissement avec le béton de 2 ème phase coulé sur place. Cette pré dalle nécessite un étalement provisoire, à moins qu'elle ne comporte des raidisseurs métalliques incorporés généralement en tôle pliée, lui permettant de supporter le poids de la dalle coulée en place.

- soit sous la forme d'une dalle précontrainte par fils adhérents munie d'évidements circulaires ou rectangulaires à bords arrondis, obtenus généralement par coffrage glissant.

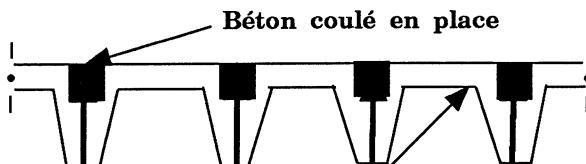
2.3.1.2 -



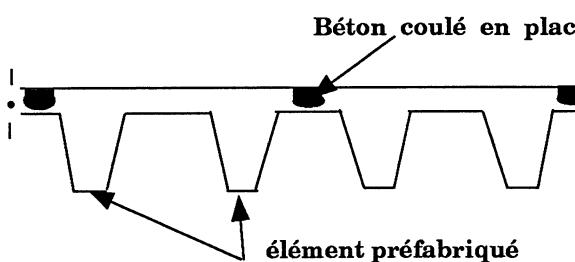
Lorsque la portée augmente, on cherche à diminuer le poids de la dalle et surtout à supprimer le béton tendu inutile : Partant d'une dalle pleine d'une épaisseur donnée, on obtient donc de cette manière une dalle nervurée où seule est conservée la dalle de compression et la section minimale de béton nécessaire pour résister à l'effort tranchant.



Une telle dalle est plus difficile à coiffer et sa sous-face n'est souvent acceptable que pour des locaux industriels : la nécessité de prévoir souvent un faux plafond en diminue l'intérêt. C'est pourquoi on essaie de pallier à ces deux inconvénients :



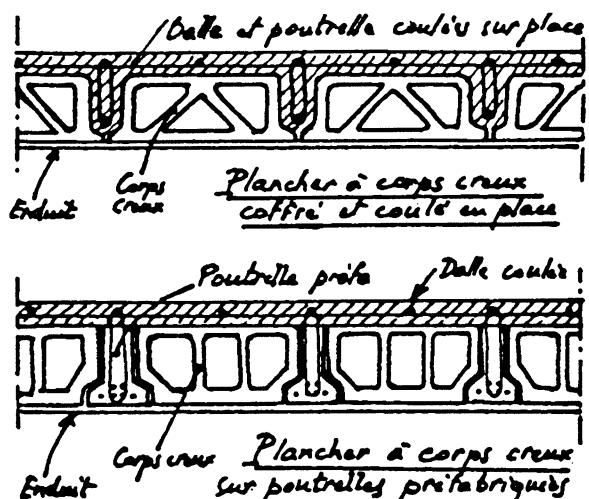
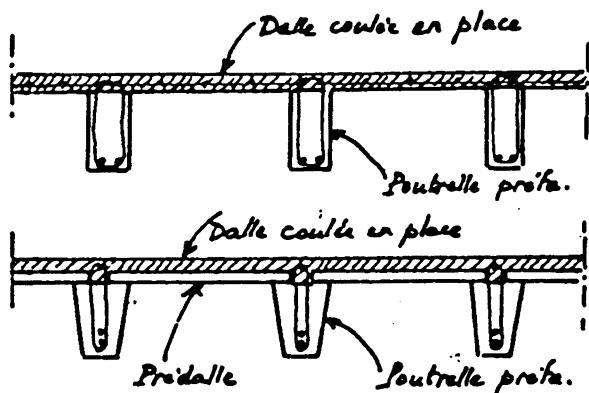
Soit par la préfabrication de caissons de longueur égale à la portée du plancher que l'on juxtapose ou de nervures autoportantes sur lesquelles on vient fixer un coffrage simple ou poser des prédalles.



Soit par l'utilisation d'éléments alvéolaires de remplissage appelés corps creux formant coffrage perdu. Ces planchers peuvent être soit coulés en place sur un coffrage identique à celui des dalles pleines, soit préfabriqués à l'aide de poutrelles en BA ou en BP.

Les corps creux peuvent être en béton, en terre cuite, en polystyrène, en fibre de bois, etc... la sous-face nécessite un enduit de redressement. Il existe un très grand nombre de systèmes de planchers de ce type.

A noter les ruptures qui sont intervenues quelques années après leur mise en service, de la partie inférieure de corps creux céramiques dont la fabrication laissait à désirer. Un contrôle strict s'impose donc



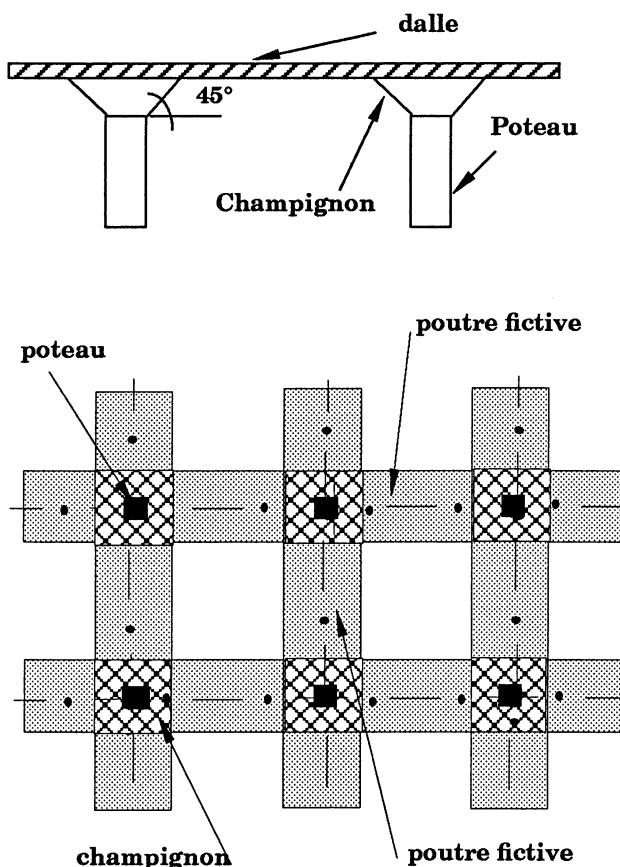
2.3.2 - *Planchers portant dans deux directions*

2.3.2.1 -

Le plus simple est la dalle mince portant dans deux directions dont l'épaisseur constante, varie entre le $1/30^\circ$ et le $1/40^\circ$ de la portée. C'est la solution la plus employée pour les planchers d'habitation préfabriqués : on l'appuie sur les 4 murs limitant une pièce d'habitation.

2.3.2.2 -

Lorsque les appuis sont constitués par des poteaux, on utilise les planchers champignons, constitués par une dalle pleine dont l'épaisseur est renforcée au droit des poteaux par la constitution d'un chapiteau formé d'un tronc de pyramide ou d'un tronc de cône, dont la petite base vient coiffer exactement la tête du poteau et s'élargit ensuite jusqu'à la face inférieure de la dalle.



C'est cette solution qui est employée pour les planchers du type Lift-slab.

Dans ce système, les planchers-dalles sont coulés au niveau du sol, les uns sur les autres, avec l'interposition d'un film plastique, empêchant le collage de la dalle supérieure sur la dalle inférieure. On ménage également un vide à l'emplacement des poteaux. On soulève ensuite l'ensemble des n planchers jusqu'au niveau du 1er étage, en prenant appui sur des poteaux métalliques disposés dans les trous réservés à cet effet.

On accroche alors le plancher du 1er étage sur ces poteaux et l'on soulève à nouveau l'ensemble des n - 1 planchers jusqu'au 2 ème étage, où l'on abandonne à nouveau le plancher inférieur et ainsi de suite jusqu'en haut de l'édifice.

Un tel dispositif permet de diminuer le taux de cisaillement du béton à la fonction dalle-poteau, par l'augmentation du périmètre cisaillé.

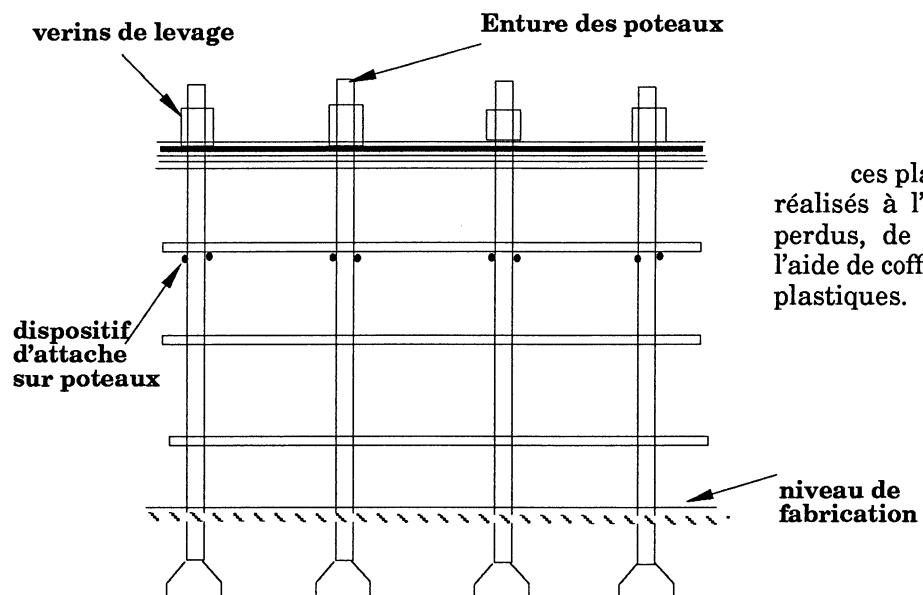
Le calcul d'une tel ouvrage s'effectue en assimilant à des poutres les bandes de hourdis s'appuyant sur les poteaux.

Les bandes intermédiaires s'appuient sur ces bandes, qui constituent pour elles des appuis élastiques. Il résulte de ce fait une répartition des Moments de flexion dans une direction, entre les bandes sur appuis (axées sur les piliers) et les bandes centrales (axées sur les milieux des panneaux). Les coefficients de répartition sont donnés dans le CCBA 68.

A l'extrême on peut supprimer le chapiteau et réaliser un plancher-dalle d'épaisseur constante en renforçant éventuellement la dalle au droit du poteau par des chevêtrées métallique.

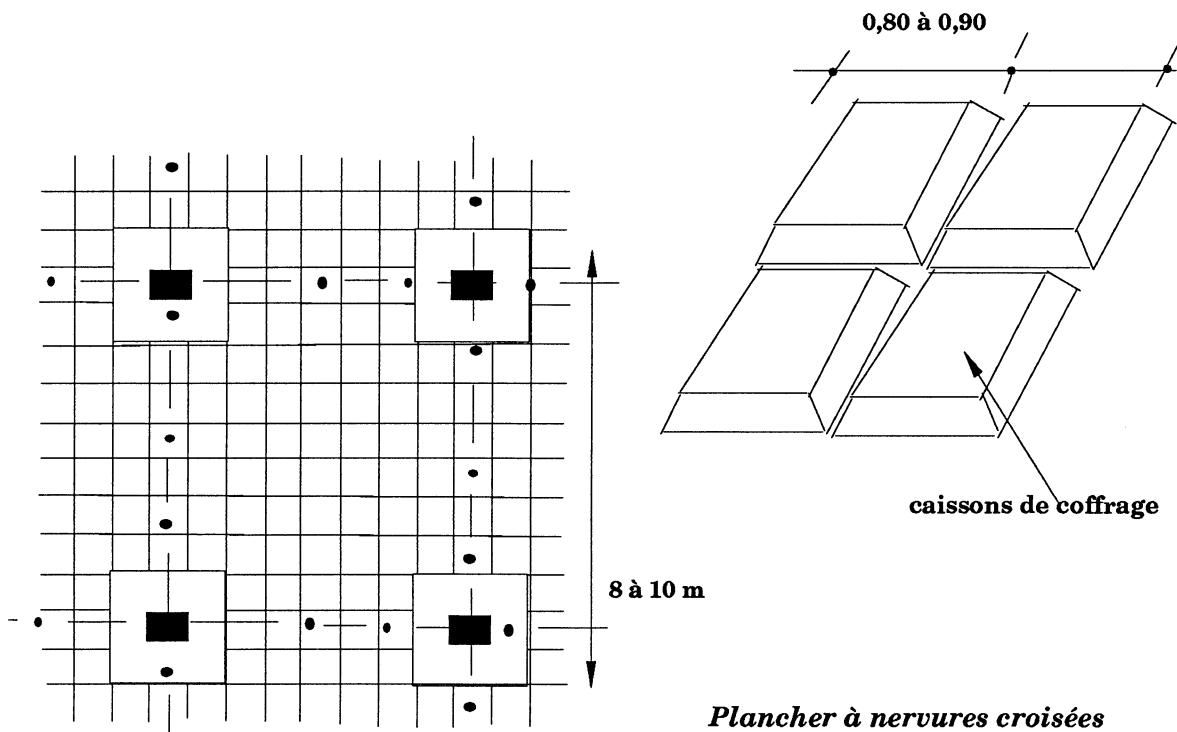
2.3.2.3 -

Lorsque les portées deviennent trop importantes, on diminue le poids de la dalle pleine en réalisant des planchers à nervures croisées.



ces planchers peuvent être réalisés à l'aide de corps creux perdus, de forme carrée, ou à l'aide de coffrages métalliques ou plastiques.

Procédé Lift- Slab



Plancher à nervures croisées

3 - METHODES DE CALCUL DES PLANCHERS EN BA ET METAL

Théoriquement les poutrelles et les poutres des planchers en BA devraient être calculées par les méthodes classiques de la R.d.M. pour les poutres continues. Ce calcul précis serait cependant illusoire du fait :

- de l'incertitude sur la largeur de table à prendre en compte pour la poutre en T, constituée par la dalle associée à la nervure et qui conditionne l'inertie de la poutre : cette inertie est pratiquement variable tout le long de la poutre.
- de l'incertitude sur le module de déformation E, variable avec les contraintes,
- de la flexibilité des poutres principales, qui constituent autant d'appuis élastiques,
- de l'échelonnement dans le temps des opérations de coulage et de décoffrage, qui est pratiquement impossible à prendre en compte dans les calculs.

Par ailleurs une réserve de sécurité existe du fait de l'adaptation par fissuration du béton, comme nous l'avons vu au chapitre consacré aux aciers pour BA.

C'est pourquoi les règles CCBA 68 donnent des règles de calcul simplifiées pour déterminer la valeur des moments sollicitants des poutres et des poutrelles de planchers courants.

De même les règles CM 66, prenant en compte les réserves de plastification du métal, édictent des règles forfaitaires pour le calcul des moment.

L'étude des ouvrages relativement complexes que constituent les planchers se trouve, de ce fait, considérablement simplifiée.

VII - L'ETANCHEITE DES CONSTRUCTIONS

1 - PROTECTION CONTRE LES EAUX SOUTERRAINES

Le problème est différent suivant qu'il s'agit de se protéger :

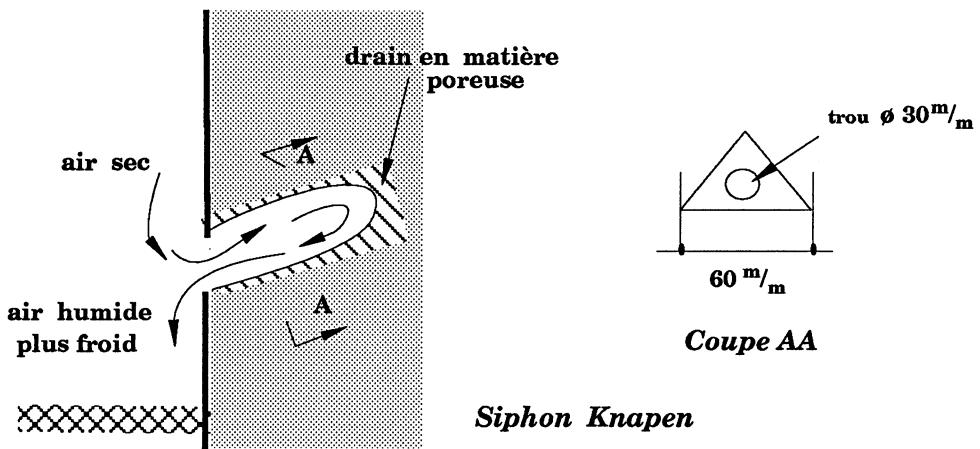
- de l'humidité du sol, dûe essentiellement aux eaux de ruissellement,
- des eaux de circulation dans le sol et des nappes phréatiques.

Dans le premier cas, il faut éviter les pénétrations d'humidité dans le bâtiment par effet de capillarité : dans le second cas, il faut remédier à la perméabilité des parois enterrées en béton ou en maçonnerie.

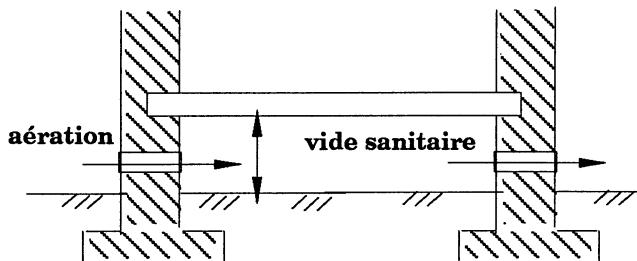
1.1 - Assainissement

L'assainissement de la construction peut être obtenu par un drainage périphérique réalisé en pierres sèches, relié de préférence à un égout ou tout au moins à un écoulement naturel. Une peinture bitumineuse appliquée sur le parement extérieur des maçonneries, complétera le dispositif.

Afin d'éviter la remontée capillaire d'humidité, on interposera dans les murs, au niveau du rez-de-chaussée, une barrière d'étanchéité, constituée d'une chape en mortier riche ou en produit bitumineux. Pour assainir le pied des murs d'une construction existante, on utilise les siphons Knapen, drains en matière poreuse, ouverts vers l'extérieur, qui attirent l'humidité du mur, par capillarité. L'air sec qui pénètre dans le siphon se sature au contact du drain et devient, de ce fait, plus lourd par refroidissement. Il s'écoule donc vers le bas, ce qui réalise une sorte de siphonnage continu et l'assèchement corrélatif de la construction.

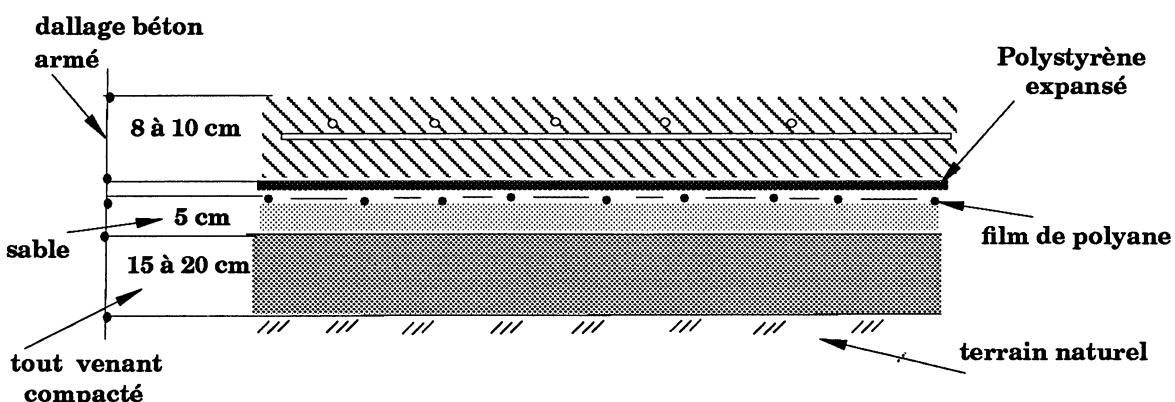


Dans le cas d'un immeuble sans sous-sol, deux principes peuvent être utilisés pour éviter les remontées d'humidité dans les planchers du rez-de-chaussée :



soit la création d'un vide sanitaire aéré, qui empêche le contact du plancher avec le sol.

Soit l'exécution du dallage sur le sol, avec interposition d'une barrière étanche réalisée à l'aide de produits isolants, tels qu'un film de polyane ou de feutre bitumé et des plaques de polystyrène expansé. Ce dispositif est évidemment beaucoup moins coûteux que le précédent. S'il est réalisé avec soin il peut être aussi efficace.



1.2 - cuvelage

Pour se protéger d'une nappe dont la pression hydrostatique peut être parfois considérable, de l'ordre par exemple de quelques mètres de pression il faut réaliser une barrière étanche continue, appelée cuvelage.

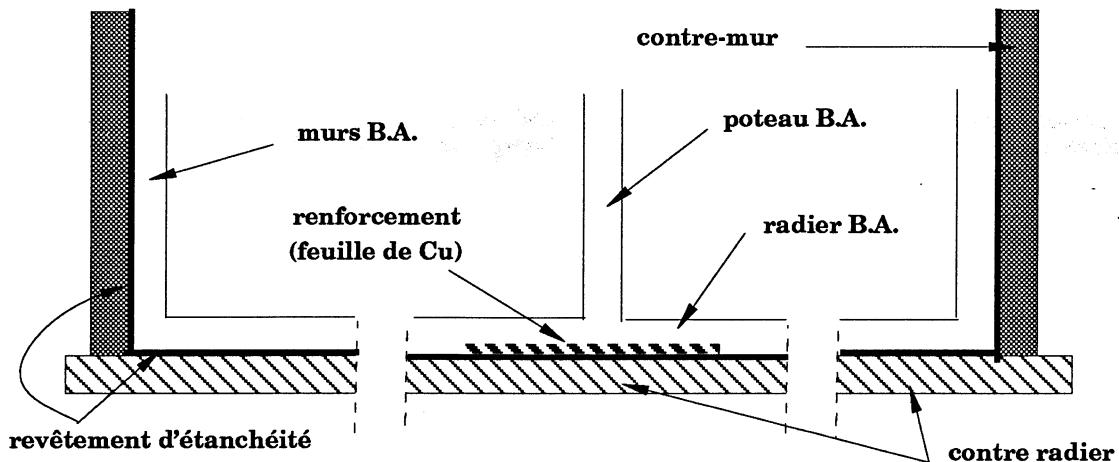
Cette barrière peut être placée à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure porteuse du bâtiment.

1.2.1 - Extérieur

A l'extérieur : la barrière est généralement constituée par de l'asphalte ou par un revêtement multicouche comportant plusieurs feutres bitumés collés entre eux. Pour permettre l'application de ce revêtement, il faut donc d'abord réaliser un contre-radier en béton, sur lequel sera exécuté le revêtement étanche. Sur ce radier sera alors réalisée la structure porteuse du bâtiment, constituée d'un radier continu et de murs périphériques.

Si le bâtiment comporte des poteaux isolés très chargés ou repose sur des pieux, il conviendra de renforcer localement le revêtement étanche, par mise en œuvre en sandwich d'une feuille métallique telle que du cuivre, permettant d'éviter le poinçonnement de l'étanchéité.

Après exécution des parois verticales du cuvelage, on les revêtira du matériau d'étanchéité que l'on raccordera soigneusement avec l'étanchéité du radier. On montrera ensuite un contre-mur pour le protéger (généralement en maçonnerie). Pour éviter le raccordement délicat au niveau du radier, on exécute parfois l'ensemble du cuvelage avant l'exécution de la structure porteuse.

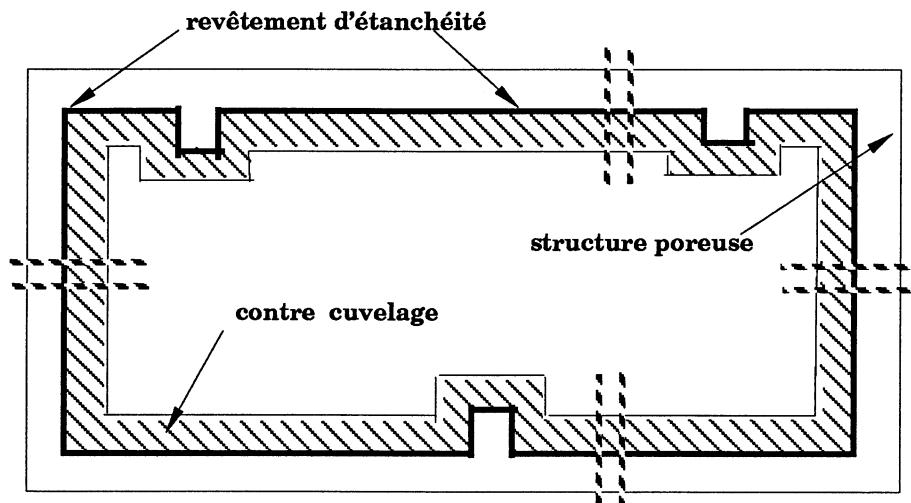


Coupe verticale sur cuvelage extérieur

Il faudra particulièrement veiller pendant l'exécution de l'enceinte étanche, à maintenir par pompage le niveau de l'eau dans le terrain, largement en-dessous du niveau de la chape étanche. Tant que celle-ci n'est pas contrebutée par le cuvelage proprement dit, elle est extrêmement vulnérable à des sous-pressions qui la déchirent. Toute réparation ultérieure est impossible.

1.2.2 - *Intérieur*

Le risque précédent peut être diminué en réalisant le revêtement noir étanche à l'intérieur de la structure porteuse. Cependant, il reste nécessaire, pour buter l'étanchéité, de réaliser un contre cuvelage, dont la forme risque d'être beaucoup plus compliquée, puisqu'obligé de contourner toutes les saillies existant dans le sous-sol.



Coupe horizontale sur cuvelage intérieur

C'est pourquoi on utilise dans ce cas en général un revêtement étanche au mortier de ciment spécial, comportant des hydrofuges. Ces hydrofuges, généralement des silicates alcalins, procurent avec la chaux du ciment, un système cristallin secondaire qui remplit les vides de structure restant dans le mortier normal durci et supprime, de ce fait, sa capillarité. En outre, l'addition de produits hydrophobes transforme la succion capillaire en répulsion. Le mortier hydrofugé est appliqué sur le cuvelage en plusieurs couches successives, pour réaliser une épaisseur totale de 4 à 5 cm. Les fuites éventuelles provoquées par une fissuration du gros oeuvre peuvent être ultérieurement colmatées. Il n'est pas nécessaire de faire un contre cuvelage. Le seul inconvénient consiste dans la difficulté de réaliser des scellements dans de tels ouvrages.

Ces mortiers hydrofuges sont également employés avec succès pour réaliser la barrière étanche au pied des murs.

On utilise plutôt maintenant des enduits minces à base de résines époxy ou de polyuréthane.

2 - PROTECTION DES FACADES CONTRE LA PLUIE

2.1 - Protection contre les infiltrations

Dans les constructions traditionnelles à murs porteurs, de nombreuses précautions étaient prises pour écarter les eaux de pluie du plan des façades, pour éviter les infiltrations :

- corniches saillantes revêtues de zinc,
- encadrements de fenêtre saillants,
- appuis de baies en pierre couronnant le mur d'allège sous la fenêtre, afin d'éviter la pénétration de l'eau par la tranche du mur beaucoup plus vulnérable, parce que composite.

Ces différents reliefs sont munis de gouttes d'eau, destinées à empêcher l'eau de courir en sous-face de ces éléments saillants, en réalisant la cassure du film d'eau.

2.2 - Protection contre les effets de la capillarité

Les façades en maçonnerie ou en béton peuvent également laisser passer l'humidité par capillarité. Les méfaits de la pénétration capillaire sont plus fréquents que ceux des infiltrations et contrairement à ce que l'on pourrait penser, plus nocifs. Par capillarité, l'eau se propage insidieusement, de proche en proche, parfois fort loin de son point d'origine.

On s'en protège dans les façades en béton préfabriquées par une finition très soignée de la surface ou par la prise au coulage de revêtements durs tels que la pâte de verre ou le grès cérame.

On dispose en outre d'adjuvants hydrofuges de surface : ce sont généralement des solutions à base de dérivés de silicones.

Leur action est spectaculaire, car étant totalement hydrophobes, ces produits empêchent les matériaux qui en sont enduits de se mouiller : l'eau glisse sur un matériau traité aux silicones, sans le mouiller.

Pour les matériaux calcaires, on dispose également de peinture telles que les fluates ou fluosilicates alcalins qui, avec la chaux, donnent des sels calcaires insolubles, permettant d'atténuer la capillarité des matériaux.

3 - COUVERTURE DES BATIMENTS

La couverture est destinée à mettre hors d'eau le bâtiment d'une manière parfaite et durable et, de plus, à améliorer l'isothermie de l'ensemble. Deux techniques peuvent être employées :

- **couvertures inclinées**, solution ancienne faisant appels à de très nombreux procédés, mais nécessitant la construction d'une charpente ménageant un comble, solution permettant de franchir des portées importantes : d'où son emploi encore conservé en couverture industrielle.
- **couvertures en terrasse**, solution moderne, limitant le volume des bâtiments, consistant à réaliser une protection étanche du dernier plafond de l'immeuble. Cette solution est souvent moins coûteuse lorsque les portées sont faibles, ce qui est généralement le cas des bâtiments d'habitation. Elle est également moins coûteuse vis-à-vis de la sortie en toiture des cheminées et ventilations.

Nous nous limiterons pour l'instant à l'étude de la couverture des bâtiments civils, par opposition à la couverture des bâtiments industriels, que nous examinerons plus loin.

3.1 - couvertures inclinées

L'étanchéité est généralement obtenue par le recouvrement mécanique d'éléments constitutifs de plus ou moins grandes dimensions. La pente de la couverture est donc fonction de la nature des matériaux employés. Elle descend rarement en-dessous de 8 %. Le poids mort est fonction de la nature mais aussi du recouvrement des éléments employés.

Les matériaux de couverture peuvent être d'origines diverses :

naturelle : ardoises (40 kg/m^2).

artificielle : tuiles en matériau céramiques ou en béton, tuiles plates, tuiles canal, tuiles mécaniques (de 35 à 90 kg/m^2), amiante-ciment ondulé (15 à 20 kg/m^2), plastiques ondulés.

métallique : zinc, cuivre, plomb, aluminium, acier ordinaire ou inoxydable (de 10 à 20 kg/m^2)

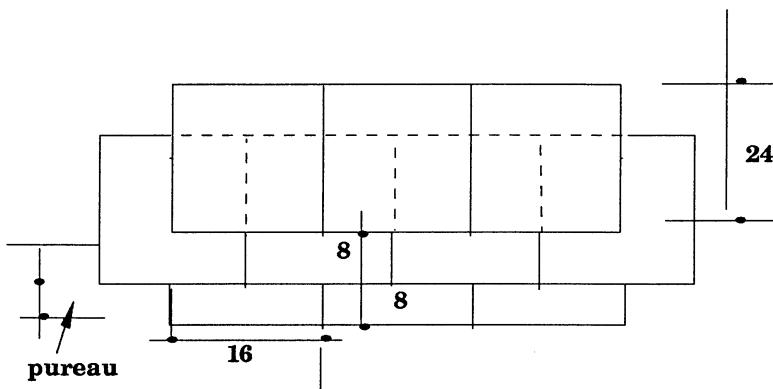
Le support de ces matériaux peut être :

- continu à l'aide de planches jointives ou de panneaux d'agglomérés de bois (ardoises, tuiles canal - (pente 15°) - zinc, plomb (5°)).
- discontinu, sous la forme d'un lattis plus ou moins rapproché (de $0,08$ à $0,30 \text{ m}$) (ardoises, tuiles plates ou mécaniques).
- discontinu à grandes mailles variables de $1,00$ à $3,00 \text{ m}$ environ, pour des éléments nervurés autoporteurs (amiante-ciment ondulé, bacs nervurés, métalliques Alu ou Acier).

3.1.1 - *Couvertures classiques*

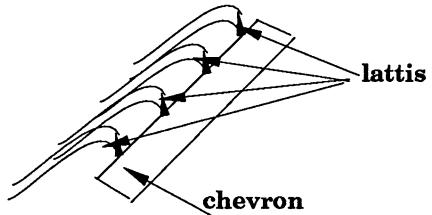
Examinons, par exemple, pour fixer les idées, le cas d'une couverture à double pente, réalisée en tuiles plates. Ces tuiles présentent une forme rectangulaire de dimensions $24 \times 16 \text{ cm}$. Elles sont munies à leur partie supérieure de deux ergots qui permettent de les accrocher sur un lattis en bois au pas de 8 cm

De cette façon, la partie apparente des tuiles ou "pureau" n'est égale qu'au 1/3 de la longueur de la tuile. D'un lit à l'autre les tuiles sont croisées.

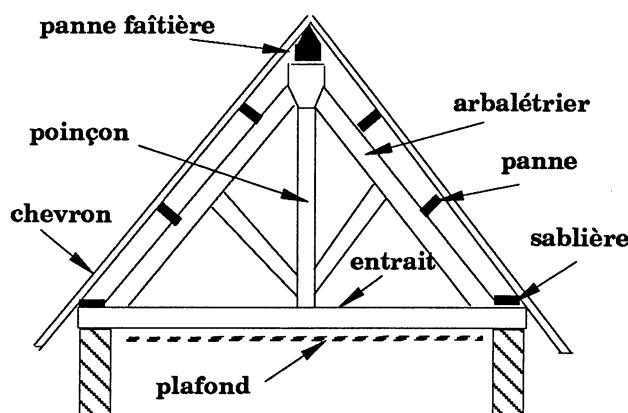


Il faut donc 78 tuiles, au mètre carré, ce qui correspond à un poids de 65 kg/m^2 de rampant. Pour avoir une étanchéité satisfaisante, ces tuiles doivent être montées avec une pente minimale de 45° .

Le lattis est cloué sur des chevrons d'équarissage 8×8 écartés de 33 cm entre axes qui reposent sur des pannes écartées de l'ordre de 2,00 à 2,50, elles-mêmes supportées par les murs pignons du bâtiment ou par des fermes écartées de 4 à 5,00 m

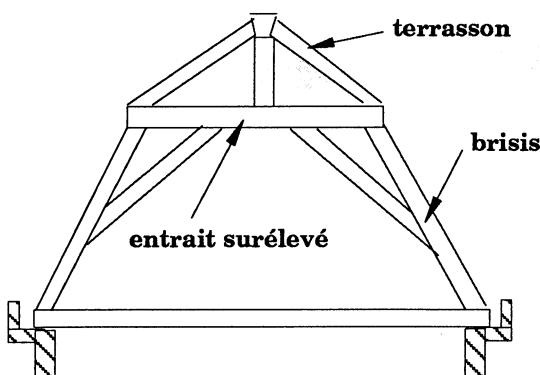


Coupe sur une ferme



On voit donc la somme d'opérations coûteuses en main-d'œuvre que représente une telle couverture. Le volume récupéré sous la charpente est un volume par ailleurs peut utilisable. Pour avoir des combles habitables, il faut créer des fermes à entrail surélevé : c'est le comble à la mansard, composé de deux pentes différentes :

Ferme à la Mansard



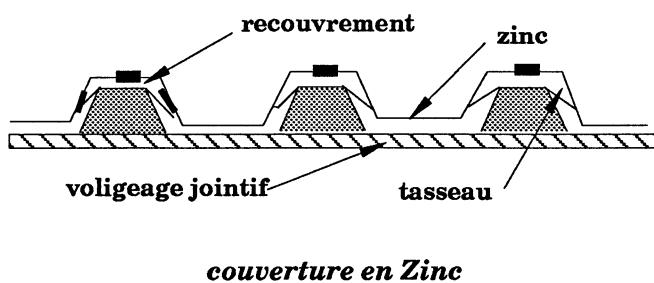
Le terrasson, partie relativement peu pentue, généralement couvert en zinc,

le brisis, partie inclinée, généralement couvert en ardoises.

Ce genre de couverture n'est plus guère réalisé actuellement que dans des immeubles de luxe ou pour la conservation des monuments historiques. Les "compagnons" capables d'exécuter un tel travail deviennent de plus en plus rares.

3.1.2 - Couvertures inclinées évoluées.

C'est dans le but de diminuer le prix de revient que d'importantes recherches ont été conduites dans le sens d'utiliser des matériaux en feuilles nervurées.



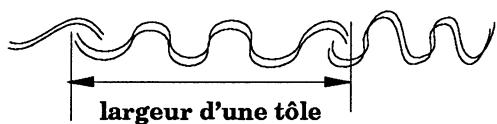
Ces métaux en feuilles exigeaient autrefois un support continu, par exemple le zinc, qui était utilisé sur un voligeage jointif avec recouvrement sur tasseaux.

A l'heure actuelle, des bacs nervurés, façonnés à la presse ou en chaîne continue, ont été mis au point, qui permettent de s'affranchir de cette servitude et en même temps de réduire le temps de pose.



La matière constitutive de ces bacs est l'aluminium ou l'acier inoxydable matériaux de choix dont la résistance à la corrosion est excellente.

De tels dispositifs permettent donc de supprimer chevrons et lattis et de poser la couverture directement sur les pannes, qui sont le plus souvent métalliques. La longueur de ces éléments est telle qu'elle permet de couvrir d'une seule pièce le versant d'une toiture. Le point délicat de leur mise en oeuvre est leur attache au gros oeuvre. En effet, leur légèreté les rend vulnérables aux efforts de soulèvement dûs aux dépressions créées par le vent.



Pour des couvertures moins nobles, des produits analogues existent, en acier galvanisé ou en fibrociment, ce sont des tôles ondulées dont la raideur permet de franchir des portées variables de 1 à 3,00 m suivant les profils.

D'une manière générale ces couvertures ne sont pas isolantes; il faut donc réaliser une isolation thermique, protégeant les pièces situées sous le comble, soit sur le plafond de ces pièces, soit directement sous le rampant des combles.

3.2 - Couvertures en terrasse

C'est actuellement la solution employée pour réaliser 80 % des couvertures des bâtiments collectifs d'habitation, la couverture inclinée étant surtout utilisée pour les constructions pavillonnaires. Le revêtement étanche fait le plus souvent appel à des produits noirs, bitume armé, feutre bitumé, asphalte.

Une toiture terrasse comporte, outre le système d'étanchéité :

3.2.1 - *Plancher support*

Un plancher support résistant en béton armé, en bois ou métal ou en produits céramiques.

3.2.2 - *Pente*

Une forme de pente destinée à diriger les eaux vers les points bas, lorsque l'élément résistant présente une surface supérieure horizontale. Toiture plate ne veut pas dire toiture horizontale. La pente minimum admise est de 1 % en partie courante, 0,5% dans les cheneaux.

3.2.3 - *Isolation thermique*

Un isolant thermique destiné à rendre habitables les locaux protégés par l'étanchéité. Cet isolant peut être situé en dessous de la dalle porteuse, incorporé à cette dalle ou situé sous la forme de pente. Dans ce cas il n'a pas d'interaction sur le revêtement. Par contre, si la couche isolante est située directement sous le revêtement d'étanchéité, il en résulte une augmentation de la température atteinte par ce revêtement. Les variations de cette température sont aggravées à la fois en amplitude et en rapidité (choc thermique). Il peut en résulter un vieillissement plus rapide des liants hydrocarbonés constituant le matériau de base du revêtement d'étanchéité. C'est pourquoi les toitures terrasses comportant en outre :

3.2.4 - *Une protection*

- Pour les toitures terrasses inaccessibles, c'est-à-dire non ouvertes à une circulation permanente, sous la forme de 2 à 4 cm de sable ou de gravillon. Son rôle est de protéger le système étanche contre l'action des intempéries et des ultra violents.
- pour les toitures terrasses accessibles, la protection est réalisée par un dallage en carreaux de béton ou d'asphalte, posé à bain de sable.

3.2.5 - *Le système d'étanchéité*

Il faut utiliser des produits assez plastiques pour subir les extensions et les rétractions dues aux variations thermiques, sans se fissurer. Le matériau doit donc être à vieillissement lent, car un produit vieilli devient dur et se fissure.

Les revêtements étanches utilisés sont de deux natures :

3.2.5.1 - *Asphalte coulé*

Obtenu par fusion sur le chantier, dans des malaxeurs, de pains d'asphalte. En général on utilise 5 m/m d'asphalte pur, recouvert par une couche de protection de 15 m/m d'asphalte sablé.

3.2.5.2 - *Multicouche*

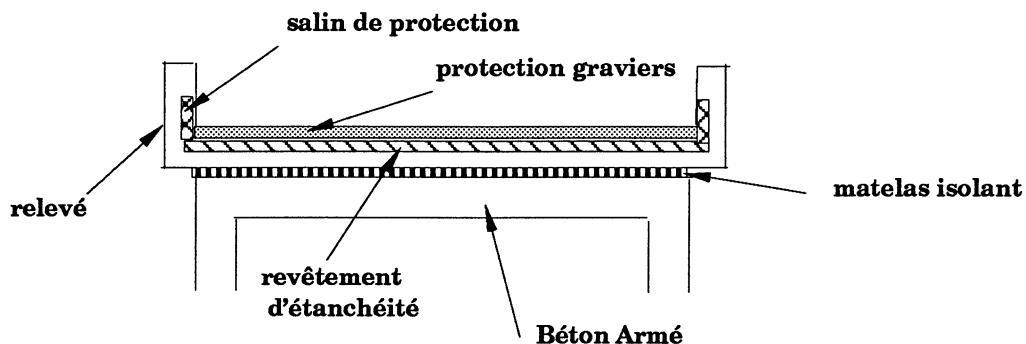
Ce procédé met en oeuvre des chapes de bitume, armées généralement de toile de verre ou des feutres imprégnés appliqués sur le support en épaisseurs successives collées entre elles par un enduit d'application à chaud. Cette étanchéité peut être réalisée soit à système indépendant conseillé en cas de fissuration éventuelle du support, soit à système adhérent (surtout pour des réparations) soit à système semi indépendant (collage par points).

L'expérience acquise a conduit depuis quelques années l'étancheur à préconiser la mise en place systématique, sous l'isolation thermique, d'une barrière anti-vapeur. En effet, sous nos climats, la vapeur d'eau a tendance à migrer de l'intérieur vers l'extérieur, c'est-à-dire à aller à travers le plafond à la rencontre de l'étanchéité. Comme celle-ci l'empêche de passer à l'extérieur la vapeur d'eau se condense dans le dispositif isolant généralement poreux, qui perd de ce fait ses qualités. Ce pare-vapeur peut être constitué par un film plastique ou par un feutre bitumé surfacé d'aluminium.

Des précautions spéciales sont prises sur les bords de la toiture terrasse pour empêcher la pénétration de l'eau, sous la forme de relevés généralement réalisés en bitume armé auto protégé ; de même, les départs de descentes d'eau sont réalisés à l'aide de moignons en plomb pris en sandwich dans l'étanchéité.

Une attention toute particulière est à apporter aux dilatations du support et en particulier aux pièces très sensibles aux variations de température que sont les acrotères, faisant saillie en bordures des terrasses. Il convient de les couper par des joints fréquents (6 m de longueur libre au maximum).

Une solution excellente mais coûteuse consiste à désolidariser complètement le support de l'étanchéité du gros oeuvre, par la création d'une dalle flottante reposant sur le dernier plancher, par l'intermédiaire d'un matelas isolant.



Terrasse flottante

On peut également utiliser d'autres revêtements que les produits noirs, par exemple des feuilles de butyl. Il s'agit d'un caoutchouc synthétique obtenu par cracking du pétrole. Il présente une imperméabilité exceptionnelle aux liquides et aux gaz (10 à 12 fois celle du caoutchouc naturel). Il conserve parfaitement sa souplesse et son élasticité dans le temps, malgré les intempéries. Il est insensible au froid et à la chaleur (de - 40° à + 120°) et présente enfin le très grand intérêt de pouvoir être réalisé en feuilles de très grandes dimensions, qui peuvent être soudées sur place, pour réaliser un revêtement sans aucune faille.

VIII - BATIMENTS INDUSTRIELS

Ce domaine est vaste : il couvre à la fois les halls d'usine et les halls de stockage. Il va de la centrale électrique nucléaire à l'atelier de fabrication de 1.000 ou 1.500 m² de surface.

Nous nous limiterons à l'étude des couvertures des bâtiments industriels courants.

1 - CRITERES D'ETABLISSEMENT DU PROJET

Outre les critères déjà énoncés plus haut, tels que : étanchéité, isolation thermique et acoustique, entretien, les couvertures industrielles doivent répondre aux impératifs supplémentaires suivants :

1.1 - Maille des poteaux de la structure :

Elle dépend des conditions d'exploitation du bâtiment. Les portées sont importantes : de l'ordre souvent de 20 m x 20 m, parfois 20 m x 10 m.

1.2 - Gabarit

C'est la distance entre le sol et le point le plus bas de la couverture ; cette hauteur descend rarement en dessous de 5,00 m ; elle va parfois jusqu'à 10 à 12 m.

1.3 - Surcharges

Dans certaines exploitations, la manutention se fait à l'aide d'engins accrochés ou suspendus à la structure de la couverture. Celle-ci doit être calculée en fonction des efforts amenés par ces engins : verticaux et également horizontaux.

1.4 - Eclairage diurne zénithal

La couverture comporte souvent des ouvertures vitrées de manière à profiter de l'éclairage naturel. Ces ouvertures ne doivent pas créer d'éblouissement pour le personnel, ni de tâches de soleil au sol.

1.5 - Sécurité incendie

Le risque incendie est souvent très important. Les primes d'assurance incendie peuvent varier dans de grandes proportions avec la constitution du bâtiment.

1.6 - Inertie aux agents chimiques

Il peut y avoir dans l'atelier des dégagements de vapeurs acides ou des projections de liquides corrosifs. Dans certains cas très spéciaux ceci nécessitera l'utilisation de charpentes en bois qui résisteront beaucoup mieux à ces attaques que le béton armé ou la charpente métallique.

Le sol de l'atelier devra également faire l'objet de beaucoup de soins. Les manutentions se font en effet, en général à l'aide de chariots à fourches automoteurs : Il conviendra donc que les sols soient parfaitement plans et résistants à l'usure.

2 - SOLUTIONS UTILISEES

On peut classer les solutions utilisées en quatre grandes familles :

- couvertures en toitures inclinées ou en terrasse (en métal, bois, BA ou BP),
- couvertures en voiles minces de B.A.,
- couvertures en coques autoportantes en BA et BP,
- couvertures en toile plastique.

3 - COUVERTURES EN TOITURES INCLINEES OU EN TERRASSE

C'est le domaine de prédilection des charpentes métalliques. Comme la portée est grande, le poids mort à une importance considérable : tout est donc étudié dans le sens de l'allègement.

3.1 - couverture

elle est réalisée :

- en tôle ondulée (amiante - ciment ou acier galvanisé),
- en bacs auto portants en alliages légers,
- en tôle d'acier nervurée (type ACIEROID),
- en hourdis creux de terre cuite (type MINANGOY POYET),
- en éléments de béton cellulaire (type SIPOREX),

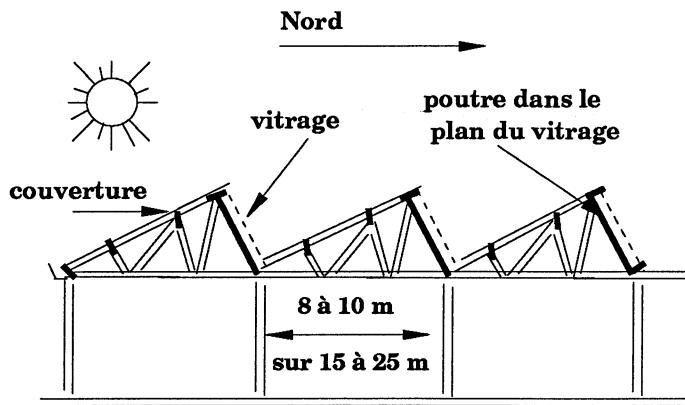
Ces trois dernières techniques nécessitent l'application d'un revêtement d'étanchéité multicouche.

3.2 - Ossature

Elle est souvent métallique :

- fermes en treillis de cornières ou tubulaires,
- portiques construits à partir de profilés courants soudés ou de profilés ajourés à évidements hexagonaux,
- pannes métalliques à treillis ou en profils

L'éclairage est obtenu en intercalant dans la couverture des plaques translucides en polyester ou en Verondulit, des lanterneaux en matière plastique, ou en aménageant la structure pour créer des plans de vitrage orientés au Nord (couvertures en Sheds).

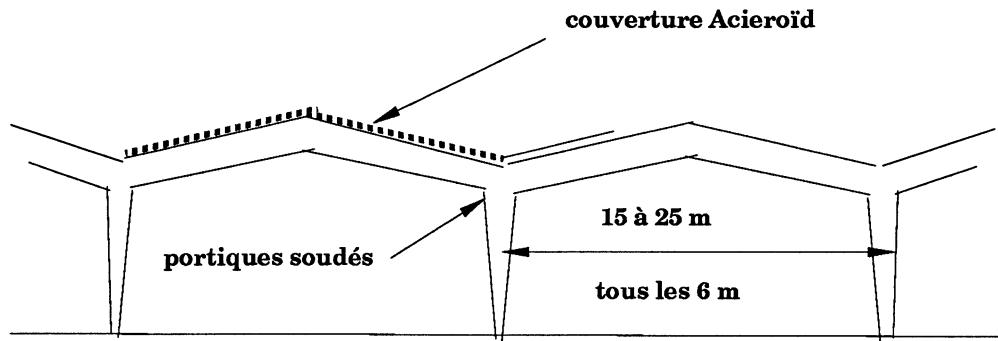


L'isolation thermique et acoustique est réalisée à l'aide de faux-plafonds suspendus sous la couverture et comportant des isolants puissants (laine de verre polyuréthane, polystyrène expansé).

L'utilisation de panneaux de béton cellulaire comme support d'une étanchéité multicouche permet de réaliser simultanément la couverture et l'isolant thermique.

Sheds

Les portiques peuvent être également réalisés en bois lamellé collé : cette solution est en particulier très intéressante dans le cas d'atmosphère corrosive.

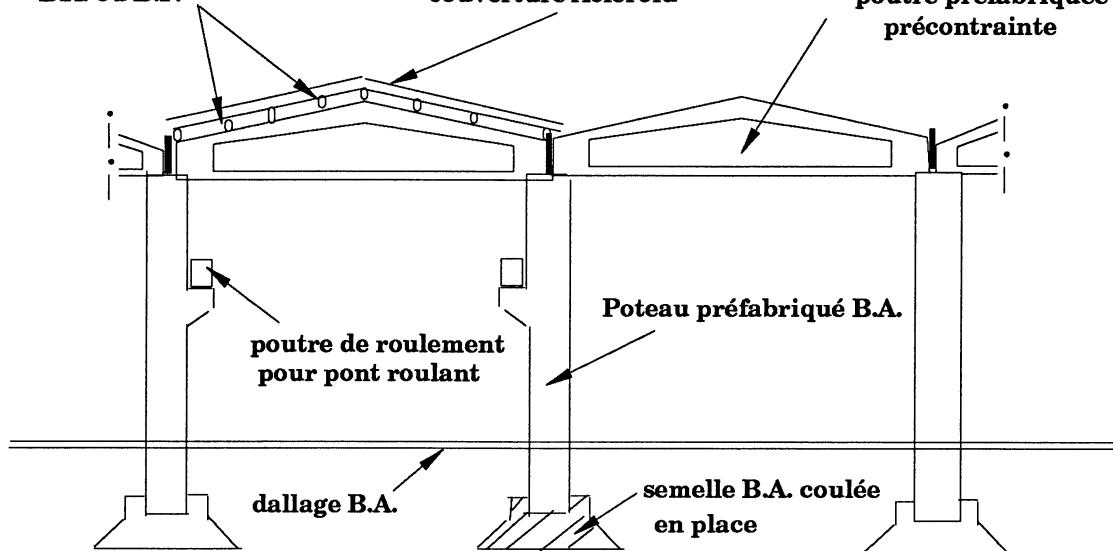


solives préfabriquées

B.A. ou B.P.

couverture Acieroid

poutre préfabriquée précontrainte



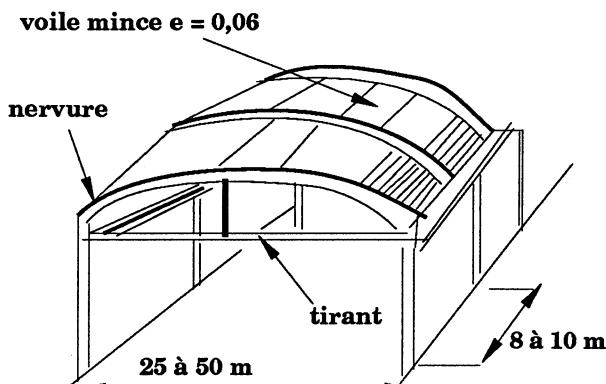
Le béton armé n'est guère compétitif dans ce genre de structures. Le béton précontraint, par contre, procure des solutions intéressantes par l'utilisation de poutres et de solives préfabriquées, précontraintes par fils adhérents dont le montage nécessite l'emploi d'appareils de levage automoteurs puissants. Les structures ainsi réalisées sont généralement des toitures terrasses composées essentiellement de poutres principales supportant des solives secondaires, la couverture étant obtenue à l'aide de plaques de béton cellulaire.

De telles solutions sont maintenant très développées en France, où existent des usines spécialisées dans la production en grande série de profilés de Béton précontraint, parfaitement adaptés. L'éclairage zénithal dans de telles structures est généralement réalisé à l'aide de lanterneaux en forme de coupole, en matière plastique.

4 - COUVERTURES EN VOILES MINCES DE B.A. ou B.P.

Les solutions décrites ci-après sont très économiques en matériaux. Elles sont malheureusement coûteuses en main-d'œuvre et tendent de plus en plus à disparaître.

Les couvertures précédentes dissocient les deux fonctions, structure et couverture. Il s'agit ici au contraire de couvertures constituées généralement de voûtes en voiles minces, dont la forme utilise au mieux le matériau béton armé.



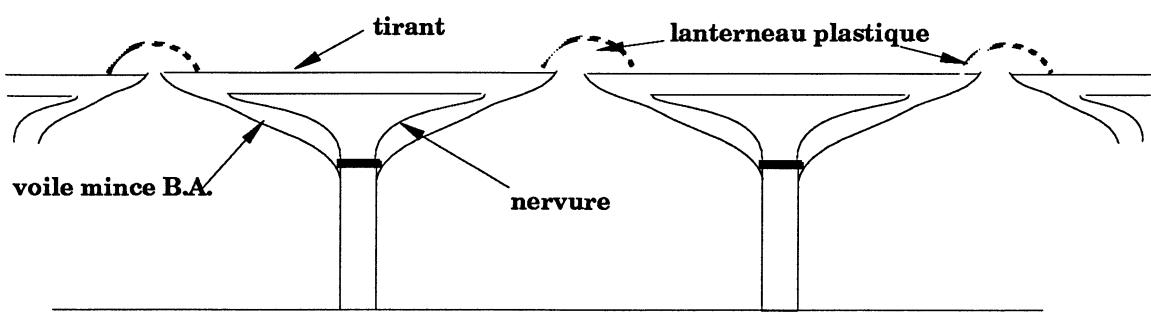
Couverture en voûte mince B.A.

Le béton travaille en compression et les aciers sont réunis sous forme de tirants, équilibrant la poussée et travaillant uniquement en traction. La matière est donc rationnellement employée.

Afin d'éviter le flambement de la voûte et de reprendre les efforts dissymétriques on dispose par dessus des nervures. La poussée de la voûte est retransmise aux appuis par une poutre située dans le plan tangent aux naissances (appelée poutre de retombée).

L'inconvénient d'un tel dispositif est son grand développement en hauteur : la voûte présente une flèche de l'ordre de 1/8 de sa portée. La portée peut atteindre une cinquantaine de mètres.

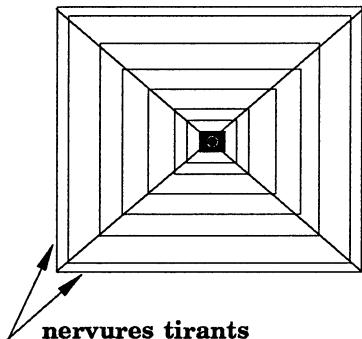
La présence des tirants est une sujexion importante vis-à-vis de la sécurité incendie. Aussi a-t-on mis au point d'autres solutions permettant de les mettre hors d'atteinte du feu. Ainsi, pour les voûtes cylindriques en forme de double auvent, réunis par un tirant en tête.



Couverture en double auvent

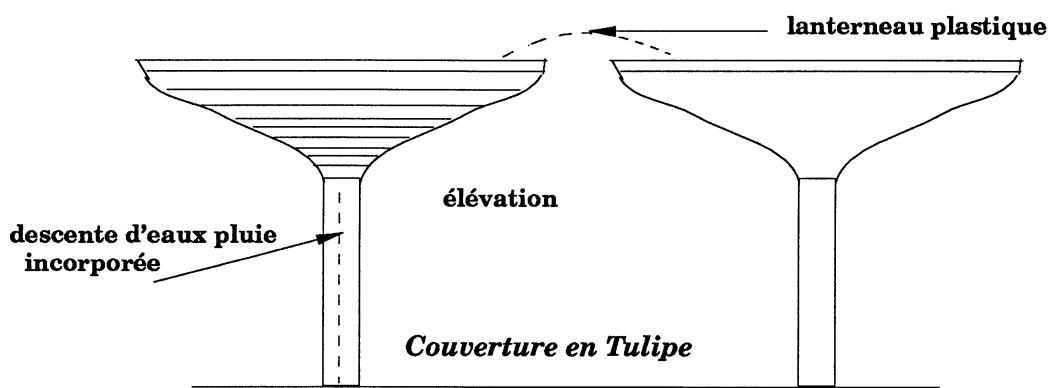
Dans cette solution, chaque élément de la couverture repose sur une seule file de poteaux, au lieu de deux dans la solution précédente.

Couverture en Tulipe Plan



On peut également utiliser des éléments de couverture reposant sur un seul poteau en combinant sur plan carré 4 portions de voûtes cylindriques, assemblées en forme de tulipe.

Dans cette dernière solution, les tirants sont incorporés à la partie supérieure de la couverture suivant chacun des côtés du carré.

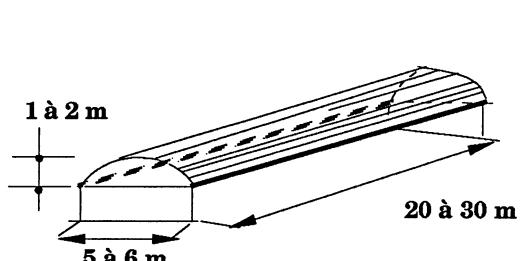


L'évacuation de l'eau de pluie se fait par une tuyauterie noyée dans le poteau central.

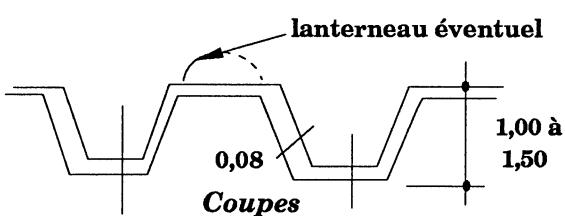
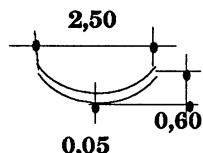
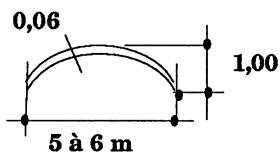
L'utilisation de la précontrainte pour les tirants permet de supprimer les déformations au décintrement de tels ouvrages.

5 - COUVERTURES EN COQUES AUTOPORTANTES BP

Dans ces techniques, le voile porteur a la forme d'un tube cylindrique tronqué par un plan passant par les génératrices. Il ne s'agit plus d'un ouvrage fonctionnant en voûte mais d'un ouvrage fonctionnant comme une poutre creuse entièrement comprimée par des câbles de précontrainte situés dans la coque.

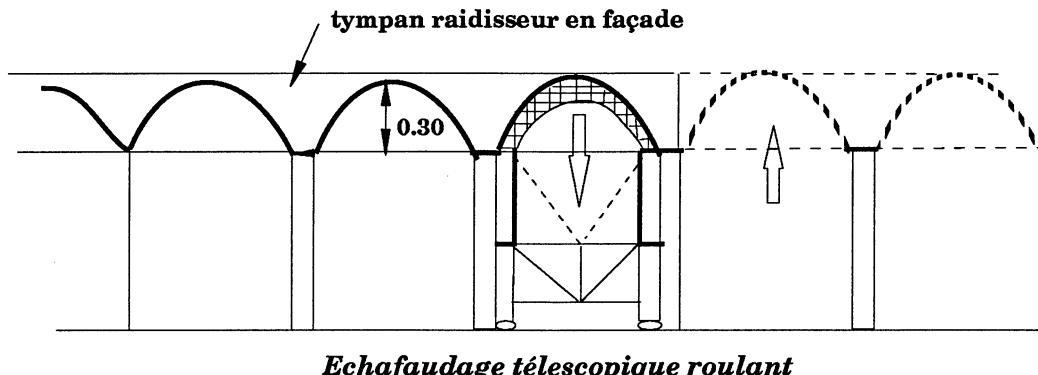


***Poutres Creuses
Structures plissées en BP***



Généralement ces structures sont utilisées lorsque l'ouvrage présente une surface importante, car le coût du coffrage de tels ouvrages est très important s'il n'est pas amorti sur un nombre d'emplois suffisants. Ces coffrages sont généralement télescopiques, pour réaliser successivement les différentes coques.

Du point de vue architectural, l'épaisseur totale de la couverture est beaucoup plus faible que dans le cas précédent : de l'ordre de $1/25^\circ$ de la portée.



Là, encore, ces structures très économiques en matériaux ont tendance à être supplantées par les structures formées par l'assemblage d'éléments linéaires en Béton précontraint constituant des toitures-terrasses.

6 - COUVERTURES EN TOILES PLASTIQUES

L'apparition de matières plastiques très résistantes et supportant bien les rayons ultra violettes telles que le Dacron, a conduit à la réalisation de nouvelles structures en voiles mince tendu.

Deux formules peuvent être employées :

6.1 - Structures gonflées

La toile est tendue par application d'une suppression intérieure. Afin de maintenir cette suppression il convient de munir l'enceinte de sas d'entrée à double porte permettant d'éviter une déperdition trop importante de l'air intérieur à chaque ouverture. C'est pourquoi on préfère généralement la seconde formule.

6.2 - Structures raidies

Dans lesquelles la toile dont la forme est très étudiée est tendue sur des arcs métalliques comprimés lui donnant sa configuration générale. De telles structures ne nécessitent que des fondations très légères et peuvent être facilement déplacées.

TECHNIQUES DES TRAVAUX PUBLICS

LES TECHNIQUES DES TRAVAUX PUBLICS

INTRODUCTION

Alors que le bâtiment est surtout dominé par des problèmes de structures de méthodes et de coordination entre différentes techniques d'équipement, parfois très complexes, les Travaux Publics eux, sont surtout dominés par des problèmes de sols, de gros matériel et de lutte contre les éléments naturels.

De ce fait les aléas sont beaucoup plus importants en Travaux Publics qu'en bâtiment.

Ces aléas sont d'abord liés à l'eau :

- Pluies, qui détrempent les terrains en surface et clouent littéralement au sol les engins de terrassement,
- Nappes souterraines, qui empêchent d'atteindre facilement le niveau des fondations,
- Sous-pressions qui perturbent l'équilibre des sols et des ouvrages,
- Venues d'eau subites dans le percement de tunnels,
- Crues des rivières, qui inondent les batardeaux et affouillent les fondations,
- Stabilité des fouilles mise en cause par l'augmentation de la teneur en eau des terrains encaissants, etc...

Ils sont également liés aux éléments naturels tels que les vents, les courants, les marées, la houle, qui peuvent conduire à des arrêts de chantier pendant de nombreuses périodes. Ainsi souvent un chantier de travaux maritimes ne pourra tourner que "vent et marée" permettant.

Ceci conduira à travailler aussi bien de jour que de nuit, suivant des horaires très peu réguliers.

Souvent les projets devront être révisés au cours de l'exécution, pour tenir compte de faits nouveaux généralement liés au sol que les études préalables n'avaient pas décelés et qui n'apparaissent qu'à l'ouverture des fouilles.

Les problèmes de matériel ont également une importance primordiale dans l'activité Travaux Publics.

Le choix de ce matériel posera souvent des problèmes délicats. L'entretien et la conduite de ce matériel nécessiteront une main-d'œuvre extrêmement qualifiée et l'installation sur le chantier d'ateliers de réparation et d'entretien très bien équipés.

Du bon état de fonctionnement du matériel dépendra souvent le rendement des chantiers.

Les problèmes de topographie enfin seront beaucoup plus délicats que dans le domaine du Bâtiment:

- implantation des deux extrémités d'un tunnel et tracé à l'avancement à partir de chaque tête, pour se rencontrer au milieu de l'ouvrage,
- implantation de piles de pont en rivière,
- relevé des mouvements d'un barrage, etc...

Pour toutes ces raisons, un chantier de Travaux Publics est, beaucoup plus souvent qu'un chantier de Bâtiment, une aventure où l'Ingénieur devra conserver la tête froide, savoir prendre certains risques en pleine connaissance de cause, être à la fois audacieux et prudent.

I - LES TERRASSEMENTS

1 - GENERALITES

Un terrassement est un mouvement de terre d'un point à un autre.

Il se fait en 3 étapes successives : extraction, transport, mise en dépôt ou en décharge.

1.1 - Extraction

L'extraction fera appel, selon les cas, à trois techniques différentes :

- en terrain meuble : les engins de terrassement,
- en terrain rocheux : le minage à l'aide des explosifs,
- en site nautique : les dragages et les déroctages.

1.2 - Transport

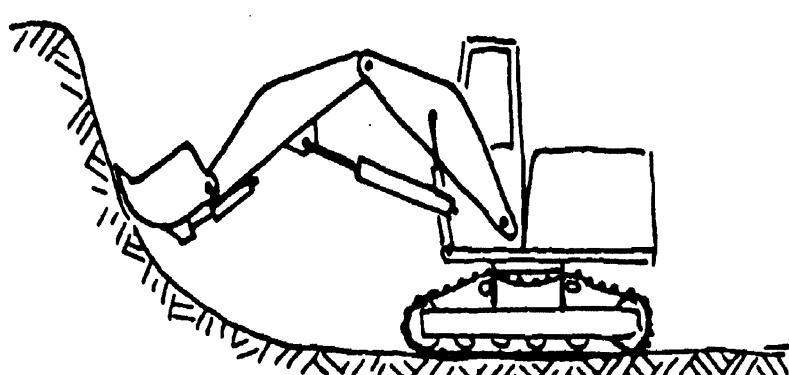
Le transport sera généralement l'opération la plus facile, mais nécessitera parfois un nombre important de véhicules : "cavalerie".

1.3 - dépôt ou décharge

La troisième opération dépendra du but recherché. On pourra simplement mettre les terres à la décharge pour s'en débarrasser ou, au contraire, disposer les remblais suivant une technique bien précise pour obtenir un résultat déterminé : infra structure de chaussée, barrages en terre, remblais hydrauliques, etc...

2 - TERRASSEMENTS EN TERRAIN MEUBLE

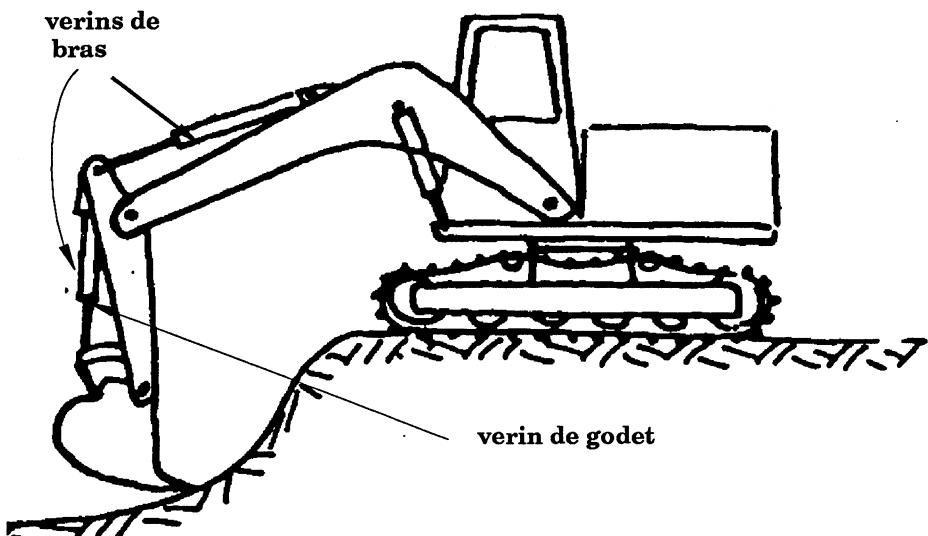
2.1 - Engins de terrassement pur



Pelle Equipment "butte"

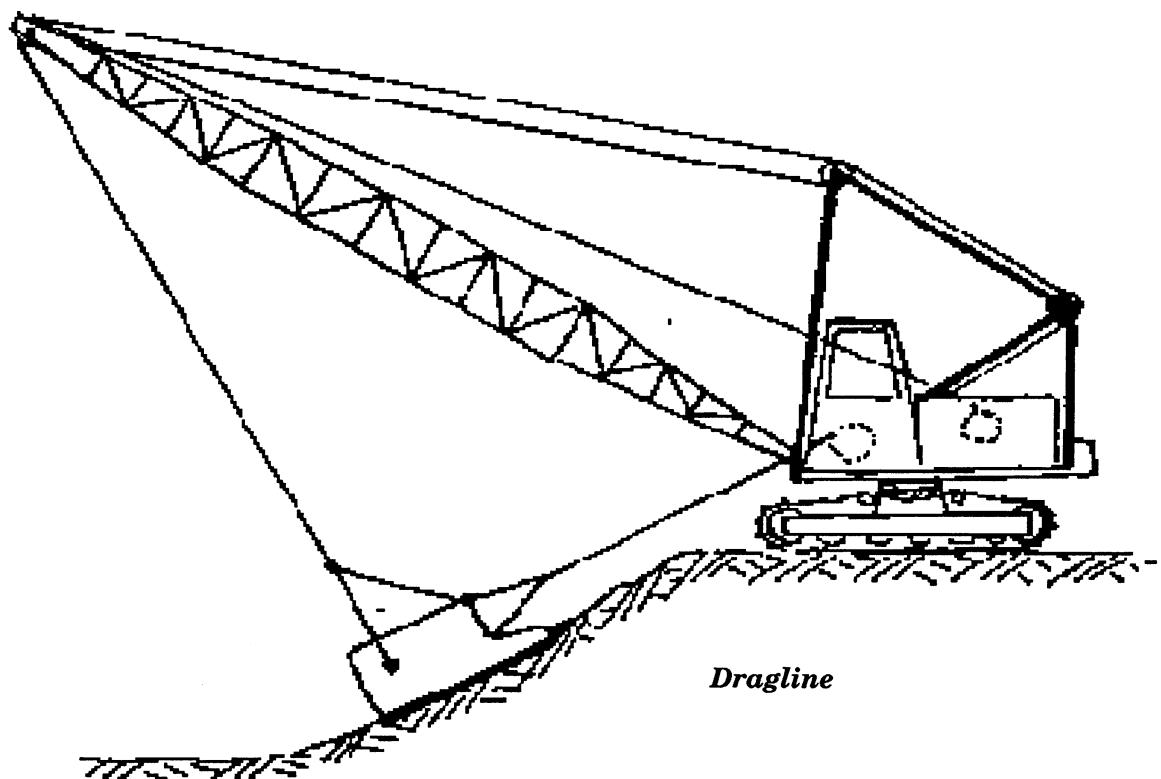
L'engin le plus courant est la **pelle mécanique**, montée sur chenilles ou sur pneus. Le godet de la pelle peut travailler en râclant de bas en haut en s'éloignant de la cabine (terrassement en butte) ou en râclant par-dessous en se rapprochant de la cabine (terrassement en rétro ou en fouille)

La cabine pivote autour de son axe vertical et déverse les déblais dans un camion, chargé du transport.



Pelle Equipement "Rétro"

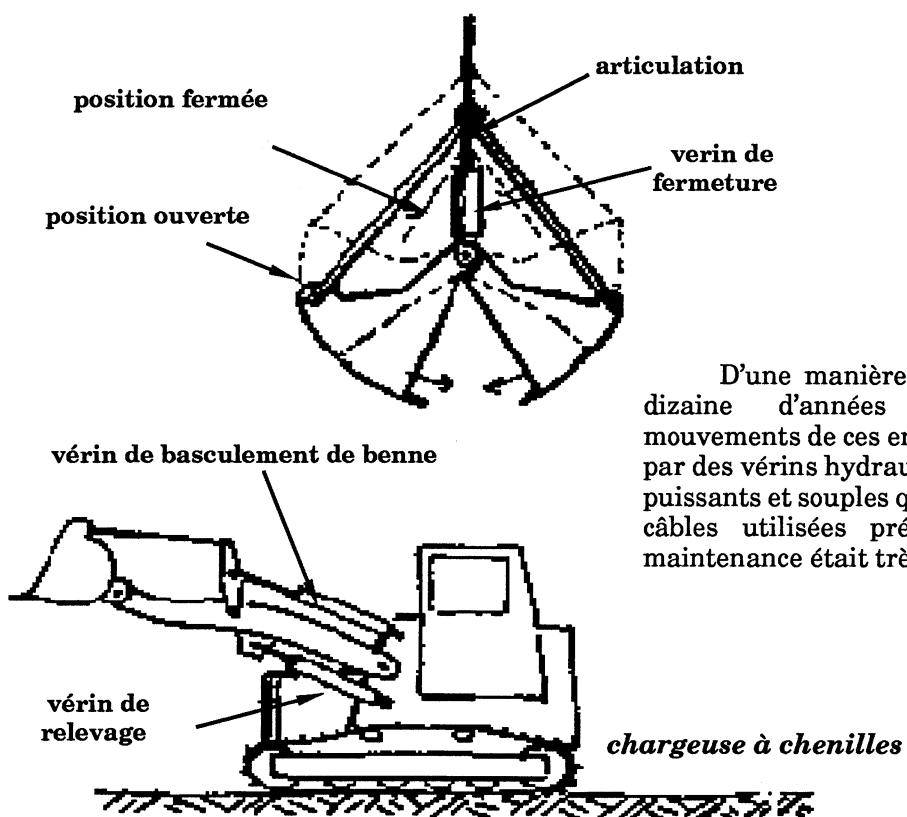
Au lieu d'être montée à l'extrémité de bras rigides, la benne peut être disposée à l'extrémité de câbles souples ; l'engins s'appelle alors une "dragline".



Dragline

Le terrassement peut aussi être fait à l'aide d'une benne preneuse suspendue à la flèche d'une grue, dont l'ouverture et la fermeture sont commandées par des câbles ou des vérins.

On utilise également des chargeuses sur chenilles ou sur pneus.



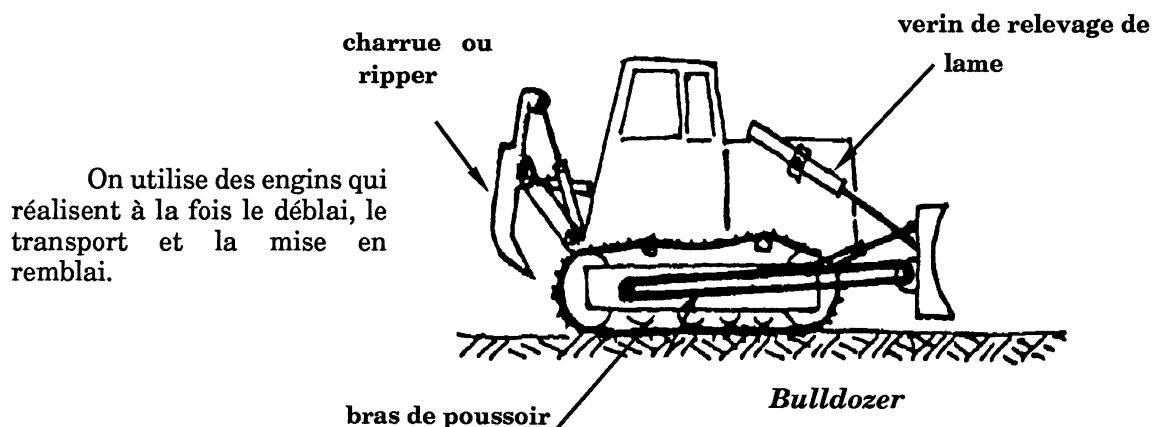
D'une manière générale depuis une dizaine d'années la plupart des mouvements de ces engins sont commandés par des vérins hydrauliques, beaucoup plus puissants et souples que les commandes par câbles utilisées précédemment dont la maintenance était très coûteuse

2.2 - Engins de transport pur

Ce sont les camions-bennes, pouvant déverser souvent sur chaque côté" ou par le fond ; les multibennes, permettant de charger la benne pendant le voyage du camion ; les dumpers, camions simplifiés.

Les camions spéciaux pour terrassement peuvent avoir des capacités considérables, jusqu'à 100 T de C.U.

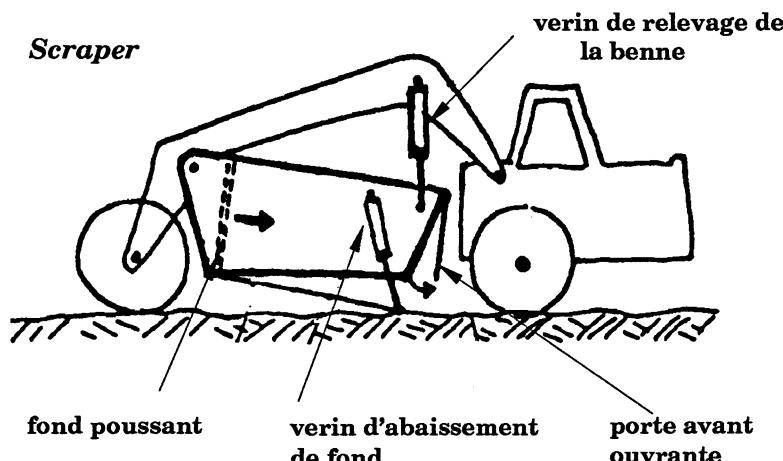
2.3 - Engins mixtes de terrassement et de transport



Le plus simple est le bull-dozer, composé essentiellement d'une lame pouvant s'abaisser plus ou moins et qui est poussée par un puissant tracteur à chenilles.

En poussant sur la lame abaissée, on réalise le déblai ; en continuant d'avancer en maintenant la lame au niveau du sol, on transporte le déblai ; enfin en soulevant la lame, la terre se dépose en remblai, qui est tassé par le passage des chenilles. Du bull-dozer est dérivé l'Angle-dozer, dont la lame fait en plan un angle avec la direction de l'engin, ce qui permet le réglage latéral.

Lorsque les distances de transport dépassent la centaine de mètres, l'engin employé est le scraper, monté sur pneus.



Le récipient de 8 à 10 m³ comporte un fond mobile muni d'une lame coupante, qui peut être abaissée pour râcler la surface du sol.

La benne se remplit au fur et à mesure que l'engin avance. Souvent il est poussé par un bull-dozer. On relève alors le fond, et l'engin est prêt pour le transport (à 50 km/h).

Pour le déchargement, on ouvre l'avant du récipient en même temps qu'une paroi verticale mobile pousse vers l'avant le contenu de la benne, qui s'étale sur le sol et est tassé par les pneus arrière du véhicule.

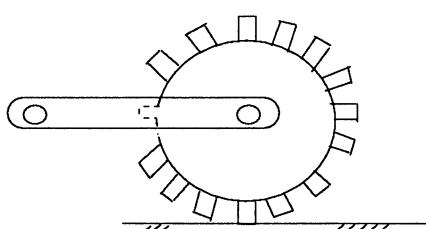
2.4 - Engins divers de terrassement.

Il existe encore bien d'autres engins adaptés à des besoins spéciaux :

- rooter ou ripper, comprenant une ou plusieurs dents formant pioches, tiré par un tracteur à chenilles ou fixé à l'arrière d'un bull-dozer, destiné à désagréger les terrains durs,
- niveleuse ou motor-grader, composée d'une lame horizontale biaise sur un châssis à 4 roues et permettant de niveler le terrain avec précision, après l'exécution des déblais ou remblais

2.5 - Engins de compactage

On utilise soit le rouleau à "pied de mouton" comportant une série de dents en saillie sur un cylindre tiré par un tracteur, soit de préférence le rouleau à pneus, automoteur. Cet engin est composé d'une caisse que l'on peut lester, montée sur plusieurs essieux à plusieurs roues ; l'ensemble peut peser 50 à 100 tonnes et repose sur de nombreuses roues à pneus (jusqu'à 48 roues).



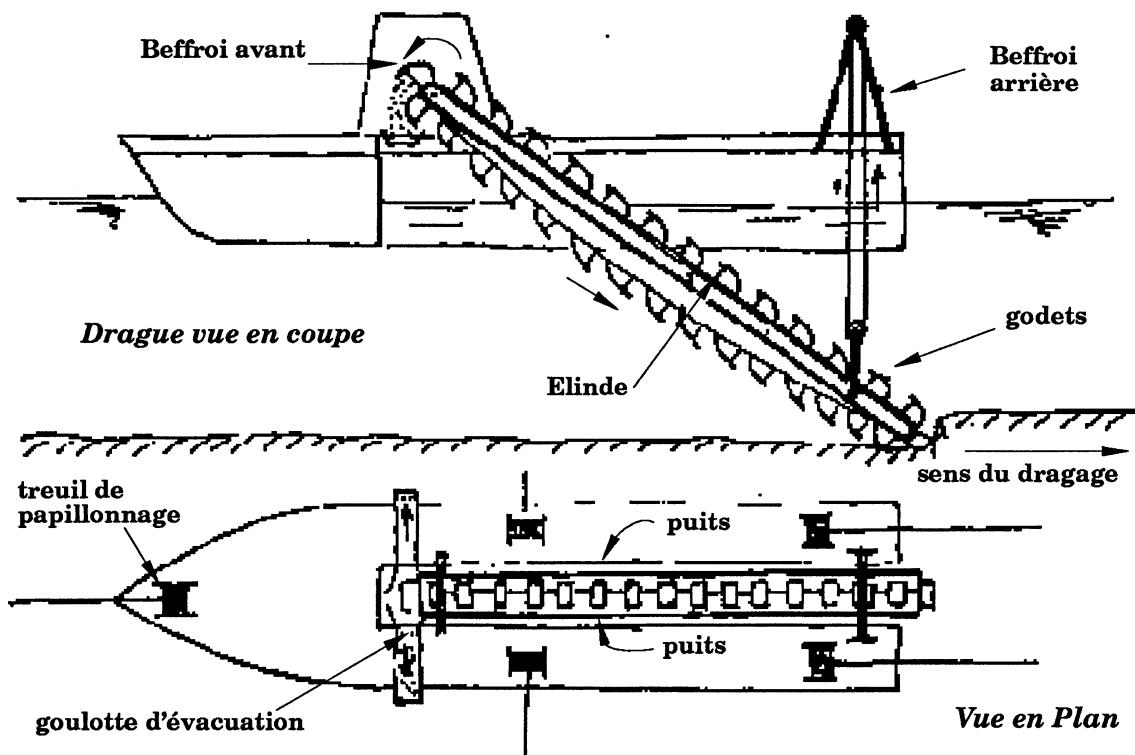
D'autres compacteurs font appel à la vibration pour augmenter leur efficacité. Avec ces dispositifs de compactage, on arrive à obtenir après tassemement un volume de remblais inférieur au volume des déblais de la terre en place

3 - TERRASSEMENTS EN TERRAIN ROCHEUX

Ces terrassements font systématiquement appel à l'emploi d'explosifs. On utilise suivant le cas différents explosifs, tels que la dynamite (nitroglycérine stabilisée au kieselguhr), le cheddite (explosif chloraté), la mélinite (trinitrophénol). Ces explosifs sont généralement mis à feu à l'aide d'un détonateur (fulminate de mercure) détonant sous l'action de la chaleur. On utilise à cet effet un exploseur électrique ou un cordon bickford, mèche remplie l'on fait brûler.

Des trous sont forés dans le rocher à l'aide de marteaux perforateurs, munis de fleurets à taillant spécial, animés d'un mouvement de percussion et de rotation. On introduit alors des cartouches et le détonateur au fond du trou et on bourre ensuite de sable et d'argile la partie extérieure du trou. Les trous sont percés suivant un plan de tir préétabli : la mise à feu des différents trous constituant une volée peut être légèrement décalée dans le temps de quelques dixièmes de secondes, pour obtenir le maximum d'efficacité. L'évacuation des déblais fait le plus souvent appel à une chargeuse, engin à pneus comportant une benne articulée sur deux bras.

4 - TERRASSEMENT EN SITE NAUTIQUE



La drague à godets comporte une chaîne sans fin de godets montés sur une élinde, que l'on peut remonter à volonté. Cette élinde est située dans le puits. Elle est articulée en tête du beffroi AV et relevable à partir du beffroi AR. Il faut évidemment draguer le sol d'une manière continue, comme une raboteuse. A cet effet, la drague se déplace en se halant sur des câbles frappés sur des points fixes.

La drague suceuse comporte une pompe puissante, aspirant le sol dans une tuyauterie de gros diamètre. L'extrémité du tuyau peut éventuellement être munie de couteaux rotatifs ou désagrégateurs, chargés de désorganiser le sol avant sa succion. La suceuse peut directement refouler les matériaux sur la terre ferme pour effectuer un remblai hydraulique ou charger une péniche ou, dans certains cas se charger elle-même : c'est la suceuse porteuse. Si le terrain est rocheux on le désorganise à coups de mine ou avec un marteau spécial appelé dérocteur.

II- LES PONTS

1 - GENERALITES

1.1 - Franchissement

Pendant longtemps le rôle des ponts a été limité à permettre le franchissement par le trafic d'un obstacle naturel constitué par une rivière ou une gorge profonde, chaque ouvrage constituant donc un cas particulier.

1.2 - Viaducs

Le développement des chemins de fer qui nécessitent un tracé en profil en long ne comportant pas de pentes importantes (inférieures à 1 %), a conduit à l'exécution d'un grand nombre de viaducs, souvent de grande longueur, franchissant parfois à grande hauteur et à un niveau sensiblement constant des dépressions importantes. Ce genre d'ouvrages est de nouveau d'actualité avec les tracés autoroutiers pour lesquels également les pentes ne dépassent pas en général 4 %.

1.3 - Voies secondaires

Le développement de la circulation automobile a conduit enfin à supprimer les croisements à niveau en réalisant des passages supérieurs (voie secondaire au-dessus d'une voie principale) ou des passages inférieurs (voie secondaire au-dessous d'une voie principale). Ces passages sont parfois concentrés dans les échangeurs autoroutiers, où trois ou quatre niveaux de chaussée s'entrecroisent suivant des tracés le plus souvent courbes. Ces derniers ouvrages sont généralement de portée modeste mais reposent sur des appuis implantés non pas en fonction de la structure mais bien plus en fonction des tracés routiers, ce qui conduit à des structures parfois complexes.

1.4 - Construction

En 1978, on a construit en France plus de 1.000 ponts de portée supérieure à 5,00 m, soit environ 500 000 m² de tablier.

Les matériaux employés sont les suivants :

- Béton armé 25 %
- Béton précontraint 70 %
- Construction métallique 5 %

2 - REGLEMENTS DE CALCUL

Les conditions de calcul des ouvrages et, en particulier les surcharges à appliquer sur les tabliers, font l'objet de règlements ministériels (fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Techniques Générales - CPTG). Ces surcharges sont de deux natures :

- surcharges uniformément réparties, dont l'intensité est proportionnelle à la longueur de la zone surchargée,
- surcharges roulantes, schématisées par un certain nombre de camions que l'on suppose circuler sur l'ouvrage.

En outre, la dalle sous chaussée de l'ouvrage doit être vérifiée sous l'impact de charges concentrées, correspondant à des essieux très lourds.

Ces surcharges sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique, fonction de la structure de l'ouvrage.

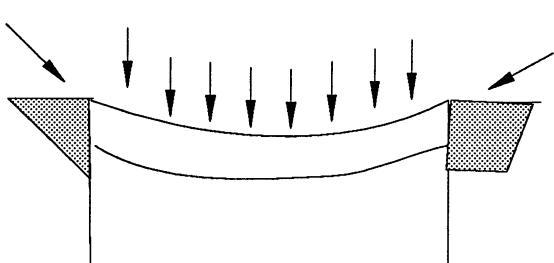
Enfin l'ouvrage doit être vérifié sous l'action d'une force de vent imposée. Parfois également sont imposées des forces horizontales correspondant à des séismes.

Les règlements de calcul de chaque matériau utilisé, béton armé, béton précontraint, construction métallique, imposent un certain nombre de vérifications sous les efforts correspondant à l'action de ces surcharges, combinées avec l'action des charges permanentes.

3 - LES TROIS GRANDES FAMILLES DE PONTS

Les ponts peuvent être classés en trois grandes familles suivant la direction des actions qu'ils exercent sur leurs appuis.

3.1 - Ponts suspendus



Les câbles de suspension des ponts suspendus, outre une action verticale, exercent sur les massifs d'ancrage des tractions horizontales tendant à rapprocher ces appuis extrêmes.

Il est exceptionnel que ces ouvrages ne comportent qu'une travée ; le plus souvent ce sont des ouvrages à trois travées dont les câbles de suspension s'appuient de part et d'autre de la travée centrale sur des pylônes chargés de transmettre jusqu'au sol de fondation la charge verticale résultant de la composition en tête des piles des tractions existant dans les câbles de suspension de part et d'autre du pylône.

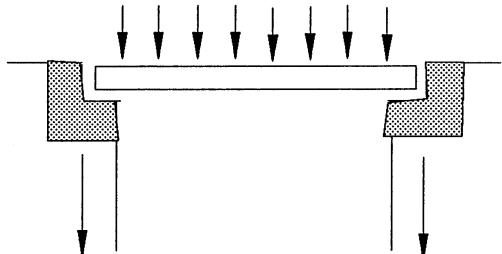
L'acier est le matériau presque exclusivement utilisé :

- acier à très haute résistance pour les câbles de suspension et les suspentes,
- acier pour la structure du tablier.

Les pylônes par contre sont actuellement construits en charpente métallique ou en béton armé. Ils ont été autrefois réalisés en maçonnerie de pierres.

3.2 - Ponts à poutres

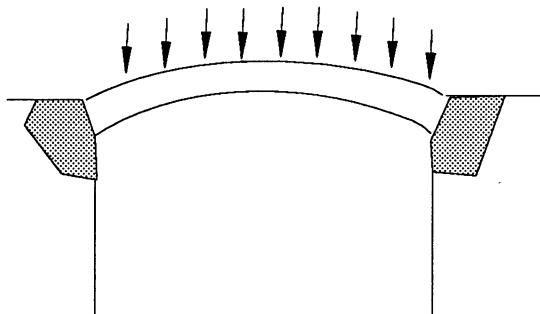
Ces ouvrages n'exercent que des actions verticales sur leurs appuis, si l'on excepte les efforts horizontaux créés par les effets du vent et les efforts de freinage des convois.



Ces ouvrages sont essentiellement construits avec des matériaux résistant en flexion : bois, acier, béton armé, béton précontraint.

3.3 - Ponts en arc

Ces ouvrages exercent sur leurs culées des poussées horizontales tendant à écarter les appuis et s'ajoutent à l'action verticale due au poids de l'ouvrage et ses surcharges

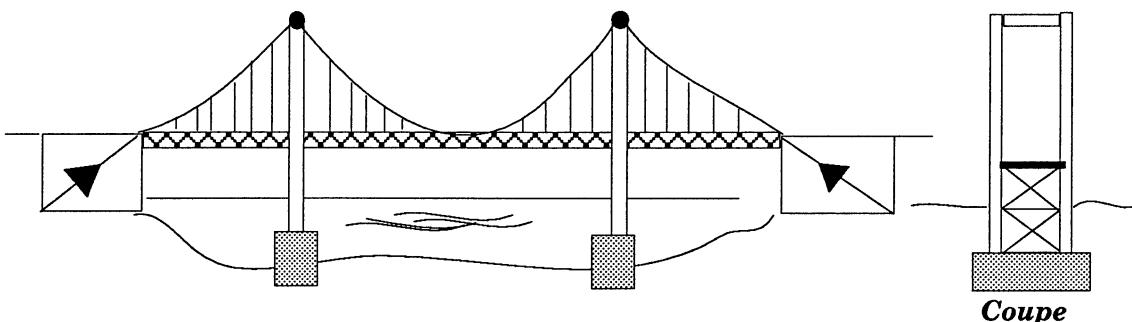


Ils sont essentiellement construits avec des matériaux résistant en compression : pierre, béton, acier.

4 - PONTS SUSPENDUS

Le pont suspendu est celui qui a le minimum de poids propre. C'est l'avantage le plus important lorsqu'il s'agit de grandes portées. Son domaine exclusif commence à partir de 500 m de portée.

Le record de portée, longtemps détenu par le pont Verrazano à l'entrée du port de New-York, a été porté en Grande-Bretagne jusqu'à 1396 m par l'ouvrage franchissant l'estuaire de l'Humber d'une longueur totale de 2081 m, achevé en 1980. En France, faute de brèche plus importante, le plus grand ouvrage de ce type reste le pont de Tancarville sur la Seine, achevé en 1959, avec une travée centrale de 608 m de portée.



4.1 - Structure des ponts suspendus

La structure classique des ouvrages modernes est essentiellement constituée de câbles parallèles supportés par des pylônes et ancrés sur des massifs extérieurs. Sur ces câbles porteurs sont attachées des suspentes, également en câbles, qui supportent par leurs extrémités des poutres transversales appelées "pièces de pont", recevant un platelage longitudinal, support de la chaussée. Afin de limiter la flexibilité du système suspendu, deux poutres longitudinales, appelées "poutres de rigidité" et situées dans le plan des câbles et des suspentes, solidarisent l'extrémité des pièces de pont.

4.2 - Constitution des câbles

Les organes les plus caractéristiques des ponts suspendus sont évidemment les câbles. Le câble est économique parce qu'il utilise l'acier uniquement en traction ce qui correspond le mieux aux qualités de ce matériau. Un câble est constituée de fils tréfilés de petit diamètre (4 à 5 mm environ) ; leur grande résistance à la rupture (160 à 180 daN/mm²) résulte de nombreuses passes de tréfilage sur un fil laminé élaboré à partir d'un acier à haute teneur en carbone (0,6 %). Les fils peuvent être utilisés "clairs", c'est-à-dire bruts de tréfilage (la protection contre l'oxydation étant assurée à l'aide de peintures bitumineuses ou de résines époxydiques), ou protégés par galvanisation.

Le câble peut être réalisé selon deux procédés différents : par simple juxtaposition de fils parallèles (méthode américaine ou anglaise), ou par juxtaposition de câbles toronnés obtenus en usine par torsion des fils (méthode française). Ce dernier système simplifie les opérations de bobinage et de dévidage propres au système américain. Pour augmenter la résistance à la corrosion, on utilise parfois des câbles "clos" dont la couche extérieure est constituée de fils de forme telle qu'ils procurent au câble une "peau" cylindrique et fermée.

4.3 - Conception du tablier

Trois critères principaux régissent la conception du tablier : déformabilité verticale, résistance horizontale, rigidité en torsion.

4.3.1 - Déformabilité verticale

La poutre de rigidité est chargée de rendre la déformation du système sous l'effet des surcharges compatibles avec les exigences de la circulation. Dans les grandes travées suspendues, la surcharge représente peu de chose par rapport au poids propre, et la poutre de rigidité peut donc être assez svelte, puisqu'elle ne doit résister qu'aux flexions verticales produites par les inégalités possibles des surcharges sur la longueur de la travée. Par ailleurs, il n'est pas intéressant d'exagérer cette rigidité, car les allongements des câbles sous la surcharge donnent lieu dans la poutre à des flexions d'autant plus importantes que sa rigidité est plus grande.

4.3.2 - Résistance horizontale

Le deuxième critère est la résistance aux efforts horizontaux créés par le vent, qui produisent une flexion dans le plan du tablier, fonctionnant en "poutre au vent". Les poutres de rigidité décrites ci-dessus en constituent les membrures et le platelage, l'âme.

4.3.3 - Rigidité en torsion

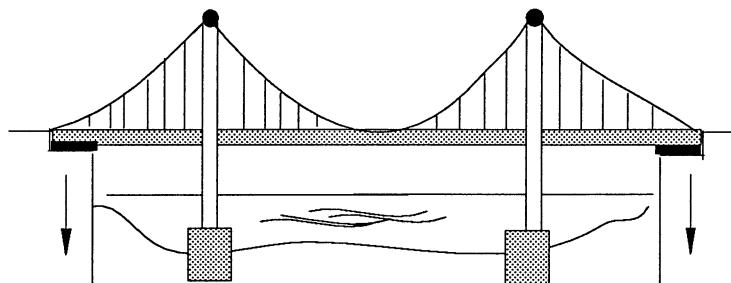
L'importance de la rigidité en torsion a été mise en lumière par les études sur la stabilité aérodynamique des ponts suspendus, entreprises notamment aux Etats-Unis après la rupture en service du pont de Tacoma (1940), dont le tablier était cependant correctement projeté selon les connaissances de l'époque. Un vent relativement modéré (70 km/h) a en effet engendré dans le tablier des mouvements de torsion résultant d'ondulations longitudinales dans un plan perpendiculaire à la direction du vent. L'amplitude croissante des ondulations, par effet d'oscillations entretenues et de résonance avec les câbles porteurs, a conduit à la rupture du tablier.

C'est pourquoi actuellement la section transversale du tablier est constituée par une poutre en caisson, qui se rapproche en quelque sorte d'une aile d'avion. Cette poutre a une grande résistance à la torsion.

En outre, les suspentes au lieu d'être verticales sont disposées comme un treillis métallique, ce qui diminue la période d'oscillation de la suspension et augmente la sécurité. De même, au pont de Tancarville, les câbles porteurs sont fixés rigidement au tablier au milieu de la portée centrale.

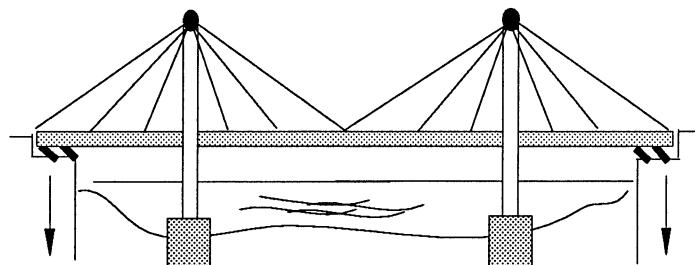
4.4 - Anchorage des câbles

Les ancrages d'extrémités des câbles nécessitent souvent des massifs très importants, dont le poids est déterminé pour s'opposer par frottement au glissement du massif sur le sol sous-jacent, sous l'effet de la composante horizontale de traction des câbles. Pour s'affranchir des efforts horizontaux, deux méthodes peuvent être utilisées :



Ponts suspendus dits "auto-ancrés", où l'ancrage des câbles se fait sur les extrémités du tablier, qui est, de ce fait, étudié pour résister à l'effort de compression correspondant.

Ponts suspendus à haubans, où le tablier rigide est supporté en des points assez espacés par des câbles obliques ou haubans.



La disposition des haubans sur le pylône peut affecter la forme d'une harpe (haubans parallèles ou d'un éventail (haubans convergents).

Ce dernier type d'ouvrages s'avère aujourd'hui plus économique que les ponts suspendus classiques dans la gamme de portée de 300 à 600 m. Leur montage est en particulier facilité par la disposition des haubans.

5 - PONTS A POUTRES

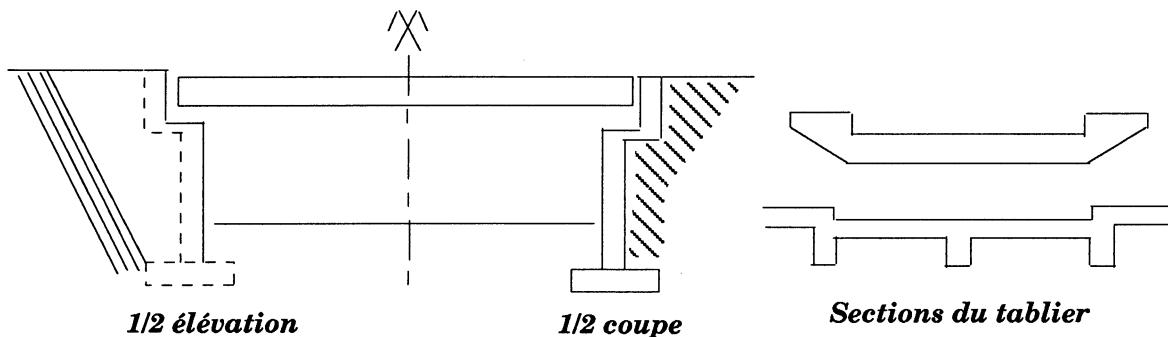
Sous la forme de ponts à travées simples ou de ponts à travées continues, c'est la famille qui comporte le plus de réalisations.

5.1 - Structure de faible portée (inférieure à 30 m)

C'est le domaine des passages supérieurs ou inférieurs d'autoroutes, ainsi que des ponts d'échangeurs routiers. Leurs portées excèdent rarement une trentaine de mètres. Ils sont généralement réalisés en béton armé ou en béton précontraint.

5.1.1 - Ponts à une seule travée

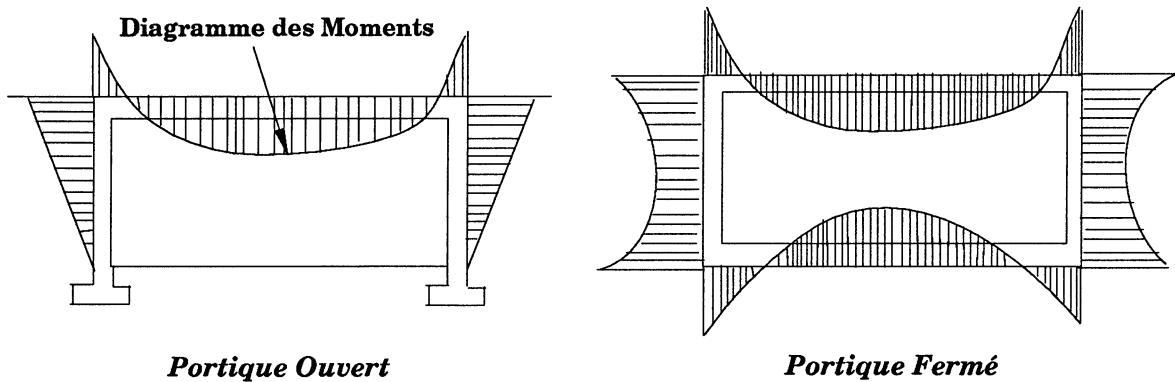
Ils sont le plus souvent réalisés par une dalle nervurée ou une dalle épaisse en béton armé où béton précontraint s'appuyant librement sur les murs de soutènement des terres, formant culée à chaque extrémité de l'ouvrage.



La S.N.C.F. utilise souvent, pour des ouvrages sous rail de petite portée, des poutrelles métalliques enrobées de béton armé dont la résistance en flexion longitudinale est assurée par les poutrelles et la résistance en flexion transversale par l'enrobage en béton armé.

5.1.2 - Ponts en portique

Ils assurent le passage inférieur des chaussées de faible largeur. Ils sont constitués par une dalle en B.A. associée à deux piédroits également en béton armé. Dans le cas de mauvais terrain, ce portique peut comporter également un radier de fondation rejoignant le pied des deux piédroits constituant ainsi un cadre fermé.

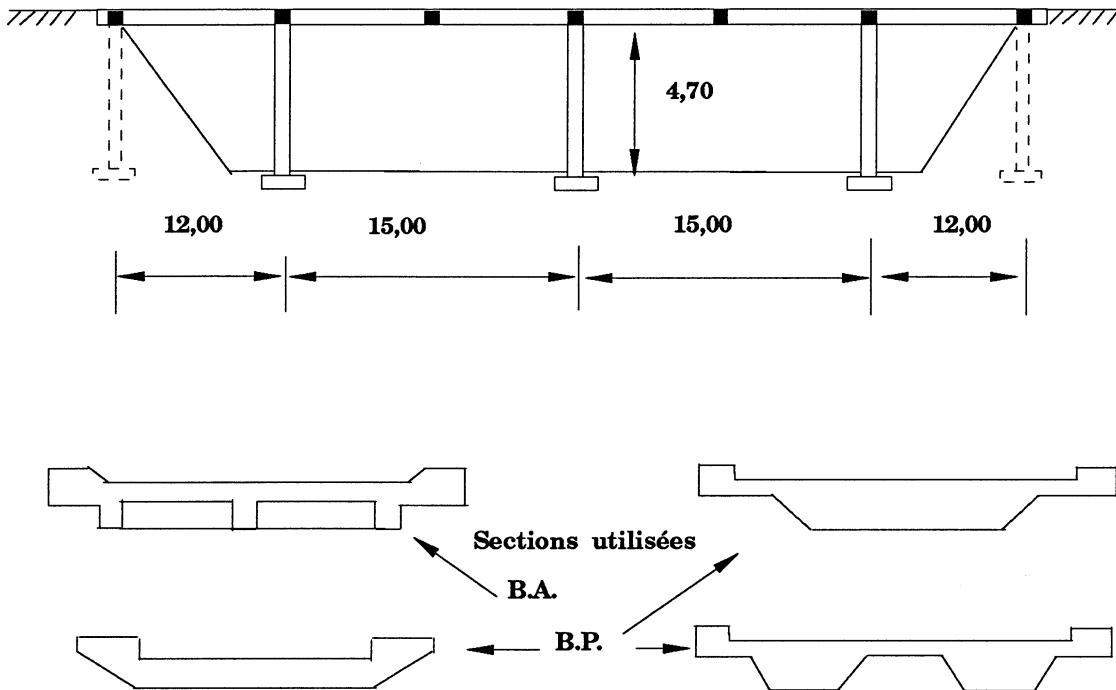


Le calcul en portique ouvert ou fermé de ces ouvrages, permet de diminuer l'épaisseur des différents voiles et de résoudre facilement les problèmes posés par la poussée des remblais sur les murs latéraux.

5.1.3 - *Ponts à tablier continu*

C'est le type même des passages supérieurs d'autoroute constitué d'un ouvrage à 4 travées : 2 travées centrales pour le franchissement des chaussées d'autoroute et 2 travées latérales de raccordement aux remblais d'accès, ces ouvrages ne comportant généralement pas de culées.

Il s'agit donc de tabliers en poutre continue sur 5 appuis de 50 à 60 m de longueur totale.



Le tablier peut être en béton armé constitué d'une dalle de 0,18 à 0,20 cm d'épaisseur, supporté par des poutres sous chaussées et des entretoises perpendiculaires.

Mais le plus souvent ils sont réalisés en béton précontraint sous la forme d'une dalle pleine, d'une dalle élegie supportant des porte-à-faux de part et d'autre, ou d'une dalle nervurée. Exceptionnellement, cette dalle peut être évidée.

Les tabliers peuvent également être réalisés à l'aide de poutrelles préfabriquées, généralement précontraintes par fils adhérents, sur lesquelles est coulée en place la dalle formant la surface de circulation.

Ces ouvrages sont rarement réalisés en construction métallique. Dans ce cas, en général, l'appui central est supprimé, le franchissement des voies autoroutières se faisant d'une seule travée.

5.2 - *Structures de portée moyenne*

Ces structures comportent des portées comprises entre 30 et 60 m. Elles sont réalisées sous la forme d'ouvrages à travées indépendantes ou continues, constitués d'une dalle supportée par des poutres sous chaussée de hauteur constante. Ces poutres peuvent être réalisées en béton précontraint ou en charpente métallique.

5.2.1 - *Ouvrages à travées indépendantes*

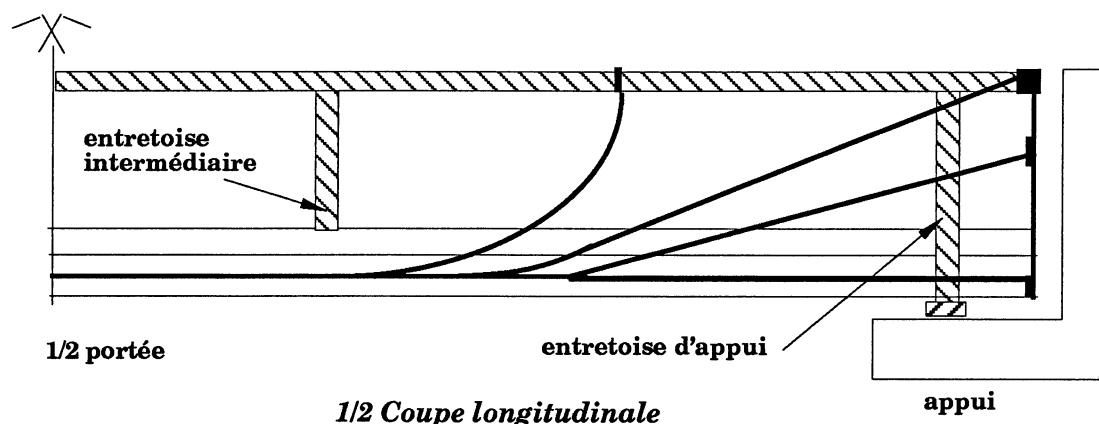
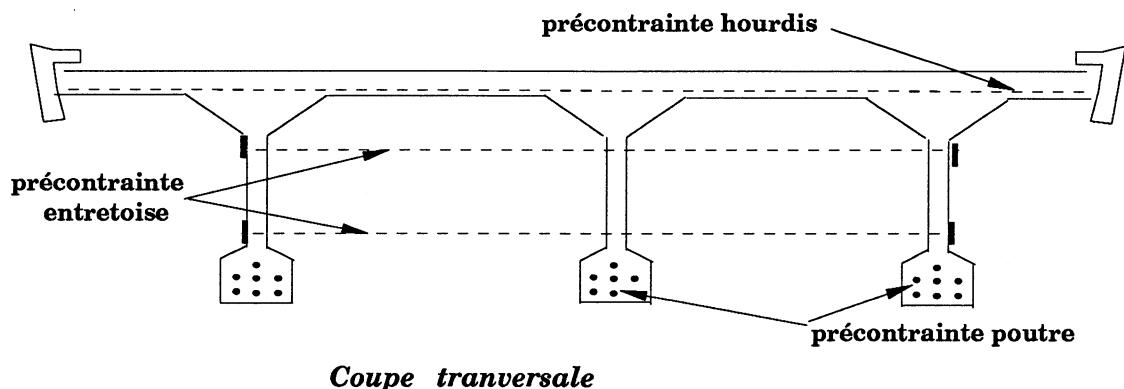
Ces ouvrages sont généralement réalisés en béton précontraint, la portée des poutres excédant rarement 50 m.

Ils sont essentiellement constitués de poutres précontraintes à âme mince (18 à 20 cm), dont la hauteur, située entre le 1/16 et le 1/25 de la portée, est constante, écartées de 2 à 4 m entre axes, reliées en tête par un hourdis de 18 à 20 cm d'épaisseur, également précontraint transversalement.

Ces poutres sont généralement associées entre elles par des entretoises précontraintes, formant ainsi un grillage de poutres croisées, augmentant la rigidité de l'ouvrage et répartissant transversalement les charges entre les différentes poutres.

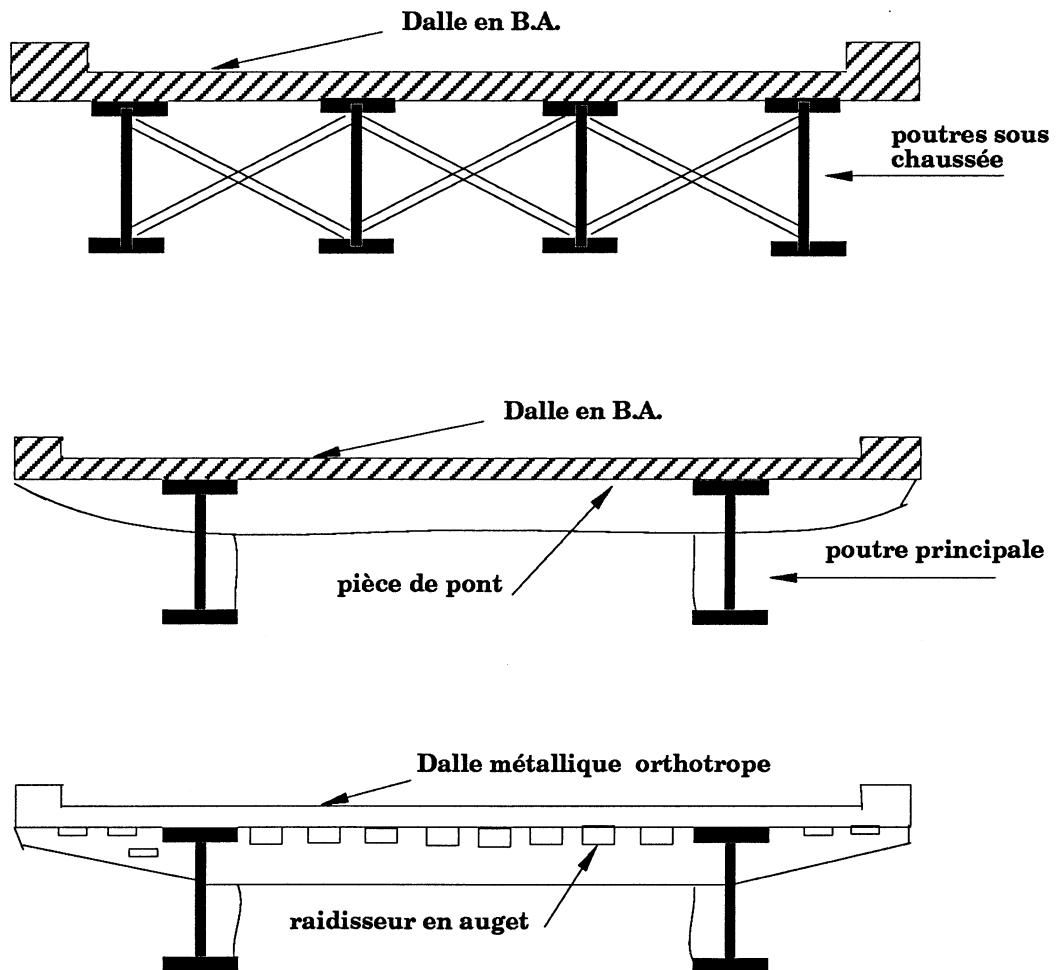
Une simplification consiste à supprimer ces entretoises et à demander au hourdis de transmettre les efforts dissymétriques d'une poutre à l'autre. Les poutres présentent un talon pour supporter l'importante compression en partie inférieure, lorsque l'ouvrage n'est pas surchargé.

La forme de ce talon a été étudiée pour permettre un bétonnage aisé de la poutre sur toute sa hauteur, sans arrêt de coulage, permettant ainsi d'avoir le bénéfice intégral de la résistance à la traction du béton, nécessaire pour résister en sécurité aux faibles contraintes de traction développées par l'effort tranchant.



Les câbles sont groupés en travée dans le talon et se relèvent successivement dans l'âme pour assurer la résistance à l'effort tranchant. La forme du talon permet le relevage aisé de ces câbles. De cette façon, certains câbles sont tirés en bout, d'autres en hourdis. Le hourdis supérieur est précontraint transversalement par des câbles sensiblement rectilignes. Les abouts de poutres destinés à recevoir les compressions localisées dues aux ancrages de câbles sont en général préfabriqués, ce qui leur permet d'être plus âgés, donc plus résistants que le corps de la poutre au moment de la mise en précontrainte, et de positionner parfaitement les dispositifs d'ancrage.

Les poutres supportant la dalle de roulement peuvent aussi être réalisées en charpente métallique. Malheureusement, contrairement aux ouvrages tout béton, cette dalle n'intervient généralement pas dans la résistance d'ensemble de l'ouvrage.



Dans les ouvrages métalliques, elle représente la plupart du temps un poids mort : il est en effet difficile de la faire participer à la résistance, sauf en prenant des dispositions spéciales (connecteurs de cisaillement entre le métal et le béton armé). C'est pourquoi la solution la plus moderne consiste à réaliser un platelage en tôle, convenablement raidi par des renforts soudés à sa face inférieure et pouvant, de ce fait, intervenir dans la résistance de la poutre. Ce platelage, appelé "dalle orthotrope" reçoit directement la couche de roulement mince en béton bitumineux.

Les poutres métalliques peuvent être multiples sous tablier, ou simplement au nombre de deux, supportant des pièces de pont perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage, sur lesquelles s'appuie la dalle en béton armé.

Dans le cas de la dalle orthotrope, on dispose sous la tôle formant platelage des raidisseurs métalliques soudés entre pièces de pont et formant ainsi longerons.

5.2.2 - *Ouvrages à travées continues*

Lorsque l'ouvrage présente plusieurs travées indépendantes, on dispose entre les extrémités de deux tabliers adjacents ainsi qu'au raccord avec les culées des joints de chaussée permettant d'assurer la continuité du roulement.

Ces joints très coûteux sont soumis à des efforts considérables sur les chaussées à grands trafic et sont de ce fait d'un entretien très coûteux (par exemple : Viaduc du Parc des Expositions du Boulevard Périphérique à Paris).

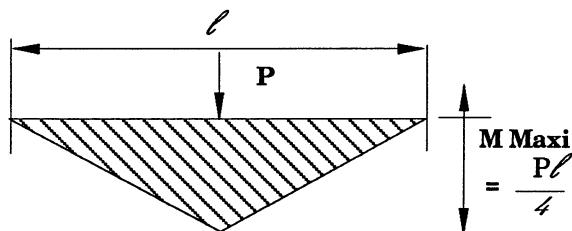
Ces joints sont supprimés (à l'exception de ceux d'extrémité) dans le cas d'ouvrages continus c'est le premier avantage de la continuité.

La continuité présente, en outre le gros intérêt de réduire la valeur maximale des moments fléchissants, et donc de ce fait, l'épaisseur des tabliers.

Examinons l'économie apportée par un encastrement au moins partiel de la travée à ses extrémités.

Pour un grand pont, en effet, on proportionne la résistance de chaque section (béton et aciers) aux efforts de flexion maximaux qu'elle est appelée à supporter. En négligeant l'effet de l'effort tranchant, le coût de l'ouvrage varie donc dans le même sens que la surface intérieure à la courbe des moments.

Prenons par exemple le cas d'une charge concentrée au milieu de la portée.

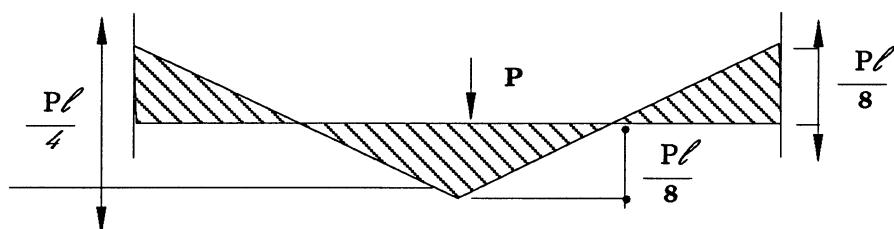


En poutre isostatique, cette surface vaut :

$$\frac{1}{2} \times \frac{PL}{4} \times L = \frac{PL^2}{8}$$

Si nous pouvons développer aux appuis un moment de continuité $\frac{PL}{8}$, la surface de la courbe des moments devient :

$$\frac{1}{2} \times \frac{PL}{8} \times L = \frac{PL^2}{16}$$



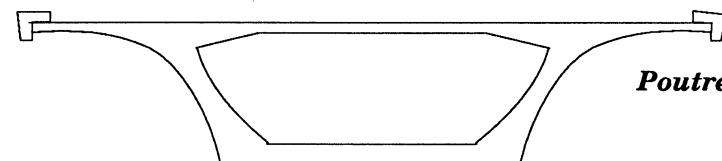
soit la moitié de la précédente.

Ce raisonnement est évidemment simpliste mais il montre cependant l'intérêt de la continuité. De plus les appuis doubles sur les piles intermédiaires disparaissent ; de ce fait, leurs épaisseurs peuvent diminuer puisqu'elles ne sont plus soumises qu'à des efforts centrés. Leurs fondations sont également plus économiques.

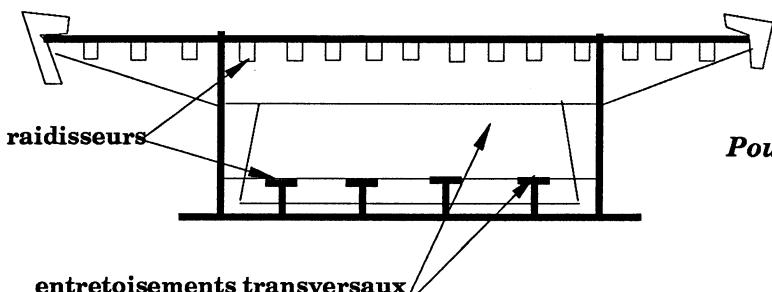
La seule objection qu'on est tenté d'opposer à cette technique est celle concernant les risques créés par un tassement éventuel d'appui.

Il ne faut pas exagérer ce risque, car la mécanique des sols permet actuellement de prévoir avec suffisamment de précision les tassements éventuels. D'autre part, si ce risque est envisageable, on peut toujours prévoir un dispositif de remise à niveau des appuis, à l'aide de vérins. De plus, le béton précontraint permet de réaliser des ouvrages en général minces, et, de ce fait, peu sensibles aux tassements différentiels. Enfin, les tassements étant généralement lents, il se produit une adaptation par fluage du béton comprimé, qui diminue fortement les moments parasites créés par les tassements différentiels.

La forme de la section droite des poutres doit évidemment tenir compte de la présence des moments négatifs sur appuis. C'est pourquoi, généralement, on fait appel, aussi bien en béton précontraint qu'en construction métallique, à une section en caisson procurant sur appui une inertie importante. En outre la résistance à la torsion d'un tel profil permet de simplifier les entretoiselements.



Poutre Caisson B P



Poutre Caisson Métal

Dans le cas de la charpente métallique, cette solution exige des précautions particulières pour raidir les tôles minces employées pour réaliser les parois du caisson, afin d'éviter leur ruine par flambement ou voilement. C'est à de tels phénomènes d'instabilité élastique qu'il faut attribuer la chute récente d'ouvrages importants (pont de Milford Haven au pays de Galles en 1970 et pont de Coblenze en 1971).

En revanche, du fait des épaisseurs plus importantes employées pour résister aux efforts, une telle solution est parfaitement adaptée au béton précontraint, ce qui conduit à des formes très pures.

5.3 - Structures de grande portée

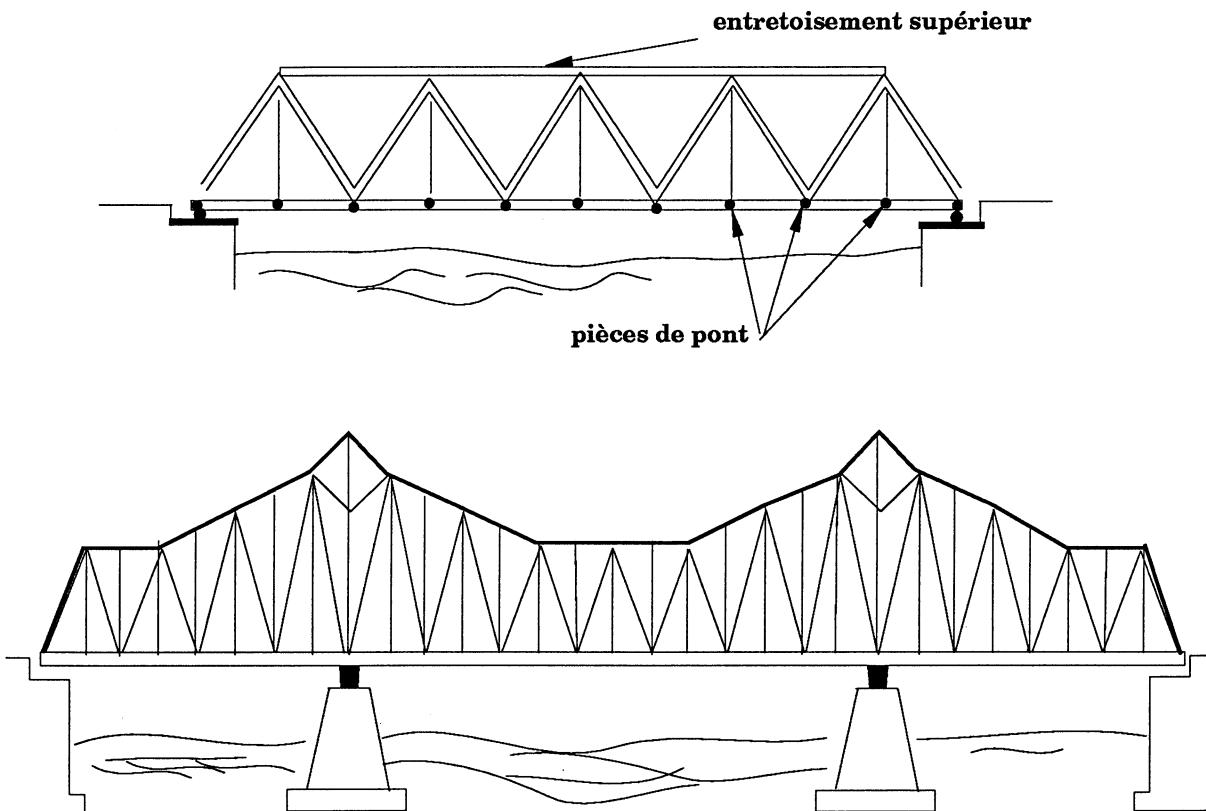
Les ponts de cette famille ont des portées de 60 à 500 m.

Ils peuvent comporter, comme les précédents, des poutres sous chaussées, ou au contraire comporter des poutres latérales supportant, comme les câbles des ponts suspendus, des pièces de pont transversales.

Ces ponts sont souvent sous la forme de poutres continues de hauteur variable.

5.3.1 - *Ponts à poutres latérales*

Il s'agit presque exclusivement de ponts en charpente métallique dont les poutres principales sont réalisées en treillis. De nombreux ponts aux Etats-Unis comportent ainsi des travées de 300 à 400 m de portée. Le record de portée est toujours détenu par le pont de Québec réalisé en 1918 avec une travée centrale de 548 m.



5.3.2 - *Ponts à poutres sous chaussée*

C'est en général le domaine du pont en béton précontraint : le record de portée est actuellement détenu par le pont Hamara au Japon, avec 240 m de distance entre appuis centraux.

L'inertie des poutres sous chaussée en caisson est très fortement augmentée sur appui par l'augmentation de la hauteur. En outre, cette disposition conduisant à une membrure inférieure inclinée, permet de réduire fortement les efforts tranchants sollicitants du fait qu'une partie des efforts se trouve directement équilibrée par la compression de la membrure inférieure, inclinée sur l'horizontale (Effet Résal).

6 - PONTS EN ARC

Cette technique a permis la réalisation de très beaux ouvrages avant l'apparition du béton précontraint, dont elle utilisait implicitement le principe essentiel, c'est-à-dire la résistance à la compression du béton. Plus la portée est grande, plus la prédominance de la compression due aux charges permanentes par rapport aux efforts dus aux surcharges est grande, et donc plus faible est le risque de voir apparaître sous surcharges des contraintes de traction dans l'arc.

Ceci explique l'intérêt économique de tels ouvrages.

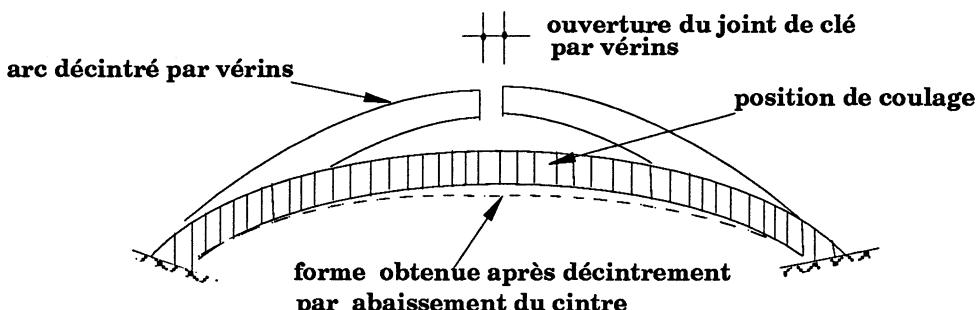
Le record de portée appartient :

- pour le métal, au pont de Bayonne dans le New Jersey (496 m - 1931),
- pour le béton, au pont de Kerk en Yougoslavie (390 m - 1980).

En France le record de portée est détenu par les trois arches de 173 m d'ouverture du pont de Plougastel près de BREST.

Freyssinet a apporté une amélioration substantielle à la technique de ces ouvrages. Il s'agit en effet en général d'arcs encastrés au naissances, dont les déformations se traduisent par des moments de flexion qui conditionnent les dimensions béton et acier de la section. Ces déformations peuvent être réversibles s'il s'agit par exemple de déformations dues aux surcharges ou aux variations de température. D'autres, au contraire, sont irréversibles : ce sont celles dues au raccourcissement élastique instantané de l'arc, au moment de sa mise en compression par enlèvement de l'échafaudage, ainsi que celles dues au fluage et au retrait du béton. Il est donc intéressant d'en supprimer les effets. C'est pourquoi en général de tels arcs sont décintrés, non par abaissement du cintre, mais au contraire par élévation d'l'ouvrage par rapport à celui-ci.

A cet effet, des logements sont réservés à la clé de l'arc, permettant la mise en place de vérins d'une force supérieure à la poussée théorique de l'arc. La montée en pression de ces vérins permet donc de transférer le poids du béton initialement supporté par l'échafaudage, à la section de béton qui se comprime et se raccourcit. Il se crée donc une ouverture à la clé, égale au raccourcissement de l'arc sous son poids. L'enlèvement de l'échafaudage ne produit plus de descente à la clé.



Mais on peut aller plus loin : si l'on continue à pousser les vérins, on peut faire monter la clé de l'arc en écartant davantage les deux faces du joint de clé et compenser ainsi les raccourcissements ultérieurs de l'arc dûs à l'exécution des superstructures, au fluage et au retrait. Cette opération de compensation introduit donc dans l'arc des déformations et des contraintes de sens inverse des contraintes qu'il serait appelé à subir ultérieurement. C'est une véritable précontrainte.

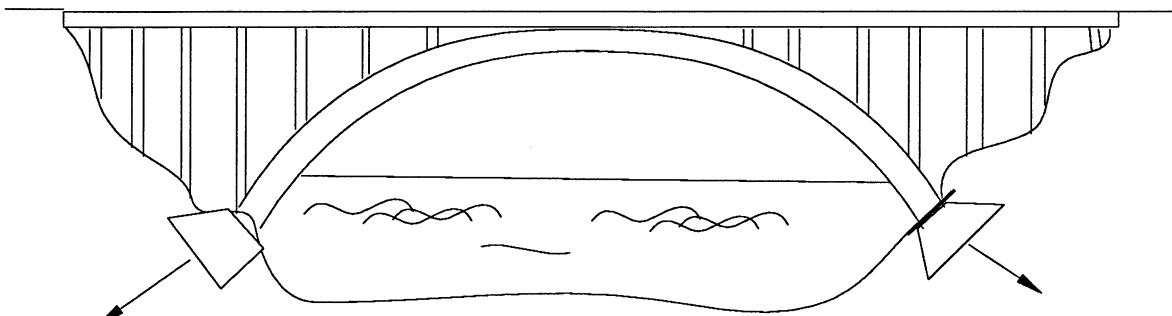
Une fois l'ouverture réalisée, un joint maté est exécuté entre les deux demi arcs, ce qui permet l'enlèvement des vérins de décintrement.

Les sections employées pour réaliser les arcs sont en général soit des sections pleines, soit des sections évidées, à inertie plus importante pour une même section de béton. La fibre moyenne de l'arc est en général tracée suivant le polygone funiculaire de sa charge permanente et de la demi surcharge répartie.

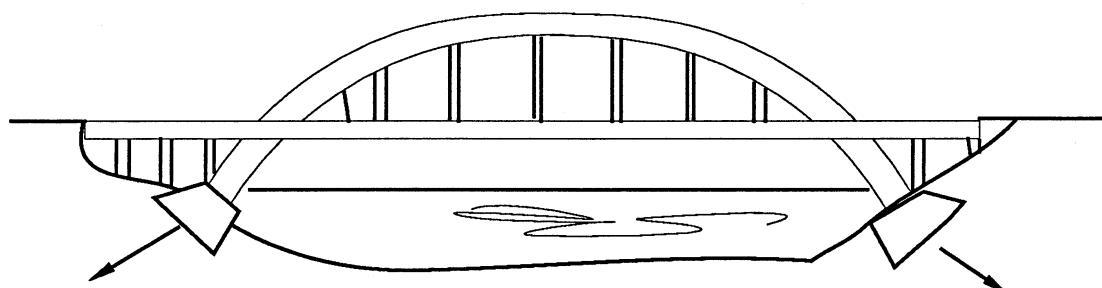
Le tablier des ponts en arc est en général supérieur : il est supporté par des poteaux appuyés sur l'arc ; il peut être également intermédiaire (Pont de TREGUIER - 153 m de portée), supporté par des poteaux ou des suspentes suivant sa position par rapport à l'arc.

Il peut être enfin inférieur : dans ce cas, il peut servir de tirant à l'arc qui ne transmet plus à ses fondations que des efforts verticaux : c'est le pont en **bow-string**, qui a vu de très nombreuses réalisations entre les deux guerres, la rigidité du système étant obtenue, pour une part, par le tablier.

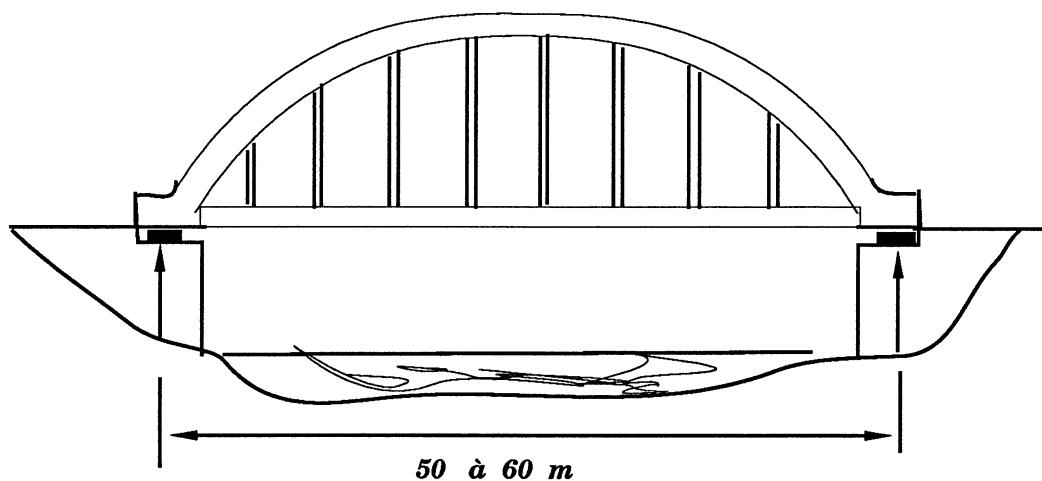
Ce système était économique mais malheureusement assez inesthétique. De nombreux exemples en sont encore visibles, en particulier aux Pays-Bas et en Allemagne où de très grands ouvrages ont été réalisés selon ce principe.



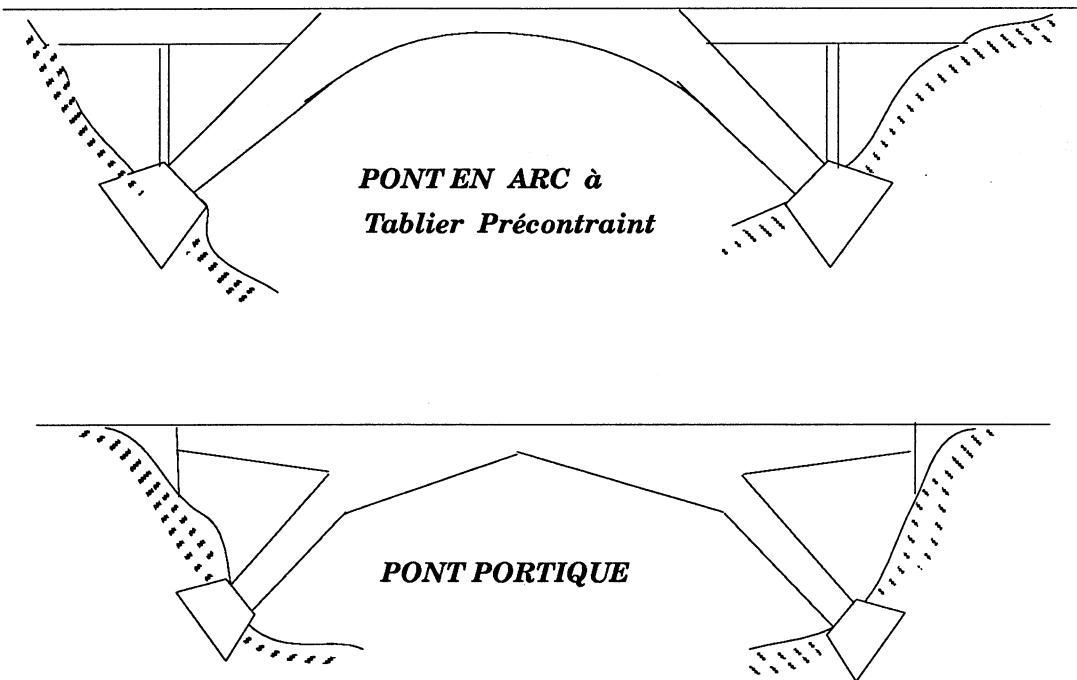
ARC à Tablier Supérieur



ARC à Tablier intermédiaire



Bow - String



Pour les ponts à tablier supérieur, le béton précontraint a permis d'augmenter la portée des longerons du tablier. Au lieu d'une charge sensiblement répartie, l'arc est amené à recevoir des charges concentrées très importantes, ce qui a modifié profondément la forme du funiculaire et qui à l'extrême à une nouvelle forme de pont, le pont portique.

7 - METHODES DE CONSTRUCTION

7.1 - Ponts suspendus

Les fils constituant les câbles à fils parallèles sont mis en place par paires, à l'aide d'un chariot tracté par un téléphérique de service, suspendu. Lorsque tous les fils ont été tendus entre les deux massifs d'ancrage, leur volumineux faisceau est serré par une machine hydraulique se déplaçant le long du câble. On enroule ensuite autour du câble des spires de fil continues pour l'isoler du milieu ambiant par une gaine protectrice. Ce travail nécessite l'établissement d'une passerelle de travail suspendus, continue sous chaque câble.

L'assemblage du tablier se fait le plus souvent par levage de sections préfabriquées, amenées par flottaison. La déformation des câbles au fur et à mesure de l'avancement et la vulnérabilité au vent de l'ouvrage non terminé sont les principales difficultés de montage.

Dans le cas des ponts à haubans, l'assemblage des tronçons de tablier et la mise en place des câbles se fait généralement en encorbellement à partir des piles, ce qui évite l'opération délicate de passage des câbles sur toute la longueur de l'ouvrage comme dans le cas précédent.

7.2 - Ponts à poutres

7.2.1 - *Structures de faible portée*

Les ouvrages de ce type en béton armé ou béton précontraint sont généralement coulés sur un échafaudage prenant appui directement sur le sol.

Cet échafaudage peut être général si l'ouvrage n'est pas de grande longueur. Pour les ouvrages importants, il peut être partiel et déplaçable : dans de cas pour les ouvrages précontraints l'arrêt de coulage se situe en général au 1/5 de la portée entre deux appuis.

Dans cette section, le plus souvent la précontrainte est centrée : les câbles y sont raboutés avec des dispositifs métalliques permettant la continuité mécanique de la précontrainte.

7.2.2 - *Structures de moyenne et grande portée*

7.2.2.1 - *Ponts métalliques :*

Ils sont le plus souvent réalisés à l'aide de grands éléments préfabriqués en usine, transportés par voie fluviale ou maritime et mis en place à l'aide des techniques suivantes :

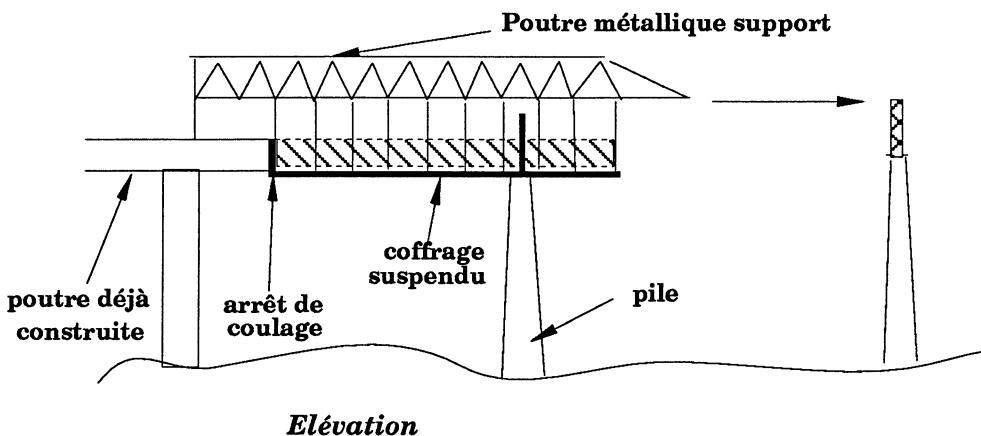
- Utilisation d'engins de levage autonomes très puissants mettant en place l'ouvrage par travées entières,
- lancement à partir d'une rive de l'ouvrage préalablement assemblée sur la terre ferme,
- montage en encorbellement à partir d'une pile d'éléments de poids relativement faible levés à l'aide d'un engin porté par le tablier.

7.2.2.2 - *Ponts en béton précontraint :*

Les ponts en béton précontraint doivent une grande part de leurs succès aux méthodes de construction économiques et rapides mises au point depuis 1950

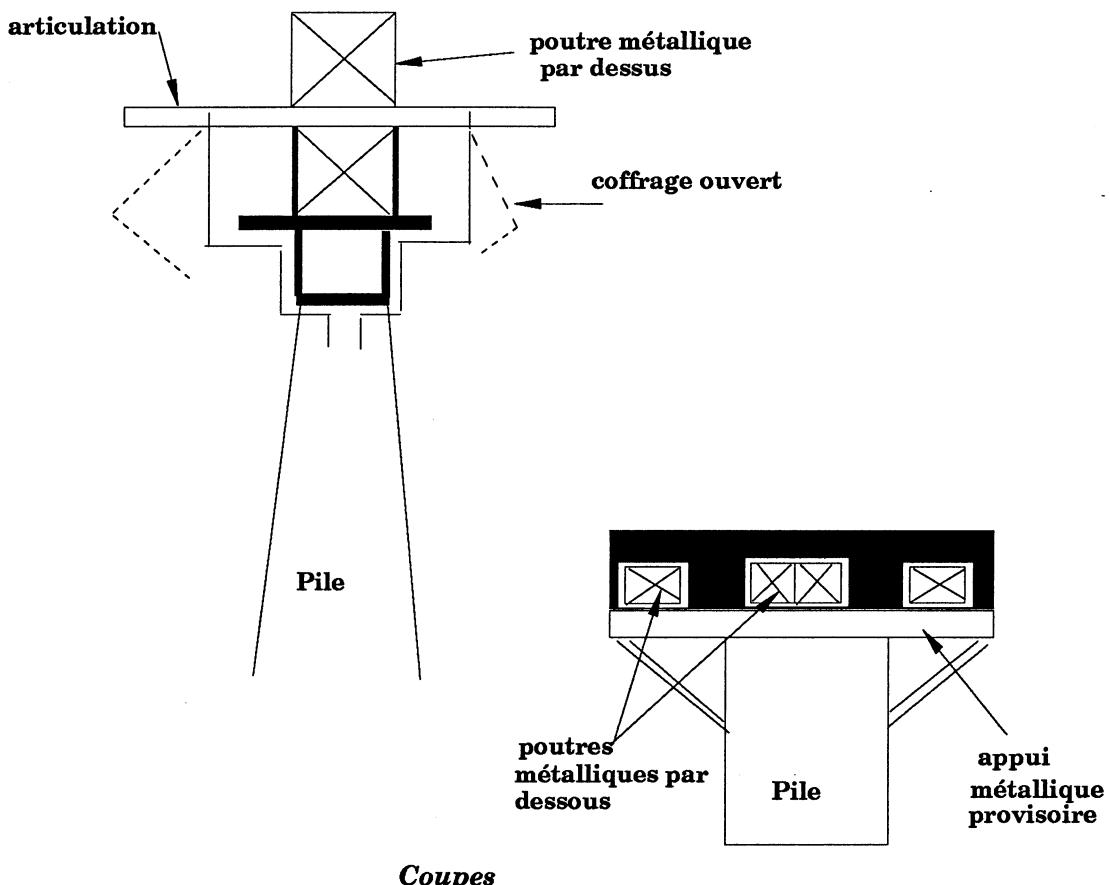
1) **Coulage en place sur cintre autolanceur**

Pour les ponts continus de grande longueur, des machines d'échafaudage et de coffrage ont été développées, qui se déplacent de travée en travée et sont généralement portées par les piles définitives. L'arrêt de coulage se situe en général en porte-à-faux au-delà d'une pile, au voisinage du point du moment nul, soit sensiblement au $1/5^{\circ}$ de la portée. A cet endroit, les câbles de précontrainte sont raboutés pour assurer leur continuité mécanique. Les poutres d'échafaudage peuvent être :



- Situées au-dessus de l'ouvrage.

Le coffrage étant alors suspendu. La poutre métallique, d'une longueur supérieure à la travée, est munie d'un avant-bec ou d'un arrière-bec lui permettant par lancement de franchir la brèche. Le coffrage doit être démonté à chaque emploi, à moins qu'un dispositif spécial ne lui permette de dégager l'emplacement de la pile. C'est ainsi que vient d'être exécuté le Viaduc des Ebrax près de Chamonix, dont le tablier franchit à plus de 50 m de hauteur la vallée de l'Arve.



- **Situées au-dessous de l'ouvrage,**

Ce dispositif s'accommode parfaitement avec une section formée de deux poutres rectangulaires sans entretoise supportant une dalle épaisse. Le coffrage peut être constitué par des poutres caissons métalliques situées dans la hauteur des poutres béton et se déplaçant sur des chevêtres métalliques accrochés aux piles.

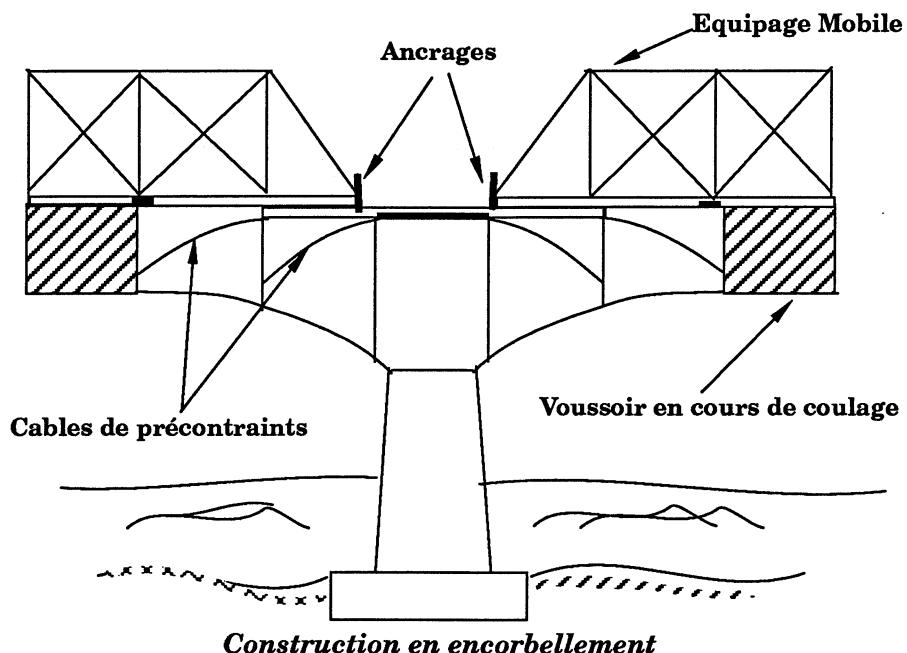
L'inconvénient principal de tous ces dispositifs est leur flexibilité. En effet au fur et à mesure du chargement en béton, la poutre métallique fléchit, parfois d'une quinzaine de centimètres.

Des précautions spéciales doivent donc être prises pour éviter que le béton frais ne souffre de ces déformations, particulièrement au droit de la reprise avec la poutre existante. Un programme de bétonnage extrêmement précis doit être dressé.

2) Construction en encorbellement

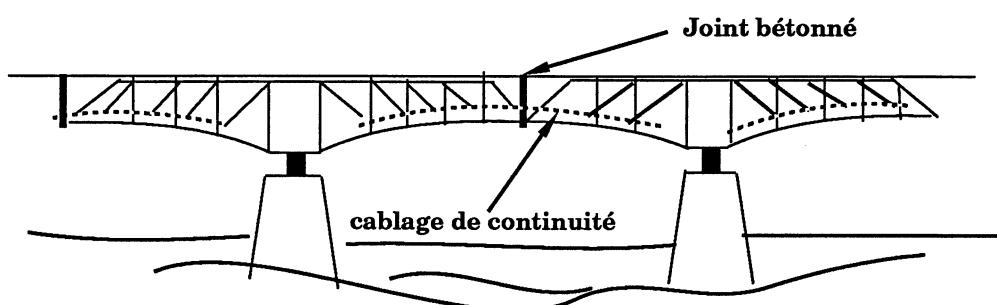
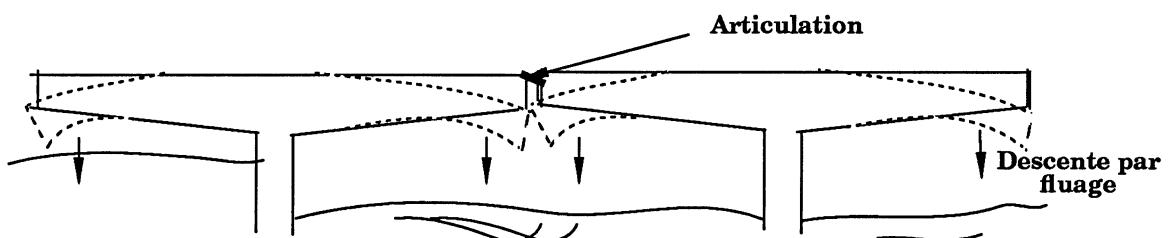
Le principe de cette construction consiste à exécuter l'ouvrage en porte-à-faux symétriques à partir des piles, le tablier étant betonné en place à l'aide d'équipages mobiles, par tronçons de quelques mètres de longueur, précontraints par des câbles ancrés en extrémité de chaque tronçon ; de ce fait les ancrages sont souvent situés dans l'âme de la poutre, ce qui conditionne son épaisseur, dont la dimension minimale est de l'ordre de 0,35 m à 0,40 m.

Le rythme de construction est conditionné par le durcissement du béton et sa mise en précontrainte. Il est d'une à deux opérations par semaine, soit 3 à 6,00 m de porte-à-faux.



Construction en encorbellement

Les premiers ouvrages réalisés de cette manière, encastrés sur les piles, étaient particulièrement simples puisque isostatiques sous l'action du poids propre et de la précontrainte. Ils étaient munis à la clé d'une articulation métallique formant verrou pouvant transmettre d'une manière hyperstatique des réactions verticales d'un fléau à l'autre sous l'action des surcharges dissymétriques. L'expérience a montré que cette méthode avait le grave défaut, par suite du fluage de béton et de la relaxation des aciers, de conduire à une déformation verticale de l'ouvrage, vers le bas, importante au droit de l'articulation, et donc une brisure dans le profil en long très désagréable au point de vue circulation mais évidemment sans danger pour la résistance de l'ouvrage.

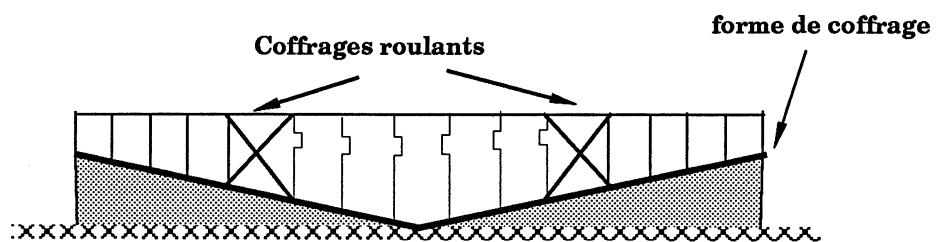
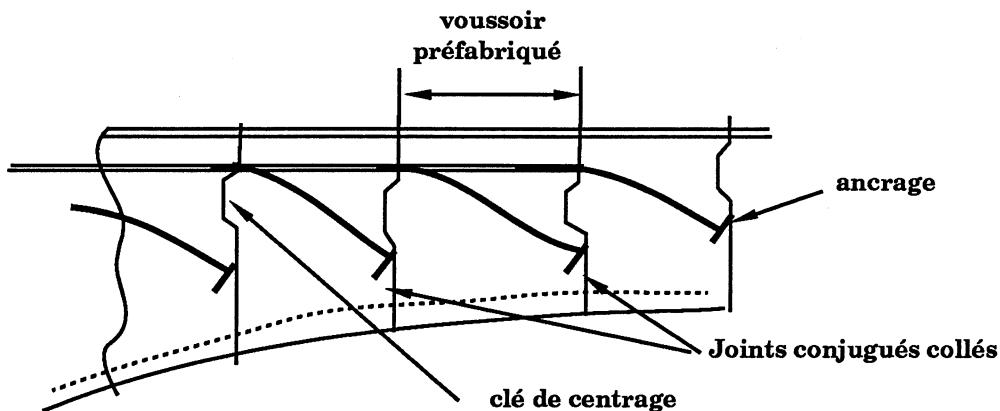


C'est pourquoi on réalise maintenant une liaison rigide au droit de l'extrémité des fléaux, en enfilant, après clavage, des câbles dits de continuité. On peut alors poser librement les poutres sur la tête de pile (elles y sont encastrées provisoirement pour la construction) ou éventuellement les y encastrer si leur souplesse leur permet de s'accommoder des déformations du tablier.

Pour de tels ouvrages, c'est la section en caisson qui est exclusivement employée par ce que particulièrement bien adaptée aux moments négatifs prépondérants en service.

La vitesse d'avancement des ponts coulés en encorbellement est de l'ordre de 1 à 3,00m par jour. Il était donc logique, dans le but d'accélérer ce rythme de penser à préfabriquer les voussoirs constituant les fléaux, en réalisant les joints avec du béton coulé sur place ou du mortier maté. Mais le durcissement même du mortier impliquait une sensible perte de temps dans le processus de montage. La solution pratique qui est véritablement à l'origine du développement de la préfabrication des ponts construits en encorbellement, fut trouvée en utilisant comme coffrage de l'une des faces verticales du voussoir la face homologue du voussoir précédemment bétonné contre un coffrage classique.

Les "joints conjugués" ainsi réalisés ne nécessitent alors, pour assurer un contact parfait, qu'un film de colle (résine époxydique), de l'ordre du millimètre d'épaisseur, dont la polymérisation est très rapide (de l'ordre de 4 à 8 h). La mise en place exacte du voussoir est obtenue à l'aide de tenons et mortaises qui permettent d'assurer la résistance provisoire du joint aux efforts tangentiels éventuels, au moment de la mise en précontrainte sur la colle fraîche.



Banc de préfabrication

Ce système permet des vitesses d'avancement considérables, jusqu'à 30 à 35 mètres par jour, correspondant à la mise en place de 10 voussoirs par jour.

La préfabrication peut être réalisée soit sur un banc représentant la totalité de la longueur d'un fléau, à l'aide d'un coffrage déplaçable, soit à l'aide d'un coffrage fixe, en déplaçant successivement les voussoirs pour qu'ils puissent jouer leur rôle de coffrage du voussoir suivant.

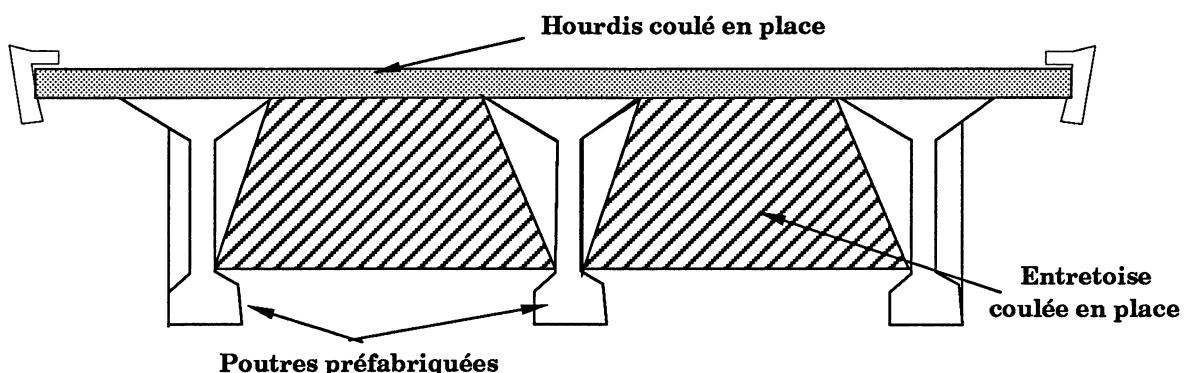
Les voussoirs préfabriqués, d'un poids de 50 tonnes, peuvent être mis en place soit à l'aide d'engins extérieurs, terrestres ou flottants, soit à l'aide d'appareils portés par le pont lui-même, tels que poutre de lancement ou engin de levage spécial.

Cette méthode permet de bénéficier de tous les avantages que confère la préfabrication à ses produits, aussi bien dans la qualité du béton, la précision des formes, la netteté des parements, que dans les résistances élevées nécessaires au moment de la pose et la suppression d'une partie du retrait pris librement sur parc.

3) Construction à l'aide de poutres préfabriquées

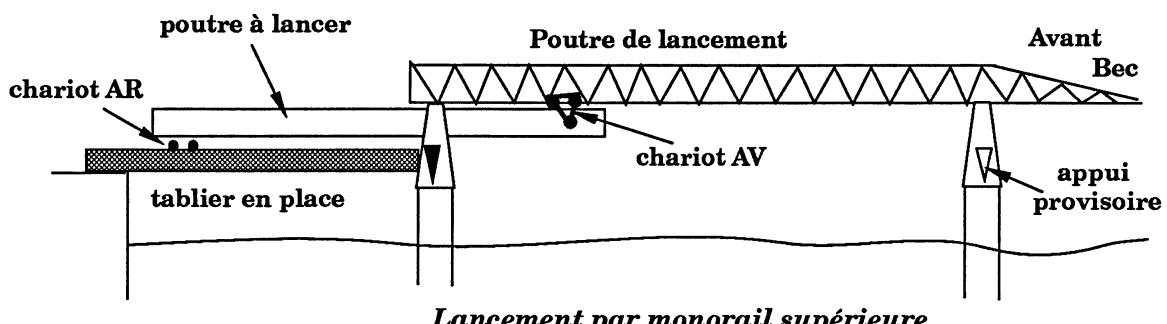
C'est le domaine de prédilection de la préfabrication. Le pont est décomposé en ses poutres élémentaires, qui sont préfabriquées sur la rive, une par une, dans un même coffrage, généralement métallique, très étudié, donc permettant d'assurer une meilleure qualité de l'ouvrage et une industrialisation de la fabrication. Le plus souvent le béton est étuvé pour accélérer la rotation de l'appareillage.

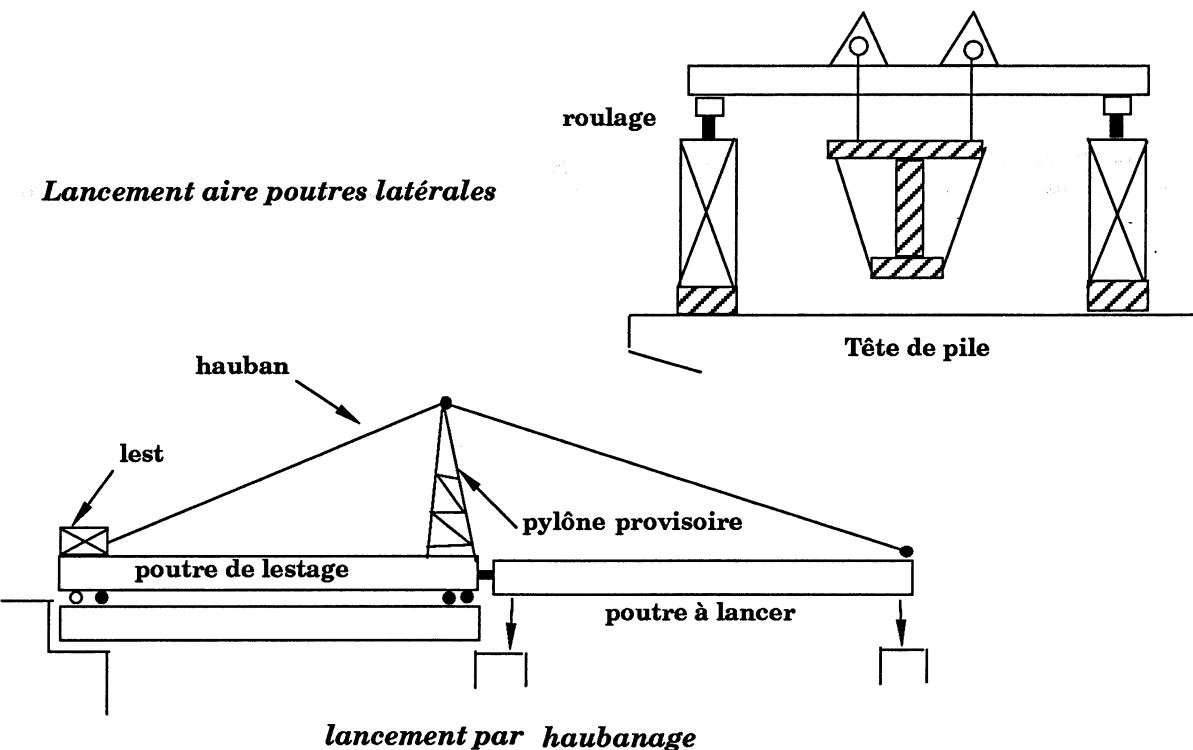
Une fois mises en place à leur emplacement définitif, les poutres sont reliées par un béton coulé en place au niveau du hourdis et au droit des entretoises.



Le poids de ces poutres préfabriquées atteint parfois 150 tonnes. Les procédés de mise en place sont extrêmement nombreux :

- par engins de levage, terrestres ou flottants,
- par lancement, à l'aide d'une poutre métallique, généralement supérieure ou éventuellement de deux poutres latérales,
- par flottaison et levage contre les piles.
- par haubanage provisoire.



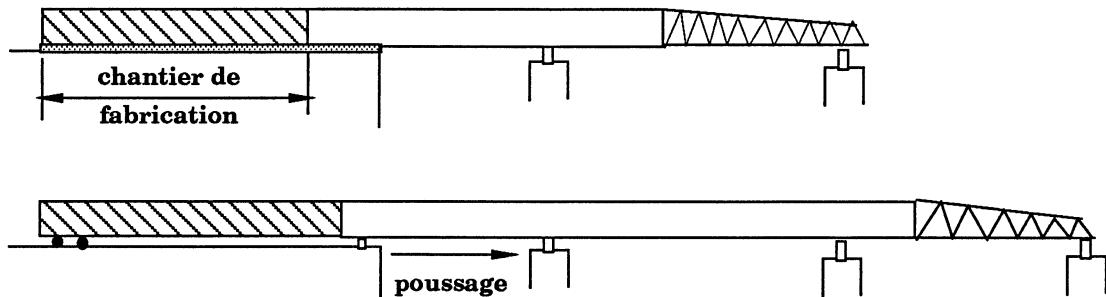


A ces mouvements longitudinaux sont associés des mouvements verticaux de mise à niveau des appuis et de translation latérale, généralement effectués à l'aide de vérins.

Tout ceci nécessite des appareillages mécaniques importants, dont l'étude soignée permet de supprimer tout risque pour ces opérations délicates.

4) Construction par poussage

C'est une technique analogue à celle du lancement des ponts métalliques. L'ouvrage construit sur la rive de la brèche est peu à peu "poussé" en prenant appui sur ses appuis définitifs. Au cours du lancement l'ouvrage fonctionne donc alternativement en console (moment négatif) ou en poutre sur 2 appuis (moment positif). L'inversion des signes des contraintes qui en résulte, sans inconvénients pour une structure métallique, est incompatible avec le fonctionnement normal d'une structure en béton précontraint.

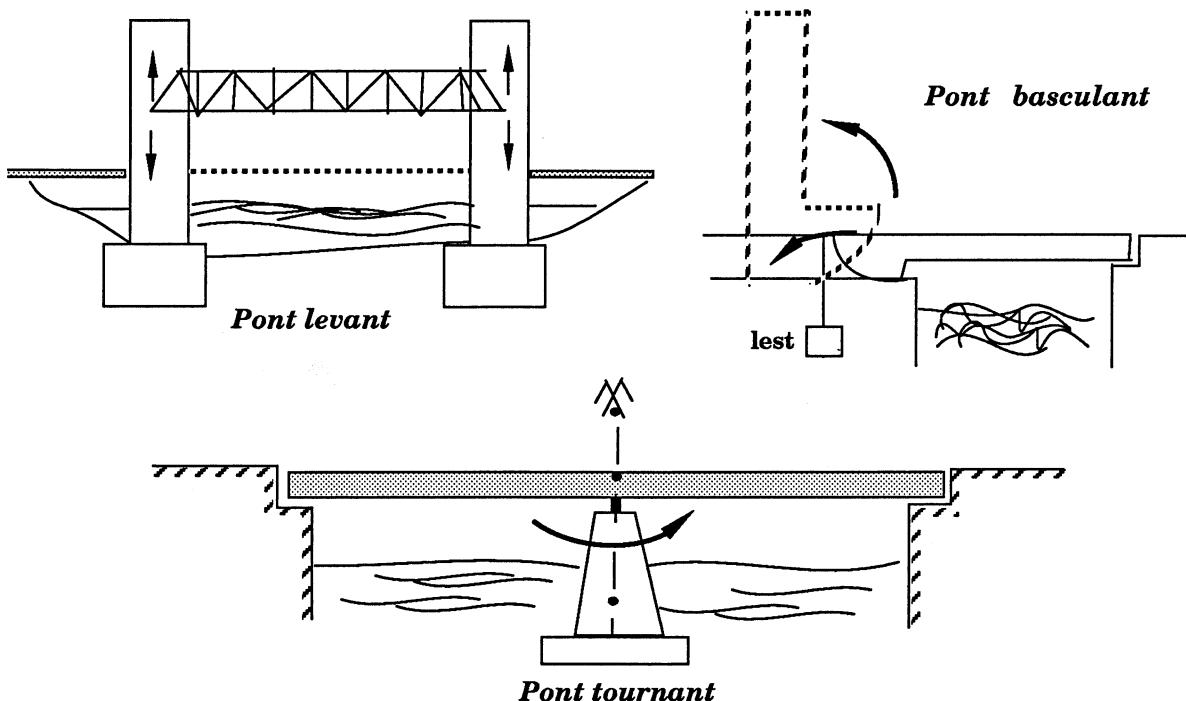


C'est pourquoi en général on munit l'extrémité de l'ouvrage poussé d'un avant-bec métallique léger permettant de diminuer les sollicitations. D'autre part, on crée une précontrainte centrée, ce qui pénalise évidemment le coût de cette technique. Malgré tout elle reste très économique car elle nécessite peu de matériel.

8 - PONTS MOBILES

C'est le domaine privilégié des ponts métalliques. Ils sont nécessaires lorsqu'on veut dégager une passe navigable sans atteindre une grande hauteur (estuaires des rivières, ports).

Le tablier des ponts mobiles doit être aussi léger que possible ; souvent le platelage est réalisé sous la forme d'un caillebotis métallique. Il faut en assurer l'équilibrage dans des conditions satisfaisantes :



On distingue :

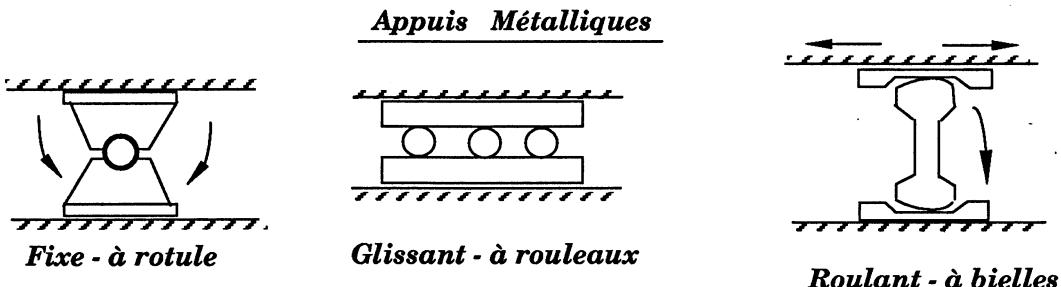
- les ponts levants, dans lesquels la travée mobile subit un mouvement d'ensemble de translation verticale : le pont levant du Martrou sur la Charente, avec sa travée en poutres à treillis Warren, de 90,00 m de portée, se lève de 28,00m en 100 secondes.
- les ponts tournants mobiles autour d'un axe de rotation verticale, à simple ou à double volée.
- Les ponts basculants, passant de la position horizontale à la position verticale pour roulement sur leur culasse.

9 - DISPOSITIONS COMMUNES AUX APPUIS DES PONTS

Ces appuis doivent permettre les mouvements de l'ouvrage en accord avec le schéma statistique de calcul.

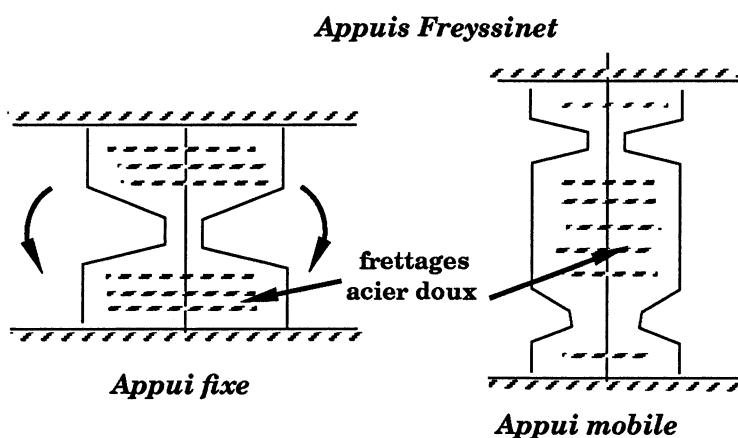
Dans un pont à poutres droites indépendantes, par exemple, ils doivent permettre les déformations longitudinales de la travée, dues aux variations de température, ou au retrait et au fluage s'il s'agit d'un pont précontraint. Ils doivent permettre également la rotation des ponts sur leurs appuis. Enfin, ils doivent transmettre aux supports de l'ouvrage les efforts horizontaux appliqués au tablier, tels que freinage ou, dans certains cas, les séismes ou la force centrifuge.

On utilise quatre sortes de solution :



- **Appuis béton :**

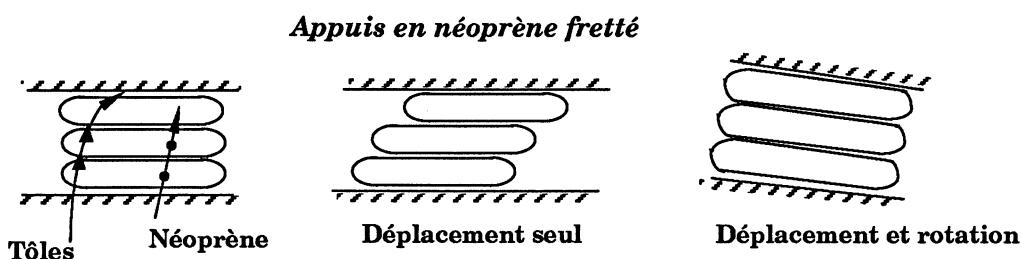
Freyssinet a découvert qu'en chargeant très fortement des noyaux de béton entre des massifs très fêrailleés, on pouvait dépasser la limite de rupture sur éprouvettes du béton constituant, sans constater de désordres. Dans cet état, le béton est plastifié et peut également supporter sans se désorganiser des rotations importantes.



C'est ainsi qu'on fait couramment travailler le noyau à 400 ou 500 kg/cm². Les piliers d'appuis du viaduc de Saint-Denis, supportant 1.600 tonnes, sont ainsi munis d'articulations Freyssinet en tête et au pied, leur permettant de supporter les mouvements longitudinaux du tablier.

- **Appuis en néoprène fretté :**

Ces appareils se présentent sous forme de plaques préfabriquées, constituées par une feuille de néoprène de 8 à 10 m/m d'épaisseur, collée entre deux plaques de tôle de 1 m/m d'épaisseur. Ces appuis, par la mise en jeu de la distorsion du néoprène, permettent les translations. On peut faire varier la dimension et le nombre de ces plaques superposées, suivant l'importance des charges des déplacements. Ces plaques permettent aussi une certaine rotation.

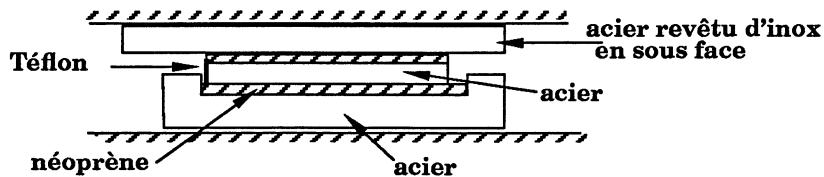


L'intérêt de ces appuis est de ne pas nécessiter la création de points fixes pour maintenir l'ouvrage à sa place.

Tous les appuis peuvent avoir la même valeur, par exemple vis à vis du freinage. En jouant sur le nombre et l'épaisseur des plaques, on peut également adapter la rigidité de l'empilage à la rigidité de l'appui.

- **Appuis glissants en Téflon**

Appui Néoprène - Téflon



Ces appuis sont constitués par une plaque métallique revêtue de "téflon", matière plastique procurant un coefficient de frottement ou glissement compris entre 1 et 4 %, sur laquelle peut glisser une autre plaque métallique revêtue d'acier inoxydable.

En général la plaque inférieure repose sur une feuille de néoprène permettant à l'appareil glissant d'admettre en plus une certaine rotation.

III - LES BARRAGES DE RETENUE

Ils sont destinés à créer des lacs de régularisation de rivières ou des retenues en altitude pour la production d'énergie électrique.

Les ravages que causent les masses d'eau retenues, en cas de rupture d'un barrage, exigent que le projecteur et le constructeur déploient toute leur science et toute leur sagesse pour les construire, et s'entourent des conseil de spécialiste tels que les géographe, les hydrauliciens, les géologues et les architectes.

On distingue deux grandes familles de barrages :

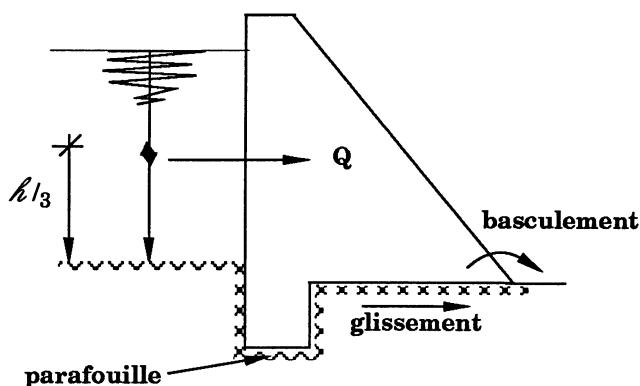
- les barrages en béton,
- les barrages en terre et enrochements.

1 - BARRAGES EN BETON

1.1 - Barrages - Poids

Ils sont constitués par une masse soit de béton, soit de maçonnerie, suffisante pour résister par son poids à la poussée de l'eau. Il faut vérifier :

- la stabilité au renversement par basculement sur l'arête aval de la fondation,
- la stabilité au glissement sur le plan de fondation.



En général, la section du barrage est triangulaire, le parement amont étant sensiblement vertical et le parement aval incliné de manière à donner à la base une épaisseur égale sensiblement à 80 % de la hauteur.

Le risque principal d'un tel ouvrage est la création de sous-pressions au niveau de la surface de contact du barrage avec le terrain en place, ou dans le sein même de la masse du barrage.

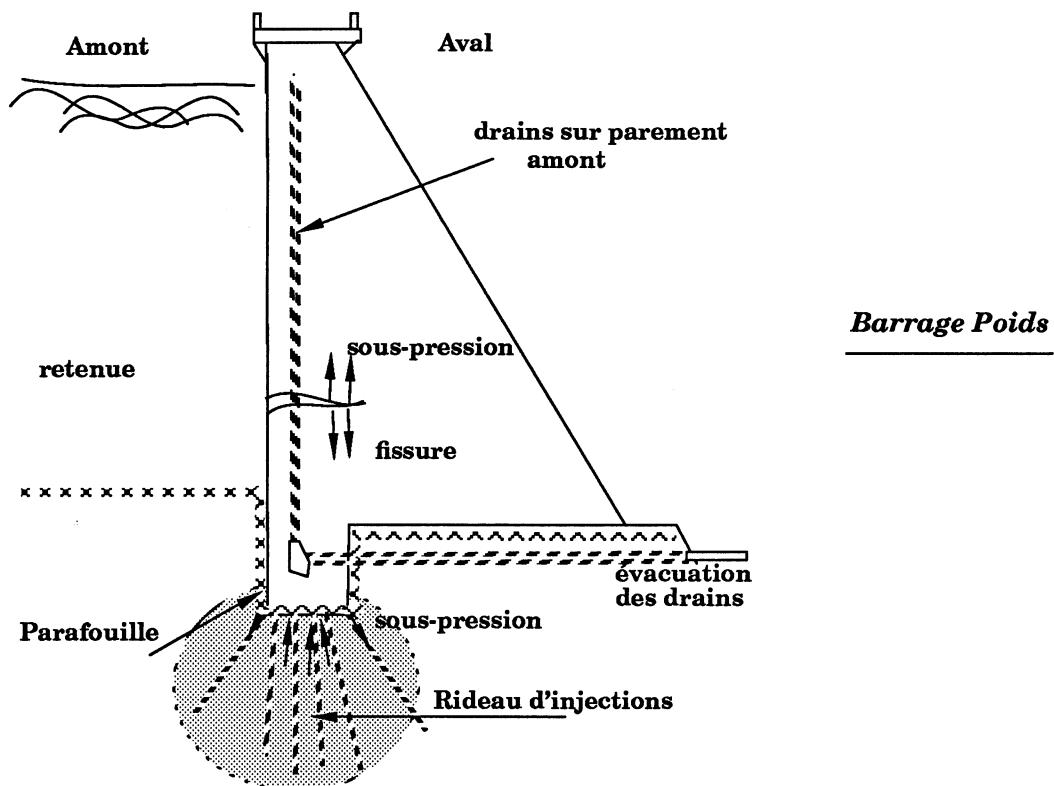
Ces sous-pressions ont en effet tendance à soulever le massif et leur action se cumule avec la poussée horizontale de l'eau pour augmenter le couple de renversement.

Il faut donc particulièrement soigner l'étanchéité entre le terrain et l'ouvrage vers l'amont, par l'exécution de parafouilles et d'injections.

En outre, on crée au voisinage du parement amont, des galeries de drainage permettant de collecter les eaux d'infiltration et de les évacuer vers l'aval afin qu'elles ne puissent se mettre en pression

Cette technique a été longtemps en faveur aux U.S.A., où des moyens très économiques et très puissants de production de béton en masse ont été mis au point.

Elle s'applique particulièrement aux vallées en U.



Ainsi, en 1942, a été réalisé aux U.S.A. le barrage de Grand Coulee, de 165 m de hauteur et 1250 m de longueur en crête.

Il a nécessité la mise en oeuvre de 8 Millions de m³ de béton, pour un volume de la retenue de 115 Milliards de m³ d'eau.

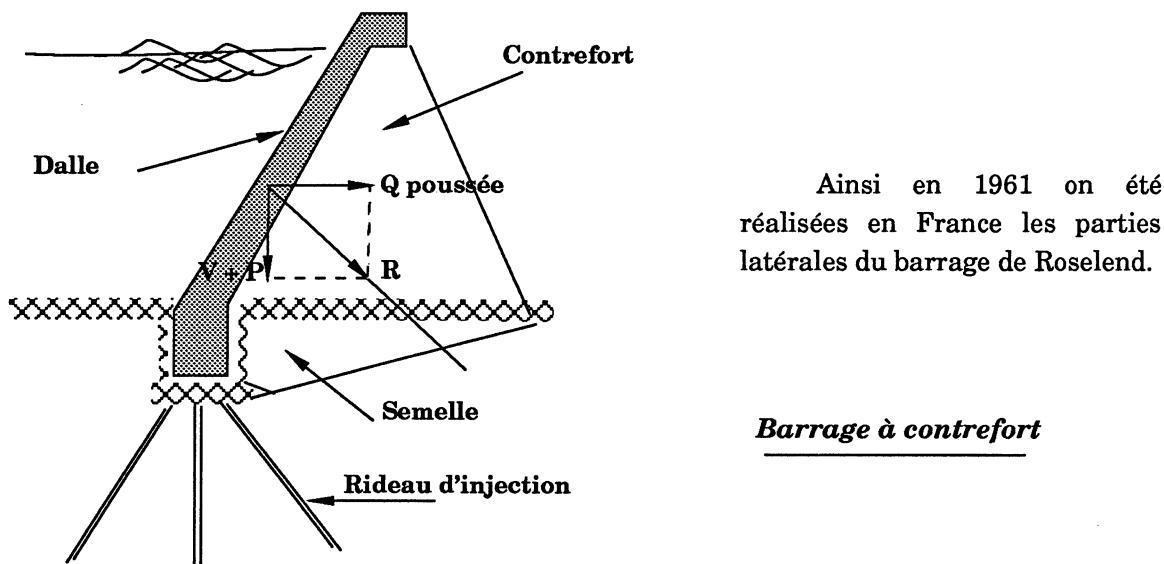
1.2 - Barrages à contreforts

On a cherché à réduire les masses de béton impressionnantes des barrages poids, en élargissant le massif.

Le barrage est alors constitué essentiellement par une dalle le plus souvent inclinée, formant le parement amont et reposant sur une série de contreforts triangulaires chargés de reporter sur le terrain les réactions de l'ouvrage.

L'inclinaison de la dalle permet de mobiliser le poids d'eau pour appliquer l'ouvrage sur le terrain et accroître sa stabilité, concurremment avec le poids de celui-ci. L'ouvrage reposant sur le terrain par des semelles de dimension réduite, le risque de sous pression est considérablement diminué, le drainage des fuites se faisant tout naturellement.

En contrepartie, il faut que la résistance du terrain soit suffisante pour supporter les contraintes majorées dues à ce type d'ouvrage.

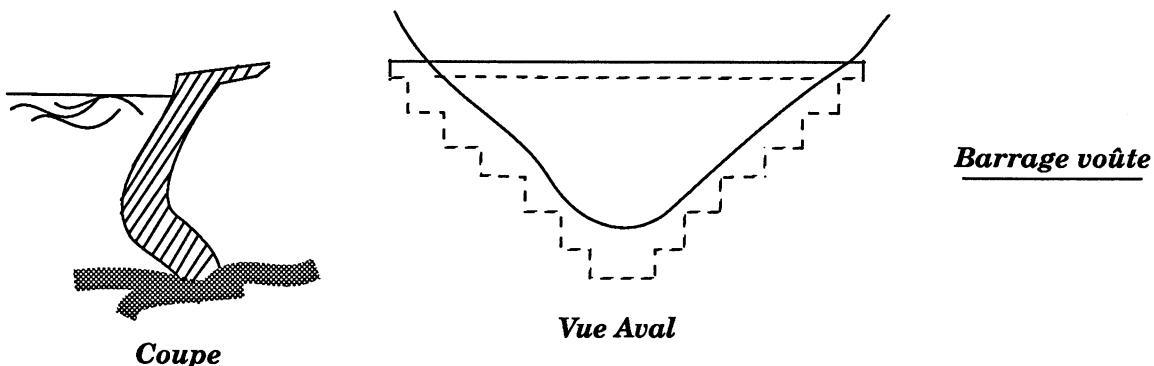


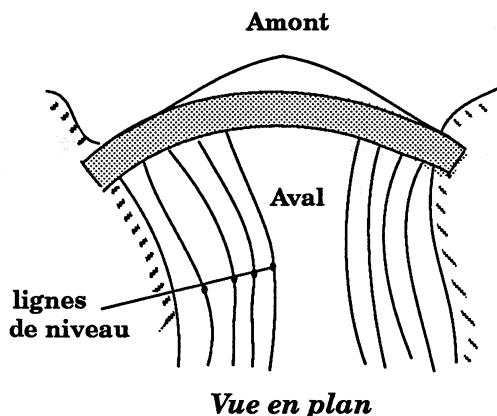
1.3 - Barrages voûtes

Dans ce type d'ouvrage, on met à profit la résistance à la compression du béton, en dessinant le barrage sous la forme d'une sorte de voûte à axe vertical, qui s'appuie sur les flancs de la vallée. Ceci s'applique en particulier aux vallées en V.

Le calcul de tels ouvrages est compliqué ; il consiste essentiellement à faire le partage entre l'effet de poids et l'effet de voûte en écrivant l'égalité des flèches de l'ouvrage travaillant en console verticale sur sa fondation et en voûte horizontale sur ses culées. Ceci conduit en général à réaliser le barrage sous la forme d'une surface à double courbure à convexité dirigée vers l'amont. Les efforts transmis aux culées nécessitent évidemment un terrain d'excellente qualité.

Ainsi, en 1959, a été réalisé en Suisse le barrage de Mauvoisin, d'une hauteur de 257 m et d'une longueur en crête de 535 m, dont la réalisation a nécessité 2 Millions de m³ de béton.





Le barrage de Malpasset, dont la rupture a causé la catastrophe de Fréjus où plus de 400 personnes ont péri, était également un barrage voûte.

C'est la rupture du terrain derrière une des culées qui a été à l'origine de la rupture du barrage.

1.4 - Barrages à voûtes multiples

La combinaison des contreforts et des voûtes a donné naissance à la famille des barrages à voûtes multiples. A l'origine, ces voûtes étaient de faible portée. La technique actuelle tend à augmenter la portée de ces voûtes, en diminuant le nombre des contreforts. C'est ainsi que le barrage de Granval, construit en 1959 dans le Massif Central, comporte 6 voûtes pour une longueur totale en crête de 330 m. La hauteur de l'ouvrage n'est que de 75,00m.

Au barrage de Manicouagan, construit au Canada, selon les plans du bureau d'études Français Coyne et Bellier, la hauteur de l'ouvrage est de 180 m.

2 - BARRAGES EN TERRE ET EN ENROCHEMENTS

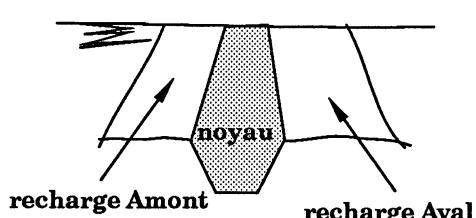
L'avènement et le perfectionnement des gros engins mécaniques de terrassement a permis d'abaisser considérablement le prix de revient de l'extraction et du mouvement des terres, alors que simultanément la mise au point de méthodes de compactage conduit à obtenir pour les remblais une densité parfois supérieure ou au moins égale à celle que le matériau possède dans son état naturel.

Par ailleurs, les progrès de la mécanique des sols ont permis d'analyser beaucoup mieux le phénomène des glissements de terrain en rapport avec leur perméabilité et leur résistance au cisaillement. C'est pourquoi depuis plusieurs années on est revenu aux techniques anciennes des digues en terre, dont de nombreux vestiges sont parvenus jusqu'à nous.

Contrairement aux barrages en béton, qui assurent simultanément les deux fonctions de résistance et d'étanchéité, les barrages en terre et en enrochements, véritables collines artificielles, sont capables de s'opposer à la poussée des eaux par leur poids, mais incapables de s'opposer aux infiltrations d'eau. Il est donc indispensable de disposer quelque part un masque ou un diaphragme, qui assure l'étanchéité.

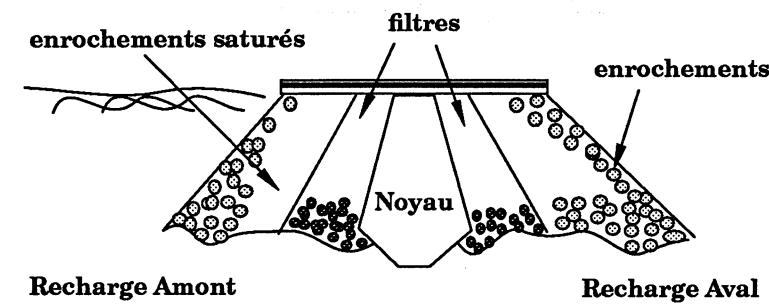
D'où les différentes structures :

2.1 - Barrages à noyau



Dans ce type d'ouvrage, deux masses de terre ou d'enrochements dénommées "recharges", enserrent un diaphragme central en terre argileuse suffisamment imperméable pour être étanche.

La résistance au cisaillement est obtenue par les recharges, qui contiennent dans ce but de gros éléments, ce qui est peu compatible avec l'imperméabilité. Au contraire, le noyau central a une granulométrie très fine pour être étanche, et ne possède de ce fait qu'une faible résistance au glissement.



En service la recharge amont est donc saturée d'eau, alors que la recharge aval, au contraire, est sèche ; quant au noyau, il est également complètement saturé et son parement aval humide laisse suinter l'eau à l'aval, particulièrement à la base du barrage.

Il faut interdire que ces suintements se transforment en infiltrations dangereuses, qui entraîneraient des matériaux solides, produisant ce que l'on appelle un "renard".

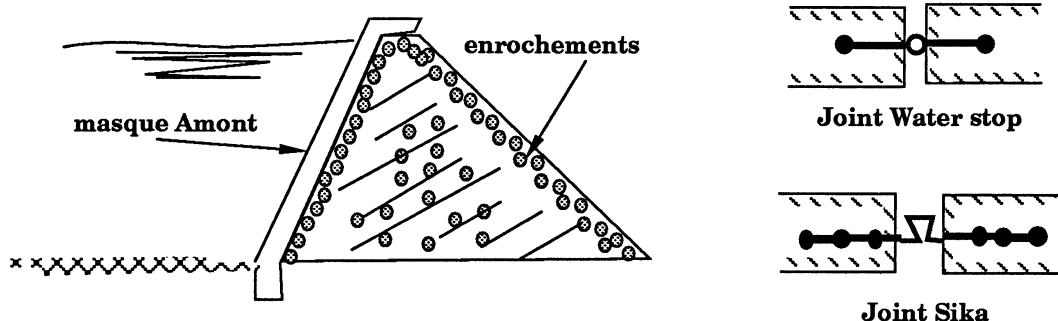
C'est pourquoi, au contact du noyau et de part et d'autre de celui-ci, on réalise des filtres, constitués de couches successives de matériaux de dimensions croissantes, faisant transition entre la granulométrie fine du noyau et les gros éléments des recharges. La recharge amont ne procure qu'une faible résistance au cisaillement, du fait de sa saturation en eau ; néanmoins, sa présence est indispensable pour empêcher le glissement du noyau saturé dans la retenue ; sa constitution doit être étudiée également de telle manière qu'en cas de vidange de la retenue, sa stabilité reste assurée.

La résistance du massif aval au glissement étant obtenue par le contact des particules solides entre elles, il importe de suivre de très près l'évolution des pressions interstitielles, qui risquent de créer l'équivalent des sous-pressions pour les barrages massifs ; la pression due au poids du massif d'enrochements étant alors transmise par le liquide, au détriment de celle qui est transmise par les particules solides.

Le barrage de Serre Ponçon, réalisé sur la Durance en 1960, est un barrage en terre de ce type. Il a une hauteur de 130 mètres pour un dénivelé en crête de 600 mètres. Il a nécessité la mise en oeuvre de 14 Millions de m³ de matériaux.

2.2 - Barrages à masque amont

Lorsqu'on ne dispose pas de matériaux adéquats pour réaliser le noyau étanche, par exemple en haute montagne, où seuls les enrochements sont faciles à extraire, on substitue au noyau un masque étanche que l'on applique sur le parement amont de la recharge aval, qui subsiste seule.



Ce masque peut être réalisé en béton armé ou en béton bitumineux. Il est étudié pour pouvoir s'adapter aux tassements importants du massif d'enrochements, sans se déchirer. C'est ainsi qu'une dalle en béton armé est fractionnée en éléments de faible surface : l'étanchéité des joints est réalisée à l'aide de profilés spéciaux en néoprène, capables de supporter de fortes déformations de traction et de rotation.

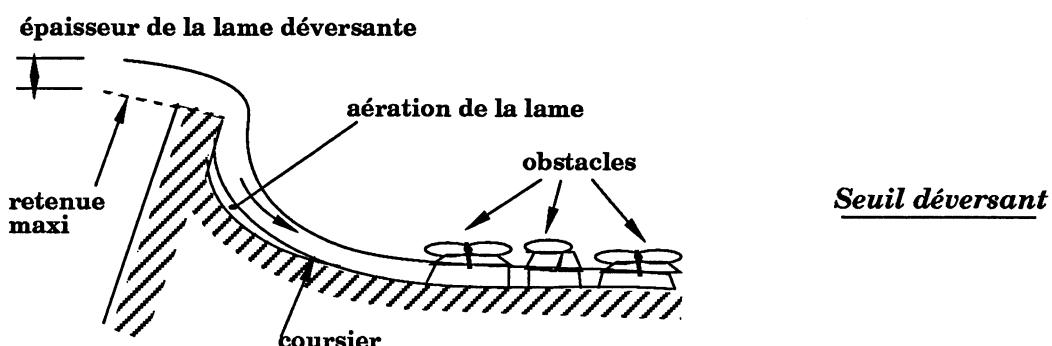
3 - LES PROBLEMES SOULEVES PAR LA CONSTRUCTION DES BARRAGES

Ces problèmes sont multiples. Sous la direction du Maître d'Oeuvre, qui doit assurer la coopération de tous et la coordination à tous les stades de la construction, sont appelés en effet à travailler de nombreux spécialistes, dont les principaux sont les géographes, les ingénieurs en hydrologie et en hydraulique, les géologues, les mécaniciens du sol, les architectes et l'entrepreneur.

Les géographes détermineront l'emplacement favorable à la construction du barrage ainsi que les surfaces des bassins versants qui permettront le remplissage de la retenue. De l'eau sera parfois amenée de très loin, dans la cuvette, par des galeries qui permettront de franchir en tunnel sensiblement horizontal, des lignes de crête séparant normalement deux vallées. Ces galeries fonctionneront parfois en siphon. Le géographe pourra ainsi se permettre, par exemple, de rejeter dans la Méditerranée des eaux qui normalement s'écoulaient vers l'Atlantique (Barrage de Montpezat).

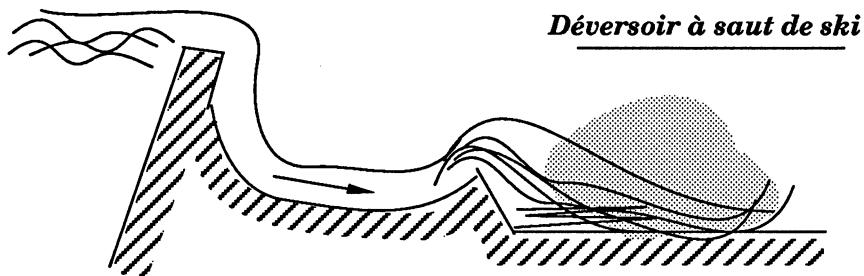
Les ingénieurs en hydrologie détermineront les volumes d'eau que l'on peut s'attendre à recueillir chaque année dans la retenue, ainsi que l'importance et la fréquence des crues. C'est en fonction de leurs données que seront déterminés les ouvrages d'évacuation des crues. Il est en effet indispensable que les barrages puissent laisser passer les crues sans provoquer de dommages. Il convient de remarquer que les très grandes retenues permettent d'absorber des crues importantes moyennant une faible élévation du plan d'eau : la détermination de la capacité des évacuations en tient compte. Notons par ailleurs que les barrages en terre ou enrochements sont minés si l'eau vient à déverser sur leur crête.

Les hydrauliciens étudient la forme à donner à ces évacuateurs : d'une façon générale, en effet, il faut permettre à l'eau de s'écouler vers laval et de dissiper l'énergie qu'elle aura acquise en descendant de la hauteur du barrage, sans causer de dommages aux ouvrages, ni aux abords du barrage en aval. Le plus souvent, on fera appel à un déversoir de surface comportant essentiellement, côté lac, un seuil déversant dont le débit est fonction de l'épaisseur de la lame déversante ou un dispositif à vannes réglables ; l'eau sera ensuite conduite dans un canal bétonné appelé "coursier", de la crête du barrage jusqu'à sa restitution en rivière. Il faudra alors dissiper l'énergie accumulée soit par turbulence sur des obstacles disposés dans le lit de la rivière, soit en redressant la lame d'eau à la base du coursier, pour la projeter en l'air et dissiper une grande partie de son énergie, en la pulvérisant : c'est le saut de ski, dont la technique a été développée par le grand ingénieur Français Coyne.



Dans d'autres cas on évacuera les crues par des ouvrages souterrains ou par des vannes dites "à jet creux", situées à une certaine profondeur au-dessous de la crête du barrage, dont l'ouverture crée des jets d'eau tubulaires très puissants qui dissipent leur énergie par pulvérisation de l'eau dans l'air.

Les géologues étudieront, concurremment avec les spécialistes en mécanique des sols et des roches, la stabilité du complexe barrage-sol, qui est souvent plus délicate à examiner que celle du barrage proprement dit, du fait de l'hétérogénéité du terrain, de ses accidents locaux, petits ou grands, qu'il est pratiquement impossible de connaître entièrement. C'est à un accident géologique de ce genre qu'est due la rupture du barrage de Malpasset.



C'est à cette occasion que seront exécutés de très nombreux sondages et galeries de reconnaissance. Ils détermineront également le réseau d'injections du sol destiné à assurer à la fois la liaison de l'ouvrage et de sa fondation, et la constitution d'un voile étanche réalisant un prolongement du barrage dans le sol. Ils étudieront la compatibilité les déformations du terrain et du barrage. C'est ainsi que des ouvrages en béton nécessiteront une fondation et des rives peu déformables, alors qu'un barrage en terre à noyau étanche s'accommode de fondations et de rives déformables. Ainsi le barrage en terre de Serre Ponçon a pu être posé directement sur les alluvions du lit de la Durance, qui atteignent jusqu'à 100 m d'épaisseur, l'étanchéité réalisée par le noyau étant prolongée dans le terrain naturel jusqu'au roc, par le traitement par injection d'une tranche de ce terrain.

Les géologues étudieront aussi l'étanchéité de la cuvette : il est arrivé quelquefois que l'on ait pas repéré un ancien lit de rivière, dont les alluvions très perméables empêchaient le remplissage de la retenue ; la stabilité peut être complètement modifiée par l'immersion dans la retenue. Ainsi en 1963, à Longarone, en Italie un flanc de la montagne s'est effondré dans la retenue du barrage et a créé une gigantesque vague déversant au-dessus de la crête du barrage, qui cependant restait intact. Enfin, il conviendra d'estimer le risque d'envasement de la cuvette, particulièrement à craindre dans les pays déboisés et à préconiser l'emplacement des vidanges de fond nécessaires.

L'architecte étudiera l'adaptation de l'ouvrage avec le site. Si l'ingénieur reste maître du système de stabilité de l'ouvrage et de ses organes principaux, l'architecte pourra cependant aider l'ingénieur à affirmer le parti choisi et à réaffirmer l'échelle de l'ouvrage, par l'étude, par exemple, du bloc usine attenant au barrage.

L'entrepreneur enfin, qui aura à exécuter les travaux pourra amener également des éléments utiles pour résoudre les problèmes posés, car il est fréquent que les moyens d'exécution réagissent sur la conception. Le problème le plus délicat sera l'exécution des travaux dans le lit de la rivière. Deux méthodes principales sont utilisées :

1) **Dérivation totale de la rivière dans des galeries provisoires creusées dans les rives**, la difficulté principale résidant dans la coupure du lit, obligeant les eaux à prendre le trajet dévié. Cette coupure se fait en général en période d'étiage, avec un matériel puissant, de manière à la réalisée très rapidement, pour ainsi dire par surprise.

2) Déviation de la rivière, que l'on oblige à emprunter successivement diverses parties de son lit naturel, pendant qu' on bâtit le barrage par portions sur les autres, à l'intérieur de batardeaux provisoires.

L'importance des cubes de béton ou d'enrochements à exécuter nécessitera l'installation de carrières, de centrales de concassage et de criblage, extrêmement puissantes.

La mise en oeuvre du béton nécessitera des précautions spéciales vis-à-vis du retrait et de l'échauffement de la masse dû à la prise. En général, les barrages seront construits par plots séparés par des joints, permettant le retrait du béton, joints bloqués ultérieurement par injections. L'échauffement du béton sera combattu par la prise au coulage de serpentins permettant une circulation d'eau froide ; dans certains cas, on pourra être amené à bétonner avec de l'eau glacée ou même à l'extrême, en pays chauds, à refroidir les agrégats.

Signalons enfin que l'implantation de chantiers aussi importants en pleine montagne ou dans des sites désertiques, nécessitera la création de véritables cités où seront logés le personnel et parfois leur famille. La vie en communauté de plusieurs centaines de personnes, loin de toute commodité, dans une nature parfois désolée et agressive - rappelons ici la chute du glacier de l'Altmark sur la cité du personnel d'un barrage en Suisse ne sera pas l'un des moindres problèmes qu'aura à résoudre le directeur du chantier. Mais c'est certainement d'un travail comme celui-là qu'il retirera le plus de satisfactions humaines.

IV - LES TRAVAUX SOUTERRAINS

C'est peut-être le domaine des T.P. où réside le maximum d'aléas. Si dans l'état actuel des techniques l'homme arrive à dominer la matière, il ne sait jamais très exactement à l'avance d'une part, ce que sera cette matière, ni d'autre part, comment elle réagira face aux outils avec lesquels il se propose de l'attaquer. L'ampleur des écarts entre les prévisions et la réalité atteint, dans les travaux souterrains, des proportions beaucoup plus importantes que dans les autres travaux publics

1 - LES DIFFERENTS TYPES DE TUNNELS

On peut distinguer :

1) **Les tunnels de percée**, destinés à supprimer un obstacle naturel. Ainsi les tunnels ferroviaires de traversée Alpine, les tunnels routiers du Mont Blanc ou du Fréjus, les galeries d'amenées des barrages hydrauliques. Ces tunnels de percée sont en général réalisés en sites rocheux, avec une grande couverture de terrain.

2) **Les tunnels urbains** ferroviaires ou routiers, généralement réalisés avec une faible couverture de terrain dans des sites déjà très encombrés en surface et en sous-sol, les travaux du Réseau Express Régional à Paris en sont l'exemple typique : les constructeurs, contraints de s'installer d'une manière très exiguë en surface, du fait de la circulation automobile, contraints à se faufiler sous des immeubles ou des ouvrages en exploitation (métro, égouts), contraints à s'enfoncer dans des horizons profonds et donc aquifères et souvent mauvais, rencontrent de ce fait des difficultés incomparablement supérieures à celles rencontrées par leurs prédecesseurs, qui le plus souvent travaillent à ciel ouvert.

3) **Les tunnels sous-fluviaux**, généralement réalisés en sol meuble, donc saturé d'eau, et avec une très faible couverture de terrain

2 - LES METHODES CLASSIQUES DE TERRASSEMENT EN SOUTERRAIN

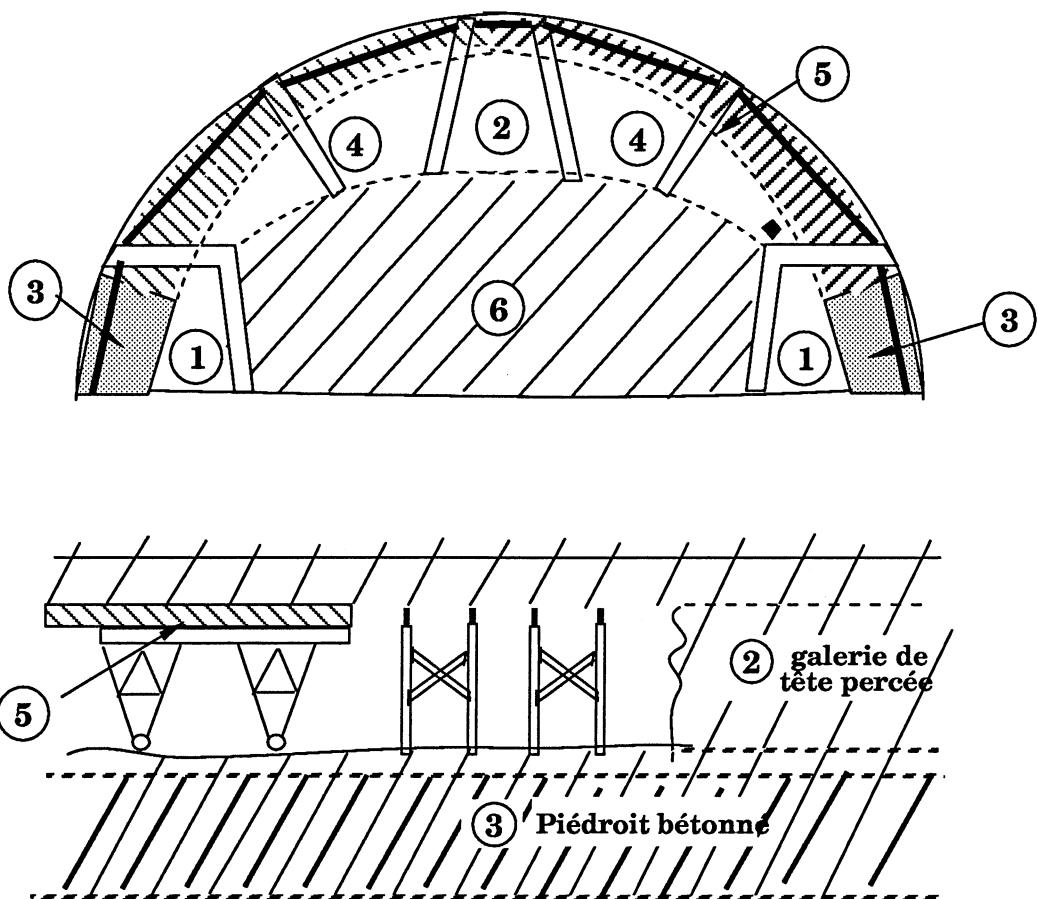
Jusqu'à ces dernières années, et surtout dans des terrains difficiles, il n'était pas question de déroger aux règles traditionnelles du terrassement en souterrain. La méthode des sections divisées avec attaque par petites parties était généralement appliquées.

Cette méthode consiste à créer des galeries blindées de petite section à l'intérieur du profil à réaliser :

le cadrage en bois ou en métal, montants et chapeaux assurent le support de "enfilage" en planches ou en tôle nervurée et le placage du soutènement par l'intermédiaire de coins en bois.

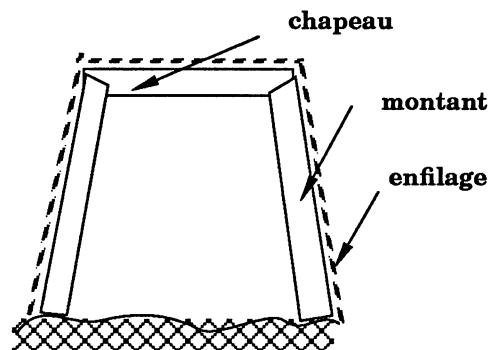
A partir de ces galeries sont entrepris des abattages latéraux, pour agrandir progressivement l'excavation ; le bétonnage de la voûte et des piédroits est également effectuer par sections alternées.

Ces procédés classiques restent toujours utilisés dans l'exécution d'ouvrages de section non standard ou de petite importance, la mécanisation permettant cependant d'en améliorer le rendement.



Les différentes phases ont été les suivantes par exemple pour la construction, d'un tunnel routier à Pau :

- 1) Percement de 2 galeries basses de $3,00 \times 3,00$.
- 2) Percement d'une galerie de tête de $3,00 \times 3,00$.
- 3) Bétonnage des piédroits sur $2,50$ m de hauteur.
- 4) Abattages latéraux par tranches de $6,00$ m
- 5) Bétonnage de la voûte entre ses piédroits, à l'aide d'un coffrage roulant de béton pompé.
- 6) Enlèvement du Stross.



Les opérations de terrassement, de chargement et d'évacuation des déblais, autrefois réalisées à la main, sont maintenant mécanisées ; les étaisements et même les blindages deviennent généralement métalliques, le béton vibré remplace la maçonnerie.

3 - LES METHODES MODERNES DE TERRASSEMENT EN SOUTERRAIN

La recherche de rendement dans les terrains les plus variés conduit au développement du chantier à l'avancement avec découpage sur la pleine section du tunnel.

3.1 - Souterrains en rocher : c'est souvent le cas des tunnels de percée.

Lorsque la tenue du rocher après l'excavation est bonne, on peut réduire considérablement et même supprimer les étaisements. On généralise alors l'emploi des explosifs et l'on mécanise au maximum les opérations de perforation des trous de mine, de chargement et d'évacuation des déblais provenant du tir. C'est ainsi que la perforation du tunnel du Mont Blanc a été réalisée à l'aide d'un "Jumbo" automatique, plate-forme roulant sur voie ferrée, à 4 étages, supportant les appuis à glissière des marteaux perforateurs.

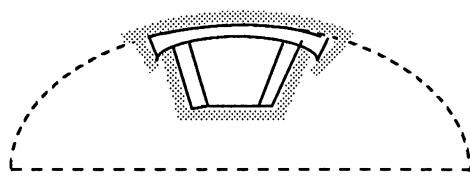
Pour pallier aux phénomènes de décompression créés dans le massif rocheux par l'ouverture de la galerie, on réalise un "boulonnage" intensif des parements en introduisant dans des trous forés perpendiculairement à l'axe de la galerie, des barres d'acier, qui sont scellées pour permettre, par l'intermédiaire d'une plaque métallique, l'épinglage du parement sur le rocher en profondeur.

Le bétonnage intensif de la voûte du tunnel est ensuite réalisé à forte cadence, à l'aide d'un coffrage roulant et d'un train de bétonnage.

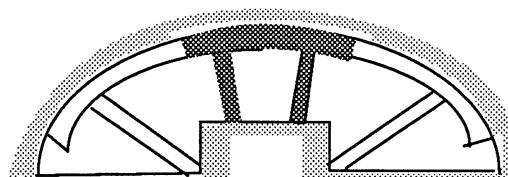
3.2 - Souterrains en terrain meuble : c'est le cas des travaux urbains tels que ceux du R.E.R. à Paris. 4 techniques principales y ont été employées :

3.2.1 - Utilisation d'un blindage métallique,

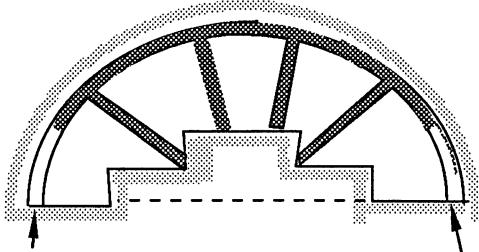
Mis en place par éléments adjacents au fur et à mesure de l'ouverture de la voûte du tunnel courant, à pleine section, par terrassement mécanique à la pelle. L'utilisation d'étais à vérins permet la mise en charge de ces blindages, qui sont ensuite perdus dans le béton coulé en place.



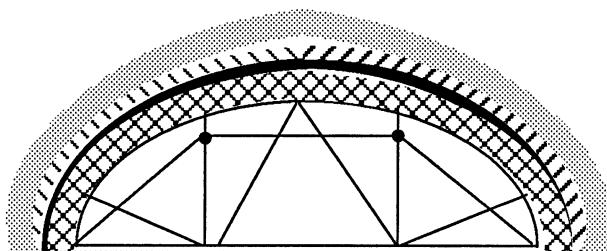
1 - Creusement de la galerie de tête, mise en place du 1er cintre et 2 ème étais.



2 - Mise en place de 2 cintres et 2 étais.



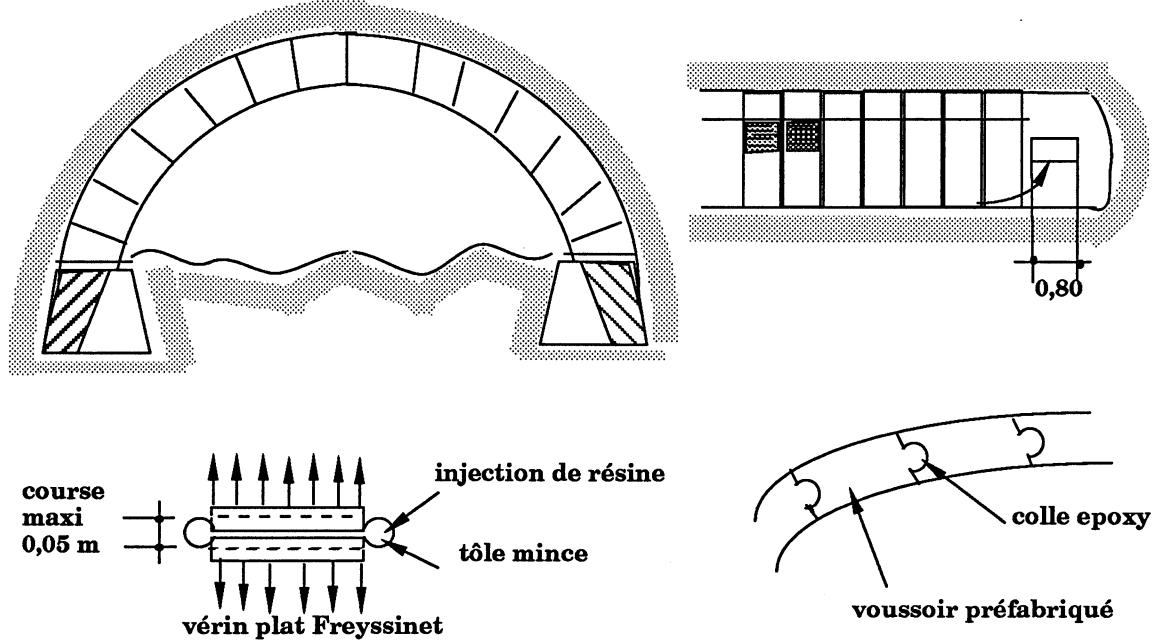
3 - Clavage du cintre . Mise en charge. Enlèvement des bétons et du stross



4 - Bétonnage avec coffrage roulant sur 10 m de long.

3.2.2 - Utilisation d'un blindage en béton préfabriqué, formant voûte définitive :

A cet effet, les piédroits de la voûte sont d'abord réalisés d'une manière traditionnelle dans des galeries boisées.



Ensuite le terrassement de la voûte est attaqué par tranches successives de 0,80 m de largeur, correspondant à la largeur du voussoir, par des équipes de mineurs munis d'engins pneumatiques classiques. Les voussoirs formant anneaux sont mis en place mécaniquement au fur et à mesure de l'avancement, à l'aide d'une poutre métallique de 25 m d'ouverture. Le reste du terrassement est effectué mécaniquement, à l'aide d'un tractopelle sur chenilles.

Ces anneaux sont mis en charge dans le sens de la voûte, à l'aide de vérins plats du type Freyssinet, constitués essentiellement d'un sac en tôle mince dans lequel on injecte sous pression une résine qui permet de le déformer et dont la polymérisation assure le maintien de l'effort.

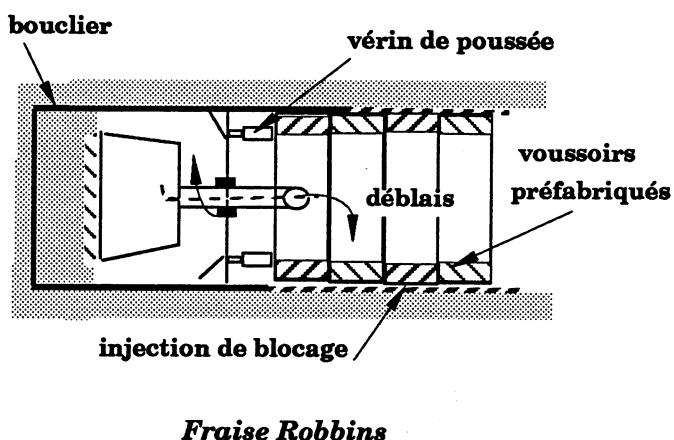
Pour solidariser les différents voussoirs d'un même anneau, ainsi que les anneaux successifs constituant la voûte, on utilise également des colles Epoxy qui lubrifient les contacts au moment du montage et qui verrouillent les voussoirs entre eux, après polymérisation.

De cette manière la décompression du terrain est très limitée. A noter que pour la station Auber, le système a été amélioré par l'utilisation dans les voussoirs préfabriqués de poussoirs formés de plaques de béton armé mises en charge contre le terrain, en prenant appui sur le voussoir par l'intermédiaire d'une baudruche gonflée au coulis de ciment.

3.2.3 - Utilisation d'un bouclier et d'une machine à forer.

Les deux procédés précédents ne sont évidemment utilisables qu'à sec. La technique du bouclier, employée avec difficultés de la Défense au Pont de Neuilly, et avec plein succès de l'Etoile au Pont de Neuilly, permet de travailler en terrain immergé.

Le bouclier est un anneau métallique très résistant que l'on fait pénétrer à force dans le terrain en prenant appui sur la tranche de voûte préalablement exécutée, et à l'abri de laquelle on peut terrasser sans danger.



Le bouclier est un anneau métallique très résistant que l'on fait pénétrer à force dans le terrain en prenant appui sur la tranche de voûte préalablement exécutée, et à l'abri de laquelle on peut terrasser sans danger.

En terrain inondé, on peut fermer ce bouclier par un opercule et le mettre sous pression d'air comprimé, ce qui permet donc à l'intérieur de cette enceinte de travailler à sec, la pression de l'air équilibrant la pression de l'eau.

Pour le tunnel Etoile-Neuilly, c'est une machine à forer, gigantesque fraise, qui a assuré la perforation du tunnel devant le bouclier. Le cuvelage est assuré par la mise en place de voussoirs préfabriqués. De telles machines sont évidemment très coûteuses et ne peuvent être envisagées que pour des longueurs importantes de tunnel.

3.2.4 - Exécution à ciel ouvert

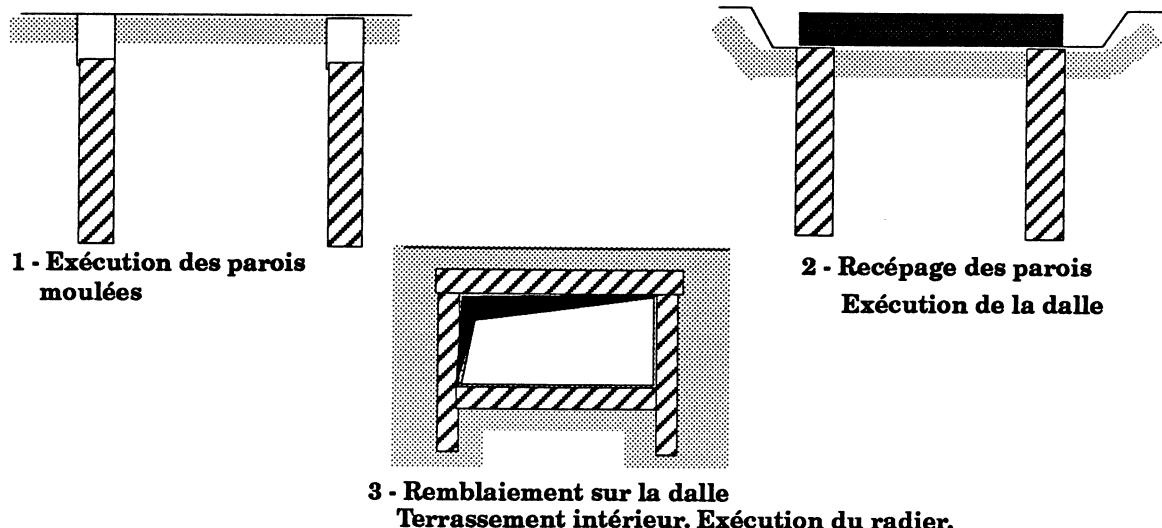
C'est la méthode qui a été employée pour la réalisation du souterrain des Tuilleries. Elle permet une très grande vitesse d'exécution.

- Dans une première phase, on réalise à partir du terrain naturel deux tranchées étroites non étayées, dont la tenue est assurée par le remplissage de l'excavation par une boue Thiotropique. On bétonne ainsi dans chaque tranchée, à pleine fouille, un mur destiné à constituer les parois latérales de l'ouvrage (en Béton Armé).

- Dans une seconde phase on réalise la dalle de couverture de l'ouvrage, qui est directement exécutée sur le fond de fouille.

- Dans une troisième phase, la circulation pouvant déjà être rétablie sur le dessus de l'ouvrage, on exécute le terrassement du souterrain et le radier.

Dans certains cas même, la totalité de l'ouvrage peut être réalisée à ciel ouvert, le terrassement et le radier étant exécutés avant la couverture de l'ouvrage.



4 - LES TECHNIQUES DE CONFORTATION DES SOLS

Toutes ces techniques ont pu être exploitées avec succès face aux progrès spectaculaires des traitements du sols par injections.

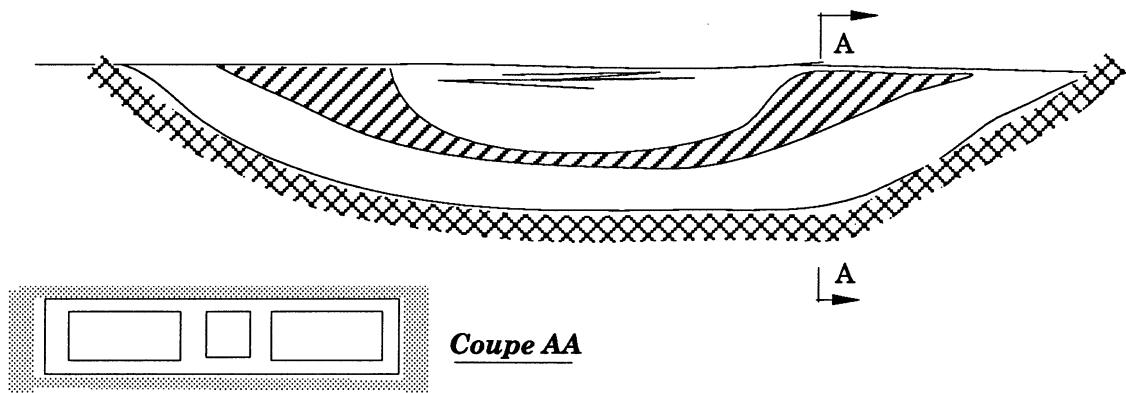
On peut en effet maintenant rendre cohérent un terrain inconsistant, c'est-à-dire créer du rocher à partir du sable ou imperméabiliser un terrain pour barrer le passage de l'eau entre les couches successives.

Suivant la granulométrie du terrain, la nature du coulis est différente. Plus la perméabilité est faible, plus l'injection est difficile. Dans les sables grossiers, on utilise un coulis de ciment et d'argile ; dans les sables fins, des gels de silice ; dans les sables très fins, des résines, évidemment très coûteuses.

On peut également renforcer temporairement des sols aquifères par la congélation à l'aide de saumures circulant dans des tubes ou à l'aide de l'air liquide.

5 - LES TUNNELS SOUS-FLUVIAUX

Pour diminuer la longueur de leur rampe d'accès, ces tunnels sont souvent à section très plate, les galeries de ventilation étant latérales ou centrales, et ils présentent également une couverture de terrain très faible.



Ces ouvrages sont actuellement presque tous réalisés par échouage dans une fouille préalablement draguée, de tronçons préfabriqués, généralement réalisé en béton précontraint. A l'abri d'une enceinte provisoire, on exécute donc à sec des éléments très importants qui peuvent atteindre jusqu'à 100 m de longueur (la Havane).

On munit ces éléments de tympans d'extrémité provisoires étanches, leur permettant de présenter dans l'eau un poids apparent très faible, de l'ordre d'une centaine de tonnes. Des flotteurs provisoires permettent donc de les faire flotter et de les amener à l'aplomb de leur emplacement définitif.

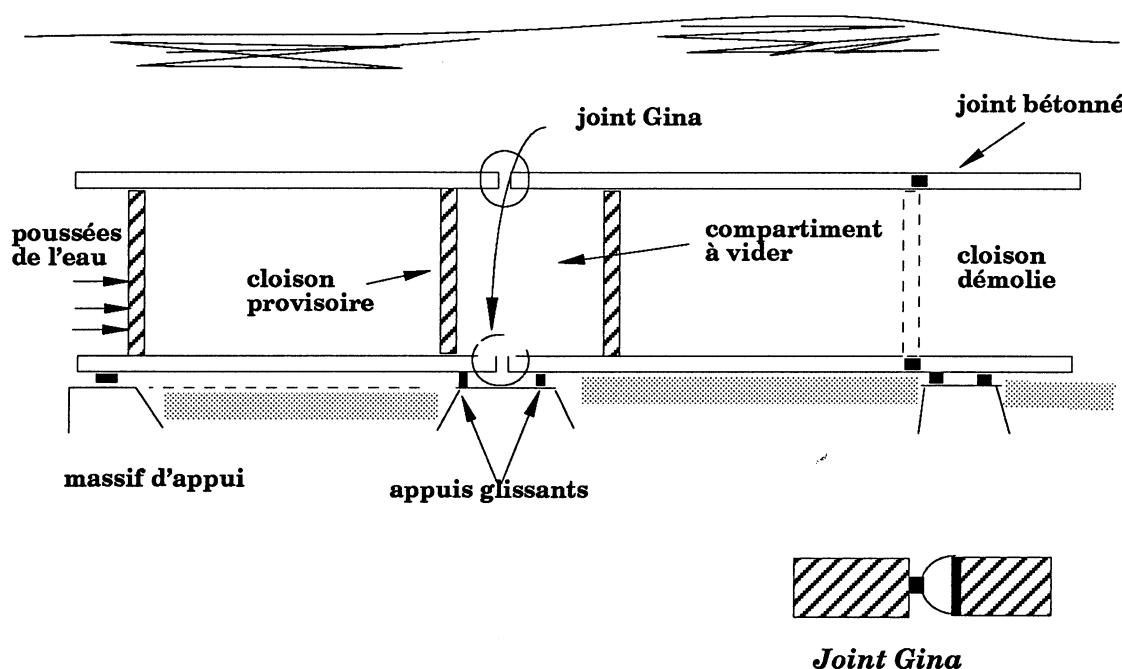
Préalablement ont été réalisés sous l'eau, des massifs permettant de supporter le poids du caisson immergé. Le caisson est alors échoué à son emplacement. Il présente à son extrémité un joint de caoutchouc dit "joint Gina" permettant d'assurer l'étanchéité du joint.

Celle-ci se trouve assurée grâce à la pression hydrostatique qui a tendance à appliquer l'un contre l'autre les deux caissons, au moment de la vidange par pompage du compartiment compris entre les deux tympans extrêmes.

C'est ouvrages présentent cependant un risque important, en cas de remplissage accidentel du tube par l'eau. Le poids du tube n'est plus compensé par la poussée d'Archimède et agit avec sa valeur totale pour le faire fléchir entre ses appuis.

Il convient donc d'assurer après la pose le blocage du tunnel par bétonnage sous l'eau ou remplissage en sable vide ménagé entre le fond de la fouille et le caisson. L'ouvrage peut alors être remblayé.

Les plus récentes réalisations de ce genre en France sont le tunnel du Vieux Port à Marseille les traversées de la Seine au Pont de Neuilly et au Pont des Invalides ; et de la Marne à Nogent pour l'A 86.



Joint Gina

V - TRAVAUX MARITIMES

Les travaux maritimes concernent l'exécution des ouvrages permettant la protection des ports (digues et jetées), l'accostage des navires (quais) leur entretien (formes de radoub) et la création de bassins à niveau constant quelle que soit la hauteur de la marée (bassins à flots, écluses).

L'exécution des travaux maritimes est, plus que toute autre activité des Travaux Publics, soumise aux lois de la nature. Les tempêtes viennent souvent perturber l'activité du chantier et parfois démolir ce qui a été péniblement construit. C'est pourquoi chaque fois qu'on le pourra, on essaiera d'exécuter le maximum de travaux par voie terrestre, et non par voie maritime.

1 - DIGUES ET JETEES

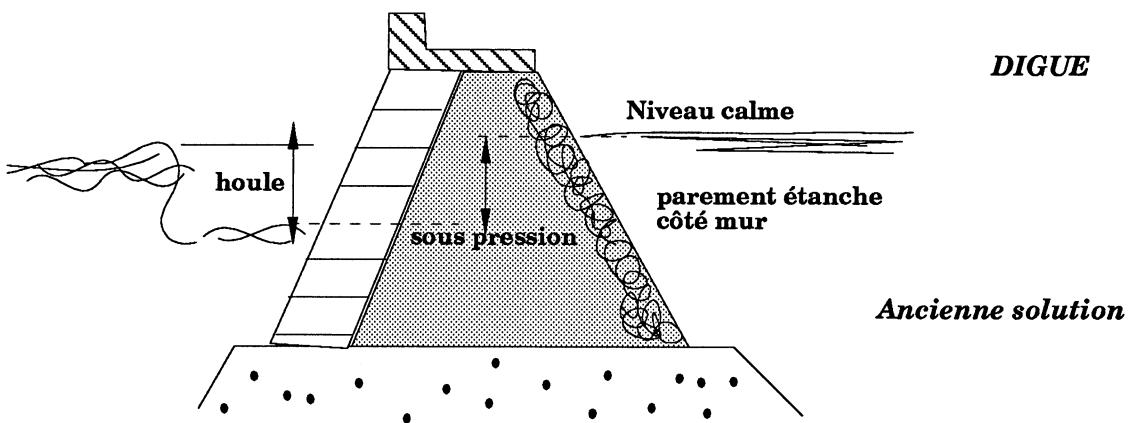
Ces ouvrages sont destinés à mettre à l'abri de la houle une zone d'eau calme qui constituera le port. La houle est essentiellement un mouvement ondulatoire de la surface de la mer, se limitant à un déplacement vertical de l'eau. Ces ondes peuvent se réfléchir, se réfracter ou diffracter.

Avant de construire une jetée, l'ingénieur doit donc étudier d'abord les actions de la houle, des vents, des marées et des courants autour du port. Ces actions peuvent maintenant être reproduites avec beaucoup de fidélité en laboratoire.

Les digues sont parfois réalisées sur des fonds situés à grande profondeur. Elles sont alors constituées de deux parties distinctes :

- la partie inférieure, qui est située dans une zone calme,
- la partie supérieure, sur 15 à 20,00 m de profondeur, qui est soumise à l'agitation de la mer.

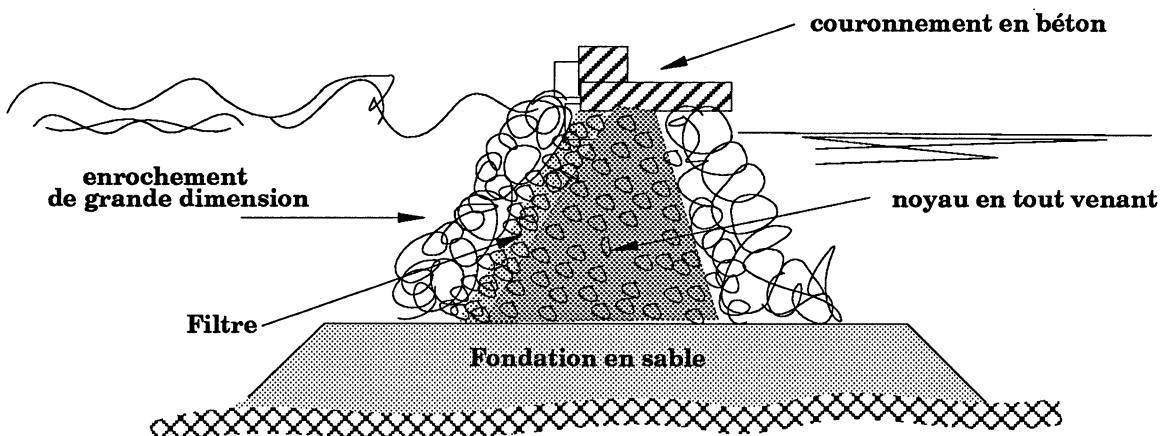
La partie inférieure du soubassement est généralement réalisée en sable, à l'aide de dragues suceuses ou refouleuses.



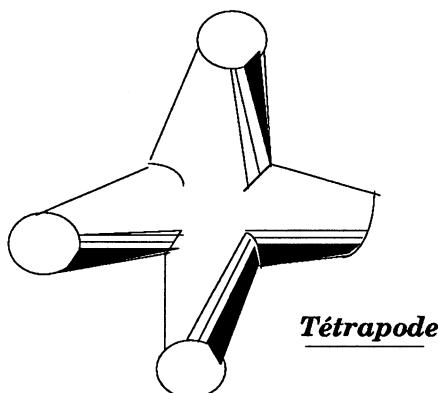
Au-dessus, le corps de la digue est constitué d'un noyau central, en tout venant de carrière relativement imperméable, protégé vers l'avant par un filtre formé de gros éléments qui empêche l'érosion du noyau et par des enrochements de grosses dimensions, très perméables, formant la "carapace" de protection du filtre.

La face arrière est également protégée par des enrochements. On évite ainsi les méfaits des sous-pressions qui se créent sur le parement amont, lorsque le creux de la houle produit un abaissement du niveau de l'eau sur la face extérieure.

Ce sont en effet les sous-pressions qui produisaient les arrachements de parement constatés sur les anciennes digues à parement relativement étanche. Le dessus de la digue est protégé par un couronnement en béton, la mettant ainsi à l'abri des déferlements.



DIGUE solution moderne



Les gros enrochements peuvent être avantageusement remplacés par des "tétrapodes" en béton, dont le poids peut atteindre 30 T ou par des cubes en béton dont le poids peut atteindre 60 à 80 T.

Le corps des digues peut être mis en place :

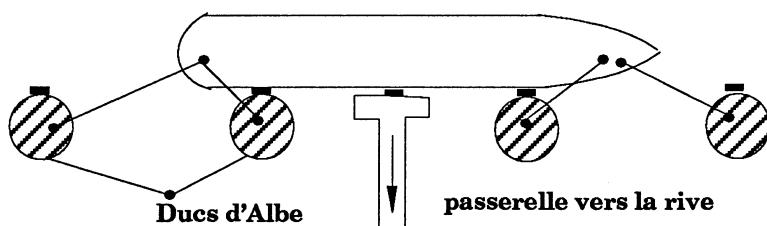
- par voie nautique (chalands à clapet ou ponton mâturé),
- par voie terrestre, à l'aide d'engins de grosse puissance (grues Titan).

2 - QUAIS

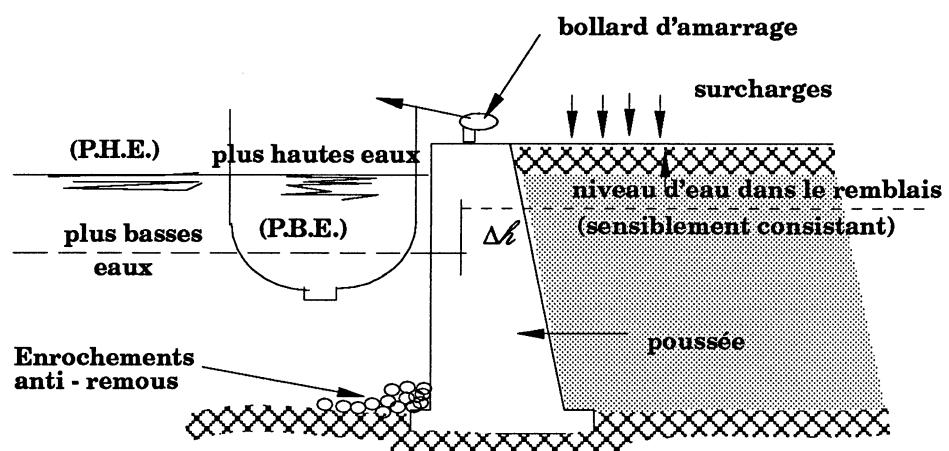
Les quais sont destinés à remplir 3 fonctions principales :

- offrir au navires un appui et un amarrage,
- créer une plate-forme de service indépendante des marées, raccordée à un terre-plein.

Certains ouvrages remplissent partiellement les mêmes fonctions. Ainsi l'appontement qui ne remplit pas la 3 ème fonction et le poste d'accostage, qui ne remplit que la première.



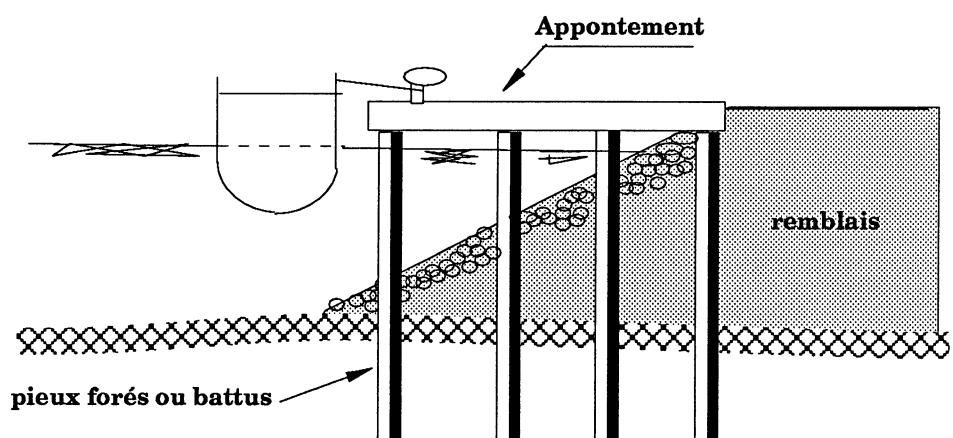
Poste d'accostage



Efforts agissant sur un mur de quai

Les quais sont soumis à 4 types d'efforts, tendant à les renverser vers la mer :

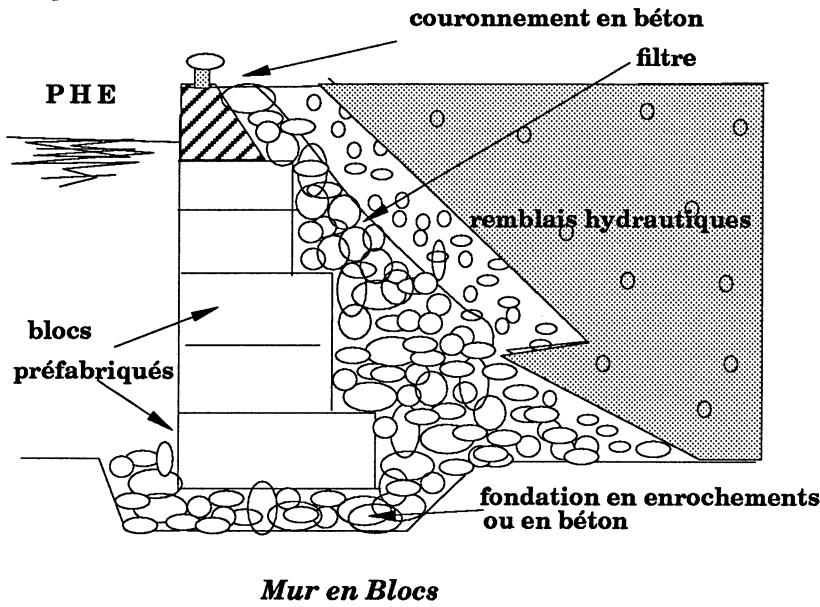
- poussée du terrain constituant le terre-plein,
- traction sur les bollards, pièces métalliques sur lesquelles sont fixés les câbles d'amarrage du navire.
- poussée de l'eau qui est sensiblement à niveau constant à l'intérieur du terre-plein alors que le niveau de la mer est variable en fonction des marées.
- poussée des surcharges sur le terre-plein.



De très nombreuses solutions ont été utilisées pour réaliser des quais ; les plus courantes sont les suivantes :

2.1 - Quais en blocs préfabriqués :

Le mur de quai est constitué par l'empilage sur une fondation en enrochements ou en béton, de blocs en béton parallépipédiques de la plus grande dimension compatible avec la charge de l'engin de manutention.

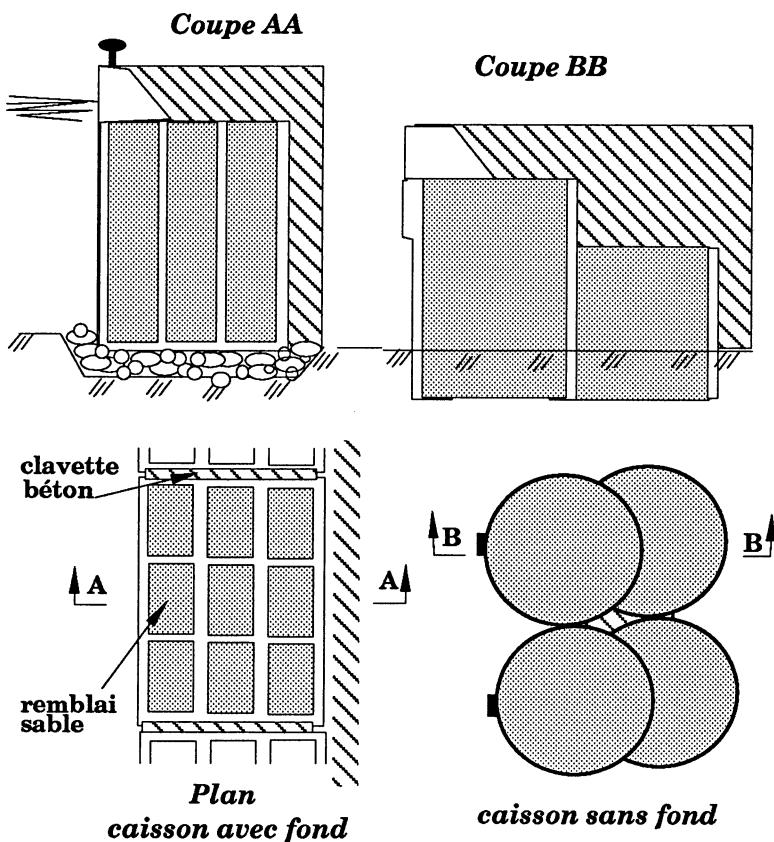


La stabilité est obtenue par le poids du mur.

La fuite du sable constituant le terre-plein est empêchée par la constitution derrière le mur d'un filtre en enrochements, ayant également pour intérêt de diminuer la poussée.

2.2 - Quais en caisson BA ou BP

Le mur est constitué par des éléments généralement alvéolés d'une hauteur égale à la hauteur du mur



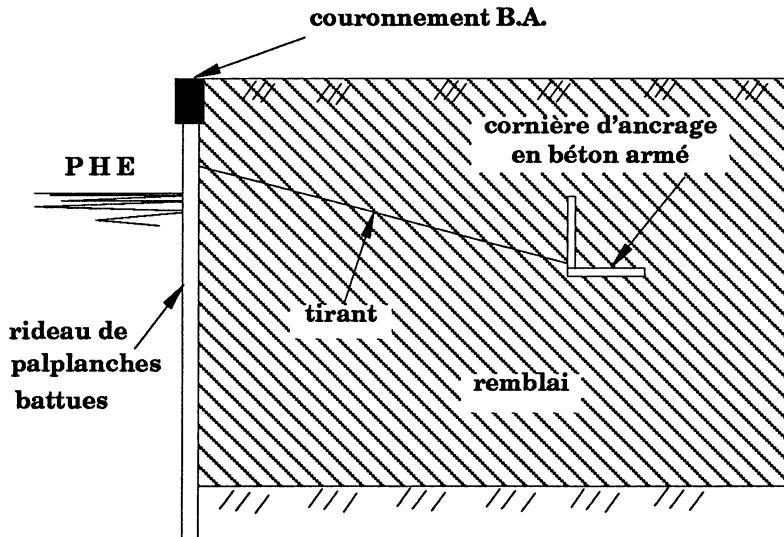
Ces caissons peuvent présenter un fond et reposer directement sur la fondation. La présence du fond permet de les faire flotter et donc de les préfabriquer à sec et de les transporter ensuite à pied d'œuvre par flottaison.

Ils peuvent également être sans fond, ce qui permet de les fixer dans le terrain sur une certaine hauteur en procédant au havage à l'intérieur des alvéoles. Ces caissons nécessitent pour leur transport à pied d'œuvre des flotteurs auxiliaires. Dans le cas de terrains durs, on peut éventuellement les transformer en caissons à air comprimé, pour les encastrer dans le sol. La stabilité est obtenue par le lest en sable exécuté à l'intérieur du caisson et par le frottement sur la face arrière.

2.3 - Quais en palplanches :

Le mur est constitué par un rideau de palplanches métalliques battues, de grande inertie. Le mur est ancré, par des tirants noyés dans le remblai, à des plaques d'ancrage mobilisant la résistance au cisaillement du terre-plein.

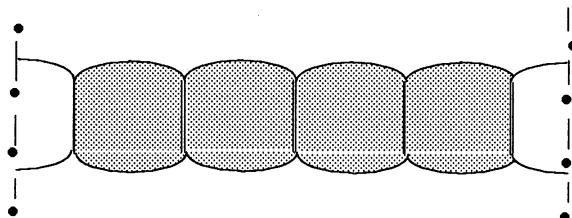
Le quai peut également être constitué par des gabions constitués à partir de palplanches plates assemblées pour former un mur continu, comme nous l'avions déjà signalé plus haut.



Le mur est ancré, par des tirants noyés dans le remblai, à des plaques d'ancrage mobilisant la résistance au cisaillement du terre-plein.

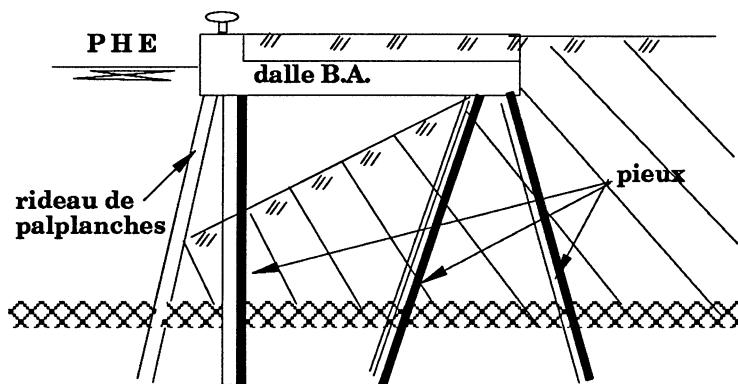
Quai en palplanches

Quai en gabions



2.4 - Quais à dalles et poutres sur pieux

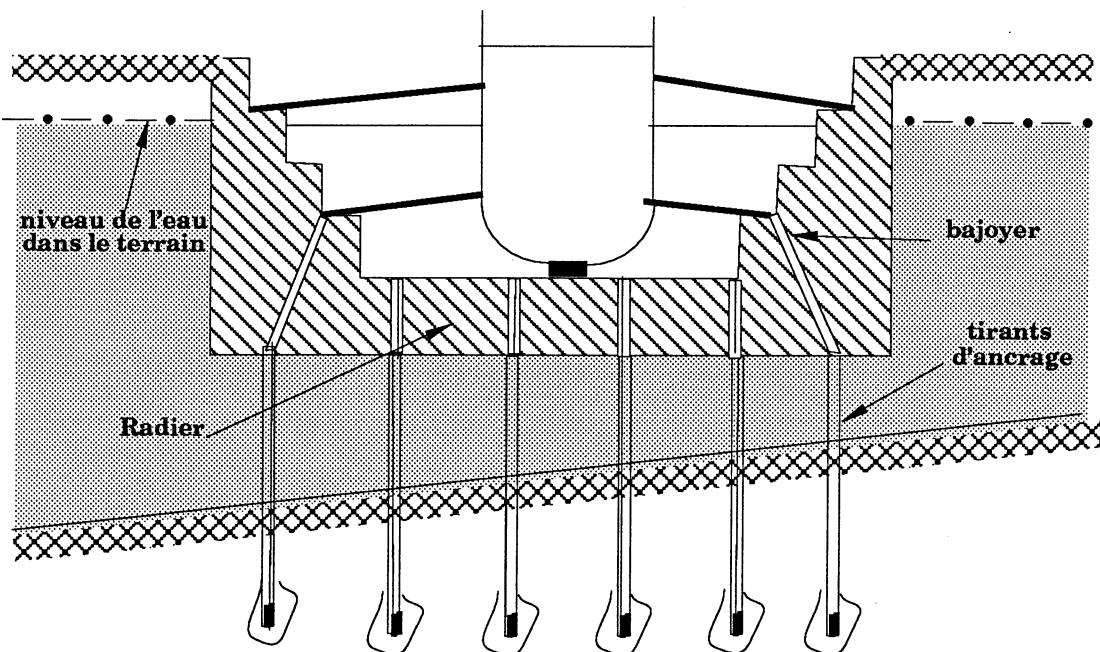
On dissocie la fonction terre-plein et la fonction mur de soutènement. Pour des quais très élevés, la largeur de la dalle devient importante (égale à la hauteur pour talus à 45°). On peut alors être amené à réaliser un rideau de soutènement sur la partie avant ou sur la partie arrière et en conséquence à incliner les pieux pour reprendre les poussées correspondantes.



Quai à dalles

3 - FORME DE RADOUB ET ECLUSES

Ces ouvrages sont essentiellement constitués d'un radier et de deux murs latéraux ou bajoyers.



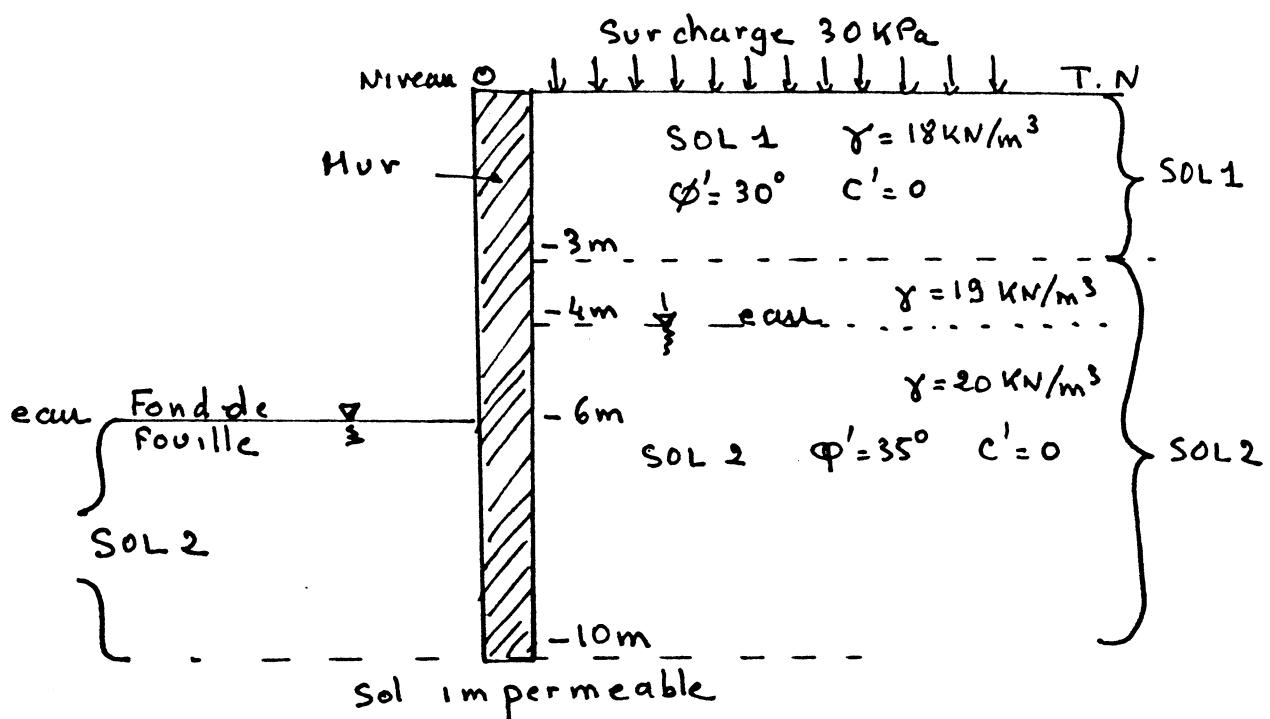
L'écluse est limitée par deux portes, la forme de radoub par une seule. L'ouvrage le plus difficile est la forme de radoub car, contrairement à l'écluse, elle peut être complètement vidée et de ce fait, la poussée sur ses bajoyers est plus conséquente.

En outre, la vérification de la condition de non-flottaison de la forme nécessite des volumes de béton considérables ou des ancrages dans le terrain sous-jacent.

EXERCICES

EXERCICE N° 1

Déterminer le diagramme des poussées et des butées d'un mur de soutènement avec les hypothèses de sol indiquées sur le schéma



EXERCICE N° 2

On se propose de calculer un mur de soutènement dont certaines dimensions imposées sont indiquées sur le schéma joint. Il est impossible d'augmenter la valeur du patin FG à cause de la présence de canalisations, de ce fait, on négligera toute poussée sur les faces HG et FE mais on tiendra compte du poids du sol au dessus de GF.

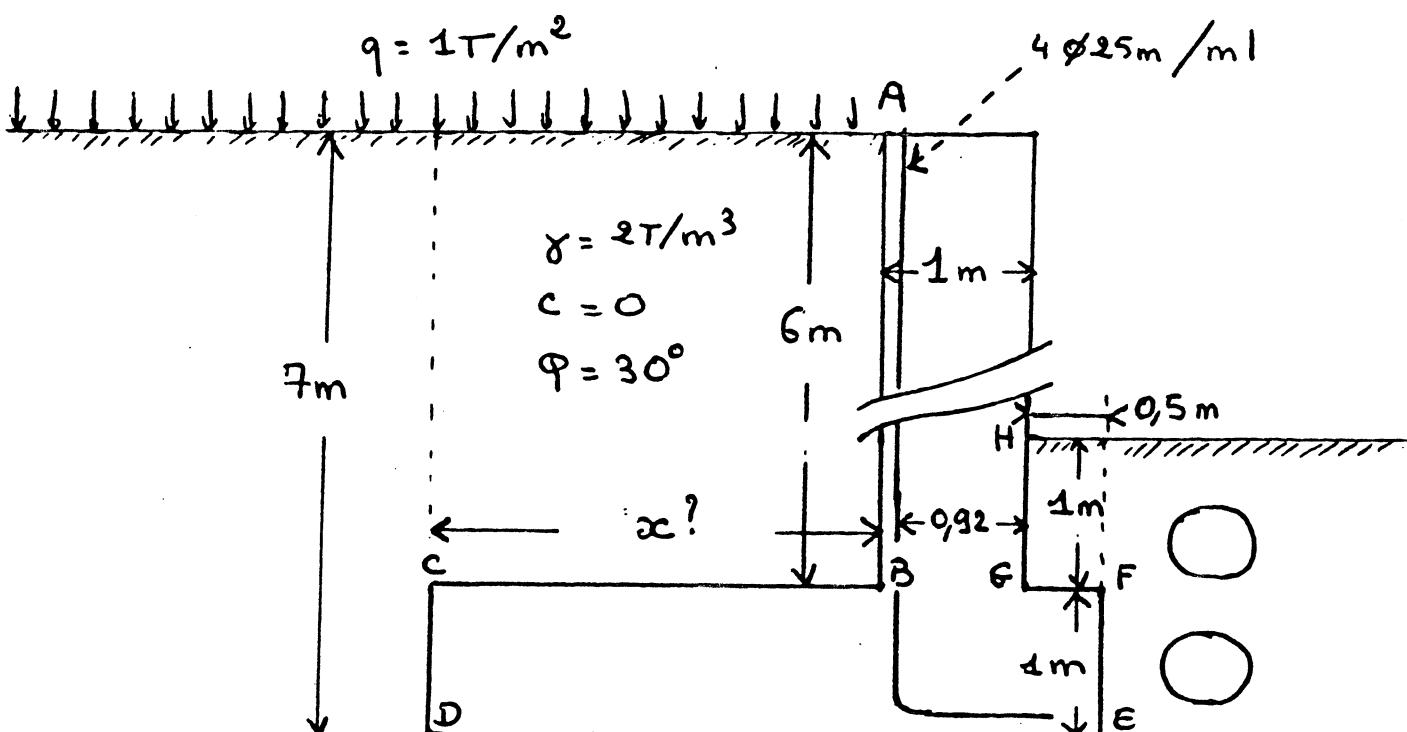
Sur toute la zone à gauche du point A, on considérera qu'une surcharge uniforme de 1 t / m² s'exerce en permanence après mise en place du remblai derrière le mur.

Le poids volumique du sol devant et derrière le mur est de 2 t/m^3 et celui du béton est de $2,5 \text{ t/m}^3$.

Pour les calculs de poussée on prendra $\emptyset = 30^\circ$ et $C = 0$.

Déterminer successivement :

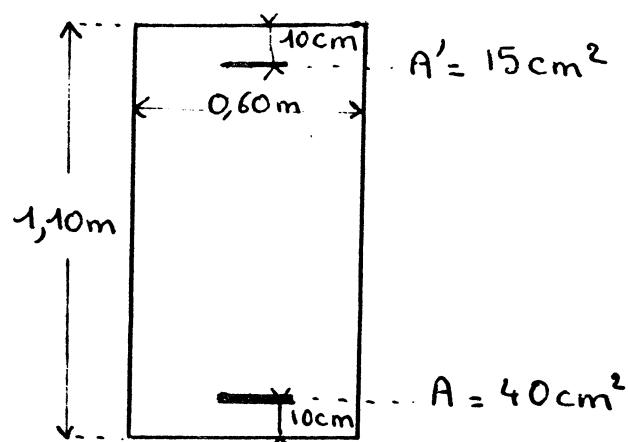
- 1 La contrainte horizontale sur le mur due au sol et à la surcharge au point A, au point B ou C et au point D.
 - 2 En déduire le diagramme de poussée sur les 7 premiers mètres et l'effort horizontal global (20 tonnes)
 - 3 En déduire le moment total par rapport à la base de la semelle du à cette poussée
 - 4 Déterminer la résultante des efforts verticaux sur la base de la semelle
 - 5 Déterminer la valeur à donner à $BC = X$ pour que le mur satisfasse aux 3 critères suivants :
 - a) Pour éviter tout basculement du mur vers l'avant, la contrainte verticale en D devra être positive (en compression)
 - b) Pour éviter tout glissement vers l'avant horizontalement, on considérera que le coefficient de frottement Sol-Béton est de $Tg \varnothing' = 0,3$
 - c) Le taux de travail du sol en E ne devra pas dépasser 3 bars.
Résultat X env. 3 mètres.



EXERCICE N° 3

Quelles sont les contraintes maximales atteintes dans le béton, les aciers comprimés A' et les aciers tendus A dans la poutre de section définie sur le schéma ci-dessous?

Le moment de flexion est de 80 T x m .



EXERCICE N° 4

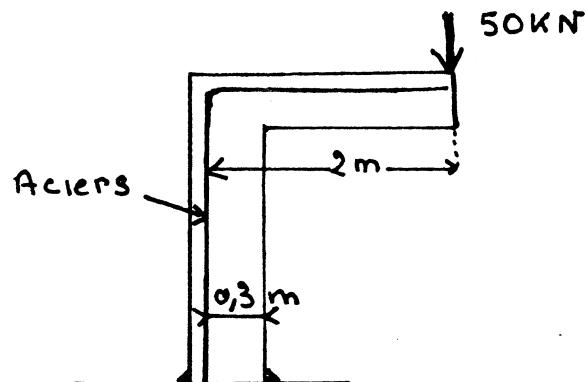
Déterminer la section minimale du poteau d'une potence soumise à une force de 50 KN appliquée à 2 m de l'armature tendue. Déterminer l'armature tendue à mettre en place dans la partie verticale (poids béton = 0).

Béton $\sigma_{28} = 25 \text{ MPa}$

$\sigma \text{ admissible} = 0,6 \sigma_{28}$

Acier $\sigma_{\infty} = 420 \text{ MPa}$

$\sigma \text{ admissible} = \frac{2}{3} \sigma_{\infty}$



EXERCICE N° 5

Déterminer le moment résistant maximum en sécurité d'une poutre de hauteur 0,8 m et de 0,4 m de largeur. On supposera le centre de gravité des aciers tendus à 10 cm du bord et la densité du béton égale à 2,5.

Quelle charge peut on disposer au milieu de cette poutre si sa longueur est de 5 m et qu'elle repose sur 2 appuis simples.

Béton $\sigma_{28} = 270$ bars

Acier $\sigma_e = 4200$ bars

Dans la section du milieu de la poutre, quelle valeur de précontrainte et à quel excentrement doit-on la disposer pour pouvoir supprimer tous les aciers tendus en restant dans les normes de sécurité du béton.

EXERCICE N° 6

Déterminer, avec la solution la plus économique, les caractéristiques d'une poutre isostatique de $l = 10 \text{ m}$ de portée de section rectangulaire de $b = 1 \text{ m}$ de largeur et de hauteur h devant supporter une surcharge répartie de densité $s = 25 \text{ KN / m}^2$.

Contrainte admissible du béton : 12,5 MPa.

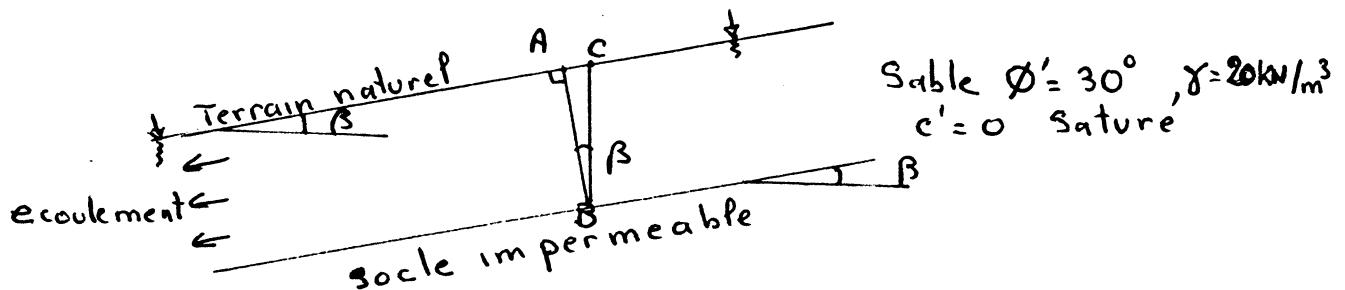
Faire, en supposant le problème résolu, les schémas des contraintes normales dans la section médiane en addition successivement la précontrainte seule puis l'influence du poids de la poutre puis celle de la surcharge sachant que le béton ne doit jamais être tendu sous le poids de la poutre et la précontrainte et ne doit jamais dépasser 12,5 avec le poids ni avec la surcharge.

Calculer successivement h , P la valeur de la précontrainte et e l'excentrement de la précontrainte.

EXERCICE N° 7

Déterminer les lignes de courant et les équipotentielles dans le cas d'un écoulement parallèle à la pente, tout le terrain se saturant en cas de pluie.

- en analysant la valeur de la charge hydraulique en A, B et C en déduire la valeur du gradient de la charge $L = \Delta h / \Delta l$ en fonction de β
- calculer les efforts τ' et σ' sur une facette parallèle à la pente en fonction de γ' , γ_w et β ($\gamma_w = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$!)
- quelle relation existe entre $\tan \beta$ et $\tan \phi'$ à la limite d'équilibre en supposant la courbe intrinsèque $\tau' = \sigma' \cdot \tan \phi'$
- en déduire l'angle maximal que peut prendre le talus en cas de pluie



EXERCICE N° 8

On considère le barrage en béton représenté sur la figure ci-dessous. Les deux rideaux de palplanches AB et CD ont servi à la réalisation de la fouille du barrage ; on les conserve pour jouer le rôle de parafouille. Les conditions hydrauliques sont données sur la figure 1 et un réseau d'écoulement correspondant à un sol de perméabilité isotrope est tracé sur la figure 2.

- a) déterminer la résultante des pressions interstitielles agissant par unité de longueur sur la semelle de l'ouvrage (on tirera partie de la symétrie du réseau)
- b) calculer les valeurs de la pression interstitielle en A, en D et en un point M situé à 20 m en aval de C et à la même profondeur
- c) quelle serait la valeur de la pression interstitielle en A et en C si la perméabilité verticale du sol pouvait être négligée devant sa perméabilité horizontale ?

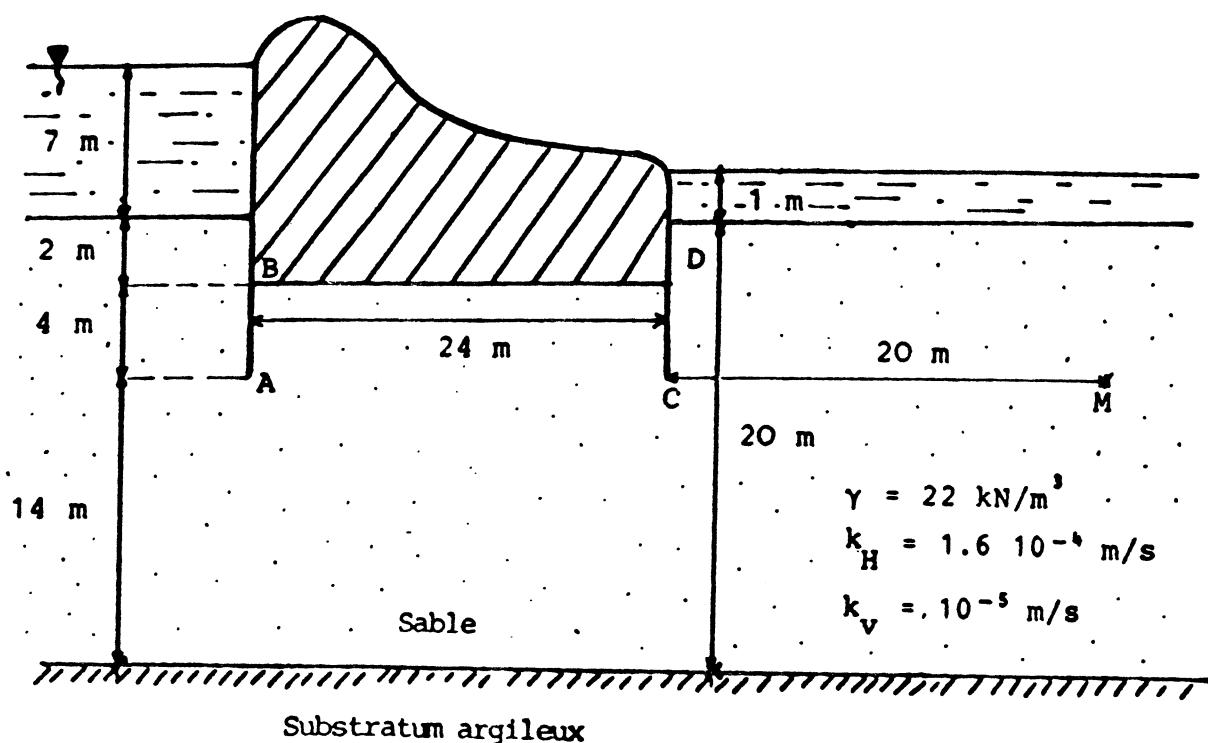


Figure 1

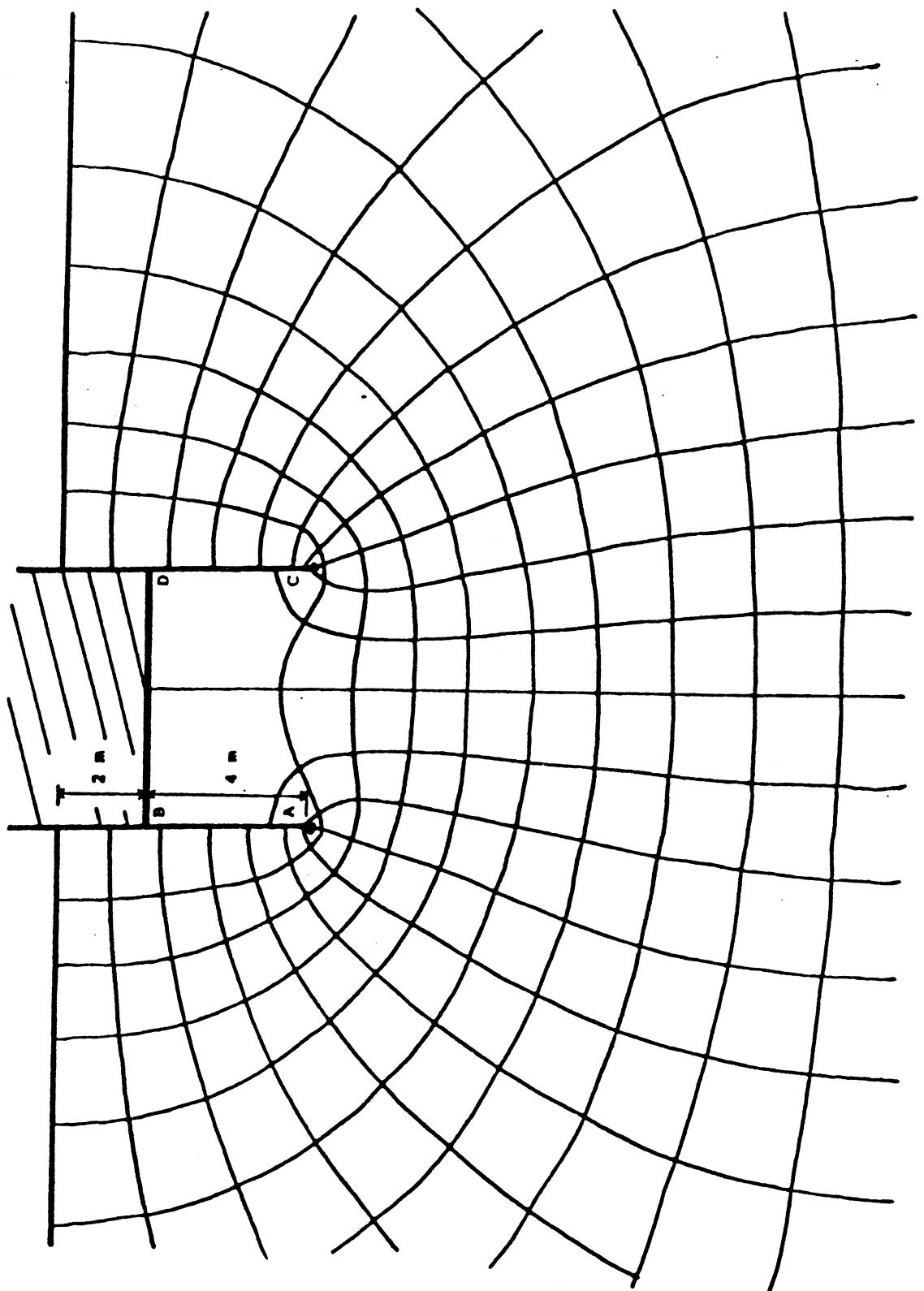


Figure 2



ECOLE CENTRALE PARIS

2^{ème} ANNÉE d'ÉTUDES

GENIE CIVIL

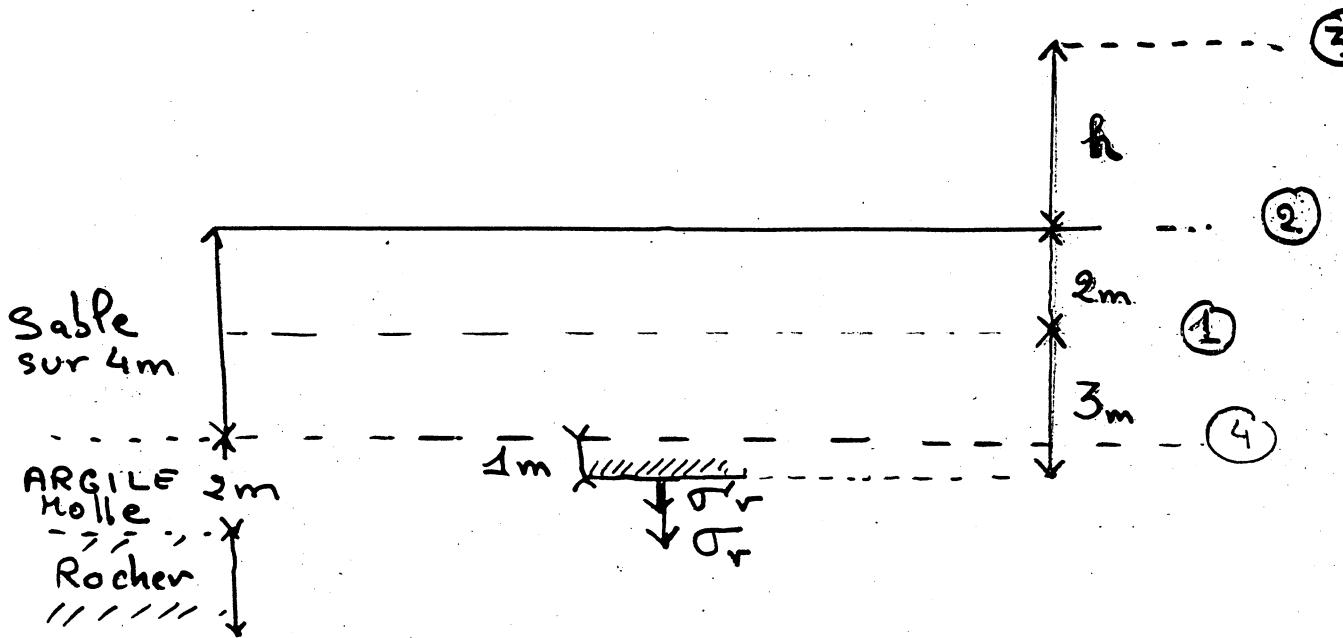
Messieurs COGNON et LACOMBE

1993 - 1994

Réserveé uniquement aux Elèves et Anciens Elèves de l'Ecole Centrale Paris
Reproduction interdite

$$\underline{\sigma'} = \underline{\sigma} - \underline{u}$$

①



① Nappe normale

② Rivière en crue
(eau au Terrain naturel)

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

③ Inondation

sous nappe

④ Sécheresse

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

hors nappe

$$E' (\text{Argile molle}) = 500 \text{ kPa}$$

Contraintes à -5m / Terrain Naturel

①

eau à -2m.

$$\sigma = 3 \times 20 + 2 \times 19 = 98$$

$$u = 3 \times 10 = 30$$

$$\sigma' = 68$$

②

eau au T.N

$$\sigma = 5 \times 20 = 100$$

$$u = 50$$

$$\sigma' = 50$$

③

eau au dessus T.N

$$\sigma = 100 + 10h$$

$$u = 50 + 10h$$

$$\sigma' = 50$$

④

sécheresse
eau à -4m

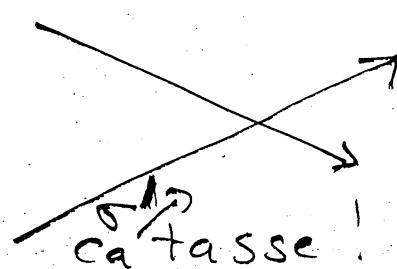
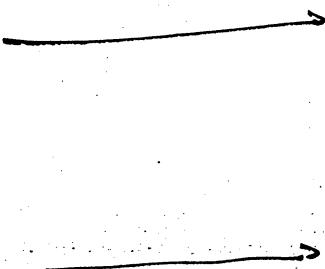
$$\sigma = 20 + 4 \times 19 = 96$$

$$u = 1 \times 10 = 10$$

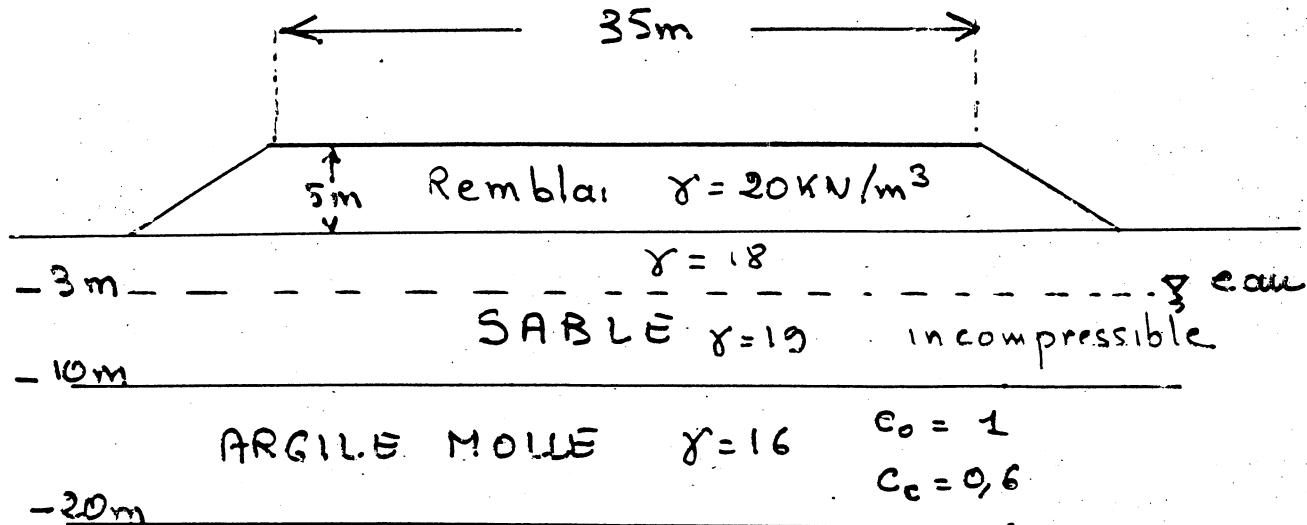
$$\sigma' = 86$$

eau

contrainte



(2)



épaisseur compressible

$$\Delta H = H \left(\frac{c_c}{1 + e_0} \right) \log_{10} \frac{\sigma'_v \text{ apres ouvrage}}{\sigma'_v \text{ avant ouvrage}}$$

milieu couche

Donne par labo

$$a = 15 \text{ m} \quad \sigma_v \text{ (avant le remblai)} = 3 \times 18 + 7 \times 19 + 5 \times 16 = 267 \text{ kN/m}^2$$

$$v = (15 - 3 = 12 \text{ m}) = 12 \times 10 = 120 \text{ kN/m}^2$$

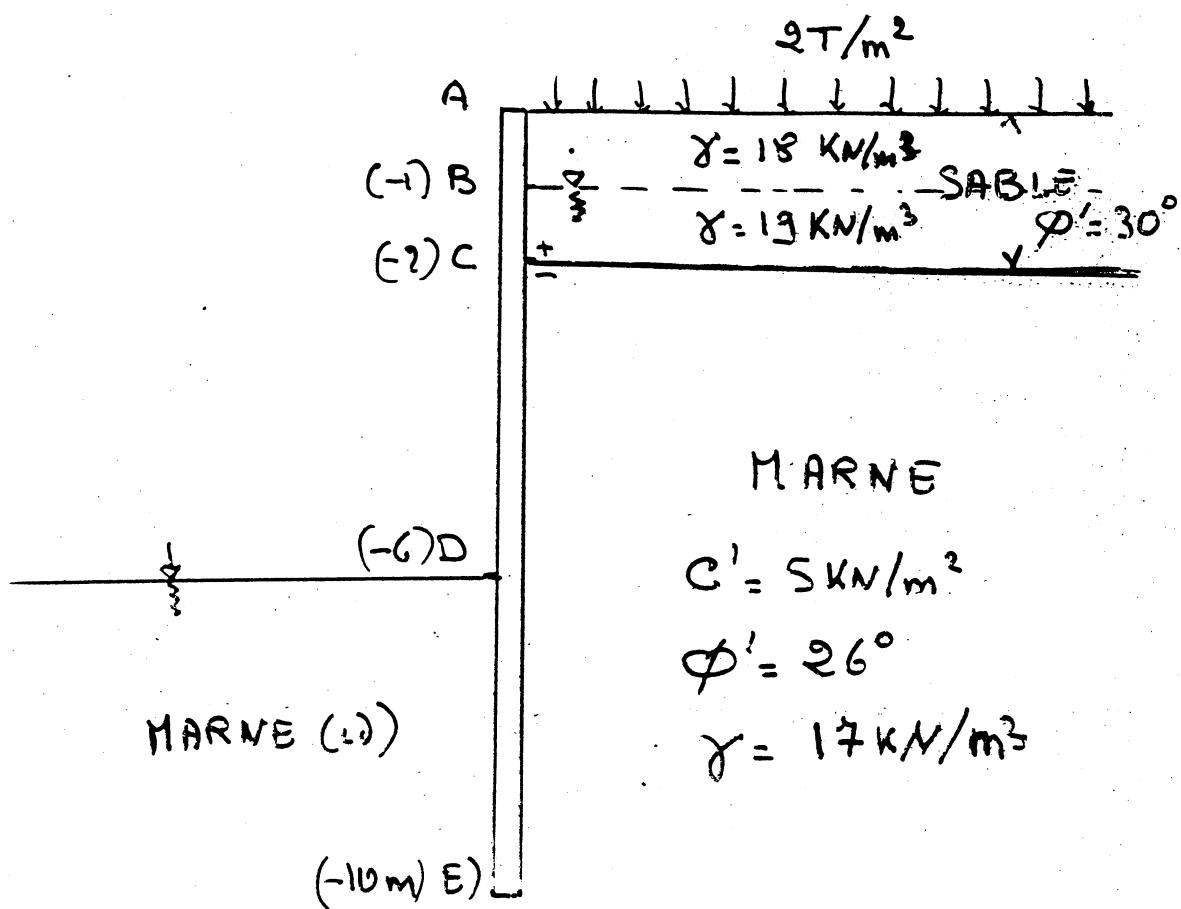
$$\sigma'_v = \sigma - u = 147 \text{ kPa}$$

$$\text{Apres ouvrage } \sigma'_v \rightarrow 147 + 5 \times 20 = 247$$

en supposant le remblai \gg épaisseur d'argile + sable.
(dimensions planes)

$$\Delta H = 10 \times \frac{0,6}{1 + 1} \log \frac{247}{147} = 0,68 \text{ m.}$$

(3)



(4)

	σ_v	u	$\sigma'_v =$ $\sigma_v - u$	σ'_h (relation)	$\sigma'_h =$ $\sigma'_v + u$
A	20	0	20	6,7	6,7
B	38	0	38	12,7	12,7
C+	57	10	47	15,7	25,7
C-	57	10	47	$18,3 - 6,2 = 12,1$	22,1
E _(E)	198	90	108	$40,2 - 6,2 = 34$	124
D	0	0	0	$0 + 25,6 = 25,6$	25,6
E _(B)	68	40	28	$71,7 + 25,6 = 97,3$	137,3

↑
Poussee
|
X
Butee
↓

$$\sigma'_h = K_p \sigma'_v - 2C' \sqrt{K_p} \quad \text{en poussee}$$

$$\sigma'_h = K_B \sigma'_v + 2C' \sqrt{K_B} \quad \text{en butee}$$

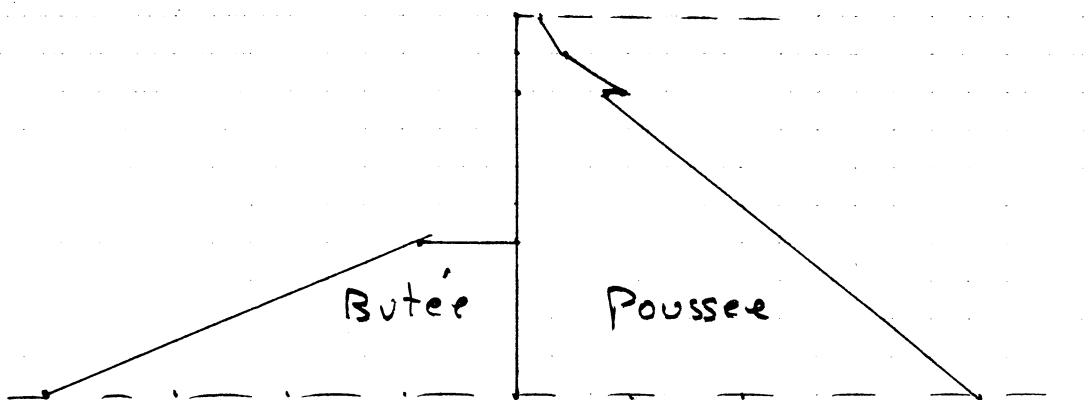
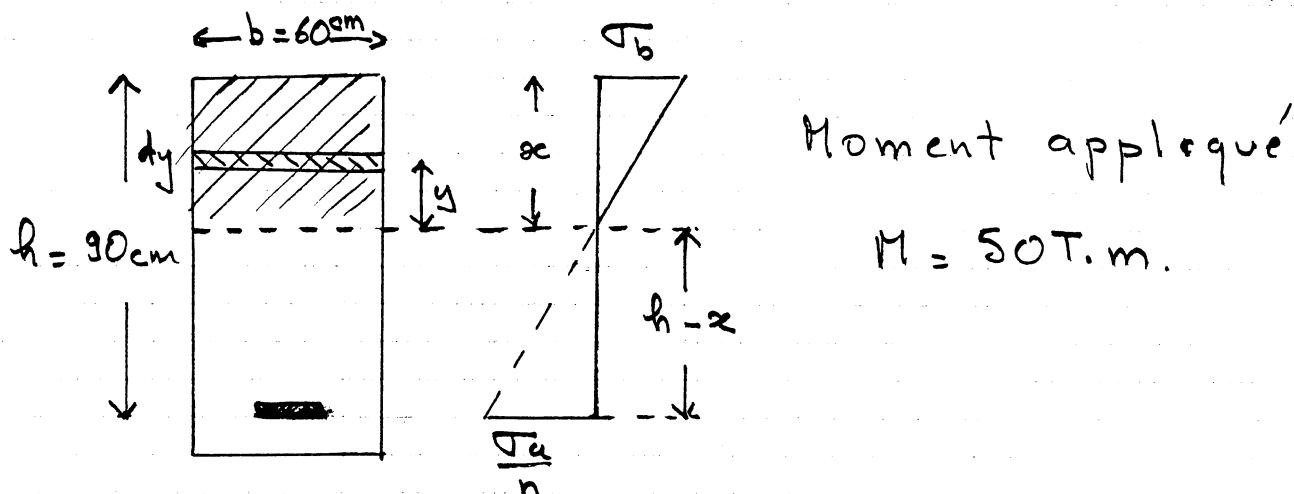


Diagramme Pousse - butee

CALCUL DES CONTRAINTES.

POUTRE B.A.



$$N = 0 \rightarrow \int_0^x b y \, dy - A_n (h - x) = 0 \quad n = 15$$

en centimètres : $\frac{60}{2} x^2 - 30 \cdot 15 (90 - x) = 0$

$$x^2 + 15x - 1350 = 0 \Rightarrow x = 30\text{cm}$$

Méthode ① $K \int_0^x b(h - x + y) y \, dy = M$

en kgf et cm $K 60 \left[30^3 + \frac{30^3}{3} \right] = 50 \cdot 10^5$

Donc $K = 2,3$

$$\sigma_b = Ky \rightarrow \sigma_{\max} = 2,3 \times 30 \quad \text{pour } y = x = 30\text{cm.}$$

$$\sigma_a = K \cdot n (h - x) = 2,3 \cdot 15 \cdot 60 = 2083$$

Sont $\sigma_{b\max} \approx 7 \text{ MPa}$ et $\sigma_{a\max} \approx 210 \text{ MPa}$.

(6)

Méthode ②

Calcul de l'inertie homogénéisée / axe neutre.

$$I_h = I_b + n I_a \quad I_b \text{ (bton comprimé / axe neutre)} \\ I_a \text{ (acier tendu / axe neutre)}$$

$$I_b = \frac{ba^3}{3} = \frac{bx^3}{3} = 60 \cdot \frac{30^3}{3}$$

$$I_a = A (h-x)^2 \quad n I_a = 15 \cdot 30 \cdot 60^2$$

$$I_h = 2,16 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\text{Où } \sigma_{b\max} \text{ pour } y = x \quad \sigma = \frac{My}{I_h} \rightarrow \frac{Mx}{I_h}$$

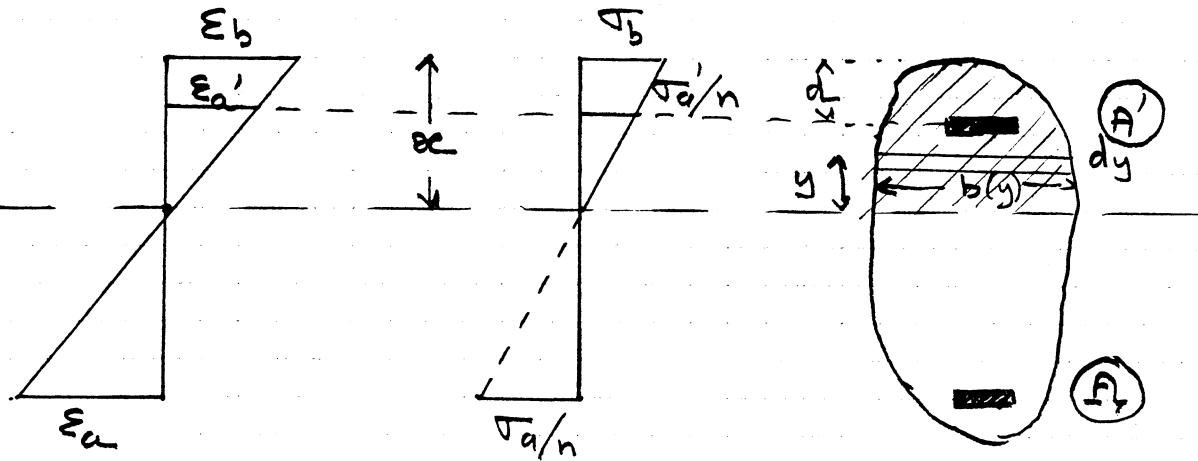
$$\sigma_{b\max} = \frac{50 \cdot 10^5 \cdot 30}{2,16 \cdot 10^6} \approx 70 \text{ bars} \rightarrow 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a\max} = \frac{n (h-x) \cdot M}{I_h} = \frac{15 \cdot 60 \cdot 50 \cdot 10^5}{2,16 \cdot 10^6} \approx 2083 \text{ bars}$$

CALCUL DES CONTRAINTES.

POUTRE B.A en T avec armatures comprimées et tendues.

CAS GENERAL



Elasticité $\rightarrow \sigma_b = E_b \varepsilon_b$ + adhérence parfaite

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_a' = n E_b \varepsilon_a' \rightarrow \frac{\sigma_a}{n} = E_b \varepsilon_a'$$

$$\text{et } \frac{\sigma_a}{n} = E_b \varepsilon_a \quad \text{avec Navier} \quad | \rightarrow / \text{ (plan)}$$

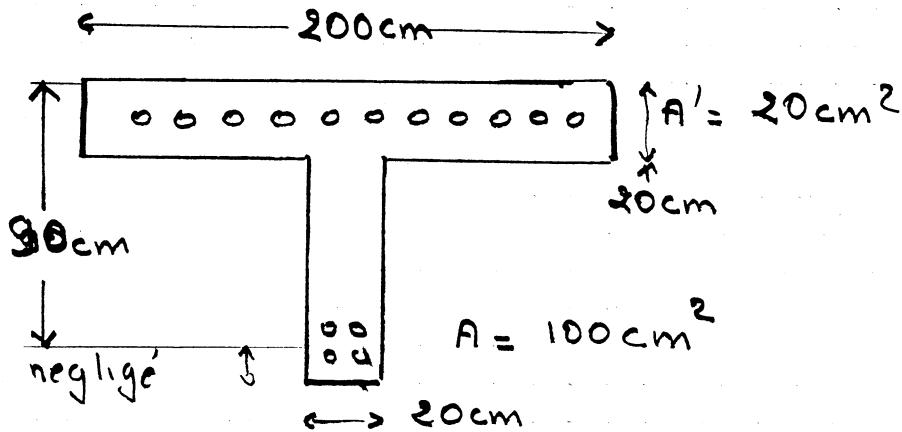
$$\sigma_b = k y \quad \frac{\sigma_a}{n} = k(x-d) \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_a}{n} = k(h-x)$$

$$\text{avec } N=0 \Rightarrow \int_0^x \sigma_b(y) b(y) dy + A' \sigma_a' - A \sigma_a = 0$$

$$\text{avec } \sigma_b = k y \quad \sigma_a' = n k(x-d) \quad \text{et} \quad \sigma_a = n k(h-x)$$

$$\text{avec simplification par } k \quad 0 = \int_0^x b y dy + n A' (x-d) - n A (h-x)$$

Application. armatures comprimées avec poutre en T.



Poutre sur 2 appuis
simple supportant
5 T/m²
 $l = 12 \text{ m}$

Moment: $p = 5 \times 2 = 10 \text{ T/m}$ $M = p \frac{l^2}{8} = \frac{10 \cdot 10^5}{8} \cdot \frac{10^6}{10^6}$

pour la surcharge

et $S(\text{section}) \times 2,5 \text{ T/m}^2$ pour le poids propre de la poutre.

$$S = 0,2 \times 2 + 0,2 \times 0,7 = 0,54 \text{ m}^2 \quad p = 0,54 \times 2,5 = 1,35 \text{ T/m}^2$$

$$\text{D'où } M = (10 + 1,35) \frac{12^2}{8} = 204 \text{ T} \times \text{m}.$$

Calcul de z :

$$20 \int_0^{x-20} y \, dy + 200 \int_{x-20}^x y \, dy + 20 \times 15 (x-10) - 100 \times 15 (90-x)$$

$$\rightarrow x^2 + 540x - 17400 = 0 \quad \rightarrow x \approx 30,5 \text{ cm.}$$

calcul de $I_h = I_b + n I_{a'} + n I_a$

$$I_b = 200 + \frac{(30,5)^3}{3} - 180 \frac{(10,5)^3}{3} = 1,82 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$n I_{a'} = 15 \cdot (20,5)^2 \cdot 20 = 0,186 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$n I_a = 15 \cdot (59,5)^2 \cdot 100 = 5,31 \cdot 10^6$$

$$I_h = 7,26 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

calcul des contraintes maximales.

- beton $\sigma_b = \frac{M \alpha}{I_h} = \frac{204 \cdot 10^5 \cdot 30,5}{7,26 \cdot 10^6} \approx 85 \text{ kg/cm}^2$

- Aciers tendus

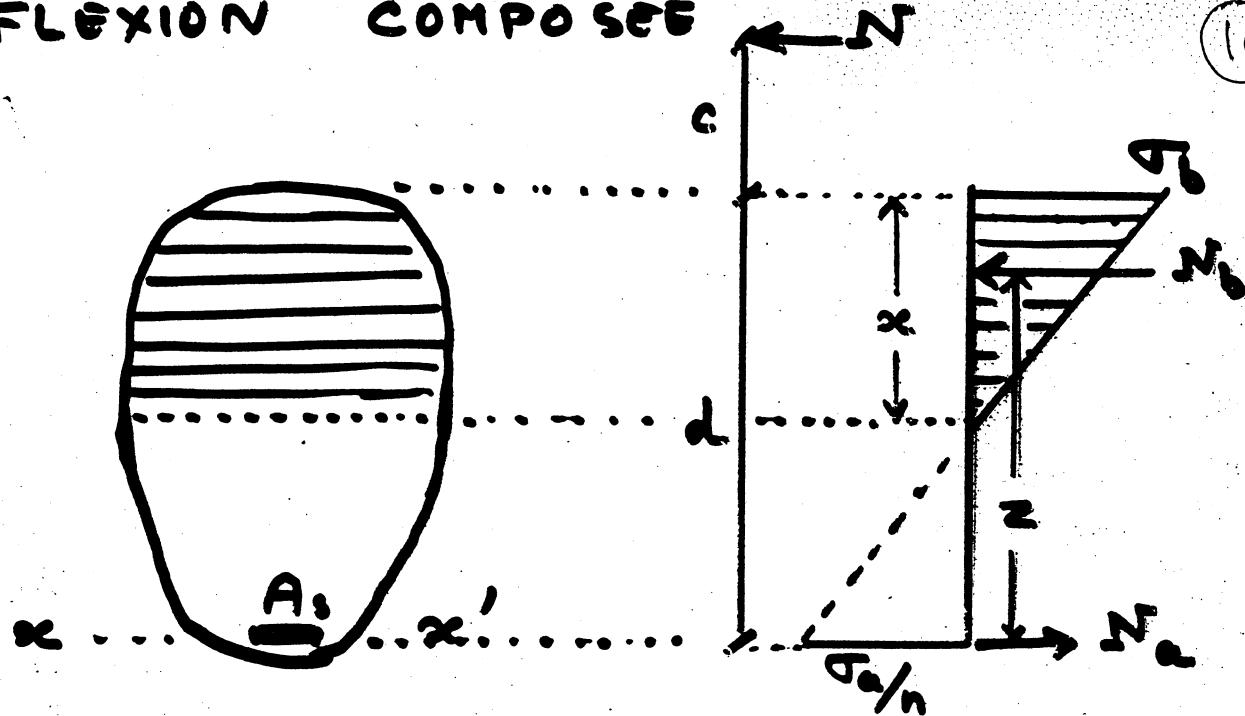
$$\sigma_a = n \frac{M(h-\alpha)}{I_b} = \frac{15 \cdot 204 \cdot 10^5 \cdot 59,5}{7,26 \cdot 10^6} \approx 2500 \text{ bars}$$

- Aciers comprimés

$$\sigma_a' = \frac{15 \cdot 204 \cdot 10^5 \cdot 20,5}{7,26 \cdot 10^6} \approx 865 \text{ bars.}$$

FLEXION COMPOSÉE

(10)



$$/ \text{scr} \quad N(c+d) = N_b \cdot z$$



identique à M simple = $N(c+d)$

Équilibre Contraintes $\rightarrow N_b - N_a = N$

$$N_a = A_s \cdot \sigma_a$$

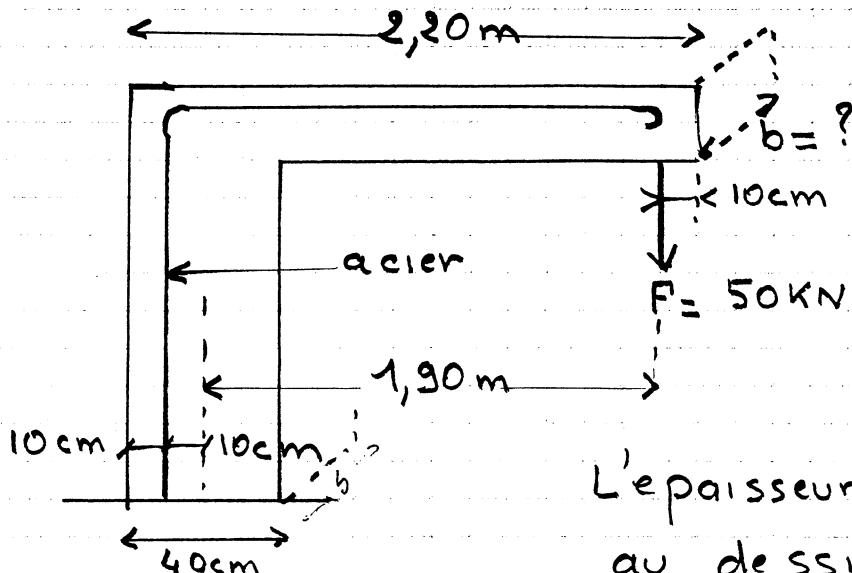
$$N_b - \sigma_a A_s - N = 0 \rightarrow N_b - \sigma_a (A_s + \frac{N}{\sigma_a}) = 0$$

"La section d'armature tendue calculée en flexion simple pour M pris au CDF des armatures tendues sera diminuée de $\frac{N}{\sigma_a}$

$$A_s + \frac{N}{\sigma_a} = A_0$$

$$A_s = A_0 - \frac{N}{\sigma_a}$$

(11)



FLEXION COMPOSÉE

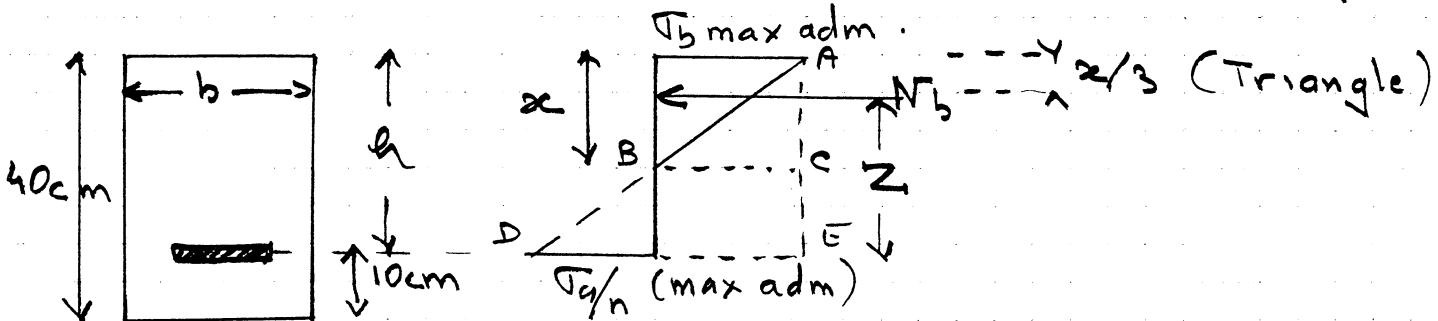
L'épaisseur (perpendiculaire au dessin) (b) est inconnue.

Hypothèse béton $\sigma_{28} = 25 \text{ MPa}$
acier $\bar{\sigma}_a$ (admissible) = 275 MPa .

1) Déterminer l'épaisseur (b) pour que le béton et l'acier travaille au maximum admissible

2) En déduire ensuite la section minimale d'acier à disposer à 10cm du bord

le schéma des contraintes doit être (en pied)



$$M \text{ (par rapport à armature tendue)} = 50 \cdot 10^3 \times 2 = 10^5 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Dans triangles ABC et ADF

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{s\max} + \sigma_{a/n\max}} = \frac{x}{h}$$

$$\sigma_{b\max} = 0,6 \sigma_{28} \text{ (flexion)} = 0,6 \times 25 = 15.$$

$$\sigma_a \text{ connu} = 275. \rightarrow \frac{x}{h} = \frac{15}{15 + \frac{275}{15}} = 0,45$$

$$\text{D'où } x = 13,5 \text{ cm} \text{ et } z = 30 - \frac{13,5}{3} = 25,5 \text{ cm}$$

$$N_b \text{ (en intégrant de 0 à } x) = b \times x \times \frac{\sigma_{b\max}}{2}$$

$$\text{et } M = N_b \times z = b \cdot x \cdot \frac{\sigma_{b\max}}{2} \cdot z$$

$$\text{D'où } b = \frac{10^5}{0,255 \times 1510^6 \times 0,135} \text{ en N et m.}$$

$$\text{d'où } b = 0,38 \rightarrow 0,40 \text{ m pour la suite.}$$

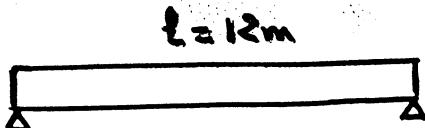
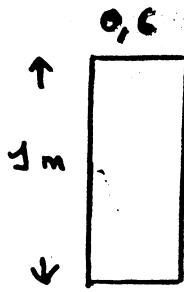
$$\text{d'où } N_a = N_b = b \cdot x \cdot \frac{\sigma_b}{2} = 0,4 \times 0,135 \times \frac{15}{2} 10^6 = 0,410^6 \text{ N}$$

$$\text{et } A = \frac{N_a}{\sigma_a} = \frac{0,410^6}{27510^6} = 14,7 10^{-4} \rightarrow 14,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{De cette valeur on retire } \frac{N}{\sigma_a} = \frac{5010^3}{27510^6} \rightarrow 1,8 \text{ cm}^2$$

pour tenir compte de la flexion composée

$$\text{Don } A = 14,7 - 1,8 \approx 13 \text{ cm}^2$$



Poids propre.

(13)

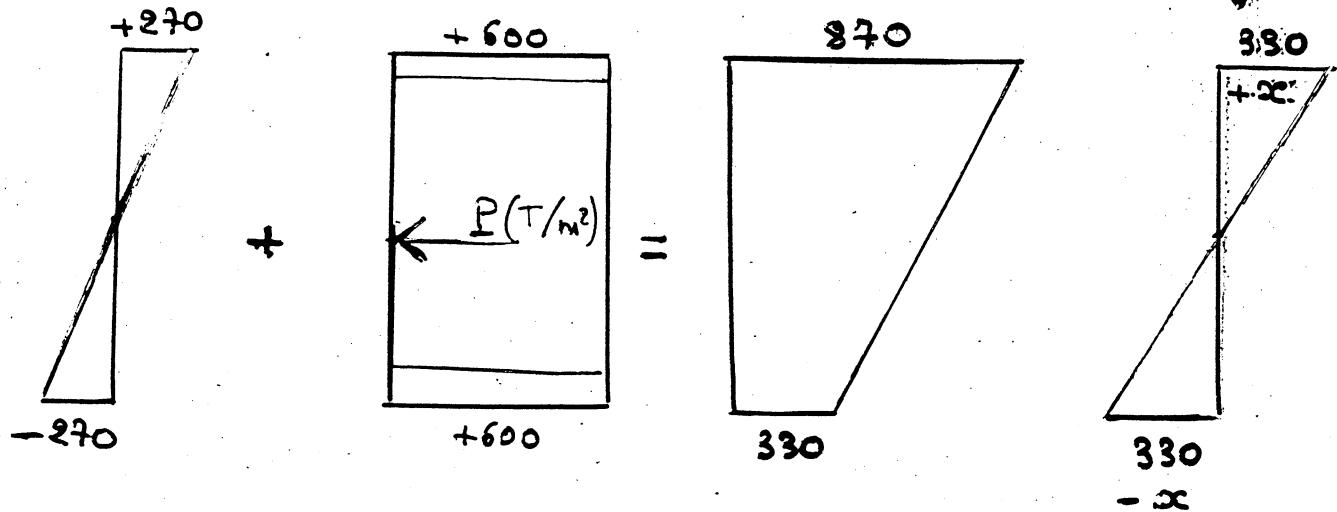
$$\sigma_{\max} = \pm \frac{27 \times \frac{1}{8}}{0.6 \times \frac{1}{12}} = 270 \text{ T/m}^2$$

$$P = 0.6 \times 1 \times 2.5 = 1.5 \text{ T/m}^2$$

$$M = 1.5 \times \frac{12^2}{8} = 27 \text{ Tm}$$

$$\text{Hyp: } \sigma_{b,\max} = 120 \text{ bar} = 1200 \text{ T/m}^2$$

D13PO



$$270 + P + \infty = 1200 \text{ T/m}^2$$

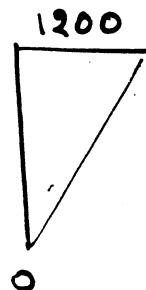
$$-270 + P - \infty = 0$$

$$P = 600 \text{ T/m}^2 = \frac{N}{s} \quad N = 360 \text{ T}$$

H1 D13PO

$$330 = \frac{M \cdot 6}{0.6 \times 1} \rightarrow M = 33 \text{ Tm}$$

Final



CAS 1 Precontrainte centrale

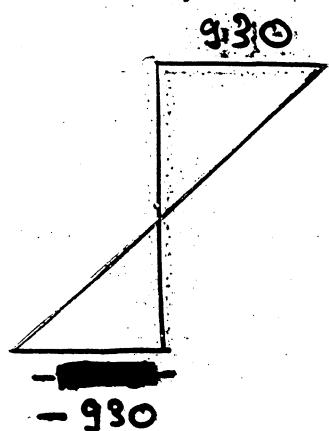
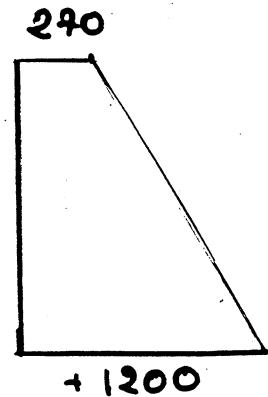
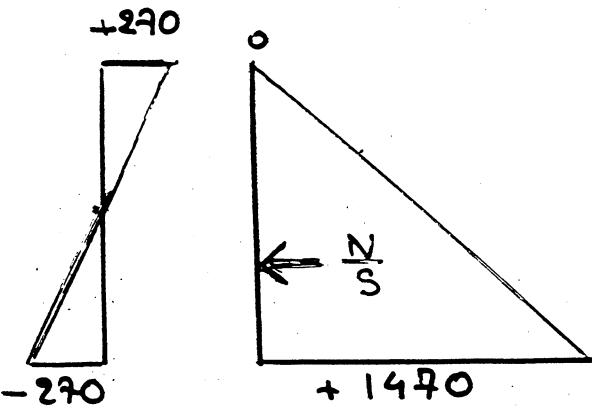
Precontrainte au bord

du noyau central

(Pas de traction sous N seul)

14

DISPO



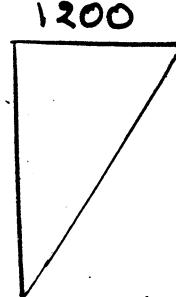
$$\frac{N}{s} = \frac{1470 + 0}{2} = 735$$

$$N = 735 \times 0,6 = 441 \text{ T}$$

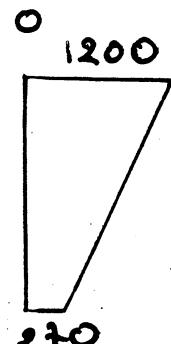
$$M_r \text{ dispo} : 930 = \frac{M \cdot 6}{0,6 \pm 1}$$

$$M = 93 \text{ T}_\text{xm}$$

Final ideal



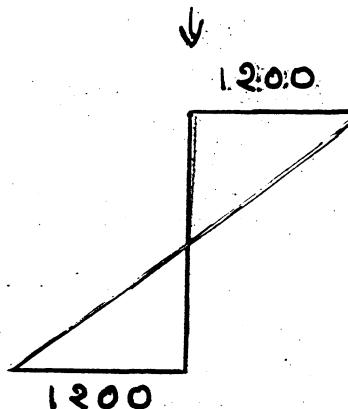
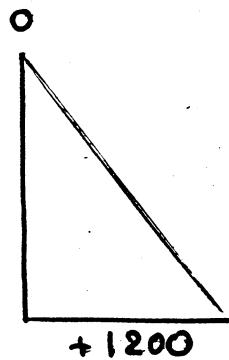
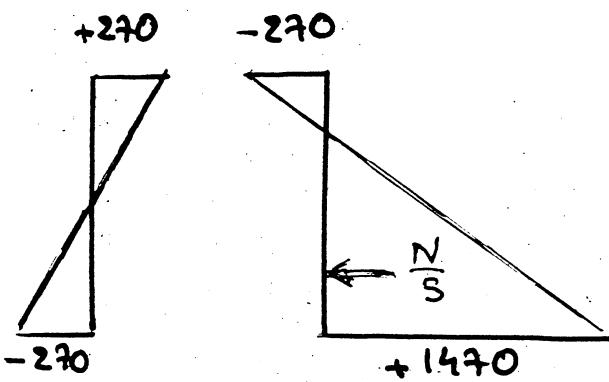
Final ici



Precontrainte optimale .

15

DISPO



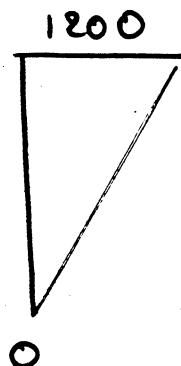
$$\frac{N}{g} = \frac{1470 - 270}{2} = 600 \text{ T/m}^2$$

$$N = 600 \times 0,6 = 360 \text{ T}$$

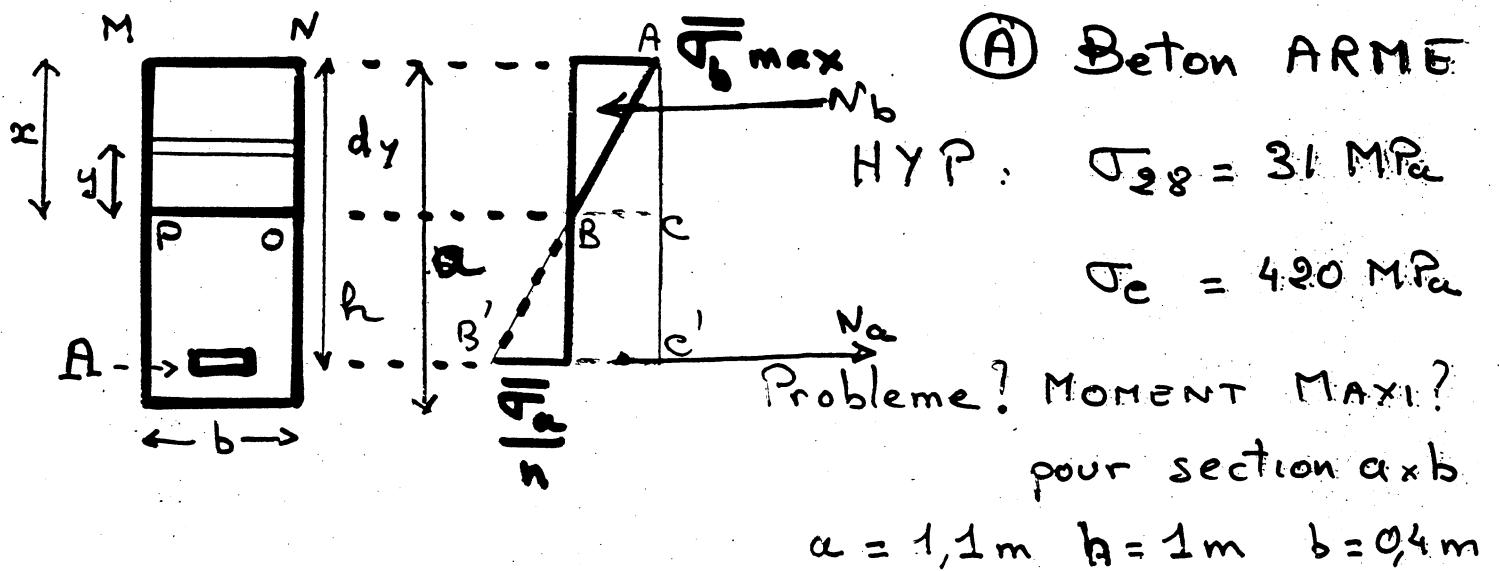
Mr dispo: $1200 = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{M \cdot 6}{S \cdot 1} = \frac{M \cdot 6}{Q \cdot 6}$

$$M = 120 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Final



COMPARAISON B.A - PRECONTRAT



On impose le maximum de \bar{J}_b max = 0,6 J_{28}

$$2) \bar{\sigma}_a \max = \frac{2}{3} \sigma_e$$

$$S_{0,1} \quad \bar{\sigma}_{3, \max} = 0,6 \times 31 = 18,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ max} = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ MPa.}$$

$$\text{Triangles } ABC, AB'C' \rightarrow \frac{x}{h} = \frac{G_{\text{max}}}{G_{\text{max}} + G_a} = \frac{18,6}{18,6 + 280} = 0,05$$

d'où $x \approx 0,5 \text{ m}$

$$N_b = \int_M \sigma d\Omega = \int_0^x b \sigma(y) dy \quad \text{avec } \sigma(y) = \frac{y}{x} \sigma_{\max}$$

$$N_b = \int_0^x \frac{b}{2} y \sqrt{b_{max}} dy = \frac{b}{2} b_{max} \frac{x^2}{2} = \frac{1}{2} b x \sqrt{b_{max}}$$

Nb au $\frac{1}{3}$ de se a partir du haut

$$N_b = \frac{1}{2} \times 0,4 \times 0,5 \times 18,6 = \underline{1,86} \text{ MN}$$

(17)

Moment maxi : $z \times N_b$

$$\text{avec } z = h - \frac{x}{3} = 0,833 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } M_{\text{max}} \text{ pour le béton} = 0,833 \times 1,86 = \underline{1,55 \text{ MN.m}}$$

COTE TRACTION :

les aciers doivent reprendre $N_a = N_b = 1,86 \text{ MN}$
en faisant travailler à $\bar{\sigma}_{\text{amar}} = 280 \text{ MN/m}^2$

$$\text{d'où } A = \frac{1,86}{280} = 0,0066 \text{ m}^2 = \underline{66 \text{ cm}^2}$$

(B)

Beton PRECONTRAINTE

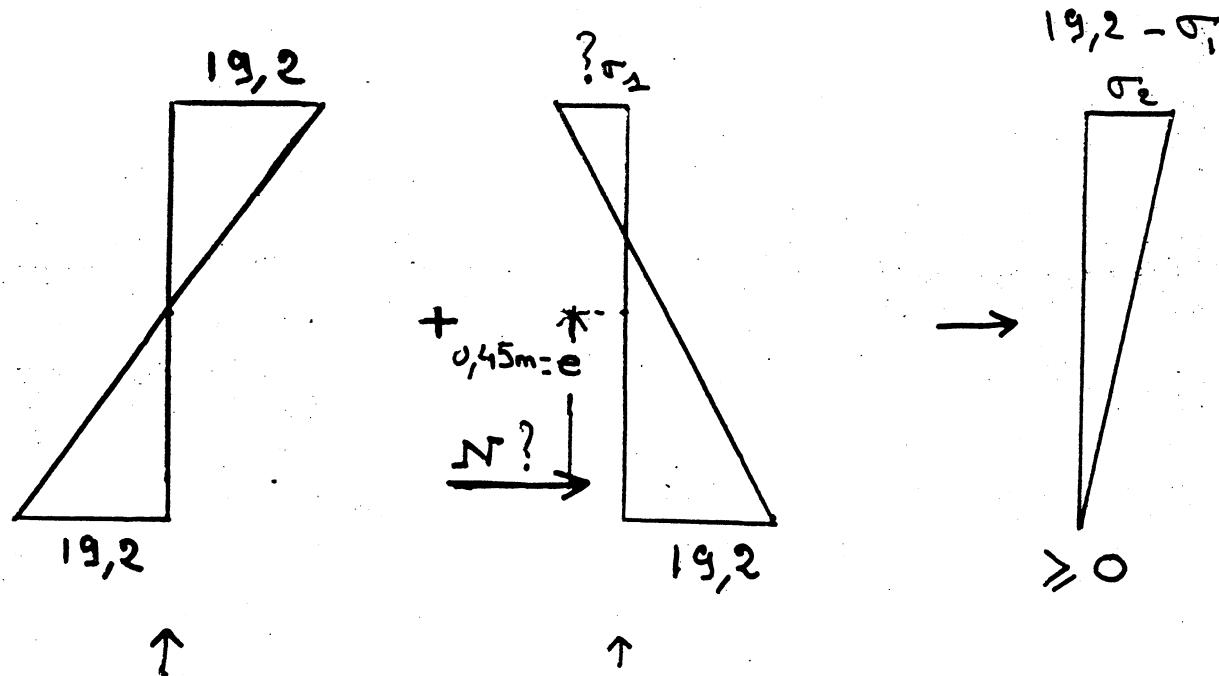
18

- HYP = même valeur maxi pour $\sigma_{bmax} = 18,6 \text{ MPa}$
- même moment à reprendre $1,55 \text{ MN.m}$
 - même section $a \times b = 1,1 \times 0,4 \text{ m}^2$

① Contraintes extremes en matériaux homogènes

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M y}{I} = \frac{M \frac{a}{2}}{b \frac{a^3}{12}} = \frac{6M}{b a^2} = \frac{6 \times 1,55}{0,4 \times (1,1)^2}$$

$$\sigma_{max} = \pm 19,2 \text{ MPa.}$$



Moment max
imposé

contraintes
dus à N (Precontraintes)

$$e = 0,45 \text{ m} \text{ imposé}$$

la valeur N doit donner au minimum 19,2 MPa en bas pour que le béton ne soit pas tendu.

$$\text{d'où } 19,2 = \frac{N}{S} + \frac{N \epsilon Y}{I} = N \left[\frac{1}{0,4 \times 1,1} + \frac{0,45 \times 0,55 \times 12}{0,4 \times (1,1)^3} \right]$$

$$\text{D'où } N = \underline{2,44 \text{ MN}}$$

valeur $> 1,86 \text{ MN}$ en B.Arme dans les aciers

$$\sigma_{\min} = \sigma_i = \frac{N}{S} - \frac{N \epsilon Y}{I} = 2,44 \left[\frac{1}{0,4 \times 1,1} - \frac{0,45 \times 0,55 \times 12}{0,4 \times (1,1)^3} \right]$$

$$\sigma_i = \underline{8 \text{ MPa}}$$

$$\text{D'où } \sigma_2 = 19,2 - 8 = \underline{11,2 \text{ MPa}} < 18,6 \text{ autorisé} \\ \text{OK}$$

Section armature HLE ($\sigma_a = 1100 \text{ MPa}$)

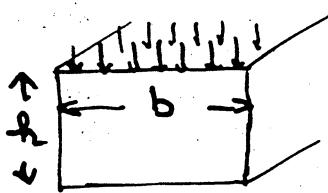
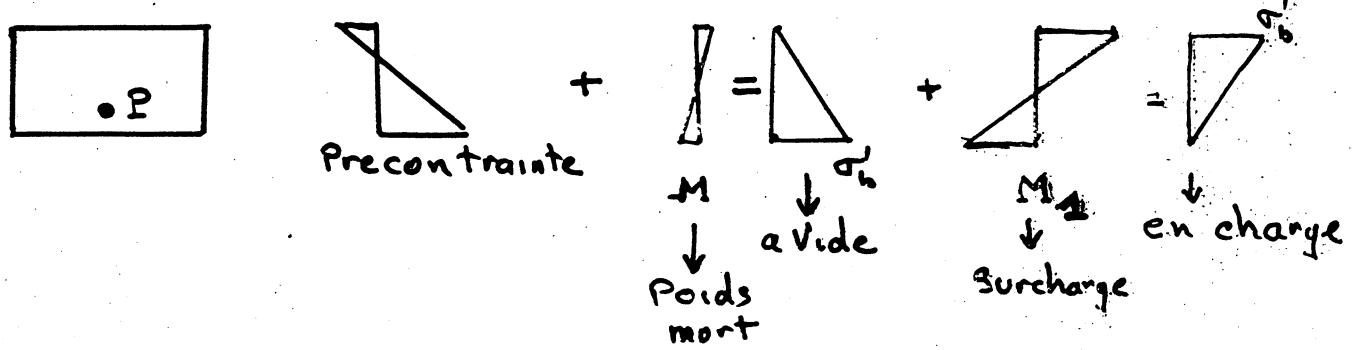
$$A' = \frac{2,44}{1100} = 2,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = \underline{22 \text{ cm}^2}$$

Soit $\frac{1}{3}$ des 66 cm^2 en B.armé

et le prix est seulement le double.

Precontrainte économique.

20



Hypothèses $2.A_3 \quad l=10m$.

surcharge au dessus $s = 2,5 \text{ T/m}^2$

b : largeur = 1m $\sigma_b' \text{ max} = 12,5 \text{ MPa}$

Determiner h , P , e

1) Du à M_1 , $\frac{6M_1}{bh^2} = \sigma_b'$ avec $M_1 = b.s. \frac{l^2}{8}$

d'où $h = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{s}{\sigma_b'}}$ = $0,386 \text{ m} \rightarrow 0,40 \text{ m}$.

2) Seule la precontrainte donne une σ_b' moyen.

donc $\frac{P}{bh} = \frac{\sigma_b'}{2}$

$P = 0,4 \times \frac{1250}{2} = 250 \text{ T}$.

3) A partir de $M = q \frac{l^2}{8} = 0,4 \times 1 \times 2,5 \times \frac{100}{8} = 12,5 \text{ T} \cdot \text{m}$

$\Delta \sigma$ du à $M = \frac{12,5 \times 6^2}{1 \times 0,4^2} = 468,75$

d'où $-468,75 = \frac{250}{0,4 \times 1} - \frac{250 \times e \times 6}{1 \times 0,4^2}$

$\rightarrow e \approx 12 \text{ cm}$.