



PRÉCIS

CHANTIER

MATÉRIEL ET MATÉRIAUX,
MISE EN ŒUVRE,
NORMALISATION

D. Didier
N. Girard
M. Le Brazidec
P. Nataf
R. Pralat
J. Thiesset

AFNOR

NATHAN

PRESTIS

CHANTIER

MATÉRIEL ET MATÉRIAUX,
MISE EN ŒUVRE,
NORMALISATION

D. Didier

N. Girard

M. Le Brazidec

P. Nataf

Professeurs agrégés au Lycée Technique du Bâtiment Saint-Lambert (Paris)

R. Pralat

Professeur agrégé au Département Génie civil de l'IUT de Bordeaux 1

J. Thiesset

Professeur agrégé au Lycée Technique Gaudier-Brzeska (Saint-Jean-de-Braye)

Collection animée par

J.-P. Trotignon

Professeur à l'École Nationale Supérieure d'Arts et Métiers-Paris

AFNOR

NATHAN

LES PRÉCIS AFNOR/NATHAN

Collection animée par J.-P. Trotignon

— Précis de Bâtiment

Conception, mise en œuvre, normalisation

— Précis de Chantier

Matériel et matériaux, mise en œuvre, normalisation

— Précis de Construction mécanique

Tome 1, Projets-études, composants, normalisation

Tome 2, Projets-méthodes, production, normalisation

Tome 3, Projets-calculs, dimensionnement, normalisation

— Précis d'Électronique analogique

Composants passifs, composants actifs, normalisation

— Précis de Fonderie

Méthodologie, production, normalisation

— Précis de Matières plastiques

Structures-propriétés, mise en œuvre, normalisation

— Précis de Méthodes d'usinage

Méthodologie, production, normalisation

— Précis de Métallurgie

Élaboration, structures-propriétés, normalisation

— Précis de Structures de Génie Civil

Projets, dimensionnements, normalisation

Édition : Patrick Gonidou

Coordination artistique : Évelyn Audureau, Isabelle Jalfre

Fabrication : Pascal Mégret

Maquette, mise en page : fabre & tilleul

Dessins techniques : fabre & tilleul

Conception couverture : Jérôme Lo Monaco

© AFNOR

© Éditions Nathan/HER, 9 rue Méchain, 75014 Paris, 1999 pour la première édition

© Nathan/VUEF 2001 pour la présente édition

ISBN Nathan : 2-09-178624-1

ISBN AFNOR : 2-12-380222-0

AVANT-PROPOS

Dans sa première édition, le *Précis de Chantier*, ouvrage traitant des matériels et matériaux utilisés actuellement sur les chantiers de bâtiment et de travaux publics, a reçu un accueil chaleureux.

À l'occasion de sa sortie dans une nouvelle présentation, nous avons procédé à une actualisation de son contenu, tout en développant des chapitres plus spécifiques du domaine des travaux publics.

D'une manière générale, les ouvrages de cette collection ont pour principal objectif d'aider les étudiants et les professeurs, mais aussi les praticiens, ingénieurs ou techniciens, à choisir des matériaux, des matériels ou des techniques de réalisation au cours d'un projet.

Comme dans le *Précis de Bâtiment* et le *Précis de Structures de Génie Civil*, nous nous sommes efforcés de conserver l'esprit de la collection en réalisant un ouvrage synthétique qui assure l'équilibre entre la présentation complète d'une technique ou d'un matériel, l'accès rapide à des informations d'usage quotidien et la référence systématique à la normalisation la plus récente.

Chaque partie de cet ouvrage associe les aspects normatifs, réglementaires et conventionnels liés à l'emploi des matériaux usuels, des matériels les plus répandus et des techniques de mise en œuvre, tout en prenant en compte la prévention des risques et la recherche de la qualité.

Il était difficile de présenter de façon exhaustive l'ensemble des caractéristiques, concernant tous les matériels commercialisés, dans un espace limité. Aussi, avons-nous choisi d'aborder de nombreux domaines, en traitant d'une manière plus approfondie les points qui nous ont paru essentiels, pour la plupart des techniques utilisées lors de la réalisation des ouvrages courants de bâtiment et de travaux publics.

La lecture, le repérage et la recherche des informations dans l'ouvrage sont facilités par :

- un index trilingue, qui guide le lecteur à partir de critères terminologiques fondamentaux,
- les indications fournies en début de chapitre, qui permettent de s'orienter rapidement vers les solutions cherchées,
- les références multiples, qui rendent aisées les recherches approfondies ou spécifiques (normes, DTU, documents d'organismes de prévention).

Nous avons cherché à réaliser un ouvrage qui puisse être un des supports de notre enseignement de préparation et de suivi de chantier, tout en étant utile à des spécialistes. Nous souhaitons préciser que cet ouvrage n'est pas un cours complet sur ce vaste domaine.

Un dernier mot, pour remercier chaleureusement toutes les personnes qui nous ont accompagnés tout au long de la rédaction de cet ouvrage, et en particulier, pour ses conseils avisés, M. Trotignon.

Les auteurs

La préparation et la conduite d'un chantier nécessitent la connaissance approfondie des caractéristiques des matériaux et des composants ainsi que des principaux matériels utilisés. Les valeurs indiquées, minutieusement contrôlées, ne peuvent en aucun cas se substituer aux documents officiels de l'AFNOR ou aux derniers catalogues des fabricants. Les indications de cet ouvrage ne peuvent en aucun cas constituer une garantie juridique. La préparation et la conduite d'un chantier à son terme imposent le contact direct avec les fournisseurs de matériaux et de matériels, et la consultation des normes en vigueur ; cet ouvrage, malgré ses qualités, ne peut s'y substituer.

SOMMAIRE

	page		page
Normalisation	V	Coffrage	
Terrassements généraux		Coffrage : constitution et critères de choix	151
Études préalables	1	Conception et dimensionnement des coffrages	154
Opérations de démolition	3	Techniques de réalisation des porteurs verticaux	
Fouilles : prescriptions générales	7	Banches pour ouvrages en béton : constitution	
Étaiements et blindages	10	et mise en œuvre	163
Fouilles : venues d'eau	18	Réalisation des poteaux : coffrages, préfabrication	170
Remblais et couches de forme (infrastructure routière) : conditions d'utilisation des sols	21	Voiles courbes	172
Remblais et couches de forme (infrastructure routière) : essais de sols	24	Coffrage grim pant	174
Engins de production	27	Voiles contre existant	176
Engins de transport	35	Techniques de réalisation des porteurs horizontaux	
Évaluation de la production des engins	39	Planchers : solutions technologiques	
Engins d'assistance	44	et mise en œuvre	179
Routes		Plancher à poutrelles et entrevous	180
Conception d'une chaussée : critères de choix	48	Plancher à prédalles	182
Conception d'une chaussée : tracé	58	Dalles alvéolées	183
Mouvements des terres : calcul des cubatures et épure des terrassements	65	Dalle pleine coulée en place	
Levage et manutention		sur un coffrage traditionnel	185
Appareils de levage	69	Poutres : solutions constructives et mise en œuvre	188
Grues à tour	72	Matériels d'étalement	189
Grues mobiles	82	Coffrage et étalement : modélisation, dimensionnement	192
Élingage	85	Étalement : les tours d'étalement	197
Accessoires de levage	89	Cyclage des matériels utilisés pour le coffrage	203
Armatures	94	Prévention	
Béton		Prévention : environnement réglementaire	211
Caractéristiques des bétons	98	Prévention : matériels	215
Constituants du béton	101	Installations de chantier	
Différents types de béton	109	Chantiers : installations et matériels	221
Composition des bétons	114	Cantonnements	224
Essais et contrôles des bétons	121	Signalisation des chantiers	226
Mise en œuvre du béton		Éléments de topométrie appliquée	
Fabrication des bétons	125	Planification et organisation du piquetage	228
Transport du béton	131	Mesurage et instruments de mesure : le niveau	232
Vibration et cure des bétons	135	Mesurage et instruments de mesure : le théodolite	234
Échafaudages	138	Tolérances pour le bâtiment	236
		Index	239
		Principaux ouvrages de référence cités	244
		Adresses utiles	245

1. SYSTÈME FRANÇAIS DE NORMALISATION

Le système français de normalisation regroupe l'Association Française de Normalisation (AFNOR) et 32 Bureaux de Normalisation, dont AFNOR, qui est aussi un Bureau (BN). Association privée reconnue d'utilité publique, AFNOR centralise et coordonne les travaux de normalisation en France, représente les intérêts français auprès des instituts internationaux et européens de normalisation (ISO et CEN). L'AFNOR assure la diffusion des normes françaises et développe les produits liés à la normalisation (certification, formation, information).

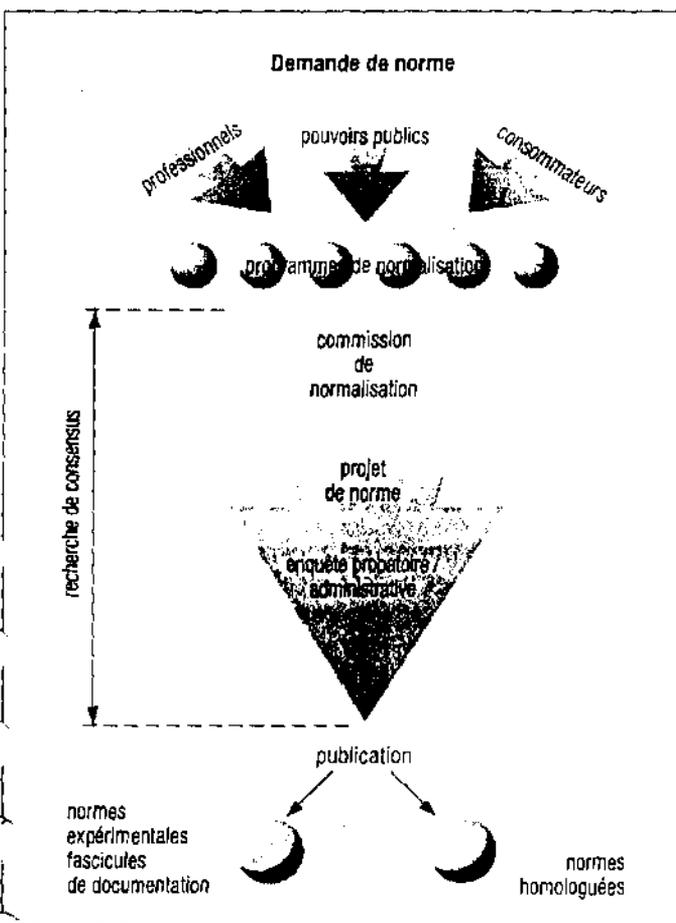
Les Bureaux de Normalisation sont chargés d'élaborer les projets de normes dans les secteurs industriels qu'ils représentent et en application du programme de normalisation décidé par le conseil d'administration de l'AFNOR.

1.1 Comment s'élabore une norme française ?

On réunit, sur un problème technique spécifique et répétitif, les représentants des diverses parties intéressées à sa résolution : fabricants, utilisateurs, laboratoires, distributeurs, consommateurs, pouvoirs publics, etc.

Le principe qui est ensuite mis en œuvre est la recherche du consensus sur un projet.

Le processus peut se schématiser ainsi :



g. 1. Le processus d'élaboration d'une norme.

1.1.1 Programme

Mise au programme des travaux de normalisation, sur trois ans.

1.1.2 Préparation du projet de norme

Une commission, regroupant les partenaires concernés (producteurs, usagers, distributeurs, administrateurs, organismes scientifiques et techniques...), après études techniques approfondies, rédige un projet de norme.

1.1.3 Enquête probatoire

Dès l'accord de la commission, le projet est soumis à l'enquête probatoire pour recueillir les avis et observations des partenaires intéressés. La soumission du projet à l'enquête probatoire est annoncée par le *Journal officiel* ainsi que par la revue *Enjeux*, mensuel de la normalisation édité par l'AFNOR. Le projet tenant compte des observations de l'enquête probatoire est proposé à l'homologation.

1.1.4 Homologation

Les normes françaises sont homologuées par le conseil d'administration de l'AFNOR.

Les décisions d'homologation font l'objet d'un avis publié (deux fois par mois) au *Journal officiel*.

La publication des nouvelles normes est également annoncée dans *Enjeux*.

1.2 Pratiquement

Une norme se présente sous forme de document de format 21 x 29,7 cm, que l'on identifie par son indice (voir p. VII) et sa date. Elle contient, selon le cas, des définitions, des dimensions, des caractéristiques physiques, mécaniques, chimiques, biologiques ou organiques, des méthodes d'essais (performances, analyse de composition, mesures de grandeurs). Les normes concernent tous les aspects de l'activité économique et sociale (unification des symboles graphiques, méthodes d'établissement des documents, gestion de la qualité, fiabilité, cahiers des charges, autoroutes de l'information, etc.).

1.3 Buts et résultats

L'application des normes entraîne une réduction des délais, un abaissement des coûts et des prix, un relèvement du niveau de qualité, une amélioration des échanges nationaux et internationaux, résultats dont les effets sont ressentis par les différents partenaires du marché - et par l'économie générale.

La part qu'a prise la normalisation dans la vie économique s'explique notamment par les faits suivants :

- l'administration est tenue, par le Code des marchés publics, de faire référence aux normes dans tous les marchés qu'elle passe ;

- dans le secteur privé, les normes sont appliquées au niveau de la production, mais aussi, par centaines, dans l'ensemble des services de l'entreprise (approvisionnements, études, contrôle de qualité, entretien, méthodes, documentation, informatique, etc.) ;

- les tribunaux font référence aux normes pour trancher les litiges ;

– les normes françaises, transposition nationale des normes européennes, constituent des présomptions de preuves pour le respect des Directives Européennes.

2. COLLECTION DES NORMES FRANÇAISES

Plus de 20 000 documents normatifs touchent l'ensemble des activités agricoles, industrielles et commerciales. Ces normes sont périodiquement révisées pour tenir compte de l'évolution technologique ou économique (environ 1 800 normes nouvelles ou révisées sont publiées chaque année).

3. NORMALISATION EUROPÉENNE

Le marché unique européen s'organise autour de la normalisation européenne qui devient ainsi un enjeu majeur des stratégies industrielles et commerciales des entreprises des pays de l'Union.

Le Comité Européen de Normalisation (CEN) et le Comité Européen de Normalisation Électrotechnique (CENELEC) dont les membres français sont respectivement l'AFNOR et l'UTE (Union Technique de l'Électricité) associent 18 pays de l'Union européenne (UE) et de l'Association européenne de libre-échange (AELE) ainsi que certains pays de l'Europe Centrale.

Les normes européennes approuvées par le CEN ou le CENELEC sont obligatoirement adoptées comme normes nationales par tous les pays membres, donc homologuées comme normes françaises par l'AFNOR.

La normalisation française est, de ce fait, amenée à intégrer de plus en plus l'approche européenne dans ses travaux.

Ce qui conduit à une mobilisation croissante des experts français dans les structures techniques du CEN/CENELEC. Dans le domaine des télécoms, les normes sont préparées dans le cadre de l'ETSI.

4. NORMALISATION INTERNATIONALE

La mondialisation des échanges a conduit, depuis déjà de nombreuses années, l'ensemble des pays industrialisés et aussi, dans une moindre mesure, les pays en développement, à élaborer des normes internationales au sein de l'organisation internationale de normalisation ISO et de la Commission Électrotechnique Internationale (CEI).

La défense des intérêts français nécessite également pour l'AFNOR et les bureaux de normalisation une participation active aux travaux de normalisation internationale dont la reprise n'est pas obligatoire, cependant, en collection nationale. En outre, il existe des accords (accords de Vienne...) qui régissent des travaux communs entre ISO et CEN.

5. MARQUE NF : CERTIFICATION DE CONFORMITÉ AUX NORMES

La marque NF est une marque volontaire de certification délivrée par AFNOR. Elle atteste de façon indiscutable et impartiale la qualité, la fiabilité et les performances des produits industriels ou de consommation et des services.

La marque NF apporte la preuve qu'un produit ou service répond aux besoins des utilisateurs et est conforme à des caractéristiques de qualité définies dans le référentiel de certification correspondant.

Ce référentiel est constitué :

- de normes françaises, européennes ou internationales élaborées en concertation avec les fabricants, les utilisateurs, les distributeurs, les associations de consommateurs, les laboratoires et les pouvoirs publics ;
- de spécifications complémentaires concernant le produit ou le service et l'organisation qualité de l'entreprise.

La marque NF concerne de nombreux secteurs tels que :

• électricité,	• bâtiment,	• sécurité
• sanitaire,	• produits de	• incendie,
• chauffage,	• construction,	• jouets,
• tuyauterie,	• équipements	• puériculture,
• robinetterie,	• domestiques,	• médical et
• génie civil,	• ameublement,	• paramédical...

Aujourd'hui, la marque NF s'applique également au secteur agroalimentaire.

6. COMMENT IDENTIFIER UNE NORME

Pour savoir si une norme est toujours valable, il suffit de vérifier que l'indice et la date qu'elle porte correspondent exactement à ceux qui figurent dans le catalogue en vigueur.

Référence du document
 Les normes homologuées sont précédées du sigle NF (pour Norme française) suivi du sigle EN dans le cas d'une norme européenne
 Depuis le 1^{er} janvier 1995, les normes expérimentales sont précédées du sigle X et les fascicules de documentation du sigle FI et Millésim.

	FAC29088	ISSN 0335-2931
	norme européenne	NF EN 1065
	norme française	Avril 1999
		Indice de classement : P 93-321
		ICS : 91.220
<i>Selon le cas :</i>		
• norme française, • normalisation française, • norme européenne, norme française		
<i>Titre</i>	Étais télescopiques réglables en acier Spécifications du produit, conception et évaluation par calculs et essais	
<i>Traduction en anglais et en allemand du titre du document</i>	E : Adjustable telescopic steel props — Product specifications, design and assessment by calculation and tests D : Baustützen aus Stahl mit Ausziehvorrichtung — Produktfestlegungen, Bemessung und Nachweis durch Berechnung und Versuche	
<i>Date de la décision d'homologation ou date de la mise en application</i>	Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 5 mars 1999 pour prendre effet le 5 avril 1999. Remplace la norme homologuée NF P 93-321, de mai 1987. Sert de base pour l'attribution de la marque NF-ÉTAIS METALLIQUES.	
	Correspondance	La norme européenne EN 1065:1998 a le statut d'une norme française.
	Analyse	Le présent document, précise les matériaux, les exigences liées à la fabrication et les méthodes d'évaluation utilisant à la fois les calculs et les essais pour des étais télescopiques réglables en acier employés dans les chantiers de construction.
	Descripteurs	Thésaurus International Technique : chantier de construction, échafaudage, acier, définition, classification, désignation, prévention de la corrosion, réglage, dimension, résistance mécanique, vérification, calcul, essai, marquage.
	Modifications	Par rapport au document remplacé, révision générale de la norme.
	Corrections	
<i>Organisme éditeur</i>	Édité et diffusé par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex Tel. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55	
	© AFNOR 1999	1 ^{er} tirage 99-04-F

Indice de classement
 Domaine dans lequel (ou lesquels) le document a été classé selon la nouvelle classification internationale pour les normes (ICS)

Études préalables

CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES (CCTG - TRAVAUX PUBLICS) : FASCICULES 2 (TERRASSEMENTS GÉNÉRAUX (FASCICULE SPÉCIAL N°79-15 BIS DU JOURNAL OFFICIEL)), AFNOR DTU P 94-201 (DTU N°11.1), CNAM R 159, NP P 11-301

1. GÉNÉRALITÉS

Le vocable « terrassement » correspond à deux grandes familles de travaux :

- l'exécution d'une fouille profonde, par exemple en site urbain, pour réaliser des niveaux en sous-sol, ce qui nécessite souvent des soutènements (p. 10),
- la réalisation de plates-formes, par exemple, pour construire une route. Ces opérations comportent en général des remblais importants (p. 7, 21 et 48).

Les principales caractéristiques des opérations de terrassement dépendent de la nature de l'ouvrage à construire ensuite. On distingue deux grands cas.

- **Cas des fouilles pour ouvrages d'art et bâtiments :**
 - masses de terre déplacées de faibles importances,
 - surface de chantier restreinte,
 - excavation généralement assez profonde,
 - mitoyennetés, présence d'eau : difficultés accrues.
- **Cas des terrassements généraux, dits de grande masse (réalisés pour les routes, aéroports ou barrages) :**
 - mouvements de terre de grande ampleur,
 - utilisation de machines particulières, plus ou moins spécifiques et de très grande puissance.

Les travaux de terrassement, pour des ouvrages de travaux publics (routes : p. 48...) ou de bâtiment (excavation d'une fouille), se décomposent en plusieurs phases :

- préparation : démolitions par exemple (p. 3),
- excavation (p. 7) : la fouille est effectuée directement par des engins de production (p. 27), avec dynamitage préalable dans certains terrains rocheux (p. 8),
- transport des déblais (matériaux extraits) (p. 27 et 35),
- mise en place de matériaux d'apport (remblais) (p. 44), avec éventuellement une consolidation (p. 46).

2. ÉTUDES PRÉALABLES

Ces réflexions peuvent être adaptées et généralisées à tout type de chantier : gros œuvre par exemple. Une visite du site et de ses abords est souvent indispensable pour mieux appréhender les caractéristiques du chantier. Elle favorise l'approche du dossier et facilite la rédaction des documents qui serviront à la bonne marche du chantier.

Elles s'appuient sur un Dossier de Consultation des Entreprises (DCE) qui peut comprendre, entre autres :

- des pièces écrites
- des plans (plan masse, plans d'étages, coupes dans le cas des ouvrages de bâtiment, des profils dans le cas des ouvrages de travaux publics), faisant notamment apparaître les pentes des talus (p. 7 et 58).

Pour les décrire, une distinction entre marché privé et marché public est nécessaire :

- la norme NF P 03-001 peut servir de support au contrat entre les parties d'un marché de travaux de droit privé,
- le Cahier des Clauses Administratives Générales (CCAG) ou le Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG)

est applicable aux marchés publics (travaux effectués dans un but d'intérêt général, sous le contrôle d'une personne publique : mairie, région...), sans être toujours joint à chaque marché particulier. Ils sont toutefois cités et doivent être respectés sauf si des documents particuliers (acte d'engagement, CCAP, CCTP) viennent préciser des clauses particulières au marché étudié.

Pour le lecteur qui ne serait pas familiarisé avec cette terminologie, voici brièvement expliqué le contenu ou l'utilisation de ces différents documents :

- **L'acte d'engagement** engage l'entreprise qui y souscrit à effectuer les prestations demandées pour un certain prix dans un délai donné.
- **Le CCAG** est un recueil de clauses courantes (administratives, juridiques ou financières) relatives à l'exécution d'un marché public. Certaines parties d'un contrat peuvent y déroger. Il permet généralement d'alléger la rédaction des contrats.
- **Le CCAP** définit les conditions particulières de réalisation du projet du point de vue administratif et financier : nature du marché et des travaux, quantités, mois de référence retenu pour l'établissement des prix, modalités choisies pour actualiser ou réviser les prix, pour le règlement définitif des travaux ou les pénalités pour retard (par rapport au délai attribué)...
- **Le CCTG** précise les règles techniques générales à appliquer comme, par exemple, les normes NF (y compris les cahiers des charges et règles de calcul des DTU) ou les fascicules de travaux publics.
- **Le CCTP** (anciennement dénommé devis descriptif) définit l'opération étudiée : matériaux à utiliser (p. 98), localisation des ouvrages, limites de prestation entre corps d'état, hypothèses de calcul (exemple p. 192 pour l'étalement d'un coffrage), techniques d'exécution envisagées (phasage, mode de réalisation d'un soutènement provisoire (p. 10) lors de l'exécution d'une fouille ou encore, solution technologique retenue pour réaliser les planchers (p. 179) pour un bâtiment).

Le rapport d'études des sols permet de connaître les terrains qui seront rencontrés lors des travaux (p. 8 et 24) et comprend :

- la stratigraphie du terrain (succession des couches),
- les caractéristiques mécaniques et physiques,
- le niveau atteint par la nappe phréatique,
- les pentes possibles des talus, le drainage, la possibilité d'utiliser des déblais pour un remblaiement ultérieur (p. 21),
- les modes de fondations préconisés...

À partir de ces informations, le responsable des études détermine les volumes de production à atteindre, donc le matériel nécessaire, compte tenu des délais accordés, pour aboutir lors de la remise de l'offre, à une soumission, au meilleur coût.

Lors de l'exécution, on vérifiera que les hypothèses retenues et les conditions réelles permettent de tenir les délais prévus avec un coût de revient acceptable. Des adaptations, au fur et à mesure de l'avancement de travaux, seront indispensables pour aboutir à un bilan de chantier positif.

3. DOCUMENTS À ÉTABLIR

Les phases successives du lancement d'une opération doivent s'appuyer sur de nombreux documents, parmi lesquels on peut citer :

- **Un relevé des obstacles** (ou particularités) liés aux mitoyennetés éventuelles (position, nature), à la végétation à conserver, aux canalisations enterrées.
- **Une analyse des phases de démolition** : p. 3.
- **Une étude de la nature, de la qualité et du volume des terres à déplacer** (p. 8). Ces indications sont reportées sur des plans de mouvements de terre (éventuellement associés à des notes de calcul des soutènements ou des reprises en sous-œuvre à mettre en place en raison des mitoyennetés : p. 7 et 10) : zones d'emprunt, de dépôt ou d'évacuation des terres, décharges.
- **Une analyse des conditions climatiques locales** : les intempéries (alternances pluie-temps sec, périodes de gel-dégel) transforment de façon importante le comportement des sols qui peuvent devenir impraticables aux machines (p. 23 et 27).
 - Été : temps sec et chaud, pluies rares. Les terrains argileux, par exemple, deviennent difficiles à travailler.
 - Hiver : temps humide, température basse, gel. Les travaux sont perturbés, quelle que soit la nature du terrain.
- **Un choix des matériels employés** (bien souvent, on utilisera en priorité celui disponible dans l'entreprise !) : études des temps de cycle des engins en relation avec la production horaire (ou journalière) imposée par les délais (p. 40).
- **Une étude des accès et des circulations sur le chantier pour** :
 - des matériels généralement lourds,
 - les ravitaillements en fluides (fioul),
 - le personnel.
- **Des études de prix** : le *Guide pour l'établissement des prix des travaux de bâtiment* (éd. SEDIMA), réalisé pour les entreprises par la Fédération Française du Bâtiment (FFB), expose une méthode d'établissement des propositions de prix, fournit des documents-types et définit une terminologie permettant à tous les intervenants de la construction de parler le même langage.
- **Une prévision de la main d'œuvre.**
- **Un plannigramme (planning en anglais) général des travaux.**
- **Une ou plusieurs installations de chantier** (p. 221).

4. LEXIQUE DES ACRONYMES COURANTS

Le tableau 1 permettra au lecteur familiarisé avec les acronymes courants du BTP de retrouver leur signification.

APD	Avant-projet de définition
APS	Avant-projet sommaire
CAO	Conception assistée par ordinateur
CCAG	Cahier des clauses administratives générales
CCAP	Cahier des clauses administratives particulières
CCTP	Cahier des clauses techniques particulières
CHSCT	Comité d'hygiène, de sécurité et des conditions de travail (p. 211)
CISSCT	Collège interentreprise de sécurité, de santé et des conditions de travail (p. 211)
CNAM	Caisse nationale d'assurance maladie (p. 213)
CRAM	Caisse régionale d'assurance maladie (p. 213)
DAO	Dessin assisté par ordinateur
DCE	Dossier de consultation des entreprises
DDE	Direction départementale de l'équipement
DICT	Déclaration d'intention de commencement de travaux (p. 223)
DIUD	Dossier d'intervention ultérieure sur l'ouvrage
DQE	Devis quantitatif estimatif
DRE	Direction régionale de l'équipement
DTU	Documents techniques unifiés
GPAO	Gestion de production assistée par ordinateur
INRS	Institut national de recherche et de sécurité
LCPC	Laboratoire central des Ponts & Chaussées
MAQ	Manuel assurance qualité
OPPBT	Organisme professionnel de prévention du BTP (p. 213)
OQS	Ouvrage à qualité surveillée
PAQ	Plan d'assurance qualité
PEO	Plan d'exécution d'ouvrage
PGC	Plan général de coordination (p. 212)
PGCSPS	Plan général de coordination de sécurité et de protection de la santé (p. 212)
PPSPS	Plan particulier pour la sécurité et la protection de la santé (p. 212)
RJC	Registre journal de la coordination (p. 212)

Tableau 1. Lexique.

Opérations de démolition

CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES (CCTG - TRAVAUX PUBLICS) : FASCICULE 2 (TERRASSEMENTS GÉNÉRAUX (FASCICULE SPÉCIAL N°79-15 BIS DU JOURNAL OFFICIEL)), AFNOR DTU P 11-201 (DTU N°12), CNAM R 159, 325, 343 À 347

1. GÉNÉRALITÉS

Le fascicule spécial n°79-15 bis du Journal officiel, définit les prescriptions relatives aux travaux de terrassement de toute nature à effectuer en vue de :

- la construction de bâtiments,
- l'aménagement de leurs abords immédiats,
- l'établissement des branchements d'égouts et des branchements de canalisations diverses desservant ces bâtiments.

Il aborde succinctement les opérations de démolition qui précèdent souvent une nouvelle construction.

2. RECONNAISSANCE DE L'EXISTANT

Avant tout engagement de travaux, une analyse préalable est indispensable, qui concernera l'ouvrage lui-même mais aussi ses mitoyens, pour définir leur typologie et constater leur état de conservation.

Pour cela, il faut connaître (ou savoir reconnaître) la technologie de construction des ouvrages anciens.

C'est dans ce but que nous recommandons la lecture des ouvrages de référence suivants :

- *Connaissance de l'habitat existant en Île-de-France*. Cette étude détaillée des immeubles parisiens à façade en briques, pignons en moellons et planchers à solives métalliques (édifiés entre 1850 et 1900), donne les éléments architecturaux principaux, les techniques de construction et des techniques praticables pour les réhabiliter.

Cet ouvrage fait partie d'une collection éditée par EDF-GDF et l'ANAH (Agence Nationale pour l'Amélioration de l'Habitat).

- *Guide du diagnostic des structures* édité par l'ANAH et le ministère de l'Urbanisme et du Logement. Cet ouvrage comporte deux tomes :

- le premier est consacré au diagnostic et à l'analyse du gros œuvre ancien : il est fondé sur les caractéristiques des constructions parisiennes mais il est aisément transposable à d'autres bâtis anciens. Il est composé des cinq fascicules suivants :

- * 1 : reconnaissance de l'édifice,
- * 2 : les principaux ouvrages (spécificité, points névralgiques et moyens d'identifier la capacité portante),
- * 3 : les cas courants de désordres et d'altérations,
- * 4 : diagnostic de la structure constructive,
- * 5 : lexicque.

- le second est composé de documents graphiques (photos, croquis...) relatifs aux fascicules 1 et 3.

Toute reconnaissance de l'existant comporte les quatre opérations suivantes.

- Identifier les éléments principaux contribuant à la stabilité de l'ouvrage :

Les cages d'escalier, qui forment souvent des éléments de contreventement dans les structures anciennes, doivent être conservées le plus longtemps possible. Elles facilitent en plus les déplacements des ouvriers.

Les planchers ne doivent être abattus, en général, qu'après démolition des refends qu'ils portent.

Rappelons que les deux rôles mécaniques assurés par les planchers sont :

- le report des charges qui leur sont appliquées sur les ouvrages verticaux sous-jacents (poteaux, murs),
- la contribution à la rigidité et l'indéformabilité d'ensemble de la structure (butée, chaînage) et notamment, l'anti-flambement des parois verticales porteuses.

- Prévoir les contreventements ou étaielements nécessaires (p. 6), y compris de façon provisoire, lors d'une dépose partielle ou totale, pour éviter des effondrements inopinés.

- Analyser la nature des mitoyens, leur résistance et les conséquences de la démolition sur leur stabilité en phase provisoire et définitive.

Des saignées (p. 6) sépareront les ouvrages mitoyens des planchers et des murs de l'ouvrage à démolir, avant qu'on procède à l'effondrement quels que soient le moyen et les matériels retenus.

- Repérer :

- les réseaux : eau, assainissement, électricité, gaz...
- les cuves à hydrocarbures. Leur présence interdit en général l'emploi de procédés à flamme nue comme le chalumeau ou la lance thermique.

3. PHASAGE DES TRAVAUX

À partir de cette reconnaissance et en tenant compte bien sûr des conditions du marché (délais, prix), les modes opératoires des différentes phases de démolition peuvent être élaborés.

Il est souhaitable que chaque phase soit bien délimitée (dans l'espace et dans le temps) pour qu'un suivi efficace puisse être mis en place, de façon à veiller à la sécurité des exécutants et au bon déroulement du chantier.

L'exécution des travaux se déroule alors de la manière suivante :

- enlèvement des cloisonnements légers, des équipements techniques...
- démolition du gros œuvre, pour un étage donné, à partir du haut, en commençant par les murs pour finir par les planchers.

On commence bien évidemment sous les combles, et on descend progressivement vers le sous-sol.

4. PROCÉDÉS D'EXÉCUTION LES PLUS COURANTS

On distingue quatre procédés courants de démolition :

- **Le dérasement** (démolition de la partie supérieure d'un mur), l'effondrement ou l'éboulement concernent essentiellement les constructions anciennes (à ossature bois ou métallique), en maçonnerie de petits éléments, de quelques niveaux.
- **La dislocation** ou la fragmentation, l'abattage d'éléments horizontaux ou verticaux sont utilisés pour les constructions récentes, en béton armé, qui sont plus massives (p. 5).
- **Le démontage** est plutôt réservé aux constructions métalliques, aux charpentes notamment.
- **Le découpage** est recommandé, par exemple, dans le cas de création d'ouvertures dans une ossature en béton armé, pour le démontage d'une charpente ou d'une ossature métallique ancienne (p. 5).

5. MATÉRIEL EMPLOYÉ

Quelle que soit la technique choisie, on utilise des outils portatifs et des moyens mécaniques portés par des engins.

Des moyens plus exceptionnels comme les explosifs sont parfois employés : leur emploi ne doit pas ébranler le terrain ou les maçonneries voisines et ne doit pas disloquer le terrain au-dessous du niveau prévu. Dans tous les cas, la finition de la fouille (fond et parois) doit être achevée par des moyens traditionnels.

Réservé aux grosses opérations (des immeubles entiers en béton armé, des massifs...) et à un personnel spécifiquement formé, cette technique n'est pas développée ici.

5.1 Outils portatifs

Quatre types d'outils sont utilisés.

- **Type 1** : la pioche, la masse, le marteau-piqueur frappant le béton à de grandes cadences (outil bruyant qui nécessite par ailleurs un compresseur pour obtenir de l'air comprimé) sont les plus couramment utilisés.
- **Type 2** : les outils de forage permettent de découper en éléments transportables : ponctuels, les trous circulaires facilitent la mise en place d'explosifs ou d'éclateurs ; jointifs, ils permettent de réaliser un contour de découpe.
- **Type 3** : les outils de sciage (scies diamantées) réalisent des saignées nettes (fig. 1).
- **Type 4** : la lance thermique, en permettant d'obtenir une source de chaleur très intense sur une petite surface, détruit les matériaux. Le forage est rapide, peu bruyant, sans vibrations, mais produit des étincelles et dégage des fumées. Ce procédé est utilisé, par exemple, pour réaliser des saignées qui facilitent la démolition d'une zone délimitée dans un mur en béton armé.



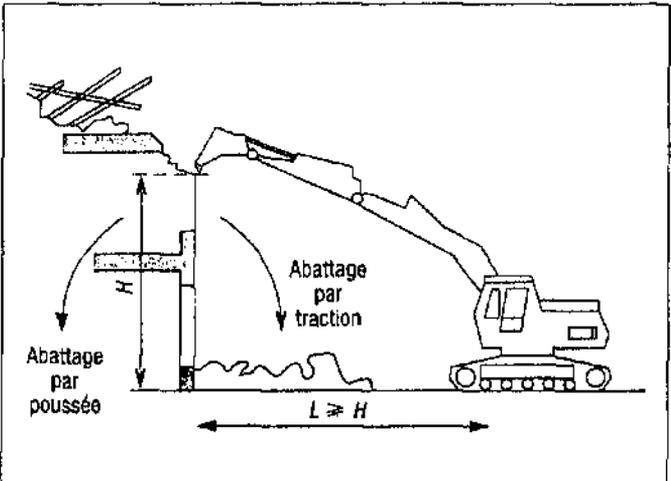
Le sciage est réalisé pour créer des trémies, découper des ouvertures importantes dans les dalles ou les voiles.
 - Profondeur maximale avec une scie murale classique : environ 1 m.
 - Profondeur maximale avec une scie plongeante : limitation imposée par le bâti de la machine uniquement.
 Le carottage est utilisé pour permettre le passage de canalisations ou préparer le sciage d'un panneau.
 - Ø 8 à 500 mm.
 - Profondeur maximale : environ 1 m.

Fig. 1. Scie diamantée à béton.

5.2 Outils « mécaniques »

On distingue les cinq types d'outils mécaniques suivants :

- **Type 1** : le godet d'un boteur (p. 34) ou d'une pelle (p. 28), pour de petites constructions peu élevées, permet de procéder à un abattage par poussée (fig. 2).



L'utilisation du godet d'un engin, d'un pic ou croc équipant une pelle est interdite pour provoquer l'effondrement des éléments de construction dont la hauteur au-dessus du sol est supérieure à la longueur de la projection horizontale du bras de l'engin en action.

Fig. 2. Pelle hydraulique procédant à l'abattage par traction ou par poussée.

- **Type 2 : un câble** permet l'abattage par traction d'éléments verticaux entourés en partie supérieure. Ce procédé est très utilisé pour les murs maçonnés. L'effort de traction peut aussi être produit par un engin mécanique (pelle, bouteur, chargeuse : p. 27) qui, avec son godet, provoque l'éboulement de toute ou partie de la construction (fig. 2).
Des saignées préalables (p. 6) affaiblissent l'élément et délimitent la zone à abattre.
- **Type 3 : un boulet** (10 à 20 kN) suspendu par un câble à la flèche d'une grue mobile (p. 82 : sur chenilles pour être plus stable) et animé d'un mouvement pendulaire ou, lâché en chute libre, frappe l'élément à démolir : ce procédé simple, économique, mais qui produit beaucoup de poussières, est réservé aux grandes opérations, comme par exemple la démolition d'une usine. Il permet de disloquer le béton armé mais il reste souvent à couper les armatures au chalumeau.
- **Type 4 : un Brise-Roche Hydraulique (BRH)**, monté sur le bras d'une pelle hydraulique, frappe le béton à de grandes cadences : le BRH est bruyant mais très puissant. Il est utile pour des travaux importants, en permettant de disloquer et de fragmenter des morceaux compacts d'une construction (fig. 3).

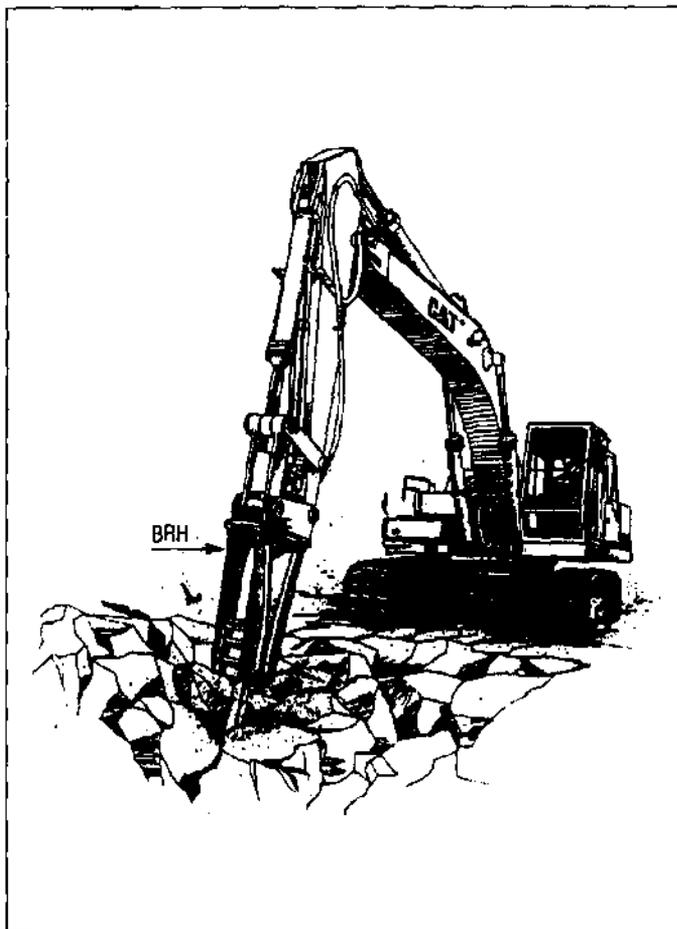


Fig. 3. Marteau hydraulique.

Le tableau 1 permet de choisir un BRH en donnant les correspondances entre le travail de démolition à réaliser, la puissance du porteur (caractérisée par sa masse) et la production en m³ par jour (m³/j) qu'une équipe peut espérer atteindre, approximativement.

Exemple :

- Chantier léger.
 - Béton armé : 18 m³ par jour à démolir.
- Choisir, par exemple, une pelle de 4 à 9 t.

Production (m ³ /j)	Béton non armé	16	40	40	60	110	148	178	310
	Béton armé	3	10	10	18	72	105	115	200
	Roches tendres	-	-	-	-	-	35	54	75
Engin préconstruite	Mini-pelle hydraulique (p. 31)	1 à 2,5 t	2,5 à 3,5 t						
	Mini-chargeur (p. 33)	1 à 2,5 t	2 à 2,5 t	2 à 5 t	2,5 à 5 t	3 à 5,5 t			
	Chargeuse-pelleteuse (p. 33)			3 à 9 t	3 à 9 t	7 à 11 t	9 à 11 t		
	Pelle Hydraulique (p. 28)			4 à 9 t	4 à 9 t	7 à 10 t	9 à 13 t	13 à 19 t	16 à 24 t
Démolition	Chantier routier								
	Chantier léger								
	Béton lourd								
	Blocs de rochers								
	Roches tendres								
	Tranchées								

Tableau 1. Production d'un Brise-Roche Hydraulique (BRH).

- **Type 5 : les éclateurs** comportent un cylindre, composé par exemple, de deux demi-coquilles, qui sont écartées à l'aide de vérins. Ils agissent par expansion après avoir été introduits dans un trou foré à l'avance. Ce procédé, économique et peu bruyant, est assez long à mettre en œuvre. Il est utilisé pour des démolitions ponctuelles.

6. RISQUES ET MESURES DE PRÉVENTION

Démolir et/ou modifier une structure, en créant des ouvertures dans les murs porteurs, des trémies dans les planchers, des saignées au droit des mitoyens, modifie, provisoirement ou définitivement, le cheminement des charges.

Pour éviter des effondrements inopinés, il faut assurer la stabilité de l'ouvrage durant les phases de démolition en :

- étrépillonnant les ouvertures (fig. 4),
- contreventant les mitoyens ou les façades (fig. 5)
- étayant provisoirement, en cas de dépose partielle d'un plancher, par exemple.

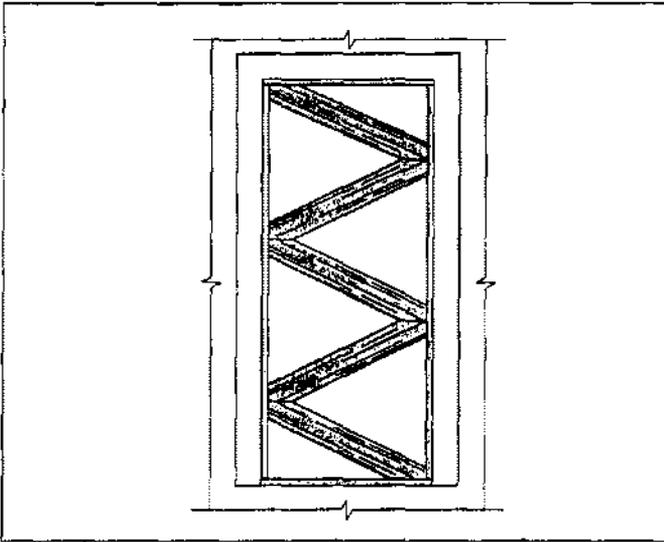


Fig. 4. Etrésillonnage d'une ouverture.

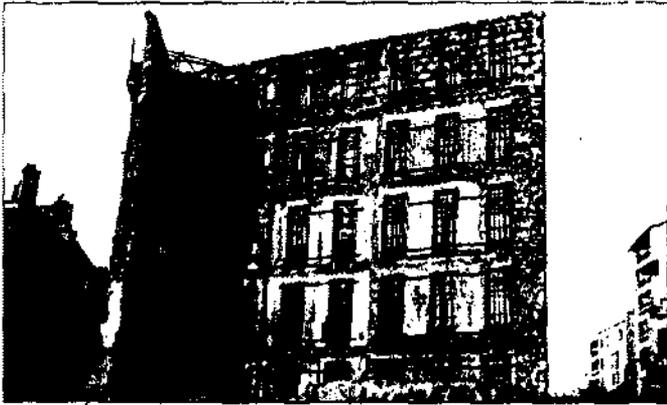


Fig. 5. Élançons de façade. Immeuble rue Sainte-Barbe, Marseille.

Les risques concernent :

- le personnel du chantier,
- les voisins et les usagers des voies publiques mitoyennes : les chutes de matériaux sur des emplacements accessibles au public en bordure du chantier nécessitent des mesures de protection (fig. 6).

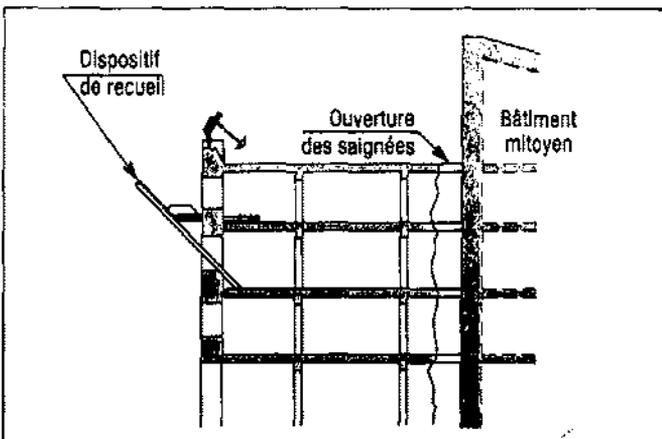


Fig. 6. Dispositif de protection en bordure du chantier.

Le port des équipements de protection individuelle tels que le casque (NF S 72-501) et les chaussures de sécurité (NF S 73-012, -501 à -504) est indispensable pour toute personne pénétrant dans l'enceinte du chantier.

Trois risques courants seront évités ou limités en respectant les consignes données ci-après.

- **Projection de matériaux** : ne pas travailler à proximité d'une trémie d'évacuation pendant qu'on nettoie des planchers dans les étages supérieurs.
- **Effondrement non contrôlé de tout ou partie de la construction** : éviter l'accumulation des gravats sur un plancher, en nettoyant régulièrement les zones de travail. Durant un effondrement partiel de la construction délibérément provoqué, il faut momentanément interdire l'accès des lieux dans les parties restantes. Ainsi, il est interdit d'installer des cantonnements de chantier (p. 224) dans un bâtiment en cours de démolition ! Ils doivent au contraire s'en trouver éloignés.
- **Chute de hauteur d'un membre du personnel et/ou de matériaux** :
 - Préférer les procédés ne demandant pas la présence en hauteur d'ouvriers. À défaut, on prévoira :
 - * des dispositifs de recueil (fig. 6). Ils sont détaillés page 215 pour la construction neuve,
 - * le port, par les ouvriers, de dispositifs individuels de protection contre les chutes type harnais.
 - Éviter les postes de travail superposés.
 - Protéger, baliser les zones de circulation et de stockage.
 - Les trémies doivent être protégées (p. 216). Chaque plancher doit être ceinturé par des garde-corps (p. 216) dès que les murs extérieurs ont été abattus.

7. IMPLANTATION DES OUVRAGES

Une fois réalisées les opérations de démolition, l'abattage, l'arrachage des souches (communément appelé dessouchage) et l'évacuation de la végétation située dans l'emprise de la construction (hormis celle dont il est précisé dans les pièces du marché qu'elle doit être protégée), puis le décapage de la terre végétale (sur environ 20 à 30 cm d'épaisseur sur l'emprise de la fouille) et sa mise en dépôt, il faut procéder à l'implantation des fouilles (p. 9).

Le chapitre « Éléments de topométrie appliquée » détaille :

- la planification et l'organisation du piquetage relatif à l'implantation d'une fouille (puis d'un ouvrage à construire) (p. 228 et 229),
- les matériels couramment utilisés :
 - le niveau (p. 232),
 - le théodolite (p. 234).

Fouilles : prescriptions générales

AFNOR DTU P 11-301 (DTU N°12), NF P 11-30

1. TRAVAUX PRÉPARATOIRES

L'excavation est réalisée par les engins de production (p. 27), qui chargent les engins de transport (p. 35). Des engins d'assistance assurent la finition de la fouille ou la mise en place des remblais (p. 44).

Les démolitions sont décrites page 3. L'implantation de la fouille est abordée pages 9 et 228. La présence de mitoyens nécessite des travaux particuliers (p. 10).

Les travaux spécifiques concernant les tranchées dans la voirie sont présentés dans le *Précis de Bâtiment*, AFNOR-Nathan.

Les travaux liés à l'exécution d'une route sont étudiés dans le chapitre Routes (p. 48).

2. TALUS (NF P 11-301) (Fig. 1 ET 2)

La profondeur d'une fouille (appelée aussi dénivellée d) est mesurée à partir du niveau du sol tel qu'il est livré pour l'exécution des fouilles, c'est-à-dire le terrain naturel (noté TN) ou bien encore, le niveau résultant de terrassements généraux, réalisés au préalable.

Les talus sont les surfaces réglées et inclinées limitant latéralement un déblai ou un remblai. L'inclinaison est définie par le rapport sans dimension (t/d) de la longueur de la trace horizontale (t) de la ligne de plus grande pente à la valeur de la dénivellée (d) mesurée entre les extrémités de cette ligne.

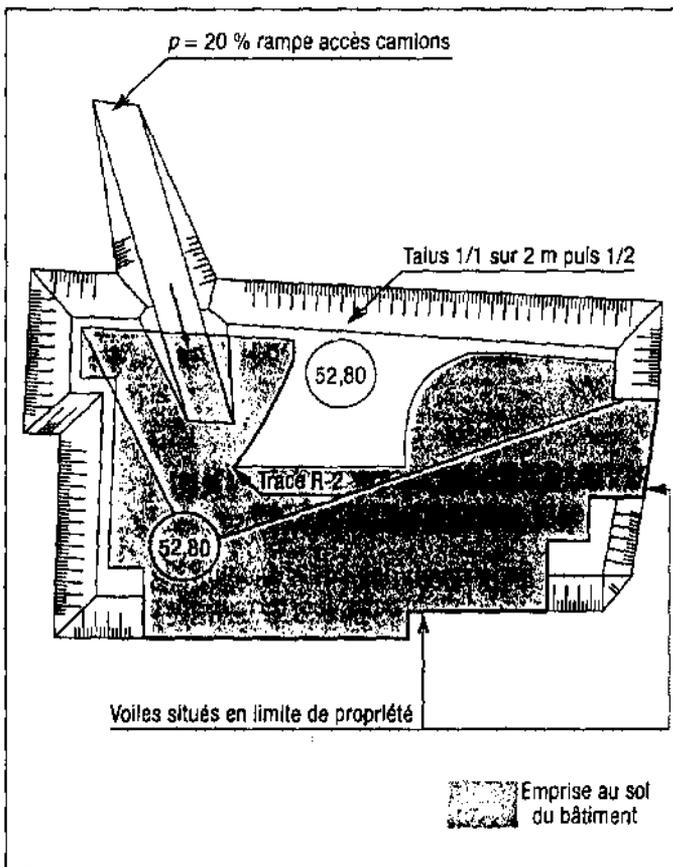


Fig. 1. Plan de terrassement (exemple).

Ils doivent :

- être stables par tous les temps : prévoir un film plastique type polyéthylène (souvent dénommé « polyane ») pour les pentes de forte inclinaison permettant de limiter les coulées de boue en fond de fouille lors d'orages violents (fig. 2),
- se rapprocher le plus possible de la pente dite du « talus naturel », tout en étant souvent un peu plus raide en phase provisoire que dans le cas d'un talus définitif (tableau 1) : le talus est exposé de façon limitée aux intempéries dans le cas d'une fouille de chantier.

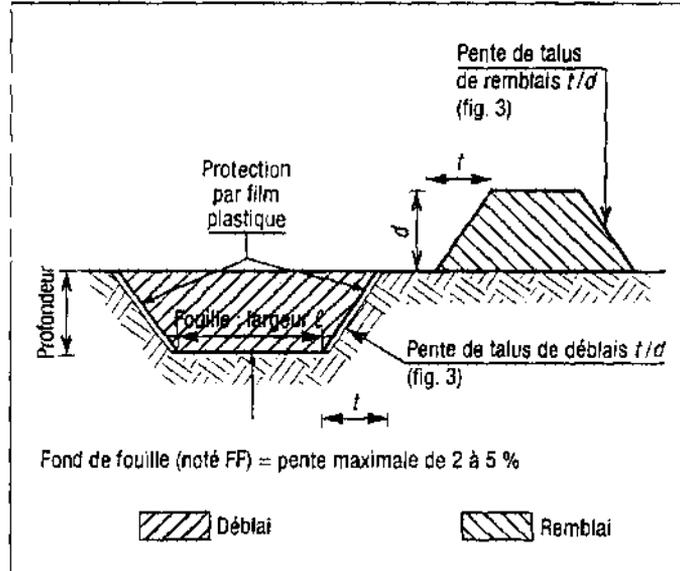


Fig. 2. Fouille et talus.

La nature du sol, sa cohésion (p. 10), sa granulométrie (p. 24) et la présence ou non d'eau (p. 18) sont des paramètres importants pour déterminer cette pente et plus généralement la stabilité d'une fouille.

Si la fouille est étroite et profonde (fig. 3), les parois latérales doivent être blindées (p. 10).

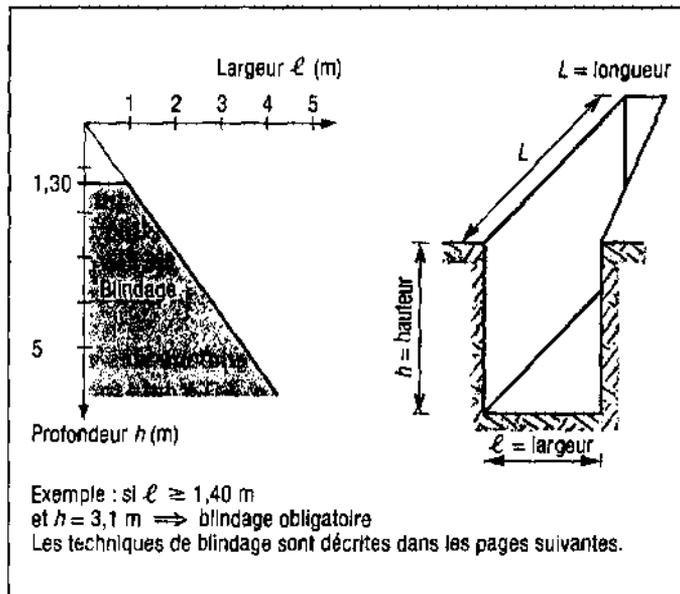


Fig. 3. Type de terrassement.

Remarques

- Les déblais (sol naturel en place) et les remblais (sol remanié et compacté) n'ont pas nécessairement la même pente (tableau 1).

Nature du terrain (sec)	Angle de talus de la fouille		Angle de talus des remblais	
	d°	t/d (fig. 2)	d°	t/d (fig. 2)
Rocher compact	80°	1/5	45°	1/1
Rocher fissuré	55°	2/3	45°	1/1
Débris rocheux	45°	1/1	45°	1/1
Terres et pierres	45°	1/1	35°	3/2
Terre argileuse				
– terrain médiocre	45°	1/1	40°	5/4
– bon terrain	20°	3/1		
Gravier et sable	35°	3/2	35°	3/2
Sable fin	30°	2/1	30°	2/1
Limon	35°	3/2		
Limon argileux	30°	2/1		

Tableau 1. Pente des talus : inclinaison recommandée (degré [d°], t/d).

- Les talus peuvent être réalisés par palier, en étant interrompus par des banquettes d'au moins 1 m de large, pour briser le ruissellement de l'eau et permettre la circulation à des étages intermédiaires.
- La tête du talus est protégée par une bande libre de 1 à 2 m de large, sur laquelle on ne prévoiera pas de surcharges.

3. CONDITIONS ATMOSPHÉRIQUES

Quand on se trouve en présence d'un terrain sensible à l'eau, (marnes, schistes, argiles...), la finition d'un fond de fouille (noté FF) doit intervenir peu de temps avant l'exécution des soutènements ou des fondations. Il faut couler, au moins, le béton de propreté dans les heures qui suivent la découverte du terrain, sous peine de voir les sols se détremper sous l'action de la pluie, éventuellement gonfler, se soulever dans certains cas (AFNOR DTU P 11-201).

4. EXTRACTION DU SOL

La nature du terrain à extraire détermine :

- la méthode de travail :
 - l'excavation par couches successives, en augmentant l'évaporation superficielle, favorise l'extraction de sols humides : elle consiste à terrasser une fouille ou une emprise par enlèvements successifs de petites couches de terrain sur toute l'emprise,
 - l'extraction frontale limite le détrempage des sols en périodes de pluies : il s'agit de terrasser une fouille ou une emprise sur toute la hauteur, en allant, dès le début, au fond de la fouille. La zone de terrain, exposée aux intempéries, en fond de fouille, est donc limitée,
- le choix des engins de production (p. 27), et le rendement de la production (tableau 2),
- la pente des talus (p. 7).

Désignation	G (1) (mm)	% du rendement normal (2)
• Terrain ordinal, terrain meuble, terrain argileux ou caillouteux non compact sans préparation préalable (pouvant être attaqué directement par un engin mécanique (par exemple une chargeuse : p. 31) : terres végétales, sables meubles, remblais de formation récente, gravais, tufs, marnes fragmentées, sables argileux.	0 à 200	environ 100
• Terrain compact défonçable, pouvant être attaqué par une chargeuse, après défonçage et ameublissement par un buteur équipé d'une dent défonceuse (rippeur : p. 34) : argiles compactes, glaise, sables fortement agglomérés.	200 à 500	60 à 80 % sans intervention du rippeur (p. 34) > 80 % dans le cas contraire
• Roches : Le DTU n° 12 (AFNOR DTU P 11-201) distingue trois catégories : – sols à attaquer au pic ou à la pioche, – sols exploitables à la pointerolle, au marteau piqueur, – sols très durs nécessitant un dynamitage à cause du roc trop solide, opération qui se raréfie devant l'augmentation de la puissance des machines disponibles et les interdictions du maître d'ouvrage (3).	500 et plus	< 60 % sans intervention préalable du rippeur (p. 34)
(1) Granulométrie des débris après chargement exprimée en mm. (2) Le vocable rendement normal sous-entend ici que seul le paramètre nature du matériau intervient, en excluant tous les autres (p. 39). (3) Précautions à prendre indiquées page 3.		

Tableau 2. Classification des sols en fonction de leur difficulté à être extraits.

5. UTILISATION DES DÉBLAIS POUR UN REMBLAIEMENT

La facilité de pénétration des outils dans un sol est, pour un entrepreneur spécialisé dans les terrassements, la caractéristique principale à connaître lorsqu'il s'agit d'exécuter des terrassements. Cette caractéristique est bien entendu insuffisante ensuite, pour déterminer l'utilisation ultérieure, en remblais, des matériaux extraits, en particulier à l'occasion de terrassements routiers (page 21).

Il convient de procéder à des études plus fines, notamment en s'appuyant sur le guide technique établi par le SETRA et le

LCPC intitulé *Réalisation des remblais et des couches de forme* (paru en 1992) dont des éléments sont donnés pages 21 et 46.

6. PRESCRIPTIONS PARTICULIÈRES CONCERNANT LES TOLÉRANCES D'EXÉCUTION

- **Cas des terrains non rocheux** (fig. 4) : l'excavation avec des engins mécaniques doit s'arrêter par défaut, plus haut que la cote de fond prévue et à l'intérieur du tracé définitif des parois latérales, pour éviter l'ameublissement du fond et des parois par les griffes de l'engin. La finition du fond de fouille est faite manuellement.
- **Cas des terrains rocheux**
Les parois doivent être purgées des blocs dont la résistance est douteuse. Les tolérances à respecter sont les suivantes :
 - Aucune saillie n'est autorisée par rapport aux niveaux prescrits sous les fondations, mais des surprofondeurs locales de 10 cm sont autorisées dans le cas des roches.
 - Des surprofondeurs de 20 cm sont autorisées sous réserve d'être soigneusement comblées (éclats de pierre, sable) et damées pour reconstituer un sol plan au niveau fixé.

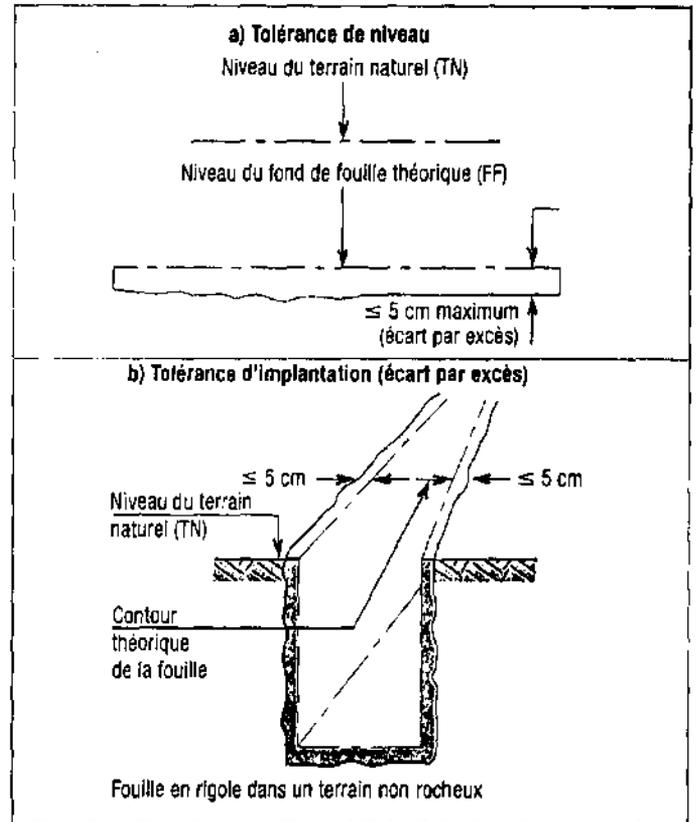


Fig. 4. Tolérances d'exécution des fouilles, dans un terrain non rocheux.

Étaisements et blindages

AFNOR DTU P 11-201 (DTU N°12), CNAM R 255

1. GÉNÉRALITÉS

Les fouilles pour bâtiments, en site urbain, nécessitent souvent des ouvrages de soutènements, provisoires ou définitifs, pour réduire l'emprise des talus, ou bien, en raison de mitoyennetés (p. 7) : figures 1 et 2.

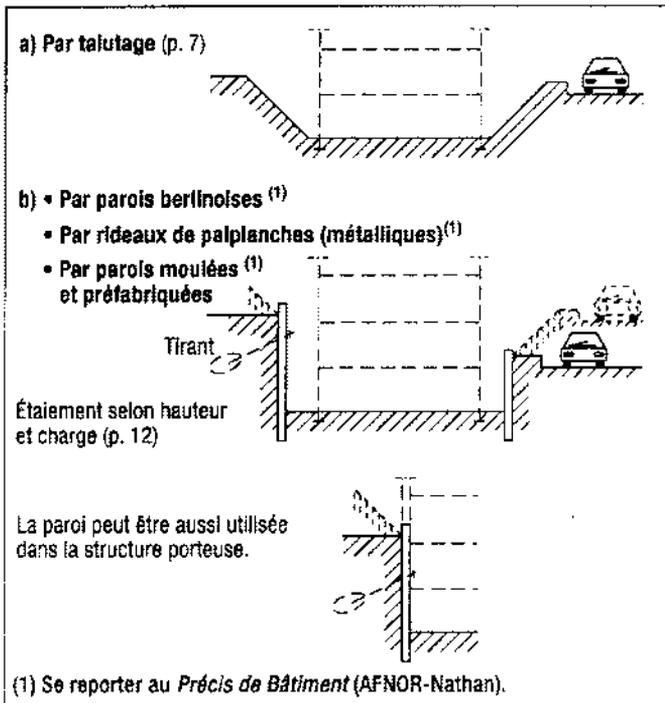


Fig. 1. Tenue des parois des fouilles en excavation.

Les terrains retenus par les ouvrages de soutènement ou les bâtiments mitoyens exercent une poussée sur l'écran réalisé : Précis de Bâtiment, AFNOR-Nathan, (chap. Terrassement, sols et fondations). Pour réaliser l'excavation en toute sécurité, il faut terrasser sans décompresser le sol derrière l'écran.

Il est parfois possible de creuser une tranchée verticalement jusqu'à sa profondeur finale, uniquement quand le terrain présente une cohésion à court terme suffisante, notée C_u . C_u représente la capacité d'un sol à s'opposer aux efforts de cisaillement, c'est-à-dire au glissement relatif d'une couche de terrain par rapport à une autre. Elle est essentiellement due à la présence d'eau dans le sol qui induit des forces de cohésion entre les grains du squelette. Ces actions sont d'autant plus importantes que la taille des particules du sol est petite : les argiles sont des sols cohérents tandis que les sables sont des sols pulvérulents. La cohésion C_u varie, dans le temps, en fonction des apports et possibilités de circulation de l'eau dans le sol, qui influent sur la teneur en eau des couches traversées. En général, il faut donc blinder, étrésoillonner ou étayer la fouille si les parois sont quasi verticales.

De plus, le choix du procédé et le dimensionnement de l'écran dépendent de la présence d'eau (p. 18) dans le terrain (la pression de l'eau modifie la poussée et la butée sur l'écran : Précis de Bâtiment, AFNOR-Nathan). Si aucune injection d'étanchéité n'a été pratiquée dans le sol, il faut alors assurer la stabilité et l'étanchéité du fond de la fouille.

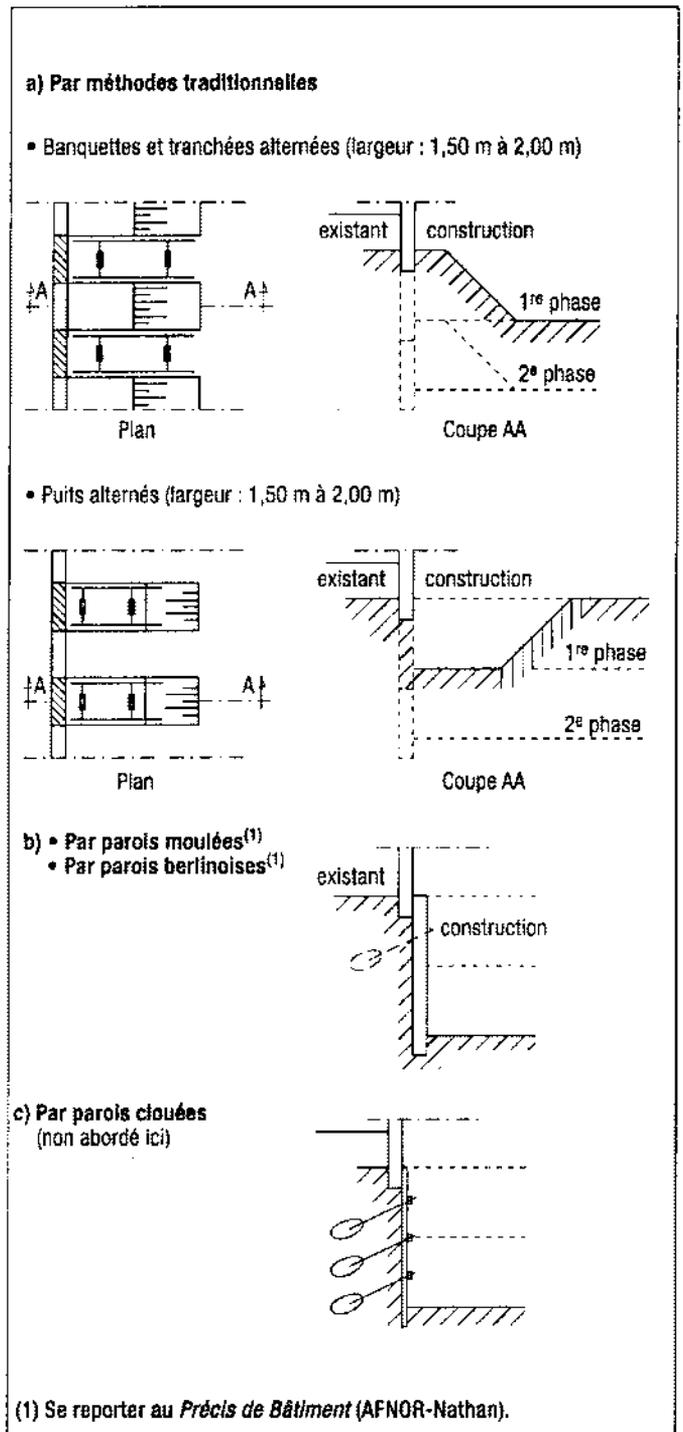


Fig. 2. Tenue des parois des fouilles en excavation avec reprise en sous-œuvre éventuelle des constructions voisines.

Cet ouvrage expose les solutions suivantes :

- le blindage manuel des fouilles en tranchées (CTN BTP du 27/11/1968). Le blindage, à l'aide de cages métalliques, est en place à l'aide d'engins du type pelle hydraulique, est abordé dans le Précis de Bâtiment AFNOR-Nathan ;
- le voile contre terre ou voile masque (p. 15), la tranchée blindée à l'avancement (p. 16), la reprise en sous-œuvre (p. 17).

2. CRITÈRES DE CHOIX POUR LA RÉALISATION DE PAROIS PÉRIPHÉRIQUES ENTERRÉES

Avant de choisir une technique de soutènement, il convient de procéder à une étude préalable détaillée de l'opération (p. 1). Le tableau 1 indique les paramètres les plus importants, en détaillant une liste de données complémentaires à rechercher pour faciliter la décision.

La paroi qui va être réalisée, pour soutenir les terres et les ouvrages mitoyens, doit être dimensionnée pour prévenir l'éboulement des parois de la fouille et l'effondrement des bâtiments voisins éventuels. L'importance des poussées exige généralement la mise en œuvre de dispositifs de maintien et d'étalement des parois de la fouille.

Le lecteur, souhaitant étudier les calculs de ces écrans, se reportera au *Précis de Bâtiment* : chapitre Terrassements, sols et fondations (AFNOR-Nathan).

2.1 Étalement d'une fouille

Différentes solutions sont envisageables.

• Solution 1 : étalement horizontal

On distingue deux cas.

– **Cas 1** : étalement par des butons classiques (boulins en bois ou tubes métalliques).

Cette solution convient pour des fouilles de largeur inférieure à 20 mètres. Les butons sont disposés horizontalement en travers de l'excavation et dans les angles, en renfort, de manière à limiter la gêne occasionnée à la réalisation de la structure définitive à l'intérieur de la fouille : figure 3a.

Pour des fouilles de plus grande taille, on peut envisager un butonnage horizontal, s'appuyant en partie sur une estacade préalablement construite : figure 3b.

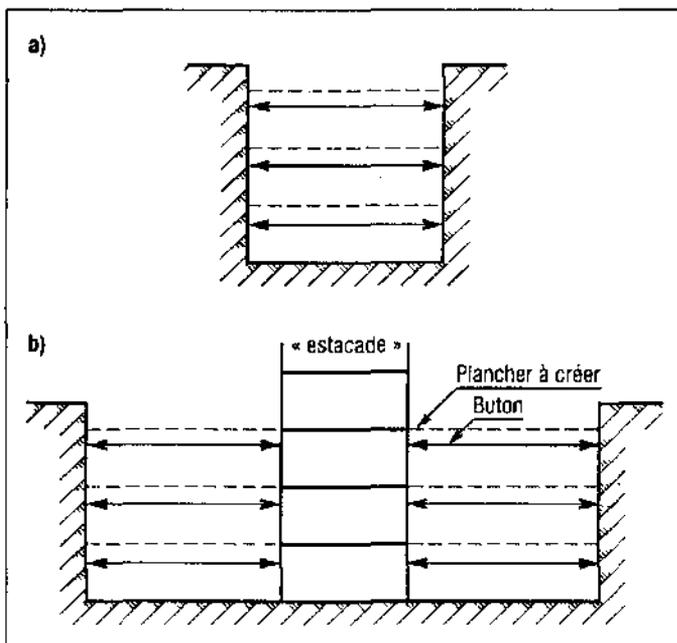


Fig. 3. Étalement horizontal par butons.

Paramètres	Données complémentaires
Délais <ul style="list-style-type: none"> Délais partiels éventuels Délai total 	<ul style="list-style-type: none"> Méthode de creusement de l'excavation Données climatiques Horaires de travail autorisés
Dimension et géométrie de l'excavation	<ul style="list-style-type: none"> Position des mitoyens (semelles débordantes éventuelles) Existence de points bas localisés (fosses)
Durée de vie <ul style="list-style-type: none"> Soutènement provisoire Soutènement permanent Incorporé ou non à l'ouvrage à construire 	<ul style="list-style-type: none"> Degré d'imperméabilité souhaité à court terme ou en usage permanent Soutènement porteur ou non Durée de vie des tirants éventuels
Venue d'eau (p. 18) <ul style="list-style-type: none"> Absence totale Circulation en talus Nappe alimentée 	<ul style="list-style-type: none"> Niveau maximum de la nappe (PHE) Crue de projet Perméabilité des couches encaissantes Agressivité éventuelle des eaux
Environnement du chantier <ul style="list-style-type: none"> Site urbain – site dégagé Contrainte spécifiques (ouvrages enterrés fragiles – constructions sensibles) 	<ul style="list-style-type: none"> État des mitoyens Mesures de confortement préalables (reprise en sous-œuvre) Efforts induits Possibilité d'installer des tirants Déplacements admissibles pour les structures mitoyennes
Aspect esthétique <ul style="list-style-type: none"> Soutènement visible ou non 	<ul style="list-style-type: none"> Degré de finition Usage (parking, stockage, souterrain de communication, talus routier...)
Fond de fouille <ul style="list-style-type: none"> Stabilité en phase travaux et en exploitation (souspressions) Perméabilité Type de radier envisagé 	<ul style="list-style-type: none"> Creusement éventuel sous eau Bouchon étanche Excavation exploitée ou non en rabattement permanent Débit d'exhaure admissible durant les travaux et en usage permanent
Méthode de construction <ul style="list-style-type: none"> Pour la structure enterrée Pour la superstructure Pieux ou appuis en fond de fouille Position des planchers 	<ul style="list-style-type: none"> Technique des poteaux pré-fondés Méthode de construction simultanée vers le haut et vers le bas (Up and Down) Liaisons entre le soutènement et la structure
Pente du soutènement <ul style="list-style-type: none"> Vertical Talus plus raide que l'équilibre Équilibre naturel 	<ul style="list-style-type: none"> Risques d'instabilité du site
Accès au chantier <ul style="list-style-type: none"> Site terrestre Site aquatique Talus 	<ul style="list-style-type: none"> Possibilité de remblaiement d'un site aquatique Possibilités offertes pour les installations de chantier : mur de quai – pile de pont Présence de réseaux enterrés (égouts) Hauteur libre
Terrain <ul style="list-style-type: none"> Géologie – nature de couches Caractéristiques géotechniques des couches 	<ul style="list-style-type: none"> Reconnaisances de sol (essais de laboratoire – essais <i>in situ</i> – archives) Comportement à court et à long terme

Tableau 1. Données intervenant lors du choix d'un soutènement.

- **Cas 2** : étaielement par des éléments de la structure.
L'exécution d'éléments de planchers formant une structure sollicitée horizontalement raidit la paroi et la butonne. C'est ainsi qu'on peut procéder simultanément, pour des questions de délais généralement, à la réalisation de l'infrastructure et de la superstructure. Il faut terrasser et construire la structure nécessaire pour butonner la paroi périmétrique par des phases successives, descendantes, au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation. Le processus schématique, pour réaliser la fouille après avoir construit la paroi périmétrique, est le suivant :

- * exécuter des porteurs verticaux intérieurs (poteaux pré-fondés dans des puits blindés, comblés ensuite avec du sablon),
- * terrasser au droit des futures poutres et couler celles-ci dans des coffrages appuyés sur le sol,
- * terrasser sur une certaine hauteur l'ensemble de la plate-forme pour permettre le coffrage et le coulage des panneaux de dalle nécessaires au butonnage de la fouille,
- * terrasser « en taube » sous la dalle ainsi réalisée pour atteindre un niveau inférieur où des poutres doivent être coulées, et ainsi de suite...

• **Solution 2 : étaielement incliné appuyé en fond de fouille (fig. 4)**

Cette solution est réservée aux fouilles dont la profondeur est limitée (2 ou 3 niveaux au maximum). Il faut en outre vérifier que la stabilité en pied des butons inclinés pourra être correctement assurée.



Fig. 4. Étaielement d'une paroi par des butons inclinés.

• **Solution 3 : mise en place des tirants**

Cette solution libère l'emprise de la fouille. Elle est illustrée par la figure 5.

Dans ce cas, l'implantation de tirants, sous des propriétés mitoyennes privées ou publiques, oblige le maître d'ouvrage à obtenir les autorisations préalables auprès des propriétaires concernés.

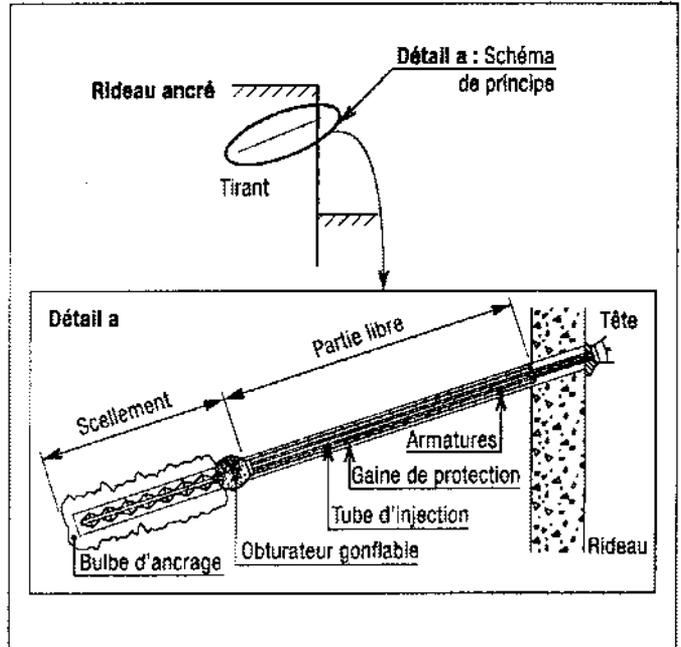


Fig. 5. Tirants d'ancrage.

2.2 Analyse de cas courants

Les tableaux 2 à 6 permettent de choisir une solution d'exécution de voiles périphériques d'un ouvrage enterré en fonction de la configuration de ce voile : position du voile par rapport à la mitoyenneté, nombre de niveaux de sous-sol.

Configuration	Talutage		
	Possible	Impossible	
		Sol de cohésion suffisante	Sol de cohésion insuffisante
<p>(1)</p>	(2)	Coulage par passes (mur contre-terre page 15)	Tranchée blindée (p. 16)
<p>(2)</p>	(2)		

(1) Limite de propriété
(2) Coulage traditionnel entre banches page 163.

Tableau 2. Absence d'ouvrages en mitoyenneté.

Configuration	Position d'un ouvrage mitoyen		
	$tg \alpha \leq \frac{2}{3}$		$tg \alpha > \frac{2}{3}$
	1 niveau sous-sol	Plusieurs niveaux de sous-sol	
	Sol de bonne cohésion	Sol de cohésion insuffisante	
	Tranchée blindée (p. 16)		
	Tranchée blindée (2) (p. 16)		

(1) Limite de propriété
(2) La solution « tranchée blindée » est applicable sous réserve d'approfondir le niveau d'assise du voile à réaliser pour obtenir $tg \alpha \leq \frac{2}{3}$

Tableau 3. Ouvrage existant proche de la limite de propriété.

Configuration	État de l'existant	
	Correct	Insuffisant
	Coulage contre existant (p. 176)	Voile préfabriqué (p. 176)

(1) Limite de propriété

Tableau 4. Voiles existant et étudié fondés au même niveau.

Configuration	Prise en compte de la poussée de l'existant dans le calcul du voile étudié	
	Oui	Non
	Coulage en tranchée blindée (p. 16)	Reprise en sous-œuvre de l'existant par puits blindés jusqu'au niveau inférieur du voile étudié et coulage contre existant (p. 17)

(1) Limite de propriété

Tableau 5. Poussée due à l'existant sur le voile à réaliser.

Configuration	La poussée du voile étudié sur le voile existant n'est pas admissible. Trois solutions sont envisagées.	
	<ul style="list-style-type: none"> • Solution 1 : se ramener au cas évoqué tableau 4 • Solution 2 : les fondations du voile étudié sont descendues au niveau de celles du voile existant moyennant un rattrapage en gros béton (tableau 4). 	
	<ul style="list-style-type: none"> • Solution 3 : le voile étudié est fondé sur puits, descendus au niveau des fondations du voile existant. L'excentrement des charges est repris par des longrines de redressement (Précis de Bâtiment, AFNOR-Nathan). 	

(1) Limite de propriété

Tableau 6. Poussée due au voile à construire sur l'existant.

3. BLINDAGE MANUEL DES FOUILLES EN TRANCHÉE PAR ENFILAGE DE PLANCHES VERTICALES (Fig. 8)

3.1 Amorce de la fouille et soutènement des bords proches du Terrain Naturel (TN)

La tranchée est creusée sur une profondeur d'environ 30 à 50 cm. Un premier cadre horizontal est mis en place au sommet de la fouille (fig. 6). L'excavation est poursuivie à l'abri d'un rideau de planches ($e \geq 40$ mm, longueur = 2 m) que l'on enfonce au fur et à mesure que l'on creuse.

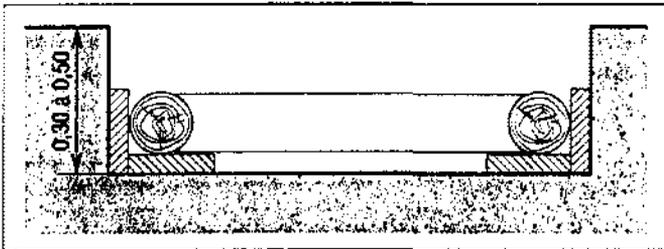


Fig. 6. Pose de la longrine supérieure. Coupe verticale.

Légèrement inclinées, ces planches s'appuient, en partie supérieure sur le cadre, et sont maintenues à leur base dans le terrain par une fiche d'environ 15 cm, qui forme butée. Un faux cadre permet de maintenir les planches à mi-hauteur des cadres (fig. 7).

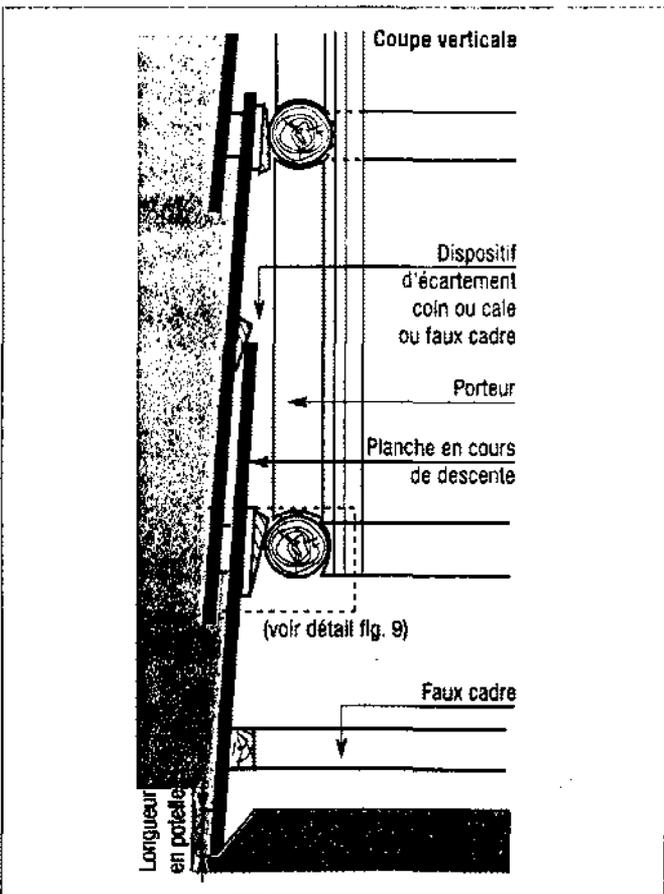


Fig. 7. Descente des planches avec utilisation d'un faux cadre.

3.2 Progression de l'excavation

Une fois les planches complètement enfoncées, un deuxième cadre est posé à l'aplomb du premier. Des cales et des coins, disposés entre la longrine de ce deuxième cadre et le rideau de planches, permettent de reprendre le creusement, en conservant le même principe (fig. 8, 9 et 10). Ainsi, les parois excavées ne sont jamais découvertes et des profondeurs importantes peuvent être atteintes, même dans un sol sans cohésion, sans aucune décompression du terrain. Ce procédé exige une main-d'œuvre qualifiée, habituée à ce type de réalisation.

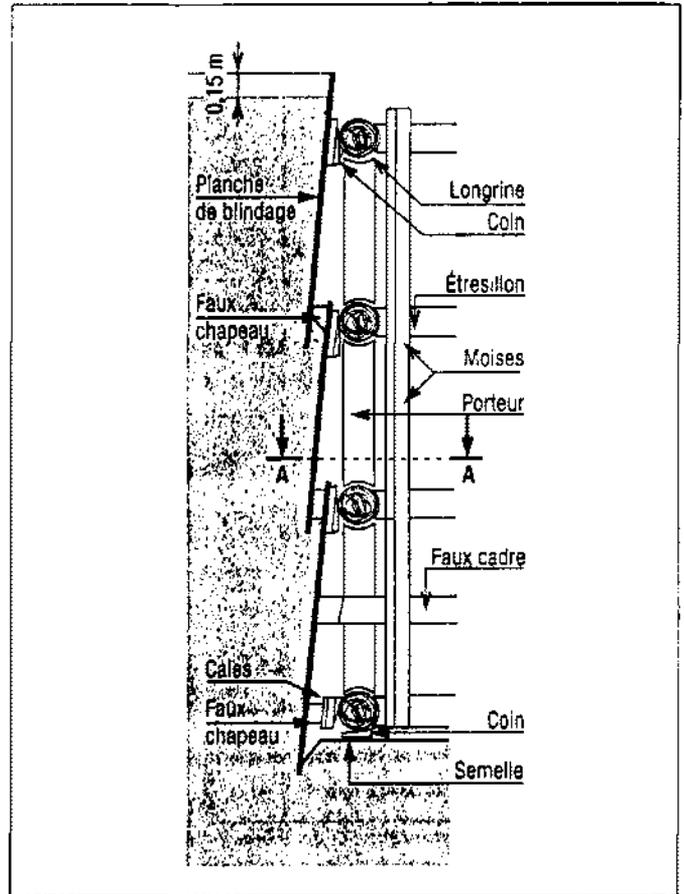


Fig. 8. Coupe verticale C.C. (repérée figure 10).

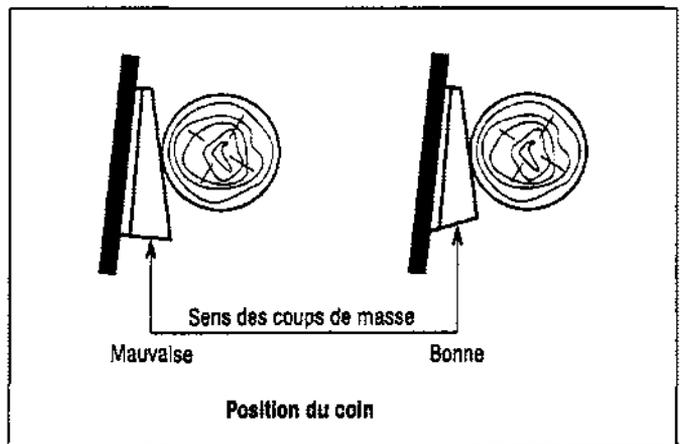


Fig. 9. Blocage par coins de planches de blindage.

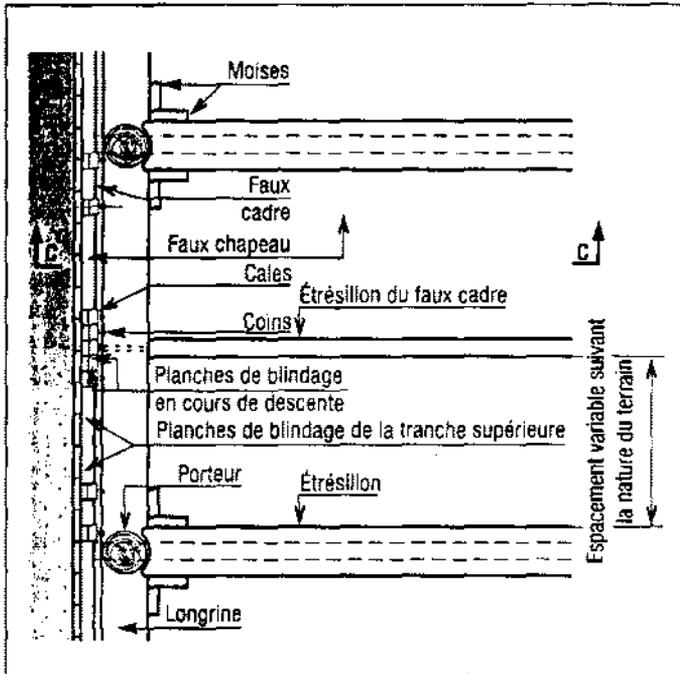


Fig. 10. Coupe horizontale A.A. (repérée figure 8).

4. VOILE CONTRE TERRE OU VOILE MASQUE

4.1 Réalisation par puits alternés avant exécution du terrassement en grande masse (trois niveaux maximum)

Des puits, blindés au fur et à mesure de la descente (p. 14 et fig. 11), sont ouverts à la limite de l'ouvrage à réaliser, en commençant de préférence par les puits situés dans les angles du bâtiment existant et en alternant (fig. 11), pour s'assurer un fonctionnement mécanique provisoire en voûte de décharge (fig. 12).

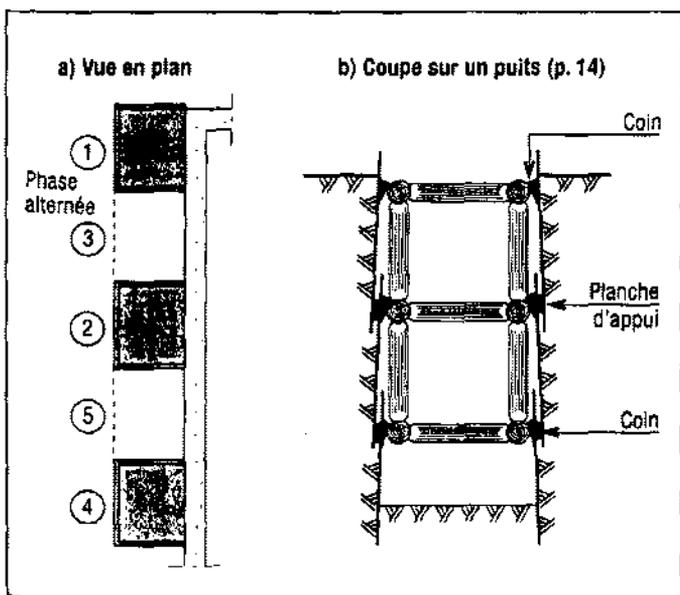


Fig. 11. Puits blindé.

La paroi est bétonnée, par passe d'environ 2,50 m de hauteur, soit en descendant, soit en remontant après avoir atteint le niveau désiré (fig. 12). En descendant, on peut couler directement contre la terre si la surface bétonnée est faible. En remontant, le blindage est abandonné au fond du coffrage, après coulage.

Des armatures en attente, permettant la liaison avec la zone adjacente (continuité mécanique de la paroi), sont disposées sur le pourtour de la partie coulée :

- soit repliées dans la partie bétonnée, pour être ensuite dépliées,
- soit fichées en terre et dégagées par la suite en retirant le terrain.

La totalité de la paroi étant réalisée, on peut faire intervenir les engins de terrassement pour excaver la fouille. Attention, les parois réalisées devront être maintenues par des butons, tant que la structure de l'ouvrage définitif ne sera pas apte à reprendre les efforts de poussée.

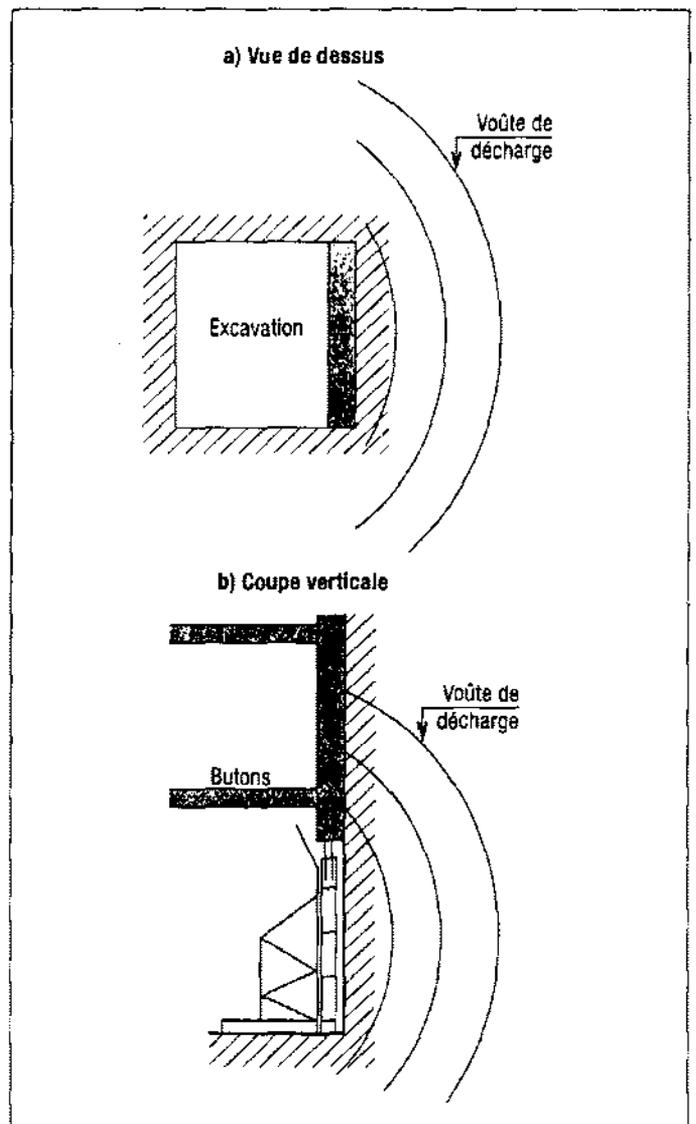


Fig. 12. Voile masque.

4.2 Réalisation par talus/banquette après exécution d'un terrassement en grande masse (deux niveaux maximum)

Une banquette talutée est réservée en avant du mur à reprendre (fig. 13). De proche en proche, une tranchée blindée de faible largeur est alors réalisée, dans le talus, pour pouvoir couler un tronçon du mur contre terre (qui peut être réalisé en montant ou en descendant). On peut commencer l'infrastructure dans la zone centrale de l'emprise. Lorsqu'une passe est ouverte, on utilise les parties d'infrastructure déjà réalisées pour reprendre les efforts de poussée du voile extérieur.

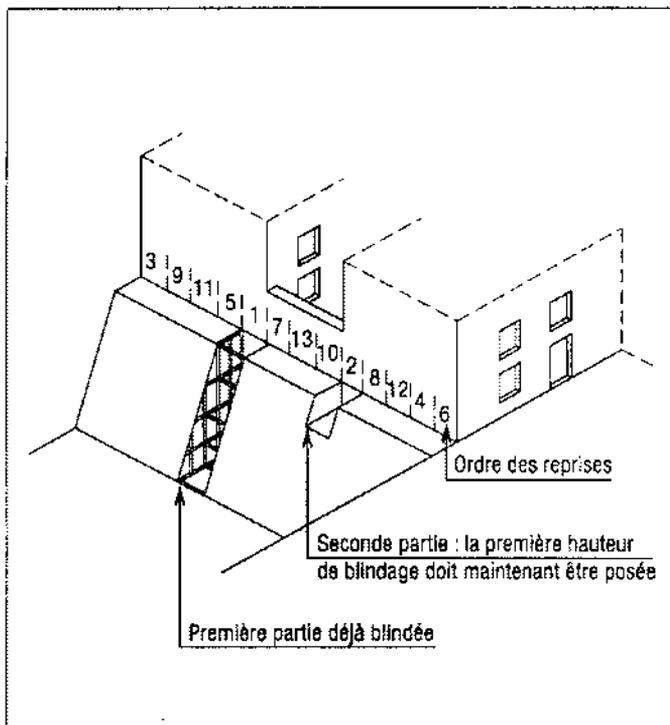


Fig. 13. Réalisation par talus et banquette après exécution d'un terrassement en grande masse.

5. TRANCHÉE BLINDÉE

Réalisé à l'intérieur d'une tranchée blindée (p. 14), le mur est banché (p. 177) au fur et à mesure de l'avancement de la tranchée.

Généralement, on utilise des éléments modulaires manipulables de petites dimensions pour coffrer le voile (fig. 14d).

Cette technique permet de terrasser sur des profondeurs relativement limitées (sauf si on prévoit le maintien des voiles par des tirants d'ancrage).

Très délicates à réaliser, l'exécution de ces tranchées est le plus souvent réservée à des entreprises spécialisées.

Nota : un fascicule de l'OPFBTP intitulé « Travaux de fouilles en tranchées » est spécialement consacré à la mise en œuvre de ce type de blindage.

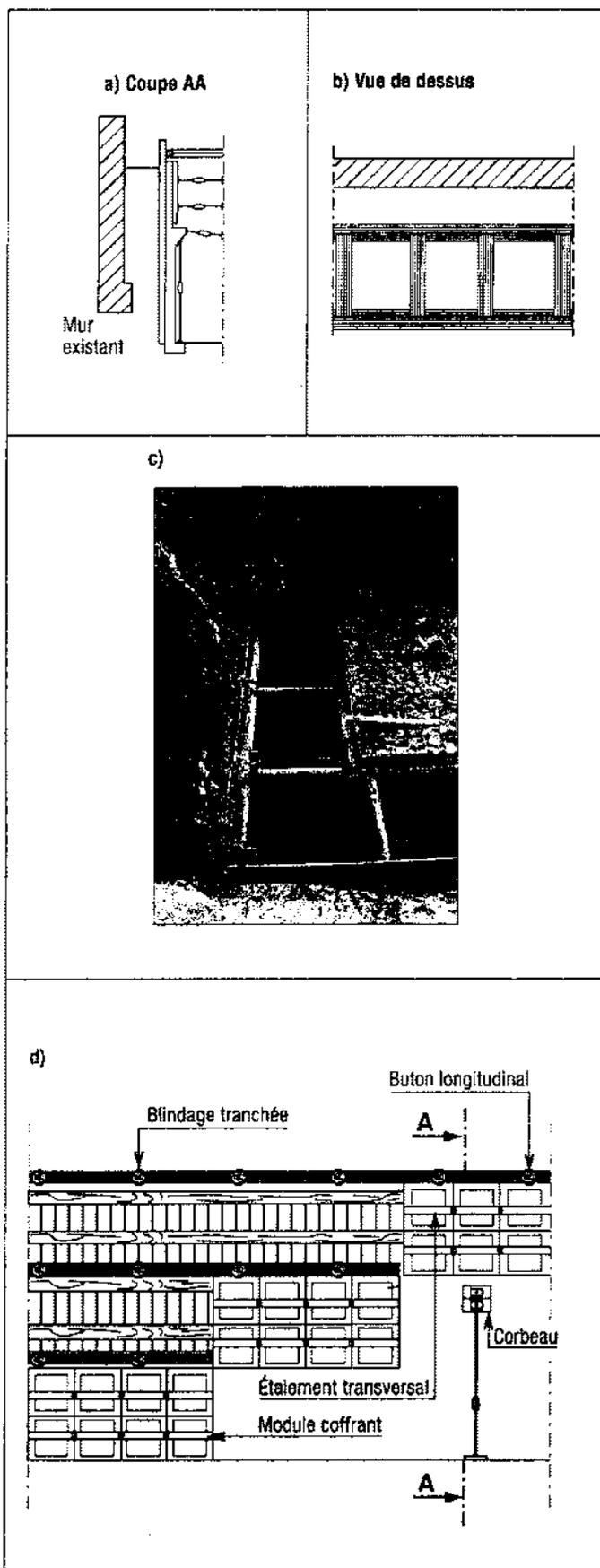


Fig. 14. Réalisation de la paroi de l'avancement : coffrage et phasage.

6. REPRISE EN SOUS-ŒUVRE

Elle consiste à réaliser sous le mur existant, en mitoyenneté, de nouvelles fondations, ayant le même niveau d'assise que le futur ouvrage (fig. 15).

Selon la profondeur, le type de sol et l'emprise du chantier, on adopte l'une des méthodes évoquées précédemment à l'exception de la paroi berlinoise (*Précis de Bâtiment*, AFNOR-Nathan).

À l'origine, une reprise en sous-œuvre était réalisée en maçonnerie de moellons. Le béton armé coulé en place est de plus en plus employé.

• Reprise en maçonnerie

On procède en remontant à partir du fond de l'excavation par tranchées blindées. Le blindage est abandonné dans le sol, contre la paroi. Un mortier est maté en tête entre le nouveau mur et l'ancienne fondation, pour éviter tout tassement de cette dernière, qui entraînerait des fissurations dans l'ouvrage existant. Il faut prévoir un harpage ou un chaînage pour assurer la liaison avec la future tranche de la reprise.

• Reprises en béton armé

Le coffrage est aménagé en partie supérieure. Une ouverture inclinée (appelée goulotte) permet de venir

couler le béton entre la paroi et le coffrage. Le mur est donc réalisé en descendant. Des armatures en attentes sont prévues pour rétablir la continuité avec les tronçons adjacents.

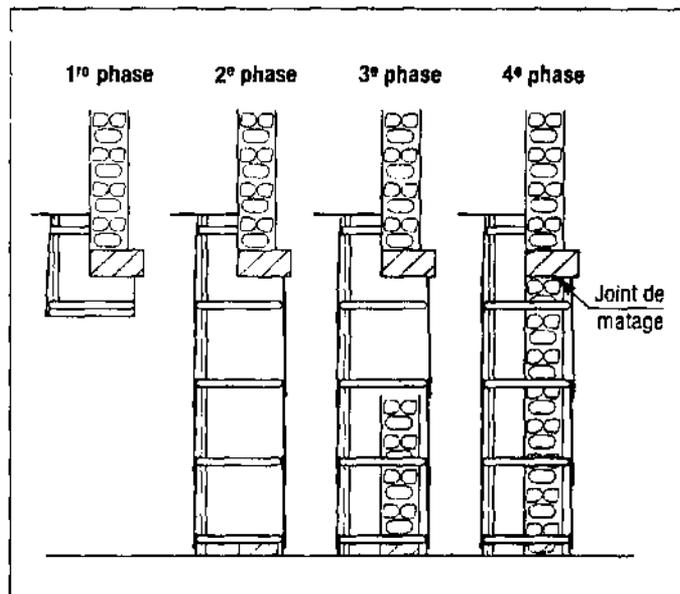


Fig. 15. Reprise en sous-œuvre d'un mur en maçonnerie.

Fouilles : venues d'eau

AFNOR DTU P 11-201 (DTU N°12), NF P 11-301

1. GÉNÉRALITÉS

Les constructions présentant plusieurs niveaux de sous-sols ont souvent leurs fondations, voire des niveaux de l'infrastructure situées dans des terrains aquifères. La fouille devra donc être mise hors d'eau pour permettre une réalisation correcte, avec les moyens usuels, de ces ouvrages.

Cette opération peut être réalisée de plusieurs façons, la méthode adoptée dépendant de la nature du terrain et de la quantité d'eau à évacuer.

2. VENUE D'EAU UNIQUEMENT ACCIDENTELLE, DUE AUX INTEMPÉRIES (PAS DE NAPPE PHRÉATIQUE)

On réalise un simple drainage par des rigoles en fond de fouille qui convergent vers un puisard (fig. 1). L'eau s'évacue par gravité dans les vides du sol. Des rigoles en crête de fouille recueillent les eaux de ruissellement extérieures et les évacuent suffisamment loin de la fouille.

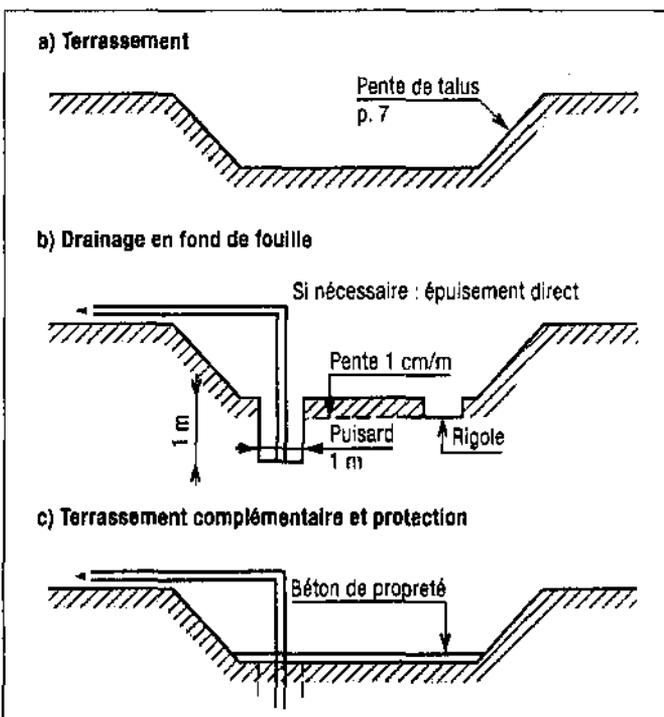


Fig. 1. Protection contre les venues d'eau accidentelles dues aux intempéries.

3. FOND DE FOUILLE SOUS LE NIVEAU DE LA NAPPE PHRÉATIQUE

Il faut donc continuellement évacuer l'eau en provenance de la nappe, en réalisant un rabattement de nappe.

3.1 Assèchement de la fouille à l'aide d'un fossé

L'eau, recueillie dans un fossé en fond de fouille, est collectée dans un puisard, surcreusé de 0,5 à 1 m, puis évacuée par pompage (fig. 2).

Cette méthode simple est utilisée pour des fouilles de faibles profondeurs (3 à 4 m). Les caractéristiques du sol saturé d'eau étant modifiées (p. 10), il faut que la pente des talus soit plus faible que si le terrain était sec (p. 7). Le fond de fouille constamment humide gêne le travail du personnel.

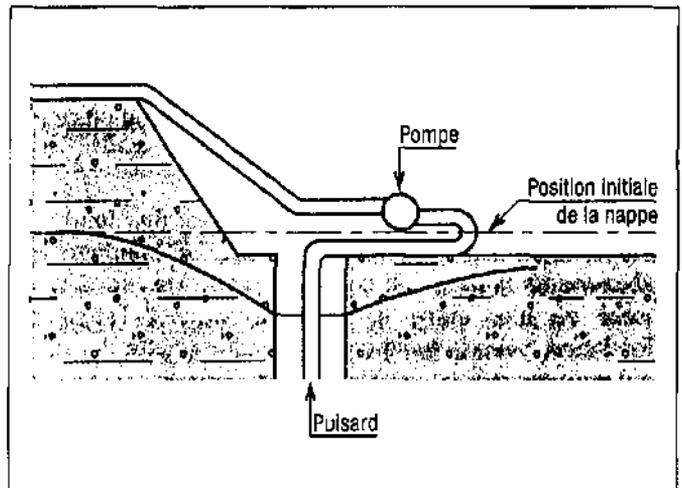


Fig. 2. Épuisement direct.

3.2 Rabattement de nappe

Il s'effectue par pompage (fig. 3 et 4), à l'intérieur d'éléments filtrants : pointes filtrantes, puits filtrants.

• Avantages

- Stabilité du fond de fouille et des talus.
- Pente plus importante qu'en terrain sec (p. 7).
- Fond de fouille sec, sans entraînement de matériaux.

• Domaine d'emploi

- La perméabilité horizontale k_h du sol (appelée conductivité hydraulique horizontale d'un sol (NF P 11-301)) est comprise entre 10^{-2} et 10^{-6} m/s.
- Le terrain est faiblement hétérogène.
- Le rabattement est inférieur à 30 m.
- La hauteur d'eau résiduelle au-dessus du substratum étanche, après rabattement, est supérieure à une valeur comprise entre 1/4 et 1/6 de la hauteur d'eau avant rabattement.
- Débit global jusqu'à $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

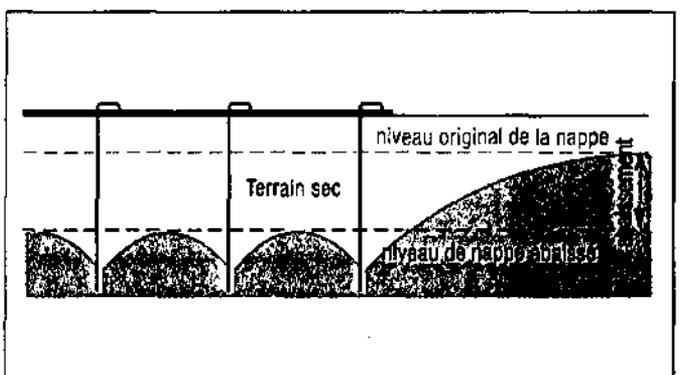


Fig. 3. Effet d'un rabattement de nappe.

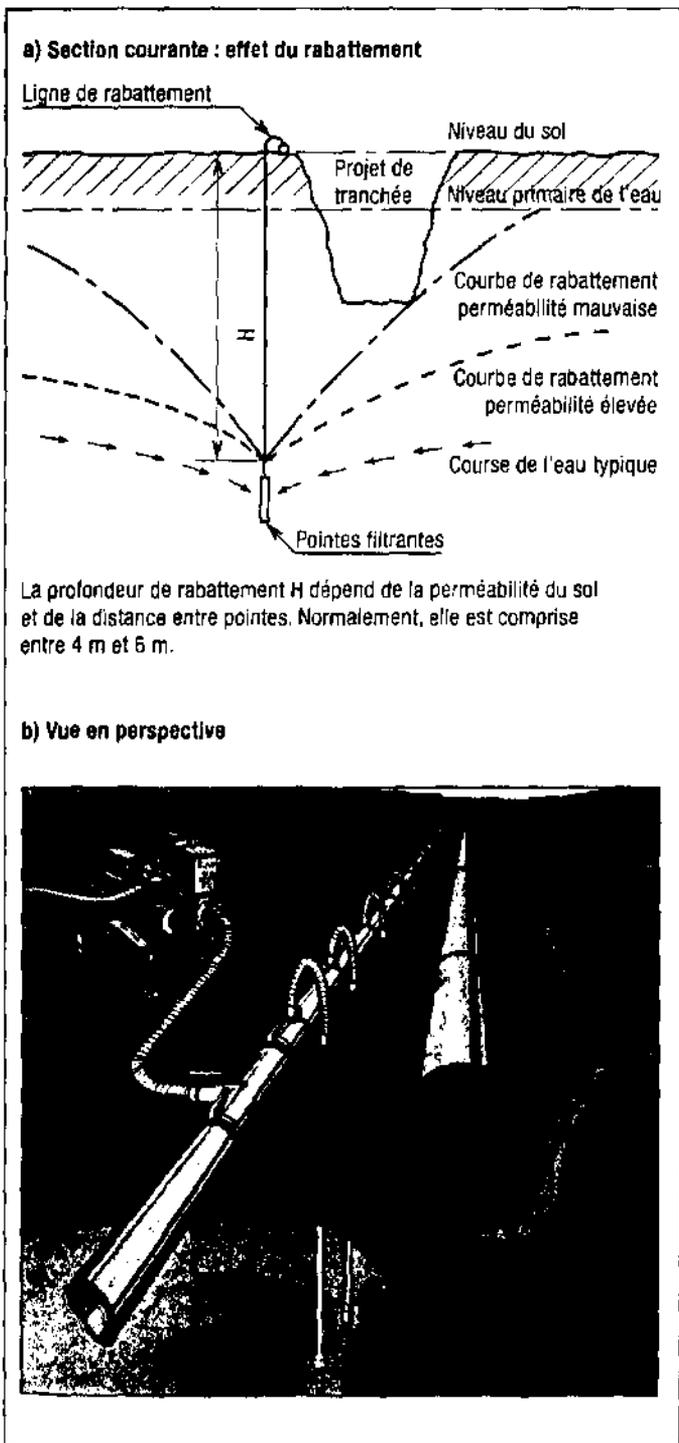


Fig. 4. Installation concernant la pose d'une canalisation.

3.2.1 Réseau de pointes filtrantes (\varnothing 50 à 80 mm) (Fig. 5a à d)

Elles sont enfoncées dans le sol par lançage, c'est-à-dire par injection d'eau sous pression sortant à la base de la pointe munie d'un clapet. La pointe pénètre au fur et à mesure de l'évacuation et de l'extraction du terrain par le courant d'eau.

Les pointes sont reliées entre elles par un collecteur relié à une pompe à vide. L'eau est aspirée en bas du tube, dans

une partie crépinée (sur environ 1 m à partir de la base du tube) ce qui a pour effet de fermer le clapet. Elle chemine ensuite dans la pointe.

La hauteur d'aspiration est d'environ 8 m et on peut alors espérer un rabattement de 6,50 m. Si la hauteur à rabattre est supérieure, il faut implanter les pointes sur plusieurs étages. Le débit unitaire est de l'ordre de 0,15 l/s pour une pointe.

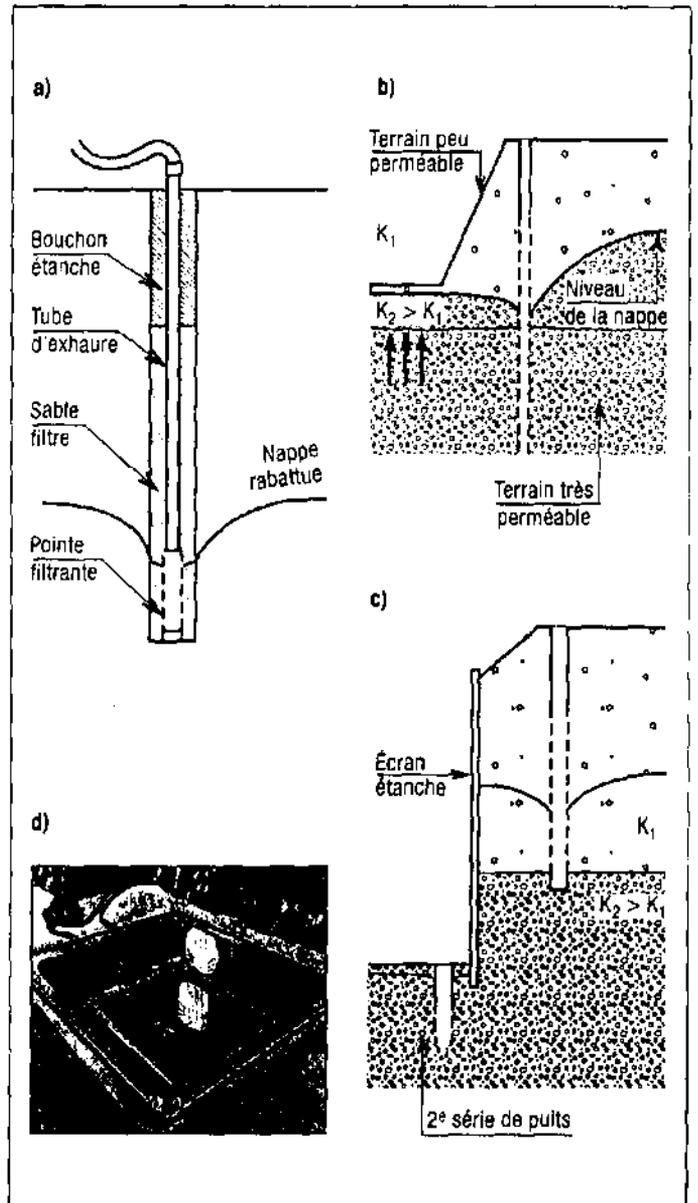


Fig. 5. Réseaux de pointes filtrantes.

Un prédimensionnement rapide d'un réseau de pointes est possible à l'aide de la figure 6.

Remarque : Pour des sols perméables (graviers, sables grossiers), le nombre de pointes devient très vite important. On utilise donc ce procédé pour des sols de perméabilité moyenne à faible dans lesquels le lançage est possible : sables fins ou limons sableux, ayant un coefficient de perméabilité compris entre 10^{-4} et 10^{-6} m/s.

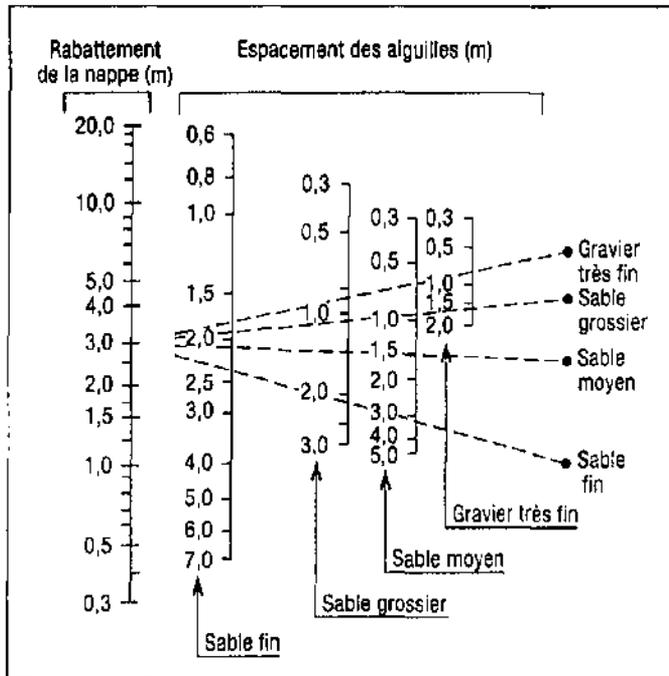


Fig. 6. Espace moyen des pointes filtrantes.

3.2.2 Puits filtrants (fig. 7)

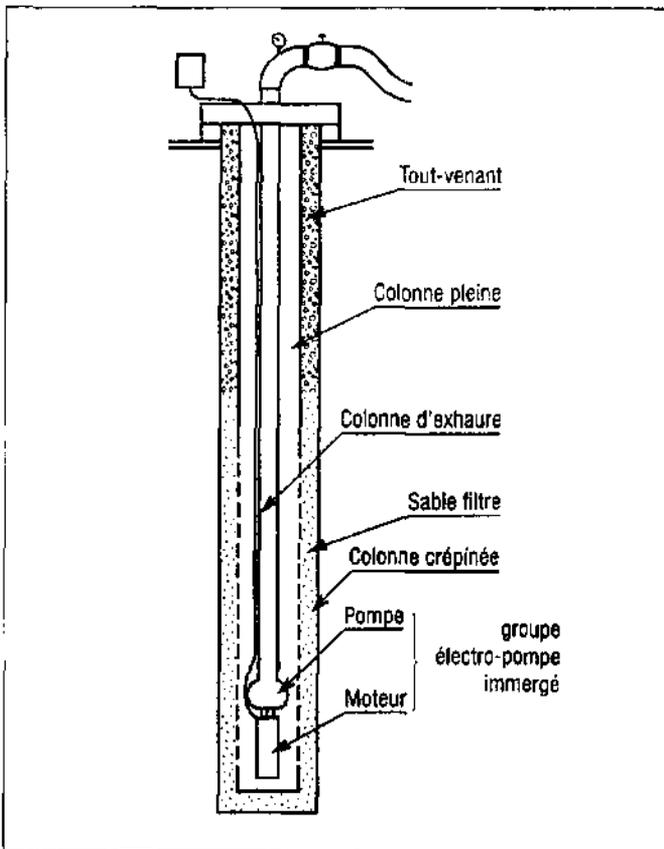


Fig. 7. Puits filtrant.

Une crépine et un outil de pompage sont descendus dans un puits foré au préalable (\varnothing 400 à 600 mm). Entre le tube crépiné (\varnothing 150 à 350 mm) et le forage, un massif filtrant (gravier) est mis en place. Les puits sont espacés de quelques mètres jusqu'à une cinquantaine de mètres et leur profondeur varie entre 10 et 50 m. Les pompes, généralement immergées au-delà de 6 m d'aspiration, évacuent 1,5 à 110 ℓ/s (débit d'exhaure : 5 à 400 m^3/h).

Cette méthode est utilisée quand on a de grands débits à évacuer, pour des sols de forte perméabilité (k_h compris entre 10^{-2} et 10^{-4} m/s) : graviers, sables...

Le pompage est interrompu dès que la construction est suffisamment avancée pour équilibrer les poussées dues à l'eau.

3.2.3 Remarques

- Si les solutions précédentes sont inadaptées, il faut isoler la fouille en créant une barrière étanche par injection du fond de fouille et réalisation de parois latérales étanches (parois moulées...) détaillées dans le *Précis de Bâtiment*, AFNOR-Nathan, (Chap. Terrassements, sols et fondations).
- Les couches de faible perméabilité jouent le rôle de couches étanches vis-à-vis des autres (rapport des perméabilités (k_h : p. 18) supérieur ou égal à 10). Ainsi, lorsqu'un horizon de graviers ($10^{-3} < k_h < 10^{-2}$ m/s) surmonte des sables fins ($5 \cdot 10^{-5} < k_h < 10^{-4}$ m/s), on considérera le toit du sable comme le fond étanche :
 - Si le fond de fouille se trouve dans le sable fin, il faut prévoir un rabattement complémentaire et indépendant. De plus, cette couche ne sera atteinte qu'à l'abri d'un écran étanche (fig. 5c).
 - Dans le cas contraire, il suffit de rabattre la nappe dans les graviers pour tout assécher (l'alimentation se fait par la couche la plus perméable (fig. 5b)).
- Valeurs courantes de k_h : tableau 1.

Nature du terrain	k_h (m/s)
- Rochers fissurés, gros graviers	$10^{-2} < k_h < 10^{-1}$
- Graviers, sables grossiers (1)	$10^{-3} < k_h < 10^{-2}$
- Sables moyens et fins (2)	$10^{-4} < k_h < 10^{-3}$
- Sables très fins (3)	$10^{-5} < k_h < 10^{-4}$
- Sables silteux, limons argileux (4)	$10^{-6} < k_h < 10^{-5}$
- Sols imperméables, sols injectés pour faire un écran étanche (fig. 5)	$10^{-7} < k_h < 10^{-6}$
(1) $0,5 \text{ mm} < d_{10}$ (2) $0,1 \text{ mm} < d_{10} < 0,5 \text{ mm}$ (3) $0,03 \text{ mm} < d_{10} < 0,1 \text{ mm}$ (4) $d_{10} < 0,03 \text{ mm}$	d_{10} représente le diamètre pour lequel il y a moins de 10 % de tamisat (p. 24).

Tableau 1. Coefficient de perméabilité.

Remblais et couches de forme (infrastructure routière) : conditions d'utilisation des sols

AFNOR DTU P 11-201 (DTU N°12), NF P 11-300, NF P 94-051, -056, -057, -068, -078 & -093, NF P 18-572, -573 & -576
GUIDE TECHNIQUE "RÉALISATION DES REMBLAIS ET COUCHES DE FORME" SETRA-LCPC

1. GÉNÉRALITÉS

Pour établir un projet de terrassement, il faut connaître les matériaux concernés, disposer des classifications adaptées, connaître les conditions de réemplois en remblais des sols déplacés, prendre en compte les conditions climatiques locales et définir les procédures (matérielles et techniques) de compactage (p. 44).

De nombreuses classifications des sols sont disponibles. On peut citer :

- le DTU n° 12 (AFNOR DTU P 11-201) (p. 8).
- la classification du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) : *Précis de Bâtiment*, AFNOR-Nathan.
- la norme NF P 11-300, dont les indications sont reprises par le guide technique *Réalisation des remblais et des couches de forme* (SETRA - LCPC) paru en 1992 (tableau 1). Le SETRA est un service dépendant du ministère de l'Équipement, du logement et des transports, chargé des Études Techniques des Routes et Autoroutes.

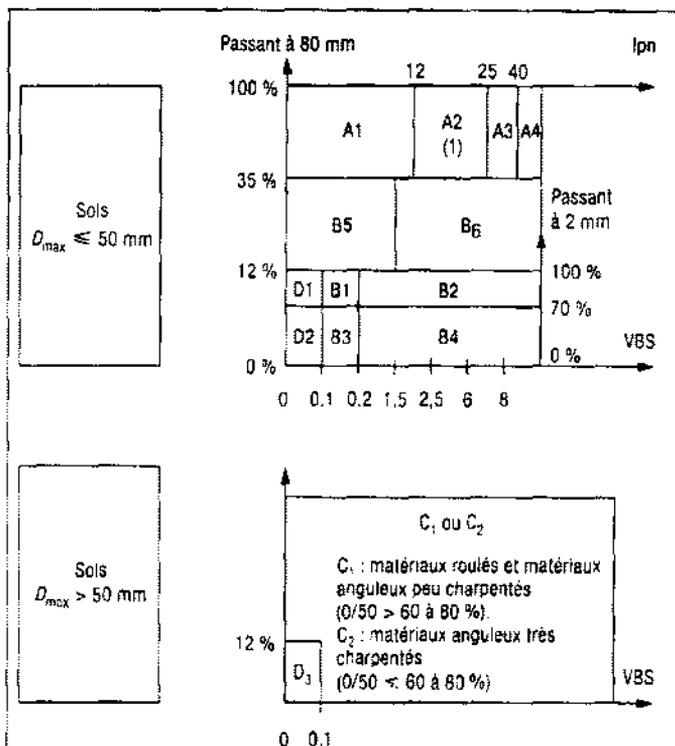
2. RÉALISATION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURE ROUTIÈRE

Le guide technique *Réalisation des remblais et des couches de forme* (SETRA - LCPC) comporte deux fascicules exploitables, pour les études géotechniques, la rédaction de pièces écrites, la conduite de chantier des terrassements routiers. Les conditions d'extraction sont abordées si la technique d'extraction a une influence ultérieure sur les remblais qui seront exécutés à partir des déblais déjà excavés.

La norme NF P 11-300 prenant en compte la nature, le comportement et l'état des sols utilisables dans la construction des remblais et couches de forme d'infrastructures routières, diffère donc sensiblement de la classification du LCPC qui ne prend en compte que la nature du sol.

Quatre paramètres sont retenus par ces deux documents :

- la **granularité** (NF P 94-056 & -057) est caractérisée par la dimension D_{max} des plus gros éléments (conditionnant les matériels de mise en œuvre, les possibilités de traitement et d'amélioration), le pourcentage de tamisat à 2 mm (passage d'une tendance sableuse à une tendance graveleuse) (p. 24 et 101),
- l'**argilosité** (pourcentage de tamisat à 80 μ m définissant la sensibilité à l'eau) est caractérisée par :
 - l'indice de plasticité I_p (NF P 94-051) : limites d'Atterberg (p. 25),
 - la valeur de bleu de méthylène VBS (NF P 94-068) (p. 25),
- le **comportement mécanique** est notamment caractérisé par :
 - le coefficient de Los Angeles (L_A) : NF P 18-573,
 - le micro-Deval en présence d'eau (M_{DE}) : NF P 18-572,
 - le coefficient de friabilité des sables (FS) : NF P 18-576.
 Ces essais sont détaillés page 25.



Matériaux rocheux	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R_1
			Calcaires	R_2
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R_3
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R_4
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R_5
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardouliers...	R_6	
Matériaux particuliers	Sols organiques et sous-produits industriels			F

Tableau de correspondance

- A : sols fins (limons, argiles...),
- B : sols sableux ou graveleux avec fines (sables et graves argileuses...),
- C : sols comportant des fines et des gros éléments (alluvions grossières, argile à silex...),
- D : sols et roches insensibles à l'eau (sables et graves propres, matériaux rocheux sains...),
- R et F (détaillés ci-dessus) : d'autres essais concernent spécifiquement ces classes.

(1) Classification détaillée de la sous-classe de sol A_2 :

A_2 correspond le plus fréquemment aux sols suivants : sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes. La majorité des outils de terrassement est adaptée à ce type de sol si la teneur en eau n'est pas trop élevée. Dès que I_p est inférieur à 12 (NF P 94-051), il est préférable d'utiliser la valeur de bleu VBS (p. 25) pour identifier le sol.

Tableau 1. Tableau de correspondance.

- l'**état hydrique** est caractérisé (tableau 2) par :
 - la valeur de la teneur en eau naturelle (W_N) par rapport à celle de l'optimum Proctor (W_{OPN}) (NF P 94-093) (p. 24),
 - l'indice de consistance I_c (NF P 94-051) : limites d'Atterberg (p. 25),
 - l'indice de portance immédiat IPI (indice CBR immédiat : NF P 94-078) (p. 24).

Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe (1)
$IPI \leq 2$ ou $I_c \leq 0,9$ ou $W_N \geq 1,3 W_{OPN}$	A ₂ th
$2 < IPI \leq 5$ ou $0,9 < I_c \leq 1,05$ ou $1,1 W_{OPN} \leq W_N < 1,3 W_{OPN}$	A ₂ h
$5 < IPI < 15$ ou $1,05 < I_c \leq 1,2$ ou $0,9 W_{OPN} < W_N < 1,1 W_{OPN}$	A ₂ m
$1,2 < I_c \leq 1,4$ ou $0,7 W_{OPN} \leq W_N < 0,9 W_{OPN}$	A ₂ s
$I_c > 1,4$ ou $W_N < 0,7 W_{OPN}$	A ₂ ts

(1) états hydriques très humides, humides, moyens, secs et très secs.

Tableau 2. Classement selon l'état hydrique (1) (W_N , W_{OPN} , I_c , IPI sont expliqués page 24).

3. CONDITIONS D'UTILISATION DES SOLS EN REMBLAIS

Les conditions d'utilisation en remblais sont présentées dans des tableaux (exemple : tableau 4) regroupant les sept rubriques, symbolisées par une lettre et un indice, du tableau 3.

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
E Extraction	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Extraction en couches (0,1 à 0,3 m)
	2	Extraction frontale (pour un front de taille > 1 à 2 m)
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Élimination des éléments > 800 mm
	2	Élimination des éléments > 250 mm pour traitement
	3	Fragmentation complémentaire après extraction
W Action sur la teneur en eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Réduction de la teneur en eau par aération
	2	Essorage par mise en dépôt provisoire
	3	Arrosage pour maintien de l'état
	4	Humidification pour changer d'état
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un réactif ou un additif adapté
	2	Traitement à la chaux seule
R Régalage	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Couches minces (20 à 30 cm)
	2	Couches moyennes (30 à 50 cm)
C Compactage	0	Compactage intense
	1	Compactage moyen
	2	Compactage faible
H Hauteur des remblais	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Remblai de hauteur faible (< 5 m)
	2	Remblai de hauteur moyenne (< 10 m)

Tableau 3. Conditions d'utilisation en remblais.

La rubrique E concerne l'extraction des matériaux. L'indice 1 impose l'utilisation d'engin du type décapeuse (p. 42), alors que l'indice 2 oblige à exploiter un atelier du type pelle + tombereau.

La rubrique G concerne les actions sur la granularité. Selon les cas, il faudra avoir recours au concassage, au chenillage avec des bouteurs de grandes puissances, à la fragmentation avec des marteaux ou des burins hydrauliques.

La rubrique W impose une action sur l'eau : aération en profitant de conditions météorologiques favorables pour baisser la teneur en eau ou, au contraire, humidification pour l'augmenter.

La rubrique C définit trois niveaux : intense, moyen et faible. Ces niveaux sont repris dans les tableaux permettant le dimensionnement des compacteurs (p. 44).

Après avoir identifié le sol (p. 21) ainsi que les conditions météorologiques de l'extraction, le guide technique *Réalisation des remblais et des couches de forme* (SETRA-LCPC) propose des tableaux (exemple : tableau 4) associant le matériau et les conditions de son utilisation en remblai.

Sol	Observations générales	Situation (1) météorologique	Conditions d'utilisation en remblai	Code EGWTRCH
A ₂ h	Ces sols sont difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible. La mise en dépôt provisoire et le drainage préalable ne sont habituellement pas des solutions envisageables dans le climat français moyen. Le matelassage est à éviter au niveau de l'arasement.	+ pluie faible	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		= ni pluie, ni évaporation importantes	Solution 1 : traitement T : traitement à la chaux C : compactage faible	0002020
			Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage faible H : remblai de faible hauteur (< 5 m)	0000031
		- évaporation importante	Solution 1 : aération E : extraction en couches W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (< 10 m)	1010122
			Solution 2 : traitement T : traitement à la chaux C : compactage faible	0002020
			(1) : Les conditions météorologiques d'extraction et de mise en remblai (ou en couche de forme) sont désignées par les signes ++, +, =, - qui correspondent aux indications suivantes : • ++ : la situation météorologique a pour effet d'accroître la teneur en eau de manière brutale → « pluie forte », • + : la situation météorologique a pour effet d'accroître la teneur en eau de manière lente → « pluie faible », • = : la situation météorologique n'a pas d'effet sur la teneur en eau → « ni pluie ni évaporation importante », • - : la situation météorologique a pour effet de diminuer la teneur en eau → « évaporation importante ».	

Tableau 4. Conditions d'utilisation des sols A₂h en remblais.

4. CONDITIONS D'UTILISATION DES SOLS EN COUCHE DE FORME

La méthodologie proposée pour les remblais est reconduite pour les couches de forme. Quatre indices sont retenus (tableau 5).

La rubrique G concerne les actions sur la granularité. On peut envisager :

- l'élimination des particules fines sensibles à l'eau (O/d) par criblage (d de l'ordre de 10 mm),
 - l'élimination de la fraction grossière par concassage, fragmentation en place, criblage.
- * D > 50 mm pour les matériaux devant être malaxés (traitement),
* D > 100 mm dans les autres cas.

La rubrique W impose une action sur l'état hydrique. Elle concerne des matériaux pour lesquels on doit pratiquer un traitement. On peut envisager un arrosage pendant le malaxage et le compactage, une humidification de la masse du matériau.

La rubrique S concerne la protection de la surface de la couche afin de la protéger des sollicitations de roulement des engins et des précipitations.

Après avoir identifié le sol (p. 21) ainsi que les conditions météorologiques de l'extraction (p. 22), le guide technique *Réalisations des remblais et des couches de forme* (SETRA-LCPC) propose des tableaux (exemple : tableau 6) associant le matériau et les conditions de son utilisation en couche de forme.

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Élimination de la fraction O/d sensible à l'eau
	2	Élimination de la fraction grossière empêchant un malaxage correct du sol
	3	Élimination de la fraction grossière empêchant un réglage correct de la plate-forme
	4	Élimination de la fraction O/d sensible à l'eau et de la fraction grossière empêchant un réglage correct de la plate-forme
	5	Fragmentation de la fraction grossière pour l'obtention d'éléments fins
W Action sur l'eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Arrosage pour maintien de l'état hydrique
	2	Humidification pour changer d'état hydrique
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un liant hydraulique
	2	Traitement avec un liant hydraulique éventuellement associé à la chaux
	3	Traitement mixte : chaux + liant hydraulique
	4	Traitement à la chaux seule
	5	Traitement avec un liant hydraulique et éventuellement un correcteur (granulométrique)
	6	Traitement avec un correcteur granulométrique
S Protection superficielle	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Enduit de cure éventuellement gravillonné
	2	Enduit de cure gravillonné éventuellement clouté
	3	Couche de fin réglage

Tableau 5. Conditions d'utilisation des sols en couche de forme.

Classe de sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en couche de forme	Code			
					G	W	T	S
B ₄₁ th	Les sols de cette classe contiennent une fraction fine en faible quantité mais cependant suffisante pour leur conférer une grande sensibilité à l'eau. Leur fraction grenue est résistante et ne risque donc pas de se broyer sous l'action du trafic.	++ ou + ou = ou -	toutes conditions météorologiques	G : Élimination de la fraction O/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1	0	0	3
B ₄₁ h	Pour utiliser ces sols en couche de forme, deux solutions sont applicables : a) Éliminer par tout moyen <i>ad hoc</i> la fraction O/d responsable de la sensibilité à l'eau. Le matériau ainsi élaboré devient insensible à l'eau et peut être utilisé en toutes situations météo.	++ ou +	pluie même forte	G : Élimination de la fraction O/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1	0	0	3
		= ou -	pas de pluie	Solution 1 : G : Élimination de la fraction O/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage Solution 2 : T : Traitement avec un liant hydraulique S : Application d'un enduit de cure éventuellement gravillonné	1	0	0	3
B ₄₁ m	Il est toutefois conseillé de répandre en surface une couche de fin réglage de 2 à 3 cm d'épaisseur d'un granulat frottant qui améliorera nettement la traficabilité. b) Traiter ces matériaux avec les liants hydrauliques en place (ou en centrale lorsqu'ils sont dans un état moyen ou sec).	++ ou +	pluie même forte	G : Élimination de la fraction O/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1	0	0	3
		= ou -	pas de pluie	Solution 1 : G : Élimination de la fraction O/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage Solution 2 : W : Arrosage pour maintien de l'état hydrique T : Traitement avec un liant hydraulique S : Application d'un enduit de cure éventuellement gravillonné	1	0	0	3

Tableau 6. Conditions d'utilisation des sols B₄₁ en couches de forme (extrait).

Remblais et couches de forme (infrastructure routière) : essais de sols

NF P 94-056, -057, -078 & -093

1. CALIFORNIAN BEARING RATIO (CBR) (NF P 94-078)

C'est un essai de poinçonnement d'une éprouvette de sol, compactée suivant des conditions de densité et de teneur en eau fixées au préalable. Il s'exprime par un chiffre (CBR), proportionnel à la force appliquée sur un piston s'enfonçant de 2,5 ou 5 mm dans le sol.

La valeur du CBR chute très vite lorsque la compacité du sol diminue, et augmente très vite lorsque la teneur en eau diminue. C'est un bon critère de portance d'un sol.

L'Indice Portant Immédiat (IPI) exprime la valeur de l'indice CBR immédiat (sans surcharge ni immersion), sur une éprouvette compactée à l'énergie Proctor normal et à sa teneur en eau naturelle. Des exemples de valeurs sont donnés page 22.

2. ESSAI PROCTOR (NF P 94-093)

On humidifie une fraction de sol, passant à 20 mm, à plusieurs teneurs en eau et on la compacte, dans un moule, selon un procédé et une énergie conventionnels. On établit la courbe des variations de la masse volumique sèche du sol P_d (t/m^3) en fonction de la teneur en eau W (%). La courbe Proctor (fig. 1) présente une valeur maximale de la masse volumique du sol sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ces deux valeurs sont appelées caractéristiques de compactage Proctor normal (P_{dn} et W_{OPN}) ou Modifié (P_{dm} et W_{OPM}) selon l'essai réalisé. Elles correspondent au tassement maximal du sol pour l'énergie correspondante de l'essai. Des exemples de valeurs sont donnés page 22.

Remarques

- Plus la courbe obtenue est plate, plus il sera facile de compacter un sol et d'obtenir la densité désirée, sans se préoccuper trop de la teneur en eau.
- L'essai Proctor « normal » (OPN) est utilisé pour les corps de remblais, les ouvrages en terre : W_{OPN} .
- L'essai « modifié » (OPM) est plus utilisé en terrassements routiers (couches de chaussée...).

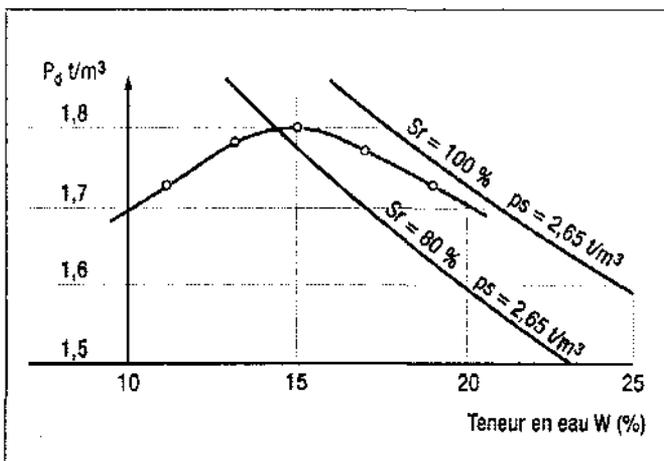


Fig. 1. Courbe Proctor (exemple).

3. ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE (NF P 94-056 & -057)

Son tracé appelé courbe granulométrique : figure 2 et p. 101 représente la répartition pondérale des divers grains contenus dans un sol (à l'état sec).

Il est obtenu d'abord en faisant passer à travers des tamis l'échantillon de sol pour trier les plus grosses particules ($D > 80 \mu m$), par sédimentométrie ensuite, pour les plus petits éléments (méthode basée sur le temps de dépôt (variable selon la taille des particules) des grains solides en suspension dans un fluide visqueux).

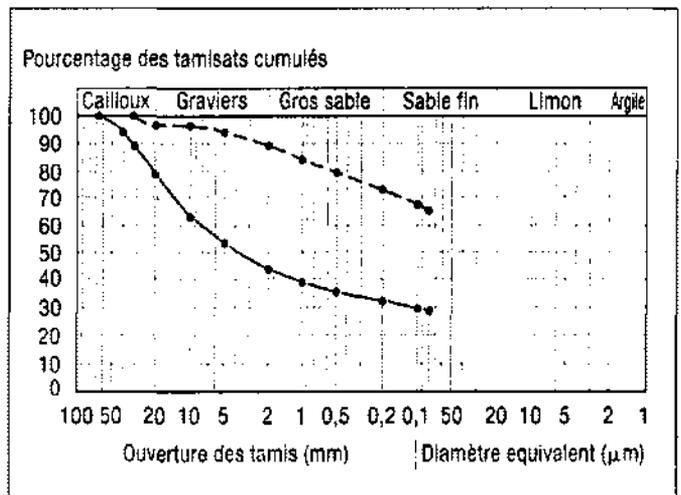


Fig. 2. Exemples de résultats d'analyses granulométriques.

La dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol est appelée D_{max} . Ce paramètre est déterminant pour préjuger des ateliers de terrassements utilisables et notamment pour évaluer l'épaisseur des couches élémentaires et les conditions de malaxage éventuel avec un liant.

La classification du GTR s'articule autour de la valeur repère $D_{max} = 50$ mm. C'est la valeur proposée pour distinguer les sols fins, sableux et graveleux (classes A, B, D1 et D2) des sols blocailleux (classes C et D3) ; c'est aussi une valeur limite couramment admise actuellement pour distinguer les sols pouvant être malaxés intimement avec un liant pour constituer des couches de forme de qualité.

Enfin, le comportement de la fraction 0/50 mm d'un sol peut être correctement appréhendé à partir des essais de laboratoire usuels.

Pour les sols fins, sableux et graveleux, le GTR utilise deux seuils repères : le tamisat à $80 \mu m$ et celui à 2 mm.

Le tamisat à $80 \mu m$ est le paramètre qui permet de distinguer les sols riches en fines et, dans une large mesure, d'évaluer leur sensibilité à l'eau. Divers seuils sont retenus :

- 35 % : seuil au-delà duquel le comportement du sol peut être considéré comme régi par celui de la fraction fine ($\leq 80 \mu m$),
- 12 % : seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

Le tamisat à 2 mm est le paramètre qui permet d'établir une distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse : au-delà de 70 %, ce seuil définit les sols à tendance sableuse et en-deçà, les sols à tendance graveleuse. La définition des classes de dimensions est indiquée figure 3.

D	20 mm	2 mm	0,2 mm	0,02	0,002	
			20 μm	2 μm		
	Cailloux	Graviers	Gros sables	Sables fins	Limons	Argiles

Fig. 3. Classification selon le diamètre D du grain (granulométrie).

4. ARGILOSITÉ DU SOL

4.1 Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Elles sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), en faisant varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observant sa consistance (fig. 4). Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans se casser) ou un liquide. On détermine particulièrement la limite de liquidité W_L et la limite de plasticité W_p .

L'indice de plasticité ($I_p = W_L - W_p$) caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique (fig. 4). Un sol, dont l'indice I_p est grand, est peu sensible aux conditions atmosphériques. L'indice de consistance $I_c = (W_L - W)^{(1)}/I_p$ croît en même temps que la consistance du sol. À partir de 1, le sol peut être éventuellement réutilisé en remblai.

⁽¹⁾ W est la teneur en eau du sol à l'état naturel, sans les éléments supérieurs à 400 μm.

État solide	État plastique	État liquide	Teneur en eau
0 % d'eau	W_p	W_L	%
Indice de plasticité I_p		Degré de plasticité du sol considéré	
0 - 5		non plastique	
5 - 15		peu plastique	
15 - 40		plastique	
> 40		très plastique	

Fig. 4. Limites d'Atterberg.

4.2 VALEUR DE BLEU DE MÉTHYLÈNE (VBS) (NF P 94-068)

Elle caractérise la surface spécifique du sol, en représentant la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules du sol. On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol. Il est effectué sur la fraction 0/2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

- $VBS < 0,1$: sol insensible à l'eau si le tamisat à 80 μm est < 12 %,
- $0,2 < VBS \leq 1,5$: sol sablo-limoneux sensible à l'eau,

- $1,5 < VBS \leq 2,5$: sol sablo-argileux ou sol limoneux peu plastique,
- $2,5 < VBS \leq 6$: sol limoneux de plasticité moyenne,
- $6 < VBS \leq 8$: sol argileux,
- $8 < VBS$: sol très argileux.

Remarque

Le paramètre équivalent de sable (essai effectué sur la fraction inférieure à 5 mm du sol), retenu dans la classification de 1976 pour distinguer les sols peu à très peu argileux, perd beaucoup de son intérêt depuis l'introduction de la VBS. Néanmoins, les valeurs indiquées en 1976 figurent encore dans les tableaux pour permettre aux géotechniciens encore peu familiarisés avec la nouvelle classification de pouvoir ainsi utiliser l'ensemble du document.

5. LES PARAMÈTRES DE COMPORTEMENT MÉCANIQUE

Ces paramètres sont pris en considération pour juger de l'utilisation possible des sols en couche de forme (p. 23). Ils distinguent les matériaux, dont la fraction granulaire est susceptible de résister au trafic d'une voirie (p. 48) et qui, de ce fait, peuvent être utilisés tels quels dans la construction des couches de forme, de ceux qui risquent de se fragmenter pour se transformer en un sol constitué en majorité d'éléments fins, inutilisable dans son état naturel sans dispositions particulières (traitement...).

Les paramètres de comportement considérés dans la classification sont les coefficients Los Angeles (L_A) (NF P 18-573) et micro-Deval en présence d'eau (M_{DE}) (NF P 18-572), mesurés sur la fraction granulaire 10/14 (ou à défaut sur la fraction 6,3/10) et le coefficient de friabilité des sables (F_s) mesuré sur la fraction 0/2 ou 0/4 (NF P 18-576).

Les seuils retenus sont les suivants : 45 pour les valeurs L_A et M_{DE} , 60 pour les valeurs F_s .

5.1 L'essai Los Angeles (L_A) (NF P 18-573)

Cet essai permet d'estimer l'évolution de la granularité due à la fragmentation des éléments du sol sous le choc de boulets métalliques dans la machine Los Angeles. On place l'échantillon (de sol ou de granulat) dans le tambour avec 7 à 12 boulets (sphère de diamètre 47 mm d'un poids compris entre 445 et 520 g) selon la granulométrie. L'ensemble (masse M) est placé en rotation (500 tours à la vitesse de 30 à 33 tours par minutes). On pèse les éléments passant au tamis de 1,6 mm (masse m). On en déduit le coefficient L_A :

$$L_A = 100 m/M.$$

5.2 L'essai Micro-Deval en présence d'eau (M_{DE}) (NF P 18-572)

Cet essai permet de mesurer la résistance à l'usure par frottement réciproque des éléments du sol ou du granulat (masse M) dans un cylindre en rotation (appareil micro Deval). Il peut être réalisé à sec (M_p) ou en présence d'eau (M_{DE}). Il dure 2 heures à une vitesse de 100 tours par minute.

On sépare les éléments fins au tamis de 1,6 mm (m : masse passant au tamis de 1,6 mm). On obtient le coefficient M_{DE} :

$$M_{DE} = 100 m/M.$$

5.3 Le coefficient de friabilité des sables (F_s) (NF P 18-576)

Par cet essai, on détermine la résistance à la fragmentation des sables. Les éléments fins (inférieurs à 0,2 mm) sont exclus, ainsi que les plus gros (2 mm ou 4 mm). On place l'échantillon (masse $M = 500$ g) dans l'appareil micro-Deval avec une charge broyante constituée de billes en acier (diamètre 30, 18 et 10 mm) et 2,5 L d'eau. Le cylindre est mis en rotation à 100 tr/mn pendant 15 minutes. On pèse le refus au tamis de 0,1 mm (masse m'). Le tamisat a pour valeur : $m = M - m'$. Le coefficient de friabilité est :

$$F_s = 100 m/M.$$

6. LES PARAMÈTRES SPÉCIFIQUES POUR LES ROCHES

6.1 Étapes de la caractérisation

La caractérisation d'un massif rocheux en vue de son utilisation en remblai ou en couche de forme est conduite en deux temps.

La première étape consiste à identifier la nature pétrographique de la roche. Cette identification apporte déjà des informations importantes d'ordre qualitatif sur les caractères généraux de la roche et son comportement prévisible sans toutefois renseigner le projeteur sur les possibilités réelles d'utilisation du matériau.

La seconde étape cherche à préciser le comportement futur du matériau tout au long des phases successives (extraction, chargement, réglage, compactage sous la circulation des engins lourds et sous la pluie) et s'il risque encore d'évoluer, une fois l'ouvrage en service, sous l'action des contraintes mécaniques, de l'eau ou du gel.

6.2 Paramètres retenus pour la classification des roches

- La valeur de la masse volumique de la roche déshydratée en place (ρ_d) (NF P 94-064) présente l'avantage d'être aisément mesurable. Elle est en corrélation étroite avec la fragmentabilité des matériaux tels que les craies et calcaires tendres. Son interprétation vise essentiellement les possibilités d'emploi de ces matériaux en remblai.

- Le coefficient de fragmentabilité (FR) (NF P 94-066) (fig. 5) est déterminé à partir d'un essai de fragmentation illustré figure 5. Il s'exprime par le rapport des D_{10} , d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant ($D_{10(i)}$) et après ($D_{10(f)}$) lui avoir fait subir un pilonnage conventionnel avec la dame Proctor normal (p. 24). L'interprétation de ce paramètre permet de déterminer les possibilités d'emploi en remblai des matériaux rocheux évolutifs et en couche de forme de certains matériaux rocheux plus ou moins friables pour lesquels les coefficients L_A et M_{DE} sont peu significatifs.

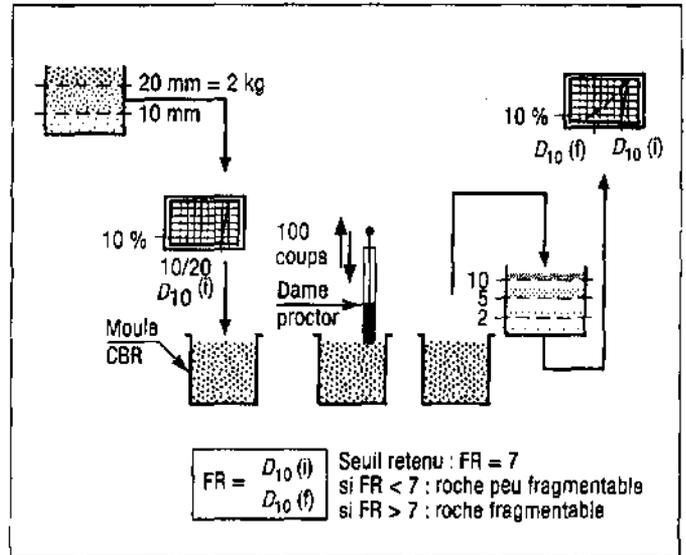


Fig. 5. Principe de l'essai de fragmentabilité (FR).

- Le coefficient de dégradabilité (DG) (NF P 94-067) (fig. 6) s'exprime par le rapport des D_{10} d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant ($D_{10(i)}$) et après ($D_{10(f)}$) l'avoir soumis à des cycles de séchage-immersion conventionnels (fig. 6). Son interprétation précise essentiellement les possibilités d'emploi en remblai des matériaux issus de roches argileuses (marnes, schistes sédimentaires...).

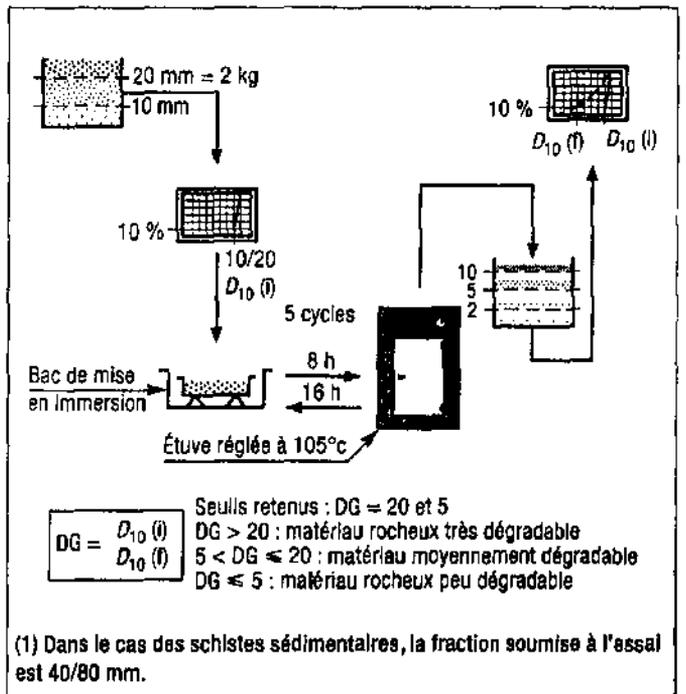


Fig. 6. Principe de l'essai de Dégradabilité (DG).

- La teneur en eau naturelle (W_N) (NF P 94-050) n'est prise en compte dans la classification que pour certaines craies et roches argileuses très fragmentables.
- Le coefficient Los Angeles (L_A) et le coefficient Micro Deval (M_{DE}) sont décrits page 25.

1. CLASSIFICATION DES ENGINES

Ce chapitre se limite à l'étude des engins de terrassement dits mobiles, c'est-à-dire pouvant se déplacer, même à allure réduite, de manière autonome d'un point à un autre, sur le chantier ou sur le réseau routier national (moyennant, dans ce dernier cas, le respect de certaines conditions, p. 35).

Le Répertoire et caractéristiques des principaux matériels de génie civil, édité par le centre de l'industrie française des travaux publics (FNTP), donne une classification et les principales caractéristiques des engins disponibles en France.

• Les engins de production sont destinés couramment à extraire et charger (plus rarement déplacer) des matériaux. On distingue ainsi plusieurs types de machine :

- les pelles hydrauliques (fig. 1a) (p. 28),
- les chargeuses (fig. 1b) (p. 31),
- les chargeuses-pelleteuses (fig. 1c) (p. 33),
- les mini-pelles (p. 31),
- les mini-chargeuses (p. 33),
- les bouteurs (fig. 1d) (p. 34).

Les décapeuses couramment utilisées pour les terrassements routiers ou autoroutiers ne sont pas abordées.

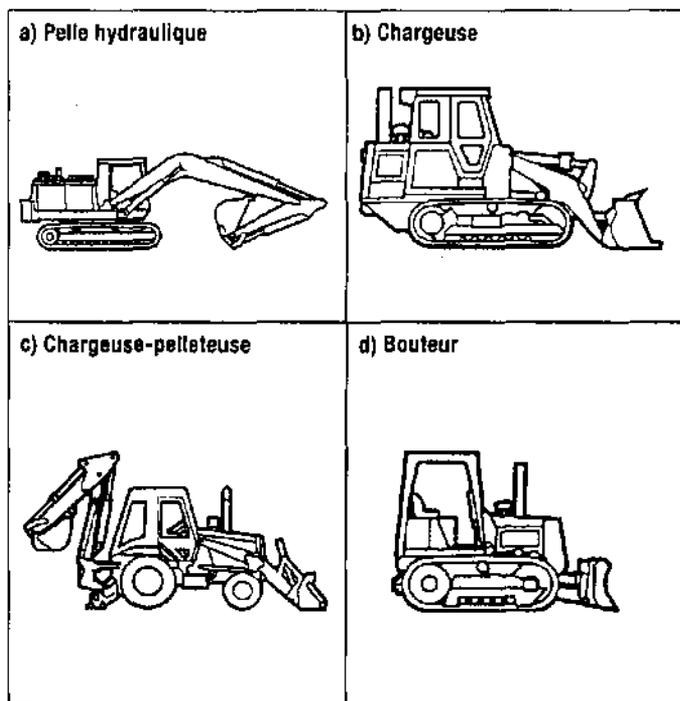


Fig. 1. Silhouettes d'engins de production.

- Les engins de transport, utilisés pour déplacer des matériaux, sont des camions à gabarit routier (fig. 2) (p. 36), des tombereaux de chantier (p. 37), des motobasculeurs (p. 38).
- Les matériels d'assistance à la production facilitent, soit la mise en œuvre des engins précédemment cités, soit celle des matériaux. Nous décrivons l'usage des compacteurs (p. 45). Les niveleuses (fig. 3) ne sont pas abordées.



Fig. 2. Camion à gabarit routier (p. 36).

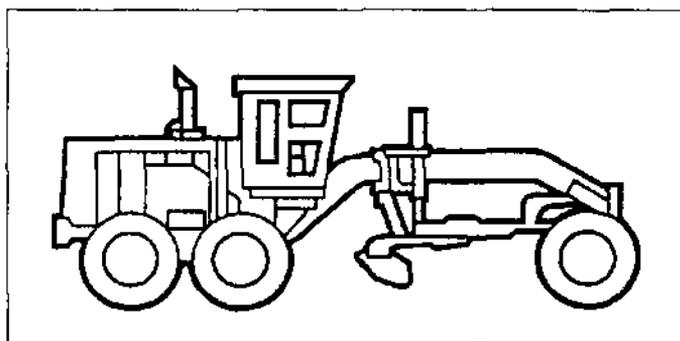


Fig. 3. Niveleuse.

2. CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DES ENGINES

- Le débit ou la capacité de production dépend notamment du volume du godet pour les engins de production, du volume de la benne pour les engins de transport. La démarche à suivre pour déterminer un atelier de terrassement est indiquée page 42.
- On distingue les engins suivant leur mode de déplacement.
 - Les engins sur chenilles sont relativement lents. Leur comportement est excellent sur les sols de faible portance, détremés ou accidentés. Ils sont capables de pousser, tirer ou soulever de lourdes charges. Ils doivent être transportés d'un chantier à l'autre sur des remorques porte-engins.
 - Les engins sur roues sont plus rapides et donc bien adaptés aux opérations de chargement et de transport. Ils nécessitent des pistes en bon état pour atteindre leur meilleur rendement.
- La vitesse de déplacement dépend de la puissance de la machine, qui doit être majorée pour tenir compte de la résistance totale au roulement (liée à la portance du sol, à la pente, à la nature du contact avec le sol). Ce dernier paramètre, important pour les terrassements généraux, n'est pratiquement pas pris en compte pour les fouilles de bâtiment : son calcul et son utilisation ne sont pas détaillés ici.

3. CARACTÉRISTIQUES MINIMALES DES PISTES DU CHANTIER

Les engins auront des difficultés à circuler dans les cas suivants :

- si le CBR du sol en place (p. 24) est inférieur à 5,
- si, pour les sols plastiques, la teneur en eau du sol est supérieure de plus de 3 points à l'optimum défini par l'essai Proctor normal (p. 24) et si l'indice de consistance I_c est inférieur à 0,7 (p. 24),
- si, pour un sol purement cohérent (limon, argile...), la cohésion non drainée C_u (*Précis de bâtiment*, AFNOR-Nathan, chap. Terrassements, sols et fondations) est inférieure à 0,05 MPa,
- si, pour un sol pulvérulent (sable...), la courbe granulométrique est pratiquement verticale (le sol ne comportant pratiquement qu'une classe), avec un faible pourcentage de fines (< 4 %) (p. 24 et 101).

4. PELLES HYDRAULIQUES

Une pelle hydraulique est un engin automoteur à roues ou à chenilles dont :

- le châssis (structure portante) est fixe durant le cycle de travail de l'engin,
- la structure supérieure peut effectuer une rotation de 360°, creuser, soulever des matériaux, et décharger ces matériaux à l'aide d'un godet monté sur l'ensemble flèche et bras ou sur une flèche télescopique.

4.1 Principaux équipements

Si la pelle est équipée en rétro (fig. 4) (dénomination de l'équipement et/ou du mode de travail de l'engin), elle creuse généralement au-dessous du niveau du sol d'assise de l'engin. Le godet se remplit en raclant le sol de l'extérieur vers la pelle.

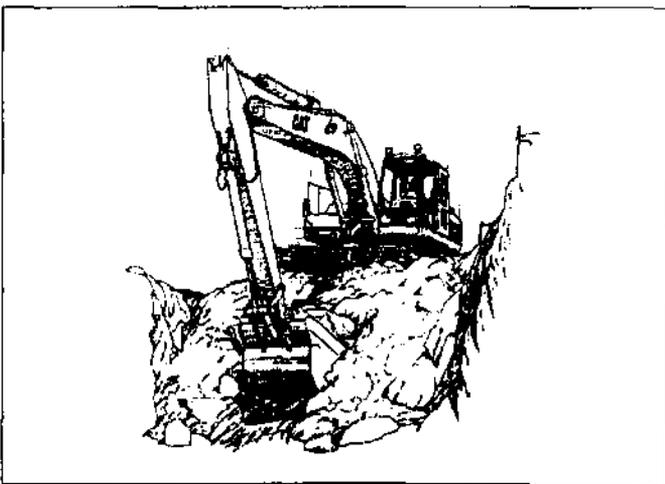
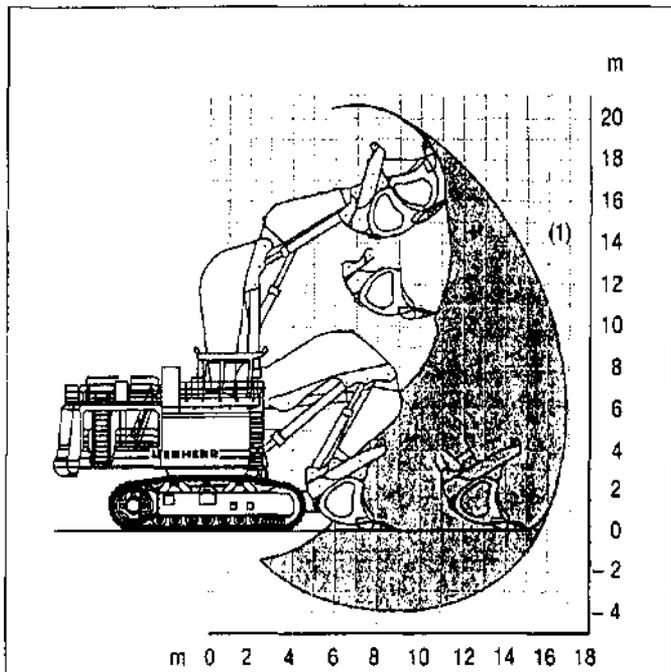


Fig. 4. Engin de base + équipement travaillant en rétro.

Si la pelle est équipée en butte (fig. 5), elle travaille devant un front de taille dont la hauteur ne doit pas dépasser la hauteur maximale d'élévation du godet, qui se remplit en raclant le front de taille de bas en haut.



(1) Les traits mixtes représentent l'allure des principales courbes d'excavation pour la plupart des applications des pelles hydrauliques. Leur utilisation est détaillée page 29.

Fig. 5. Engin de base + équipement pelle (travaillant en butte). L'engin peut être équipé d'outils de démolition (p. 4), ou de manutention (fig. 6).

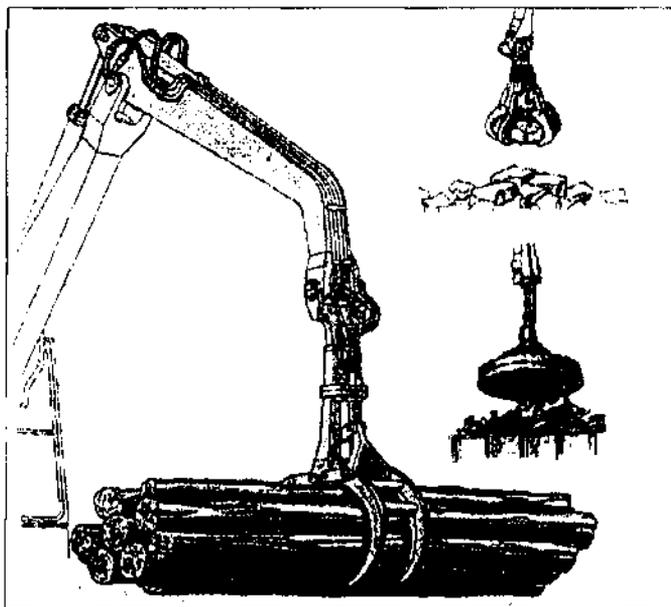


Fig. 6. Bras de manutention pour grumes, grappins à dents et aimants.

La benne preneuse (fig. 7a) est suspendue à l'extrémité de la flèche. Elle est composée de deux demi-coquilles, munies de dents, elle tombe librement en position ouverte sur le terrain à excaver. La benne est alors relevée, ce qui entraîne sa fermeture, puis elle est ensuite ouverte au-dessus de sa position de déchargement.

C'est donc un outil qui convient pour :

- le creusement de tranchées profondes, de puits, de fondations profondes,
- l'excavation de matériaux assez meubles,
- la reprise de déblais.

Son rendement est difficile à calculer. Il dépend de la capacité de sa benne, du remplissage imparfait selon la nature du matériau (p. 8), de la durée du cycle (p. 40).

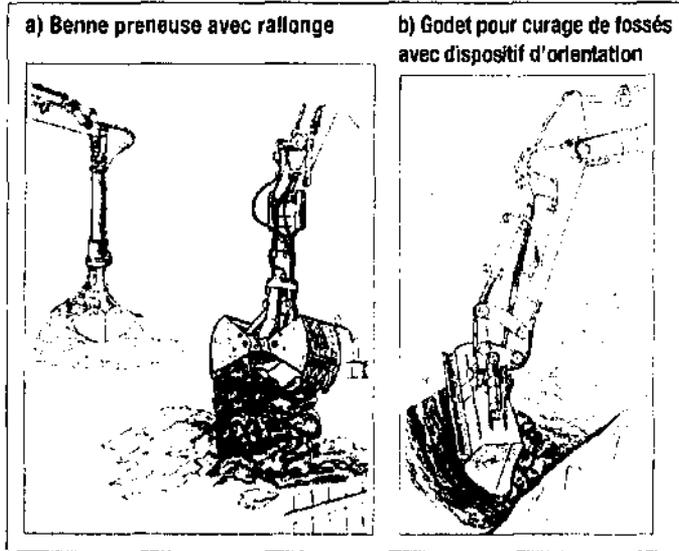


Fig. 7. Matériels dérivés (exemples).

4.2 Matériels dérivés

Le châssis peut être équipé d'un mât sur lequel des outils (tarière, trépan, hydrofraise...) sont guidés, attachés ou suspendus.

- Une **tarière** est une vis sans fin que l'engin fait pénétrer dans le sol en la faisant tourner. Quand elle est complètement enfoncée, la tarière est extraite du trou et la terre, qui occupe les filets de la vis, est déposée à proximité du forage, en heurtant légèrement la tarière contre un obstacle. Cet outil est essentiellement utilisé pour forer des pieux (fondation profonde : *Précis de Structures de Génie Civil*, AFNOR-Nathan).
- Le **trépan** est un outil qui permet de passer au travers de couches de terrain très dur à forer ou de rochers. Il est analogue aux couronnes diamantées utilisées pour forer des trous, dans le béton par exemple (p. 4).
- L'**hydrofraise** est un outil utilisé pour réaliser des parois moulées (*Précis de bâtiment*, AFNOR-Nathan, p. 50).

Le terme « dragline » est utilisé pour décrire les engins travaillant dans des terrains meubles, saturés ou noyés. La pelle (montée sur chenilles) travaille en général perpendiculairement au front de taille. Elle racle les terrains au moyen de son godet tiré par un câble, met les déblais en tas ou charge directement les engins de transport. Avec une flèche en treillis de grande portée, elle peut rester sur le sol stable et extraire des matériaux (vases, tourbes...) sans risquer l'enlèvement. Son rendement est plus faible que celui d'une pelle mécanique classique.

4.3 Conseils pour une utilisation optimale

La production d'un engin de terrassement (calculable en suivant la démarche indiquée page 42) dépend de plusieurs paramètres : la capacité de son godet, les caractéristiques du sol (masse volumique, coefficient de foisonnement : p. 42), la durée de son cycle (p. 40), l'efficacité du travail, prenant en compte les conditions réelles du chantier (p. 41).

4.3.1 Conseils pour une opération de chargement (fig. 8 à 10) afin d'optimiser la production avec une pelle pour creusement intensif

Trois critères essentiels sont à respecter.

- **Critère 1 : distance idéale du front de taille** : la machine doit être disposée de telle façon que le bras support du godet soit vertical quand celui-ci est plein, pour profiter du maximum de puissance de coupe du godet. Le conducteur relèvera sa flèche quand le godet sera à 75 % de son cycle de redressement, alors que le bras est proche de la verticale : figure 8.

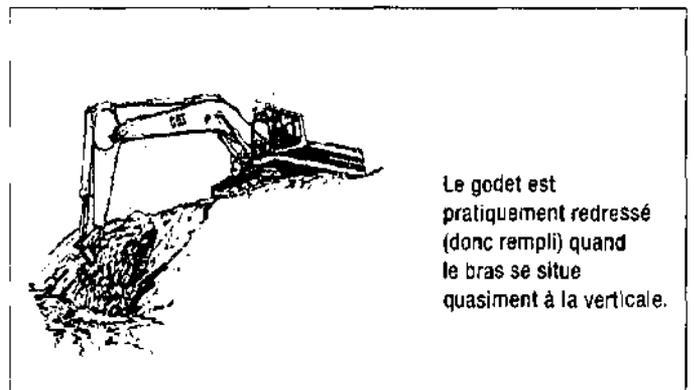


Fig. 8. Distance idéale du front de taille.

- **Critère 2 : zone de travail et angle d'orientation optimum** : les engins de transport doivent être aussi près que possible de la pelle, pour que le bras décrive un petit angle ($\pm 15^\circ$ autour de l'axe de la pelle), ce qui correspond à une largeur du front de taille de l'ordre de la largeur de l'engin de chargement : figure 9.

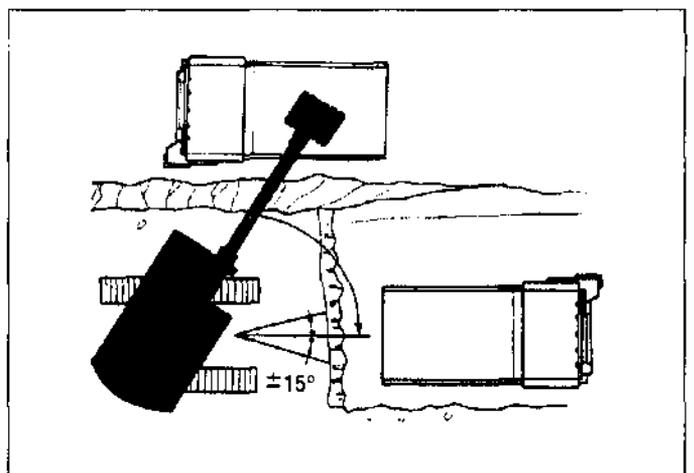


Fig. 9. Angle d'orientation optimal en fonction de la zone de travail.

- Critère 3 : hauteur de la banquette h et position du camion idéales : figure 10.
 - Matériaux stables et bien consolidés : h est à peu près égale à la longueur du bras L de manière que, lorsque le bras est en position haute, le godet soit rempli (en une seule fois, sans forcer) et, que moyennant une rotation éventuelle ($< 90^\circ$), il puisse se vider, sans qu'un autre mouvement soit nécessaire.
 - Matériaux instables : $h < L$.

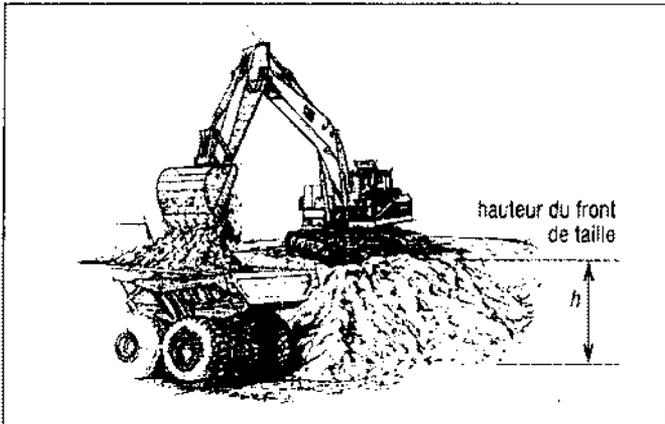


Fig. 10. Hauteur de la banquette h et position idéale du camion à charger.

4.3.2 Opération de levage

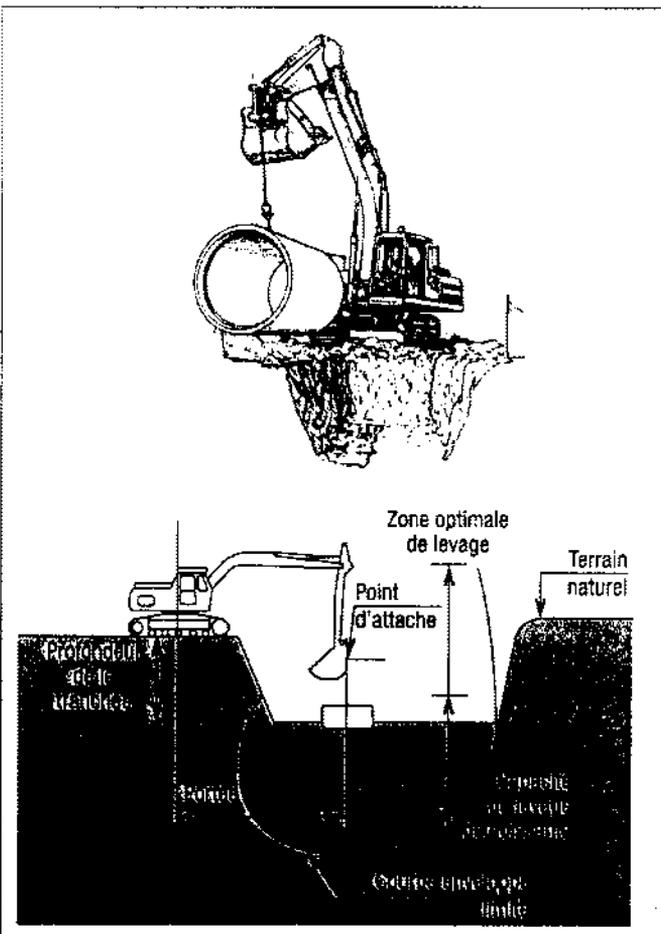


Fig. 11. Opération de levage.

Un tableau de charge, établi par le constructeur, indique au conducteur de l'engin les charges maximales pouvant être manutentionnées au point d'accrochage prévu pour l'élingage des charges, la stabilité de la pelle n'étant pas mise en cause.

La capacité de levage dépend essentiellement de trois paramètres :

- la position du centre de gravité de la machine et de son poids,
- la position du point de levage : pour des manutentions sous (respectivement au-dessus de) la surface de roulement de l'engin, on utilisera un câble suffisamment court (respectivement suffisamment long), pour que le point d'élingage se situe dans la zone optimale (fig. 11),
- la puissance hydraulique de la machine.

Il faut notamment vérifier la capacité de la machine par rapport à la manutention envisagée (tenir compte des nombreux accessoires pouvant l'équiper et donc changer la géométrie du bras de levage ou ses capacités hydrauliques).

4.4 Critères de choix d'une pelle hydraulique

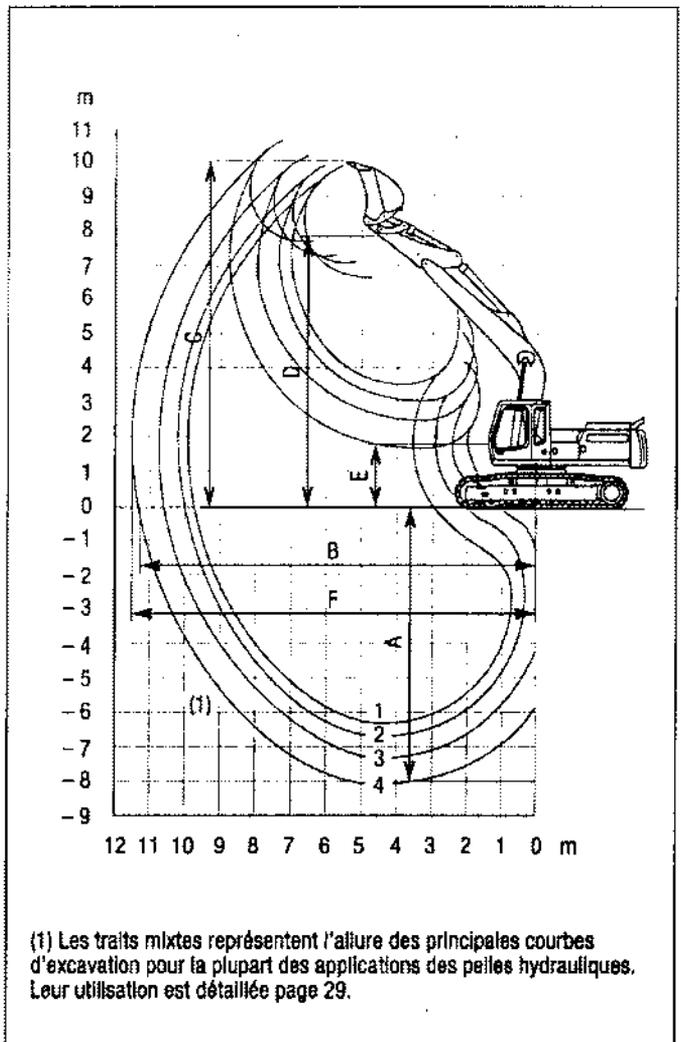


Fig. 12. Caractéristiques techniques d'une pelle hydraulique (exemple).

Les caractéristiques importantes sont au nombre de quatre.

- **La zone de fouille potentielle** est généralement caractérisée par un abaque (figure 12 : exemple donné pour un bras mono-bloc), indiquant :
 - la profondeur maximale d'excavation (A),
 - la portée maximale au niveau de sol (B),
 - la hauteur maximale en fin de vidage (C),
 - la hauteur maximale de déchargement (D),
 - la hauteur de chargement minimale (E),
 - la portée maximale (F).
 - **La capacité nominale** correspond à la charge maximale pour la portée minimale.
 - **La charge de basculement** à portée maximale ou à une hauteur spécifiée, est la charge qui entraînerait un renversement de l'engin (donc détermine en partie la charge nominale de l'engin) si elle était dépassée.
 - **L'effort d'arrachement** (force d'arrachage) est l'effort vertical ascendant maximal supporté par la machine.
- Les performances des pelles actuellement commercialisées sont décrites tableaux 1 et 2.

	Masse (t)	Capacité de godet avec dôme (m ³)	Profondeur maximale d'excavation (m)	Levage (t)
Pelle équipée en :	engin de base sur pneumatiques			
	6 à 32 (17)	0,950 à 1,8 (1)	3,60 à 8,10 (6 à 7)	≤ 13
	engin de base sur chenilles			
	8 à 540	0,325 à 35	2,5 à 15	≤ 95
Butte	engin de base sur chenilles			
	8 à 540	0,9 à 26	2,5 à 15	≤ 95
(2) (3) Mini-pelle sur chenilles	0,75 à 7 (≤ 4)	0,03 à 0,7 (0,15 L) (1)	3,8 (2,5)	-
	(1) Largeur maximale : 0,45 m. (2) Lame de remblaiement type boteur, godet en trapèze pour réaliser des tranchées de VRD... (3) Vitesse moyenne de translation : 2 à 3 km/h pour la plupart.			
Nota : Les indications données entre parenthèses correspondent aux machines les plus couramment utilisées.				

Tableau 1. Performances des pelles hydrauliques actuellement commercialisées.

Engins sur	Sur réseau routier	Hors réseau routier
Pneus	Code de la route applicable V ≤ 25 km/h	• 20 à 25 km/h pour la majorité sur route (jusqu'à 30/35 km/h). • 3 à 10 km/h sur chantier.
Chenilles	-	• 2 à 4 km/h.

Tableau 2. Mobilité (p. 35).

Les domaines d'emploi préférentiels dépendent de l'outil utilisé. On distingue quatre emplois principaux.

- **Les pelles équipées en rétro** (p. 28) sont utilisées pour les démolitions (p. 4), l'excavation d'une fouille à partir du terrain naturel, le régilage et le nivellement de déblais.
- **Les pelles équipées en butte** (p. 28) sont relativement faciles à charger, compte tenu de la force de pénétration importante du godet et du bras support. Un godet large est utilisé pour des sols faciles à excaver (p. 8). Un godet aminci, à faible rayon pour augmenter la force de pénétration, est utilisé pour des sols plus durs.

Elles sont bien adaptées pour reprendre des matériaux (stockage, transport), et permettre le travail dans des conditions difficiles (carrière, sol compact, rocheux...).

- **L'emploi des excavatrices à bras rallongé** permet des travaux de régilage et nivellement de déblais, le nettoyage, la conservation de rives et autres travaux spécifiquement réservés aux draglines (p. 29).

- **Les mini-pelles** (modèles réduits des pelles classiques), sont appréciées pour leur légèreté et leur compacité. Elles sont facilement transportables dans un camion léger ou sur un plateau. On peut les manutentionner avec un engin plus puissant (ou un engin de levage : p. 69) pour les mettre en fond de fouille, et réaliser ainsi des terrassements qui, sinon, auraient dû être effectués manuellement.

On les utilise aussi pour les petites tranchées de VRD, en réhabilitation... et parfois en appoint d'un plus gros engin.

Équipées de chenilles (pour la très grande majorité des modèles), leur encombrement restreint leur permet de manœuvrer dans des espaces réduits.

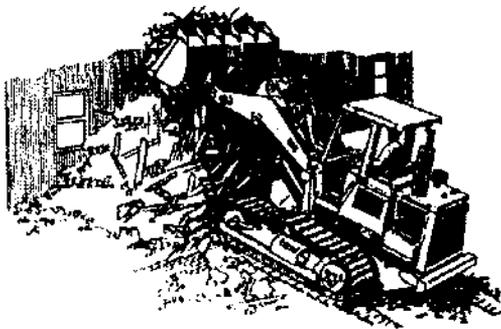
Leur rendement reste supérieur à celui de la main-d'œuvre qu'elle remplace.

5. CHARGEUSES : COMPOSANTS ET ÉQUIPEMENTS

Une chargeuse est un engin automoteur à roues (les plus courants) ou à chenilles, équipé d'un godet frontal, supporté par une structure qui charge ou creuse par le mouvement de l'engin vers l'avant (fig. 13a), soulève, transporte ou décharge des matériaux, sur de courtes distances (fig. 13b).

Les plus puissantes sont articulées c'est-à-dire que la partie avant de l'engin (godet) peut être orientée suivant un certain angle par rapport à la partie arrière (cabine, moteur...).

a) Chargeuse sur chantier de démolition



b) Chargeuse sur chenille en cours de déplacement



c) Chargeuse par mouvement vers l'avant



d) Tombeureau (p. 37) en cours de chargement



Fig. 13. Chargeuses en action.

5.1 Principaux équipements

- Le godet à plusieurs utilisations possède un versoir du type bouteur (p. 34), avec des charnières à la partie supérieure destinées à supporter une bride de serrage pouvant être ouverte en différentes positions, ce qui permet une utilisation de l'engin selon différentes configurations : bouteur (p. 34), décapeuse...

La capacité d'un godet est limitée par deux paramètres : la capacité en dôme (m^3) et la charge utile (t). Elle est déterminée en tenant compte de la masse volumique du sol (p. 39) et du coefficient de remplissage du godet (p. 33). La charge utile ne doit pas dépasser la capacité nominale de l'engin (p. 33). Les fabricants fournissent des tableaux (fig. 14) permettant un choix de godet adapté au sol travaillé.

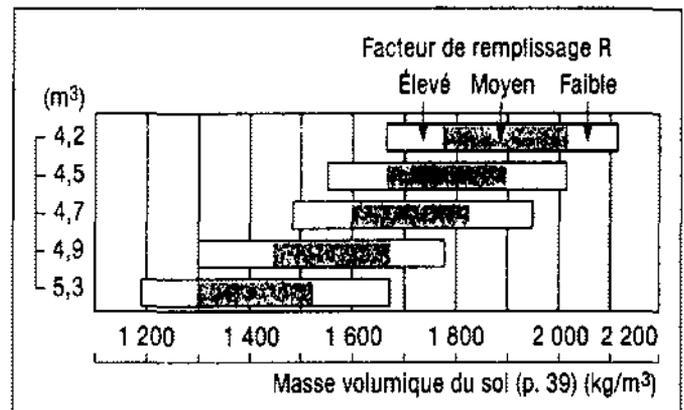


Fig. 14. Taille des godets en fonction du sol manipulé (exemple).

- Le godet à déchargement latéral, chargé par déplacement de l'engin vers l'avant, peut être vidé latéralement par l'une de ses extrémités. Cela permet d'accroître le rendement, quand l'espace nécessaire aux manœuvres est plus réduit.
- Le scarificateur est un mécanisme possédant des dents qui peuvent pénétrer à de faibles profondeurs dans certains matériaux (terre, routes asphaltiques, routes en gravés) pour les ameublir. Il est habituellement monté sur l'arrière de la chargeuse.
- Le rippeur est un équipement analogue au scarificateur, mais il est muni d'une seule dent, en général, qui sert à défoncer profondément les matériaux rocheux.

5.2 Matériels dérivés

Une pelle « rétro », fixée à l'arrière de la chargeuse, donne à l'engin le nom de chargeuse-pelleteuse (p. 33). On peut équiper cet engin de fourches à palette, fourches à grumes, d'un treuil...

5.3 Critères de choix des chargeuses

Les dimensions utiles pour caractériser l'encombrement et les capacités d'une chargeuse, sont données par les fabricants sur des silhouettes (fig. 15), avec :

- A : portée à hauteur maximale (sous godet basculé à 45°), c'est-à-dire la distance horizontale entre l'extrémité avant

de la machine et le bord d'attaque du godet en position de déversement,

- B : hauteur maximale de déversement (godet à 45°),
- C : profondeur de cavage.

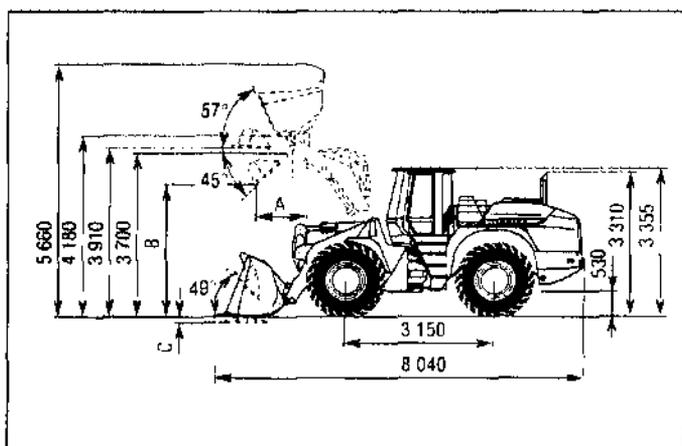


Fig. 15. Caractéristiques dimensionnelles d'une chargeuse (exemple).

Les performances des chargeuses actuellement commercialisées sont illustrées par le tableau 3. La capacité nominale, la charge de basculement, l'effort d'arrachement sont définis page 31.

Type	Masse (t)	Capacité de godet avec dôme (m ³)	Hauteur de déversement maximale (godet à 45°) (m)	Portée avant maximale pour hauteur de déversement maximale (m)
Chargeuses	engin de base sur pneumatiques			
	7 à 126 (10 à 20)	0,95 à 16,8 (1,5)	3,5 à 5,5 (3)	0,9 à 2 (1,05)
Chargeuses	engin de base sur chenilles			
	7 à 27 (15)	0,65 à 3 (1,5)	2,5 à 3,3 (2,75)	0,78 à 1,36 (1,05)
Mini-chargeurs (2) (3) (4)	0,75 à 7 (3)	0,13 à 1 (0,5) (1)	3,5 à 4,5 (2,5)	0,9 à 2 m (1,05)

(1) godet rétro.
 (2) encombrement « type » : 1,75 x 4 x 2 (hauteur).
 (3) lame de remblaiement type bouteurs = 1 t.
 (4) vitesse de translation : 5 à 35 km/h (5 à 10 sur chantier).

Nota : Les indications données entre parenthèses correspondent aux machines les plus couramment fabriquées.

Tableau 3. Performances des chargeuses actuellement commercialisées.

Les domaines d'emploi préférentiels des chargeuses dépendent essentiellement du mode de propulsion (tableau 4).

- **Les chargeuses sur pneumatiques** (les plus nombreuses), mobiles et rapides, sont principalement utilisées pour les travaux, nécessitant de nombreux déplacements : essentiellement, la reprise de matériaux en vue de leur stockage ou de leur transport, par exemple à la suite de démolitions, de décapage de terre végétale...

Parfois, elles peuvent excaver une fouille si le sol est facile à terrasser, ou effectuer un régalaage et/ou un nivellement de déblais.

- **Les chargeuses sur chenilles** (plus rares) sont appréciées pour réaliser les mêmes travaux en terrain difficile sur des sols compacts, détremés ou glissants, sur des fortes déclivités.

Elles ne sont pas adaptées aux travaux nécessitant de nombreux déplacements, en raison de leur vitesse de déplacement faible.

Engins sur	Sur réseau routier	Hors réseau routier
Pneus	Code de la route applicable : V < 25 km/h	• 20 à 30 km/h pour la majorité jusqu'à 50 sur route. • 5 à 10 km/h sur chantier.
Chenilles	-	• 5 à 10 km/h.

Tableau 4. Mobilité (p. 35).

Remarque : Les mini-chargeurs (modèles réduits des chargeuses classiques) sont réservés aux travaux dans des espaces restreints, encombrés comme les travaux de réhabilitation.

Très mobiles, légers et maniables, ils sont facilement transportables comme les mini-pelles (p. 31) et peuvent être équipés de nombreux accessoires. On peut les manutentionner avec un engin plus puissant (ou un engin de levage) pour les mettre en fond de fouille, et réaliser ainsi des tâches qui auraient dû autrement être effectuées manuellement.

5.4 Production d'une chargeuse

Elle est calculée suivant le raisonnement (p. 42) et prend en compte des valeurs de facteurs de chargement de godet (tableau 5).

Nature du sol	R (%)
Terre ordinaire	95
Terre meuble, foisonnée	100
Terrains compacts	85
Terrains rocheux	60 à 75 (1)

(1) 75 % si le roc est bien dynamité, 60 % dans le cas de blocs rocheux importants. Dans ce dernier cas, il est préférable d'utiliser un rippeur (p. 34) au préalable.

Tableau 5. Facteur de chargement R du godet d'une chargeuse (en % de la capacité nominale).

6. CHARGEUSES-PELLETEUSES

Engins sur pneus, très polyvalents, elles peuvent effectuer de nombreuses tâches sur un chantier.

Elles chargent à l'avant (le godet peut en outre être remplacé par d'autres équipements) et portent une pelle équipée en rétro à l'arrière, qui est souvent déportable par rapport à la cabine sur la largeur de la machine, ce qui permet de travailler le long d'un mur : figure 16.

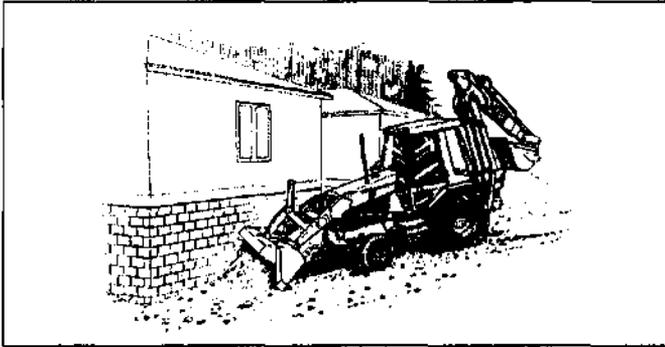


Fig. 16. Chargeuse-pelleteuse.

Elles sont très utiles sur les chantiers de petites tailles, comme les pavillons. Dans les petites entreprises, elles sont couramment appelées tracto-pelles, et elles remplacent une chargeuse et une pelle hydraulique.

Le tableau 6 donne les performances des engins les plus couramment rencontrés sur un chantier.

Engins sur	Masse (t)	Capacité des godets avec dôme (m ³)	Hauteur de déversement maximale (godet à 45°) (m)	Profondeur maximale d'excavation (m)
Pneus	4 à 10	0,8 à 1 (1) 0,15 à 3 (2)	2,60 en moyenne	4 à 5

(1) en chargeur. (2) en pelle.

Tableau 6. Performances des chargeuses-pelleteuses actuellement commercialisées.

7. BOUTEURS

Cet engin est un tracteur automoteur à roues ou à chenilles, qui est utilisé principalement pour exercer une poussée par l'intermédiaire d'une lame (nombreuses formes selon le matériau ou le travail), à l'occasion de :

- défrichage, déblayage,
- défonçage (rippeur : p. 32 et fig. 17), refoulement : des matériaux traités à l'explosif peuvent souvent être brisés, fragmentés sans ébranlements ni projections par ces engins (p. 8), qui ont de plus en plus souvent une très grande puissance ;
- remorquages de grosses charges à faible vitesse, sur des terrains à fortes pentes ou sur de faibles distances,
- poussage des décapeuses en cours de chargement.

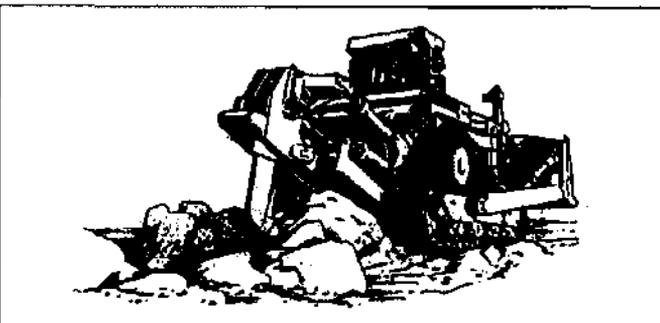


Fig. 17. Bouteur en action.

Un bouteur peut être équipé de divers matériels :

- **La lame** (fig. 18) est un mécanisme placé à l'avant du bouteur, qui lui permet de creuser le sol et de pousser les matériaux en les rassemblant. Selon les possibilités d'orientation de la lame, l'ensemble est appelé bouteur lame droite, bouteur lame biais.

En outre et dans ces deux cas d'orientation, la lame peut avoir une inclinaison ou un angle d'attaque variable, pour mieux répartir son effort de poussée.

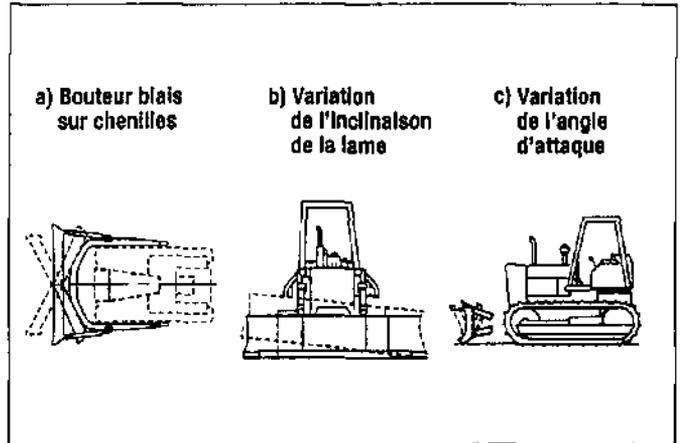


Fig. 18. Mouvements et orientations possibles de la lame d'un bouteur.

- **Le rippeur ou le scarificateur** sont décrits page 32. D'autres équipements sont utilisés : treuil, barre d'attelage orientable...
- **Les engins sur chenilles** sont plus efficaces sur les sols meubles. Les bouteurs à pneus, plus rapides mais plus rares, sont donc utilisés sur de plus longues distances. Sa distance de travail privilégiée est inférieure à 100 m (p. 42).
Les performances des bouteurs actuellement commercialisés sont indiquées tableau 7. Elles sont en relation directe avec leur masse. En effet, la force de pénétration de la lame (respectivement du rippeur ou du scarificateur), c'est-à-dire :
- l'effort maximal que les vérins peuvent transmettre à la lame (respectivement au rippeur ou au scarificateur) pendant l'action d'enfoncement (respectivement pénétration),
- ou la poussée maximale au point de contact (lorsque le bouteur est utilisé en pousseur, page 42),
est schématiquement obtenue en multipliant l'effort de traction (proportionnel à la masse du bouteur) par un coefficient qui dépendra des conditions d'adhérence des chenilles sur le sol.

Engins sur	Masse (t)	Vitesse de translation (km/h)	Effort de traction (kN)	Largeur de lame (m)
Pneus	20 à 60	6 à 35	200 à 500	4,2
Chenilles	7 à 93	0 à 12	100 à 1 400	2,5 à 5,65

Tableau 7. Performances des bouteurs actuellement commercialisés.

1. CLASSIFICATION

Une fois l'extraction des sols réalisée par les engins de production (p. 35), les engins de transport déplacent les déblais vers le lieu de remblaiement, ou placent en dépôt ceux qui ne seront pas réutilisés.

On rencontre (fig. 1) :

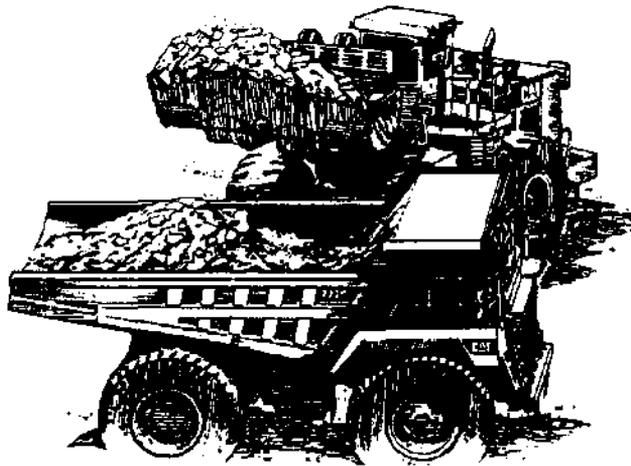
- les camions routiers type travaux publics (p. 36),
- les tombereaux de chantier (p. 37),
- les décapeuses (utilisées pour les grands terrassements routiers) : cet engin, automoteur à roues, possède une benne ouverte avec un bord coupant placé entre les essieux. Il arase, charge, transporte, décharge et répand des matériaux par le mouvement de l'engin vers l'avant. Les décapeuses ne sont pas abordées dans cet ouvrage.

D'autres moyens de transport comme les moto-basculateurs (p. 38) sont couramment employés dans le BTP, mais ils sont plutôt réservés aux transports de petits matériels et de matériaux.

Ces matériels, employés sur un chantier, sont parfois amenés à circuler sur le réseau routier national :

- soit à vide et sur remorques (en convoi exceptionnel pour les engins, dépassant les caractéristiques limites imposées par le code de la route),
- soit à vide *et/ou* en charge, de façon autonome, pour les engins dont le poids et les dimensions répondent aux limites du gabarit routier.

a) Tombereau en cours de chargement par une chargeuse (p. 37)



b) Décapeuse

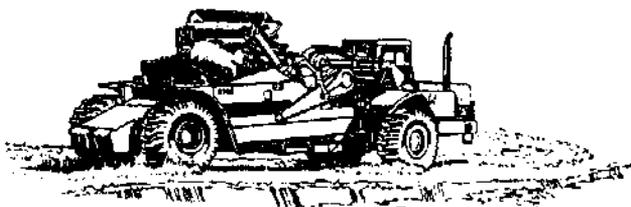


Fig. 1. Engins de transport en action.

2. CODE DE LA ROUTE

Les véhicules affectés au transport portent sur le côté droit de la carrosserie une inscription, appelée plaque de tare et de surface (fig. 2).

Elle est aussi dénommée plaque de chargement par le code de la route (art. R. 98 et arr. min. 5/02/1969).

PV : 6 t
PTAC : 19 t
PTRA : 38 t
ℓ × L : 2,50 × 8,00 m
S : 20 m ²

Fig. 2. Plaque de tare et de surface.

Elle indique successivement :

- le poids à vide (PV) : poids du véhicule en ordre de marche, sans conducteur, passager ou chargement,
- le poids total autorisé en charge (PTAC : tableau 1) : fixé par le service des mines, c'est le poids maximum officiellement admis pour le véhicule à pleine charge. La charge utile (CU) est le poids maximum qu'est autorisé à transporter le véhicule : $CU = PTAC - PV$. Il n'existe aucune tolérance en matière de surcharge.

Nombre d'essieux	PTAC (t)
2 essieux	< 19
3 essieux et plus	< 26

Tableau 1. Poids total autorisé en charge (code, art. R. 55 et R. 57).

- le poids total roulant autorisé (PTRA : tableau 2) : c'est le poids maximum que peut atteindre l'ensemble des véhicules (en cas de remorques derrière un véhicule tracteur). Il est défini en fonction des possibilités de ce dernier.

Nombre d'essieux	PTRA (t)
jusqu'à 4 essieux	< 38
5 essieux et plus	< 40

Tableau 2. Poids total roulant autorisé (code, art. R. 55 et R. 57).

- la longueur (L), qui est inférieure à 18 m :
 - 12 m pour un camion isolé (véhicule à moteur dont le PTAC est supérieur à 3 500 kg) ou une remorque (véhicule sans moteur destiné à être attelé derrière un véhicule à moteur appelé tracteur),
 - 16,5 m pour un véhicule articulé, composé d'un tracteur et d'une remorque,
 - 18 m pour un ensemble de véhicules.

Remarque (Code, art. R. 61) : Aucun chargement ne doit dépasser l'avant du véhicule. Un dépassement de l'arrière par un chargement de pièces indivisibles est toléré jusqu'à trois mètres, sous réserve d'être signalé « transport exceptionnel ».

- la hauteur d'un véhicule, chargement compris, qui n'est pas limitée impérativement par le code de la route (Code, art. R. 32).

- la largeur (ℓ) : inférieure à 2,50 m, chargement compris, en dehors de quelques accessoires comme les rétroviseurs,
Tout dépassement de largeur ($\ell > 2,50$ m) nécessite une autorisation individuelle de transport exceptionnel (Code, art. R. 61 et arr. min. 16/04/1986) sauf pour certains matériels de travaux publics (titre VII du code de la route, 2262), pour lesquels cette autorisation est donnée initialement.
- la surface (S)

Remarque : La vitesse sur route est limitée à 25 km/h pour les engins de Travaux Publics sur pneus, comme les chargeuses, les chargeuses-pelleteuses...

3. CRITÈRES DE CHOIX

Les domaines d'utilisation respectifs sont précisés pages 36, 37 et 42.

Pour déterminer le nombre d'engins de transport à affecter pour un engin de production, on se reportera page 42.

4. CAMIONS ROUTIERS DE TYPE TRAVAUX PUBLICS

4.1 Définition

Les camions au gabarit routier sont équipés d'une benne basculante pour permettre le transport de matériaux, sur chantier ou sur le réseau routier national (p. 35).

La benne ouverte, basculante (mue par un vérin hydraulique), est destinée à transporter des matériaux, les déverser par l'arrière (fig. 3) ou bien latéralement pour les répandre : on l'appelle alors tri-benne (fig. 4).

Son chargement est assuré par des moyens extérieurs au camion.



PV : 11,20 t
PTAC : 26 t
PTRA : 38 t
 $\ell \times L$: 2,5 x 8,3 m
S : 20,5 m²

Piaque de tare et de surface (p. 35)

Fig. 3. Camion routier.



Fig. 4. Camion tri-benne.

4.2 Caractéristiques

La capacité de transport (charge utile : CU) correspond à la charge maximale placée dans la benne et qui peut être transportée :

$$CU = PTAC - PV \quad (p. 35)$$

C'est l'un des facteurs déterminant la capacité nominale de l'engin.

Ces camions, dits tous chemins, sont :

- à deux essieux (4 x 4) :
 - charge utile (CU) : 1,5 t à 12 t,
 - capacité des bennes courantes : 3 à 7 m³,
 - PTAC : inférieur à 19 t à quelques exceptions près.
- trois essieux (6 x 4 en majorité, 6 x 6) (fig. 3) :
 - charge utile (CU) :
 - PTAC = 38 t : CU = 28 t en moyenne
 - PTAC = 26 t : CU = 17 t en moyenne. Ce sont les plus nombreux en France.
 - capacité des bennes courantes : 10 à 14 m³.

Les indications (4 x 4, 6 x 4, 6 x 6...) signifient :

- 4 x 4 : camion à 4 « roues », dont deux essieux moteurs,
- 6 x 2 : camion à 6 « roues », dont un essieu moteur,
- 6 x 4 : camion à 6 « roues », dont deux essieux moteurs,
- 6 x 6 : camion à 6 « roues », dont trois essieux moteurs.

Le terme « roue » correspond ici à une extrémité d'essieu : il peut représenter une roue isolée, deux roues jumelles...

Au-delà de 26 t de PTC, notamment pour des véhicules hors code de la route (p. 35), il existe des camions équipés de bennes allant jusqu'à 18 m³, généralement renforcées pour travailler dans des conditions très difficiles comme en carrière.

On rencontre aussi des véhicules (4 x 4, 6 x 4 ou 6 x 6) tracteurs de semi-remorques, équipés d'une benne à déversement arrière : charge utile courante de 26 à 28 t, pour un volume à ras compris entre 15 et 25 m³ pour les bennes les plus courantes.

5. TOMBREAUX AUTOMOTEURS À ROUES (fig. 5)

Ils sont équipés d'une benne ouverte pour transporter, déverser latéralement, par le fond ou par l'arrière, ou encore répandre des matériaux, mais en restant à l'intérieur du chantier. Leur chargement est assuré par des moyens extérieurs.

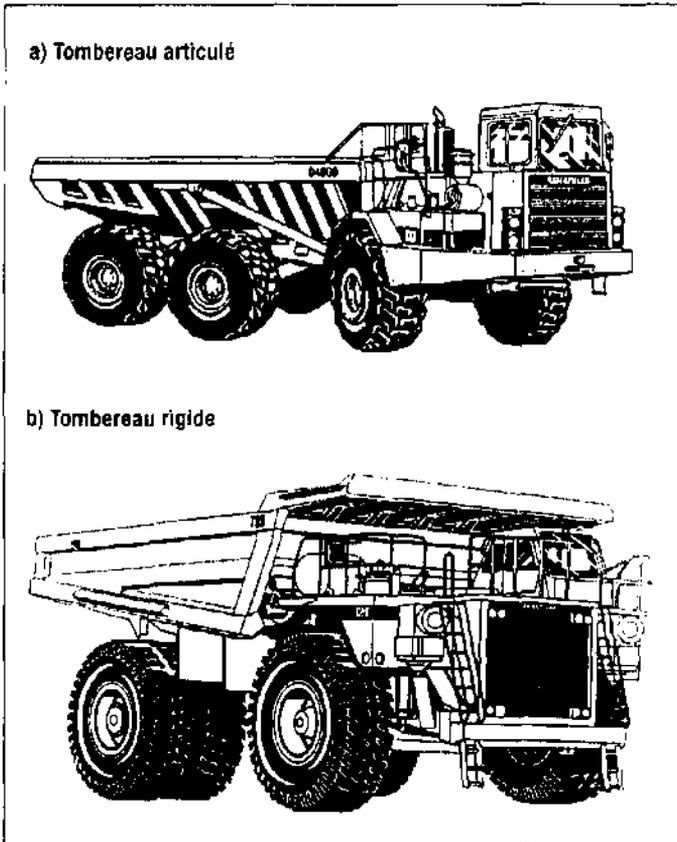


Fig. 5. Tombereaux.

Ils ont une plus grande capacité de transport (tableau 3) que les camions routiers de type travaux publics, mais ne sont pas autorisés à circuler sur le réseau routier, du moins en charge. L'emploi de ces engins est donc réservé aux grands ouvrages de terrassements.

Type	PV (t)	CV (t)	Capacité avec dôme (m ³)	Vitesse maximale (km/h)
articulé à deux ou trois vitesses	6 à 28	8 à 40	5 à 29	50
rigide à deux essieux, benne basculante arrière	9 à 149	11 à 218	7,5 à 170	50/60

Tableau 3. Performances de tombereaux actuellement commercialisés.

La masse de terre effectivement transportée (p. 39) est alors uniquement limitée, soit par le volume de la benne en cas de matériaux légers, soit par le PTC en cas de matériaux lourds.

6. CAMIONS MULTI-BENNES

Ces véhicules (fig. 6) comportent un châssis porteur (4 x 2, 6 x 4), un dispositif de levage et une benne (appelée parfois caisse) amovible à portique.

Nota : L'explication des indications (4 x 2, 6 x 4) est donnée page 36.

La benne ouverte, prise au sol ou dans une fosse par des élingues ou des chaînes, est essentiellement destinée à transporter des matériaux. Son chargement est assuré par des moyens extérieurs.

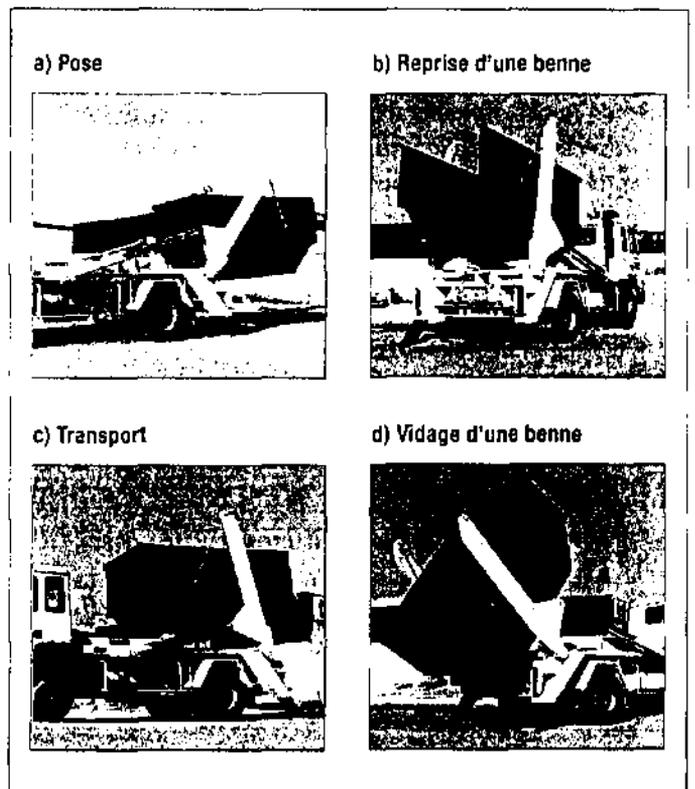


Fig. 6. Camion multi-benne.

Elles sont utilisées pour récupérer et stocker provisoirement des déblais divers à la suite de travaux (terrassement (p. 39), démolition (p. 3), réhabilitation ou tout simplement de travaux neufs), en vue de leur envoi en décharges.

Elles peuvent servir au transport de petits engins.

Un véhicule porteur peut transporter successivement plusieurs bennes : pendant qu'un voyage vers le lieu de vidage est effectué, une autre benne est remplie sur le chantier. Au retour du camion avec sa benne vide, il suffit de déposer celle-ci, de reprendre la benne pleine et de repartir. Les temps d'immobilisation du camion sont très faibles. En outre, ce système permet de laisser une benne plusieurs jours de suite sur un chantier, le temps qu'elle soit effectivement remplie.

7. MOTO-BASCULEURS

Un moto-basculeur à roues possède une benne ouverte destinée à transporter, déverser latéralement ou par l'avant (fig. 7).

Son chargement est assuré par des moyens extérieurs. Petit engin de chantier, il est destiné à tout transporter en vrac : terre (p. 39), agrégats, béton (p. 131) et moyennant une benne spécifique, parpaings, sacs de ciment (p. 103).

Sa maniabilité et son faible encombrement permettent son utilisation :

- sur les chantiers classiques, en appoint des engins de transport de grande masse (p. 36),
- sur les terrains accidentés (y compris sur des pentes jusqu'à 30 %) difficiles d'accès pour un camion, dans les chantiers de réhabilitation et plus généralement, dans les chantiers très encombrés. Il sert alors de transport intermédiaire entre le lieu du vidage du camion et la zone d'emploi des matériaux transportés.

Les performances moyennes des moto-basculeurs actuellement commercialisés sont indiquées ci-après :

- Vitesse de déplacement : 15 à 25 km/h,
- Masse à vide : 0,6 à 4,2 t (moyenne : 1,5 t).
- Benne à ras bord : 0,45 à 3,5 m³ (moyenne : 0,9 m³),
- Charge utile : 1 à 6 t (moyenne : 2 t).

Une charge utile de 1 t équivaut à une capacité possible de :

- 0,45 à 0,5 m³ d'eau
- 0,5 à 0,6 m³ à ras bord pour un matériau solide (0,65 m³ avec dôme).

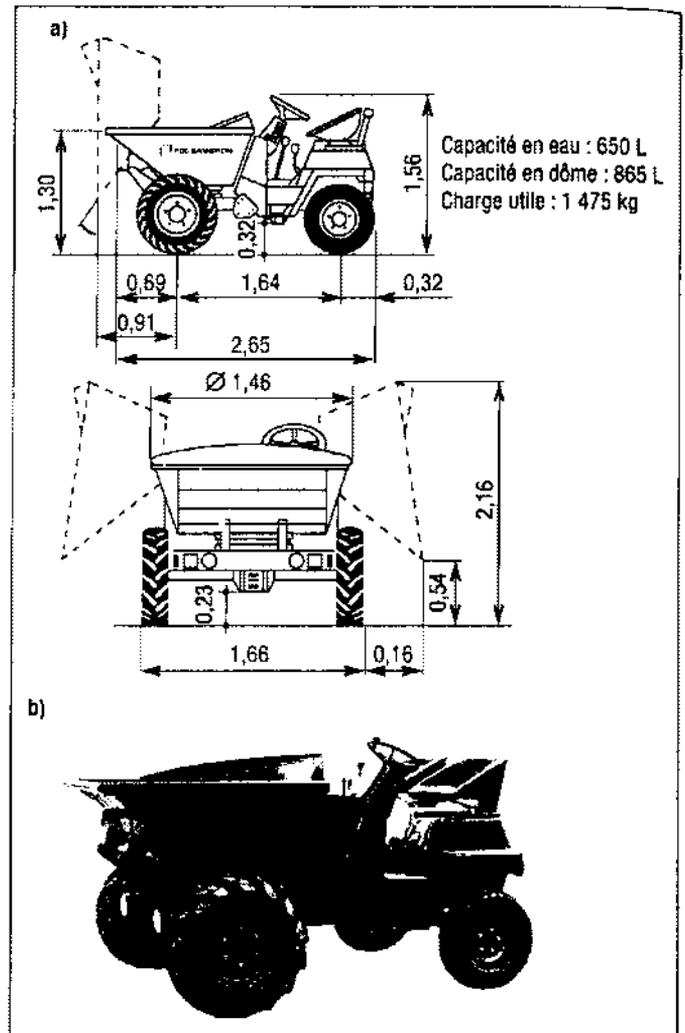


Fig. 7. Caractéristiques d'utilisation (exemple).

Évaluation de la production des engins

NF P 94-061 (4 PARTIES)

1. DÉFINITION

La production d'un engin correspond à la quantité de matériau déplacée par unité de temps, l'heure étant l'unité la plus couramment adoptée (exemple : 70 m³/h). Un cycle d'engin (p. 40) étant la plupart du temps inférieur à une heure, la production par heure est aussi le produit de la quantité de matériau déplacée durant un cycle par le nombre de cycles durant cette heure.

Les principaux coefficients d'efficience corrigeant les valeurs théoriques et idéales de production d'un engin de terrassement sont abordés page 41.

Nous décrivons page 42 la méthode qu'il convient de suivre pour déterminer un atelier de terrassement (nombre et capacité des engins de production et de transport) dans un cas simple.

2. MASSE DÉPLACÉE

Elle peut être évaluée ou mesurée, pour éviter la surcharge des engins :

- par pesage de la production, sur une balance publique, durant la phase de transport et d'évacuation des déblais. Ne pas oublier de déduire le poids à vide (p. 35) de l'engin de transport... Pour déterminer le volume de terre en place déplacé, il suffit alors de diviser le poids déplacé par la masse volumique du sol en place (NF P 94-061 [4 parties]) (fig. 1 et tableau 1),

- par mesure de profils en coupe et en travers (on multiplie le volume déplacé, mesuré à partir des variations de ces profils entre deux temps t , par le poids volumique du sol...) : p. 65. Les mouvements de terre « routiers » sont abordés page 68.

3. VOLUME DÉPLACÉ

Généralement, les calculs de mouvements de terre se font sur la base des volumes de terre en place.

Considérons un mètre cube de sol en place (fig. 1a). Après excavation, son volume sera de 1,3 m³ par exemple, à poids constant (fig. 1b).

Après avoir été déplacé, ce volume de terre est disposé en remblai et subit des opérations de compactage (p. 44). Son volume va passer de 1,3 m³ à 1,1 m³, par exemple, toujours sans modification de poids (fig. 1c).

3.1 Coefficient de foisonnement F_f (fig. 1a et tableau 2)

À l'issue des opérations d'extraction, un volume de déblais (V_f) est supérieur au volume d'emprunt (V_e) qu'occupait le sol en place, avant foisonnement.

Pour l'exemple, on obtient :

$$F_f = (1,3 - 1) / 1 = 30 \% \text{ et } V_f = 1,3 V_e.$$

Ce volume foisonné V_f détermine la capacité et le nombre des engins de transport (p. 42), dans le cas des ouvrages de bâtiments, où la part des sols réutilisés sur le site est petite.

3.2 Coefficient de foisonnement résiduel (contre-foisonnement, retrait après compactage des déblais) F_c (fig. 1c et tableau 2)

Si l'on utilisait la totalité du sol extrait (V_e) en remblai, le volume reconstitué à l'issue des opérations de compactage V_c serait différent du volume d'emprunt V_e (fig. 1.c).

Pour l'exemple étudié, on obtient : $F_c = (1,1 - 1) / 1 = 10 \%$ et $V_c = 1,1 V_e$ d'où, éventuellement, la nécessité de mettre en dépôt un volume égal à $V_d = 10 \% V_e$.

La prise en compte de F_c permet :

- de déterminer, sur un chantier, la quantité de déblais qu'il faudra en tout état de cause mettre en dépôt,
- d'optimiser l'équilibre entre les volumes de déblais et de remblais, ce qui est couramment le cas des terrassements routiers,
- d'évaluer en continu la production d'un atelier de compactage (p. 44), à partir de la connaissance des volumes transportés ou extraits qui sont assez facilement contrôlables.

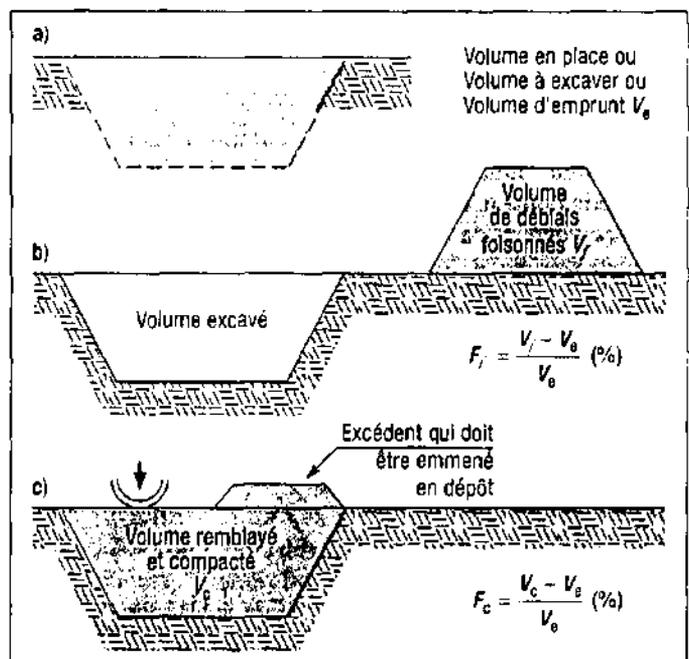


Fig. 1. Coefficient de foisonnement.

Nature du sol	ρ (kg/m ³)	Nature du sol	ρ (kg/m ³)
Argile compacte	1 900	Gravier sec	1 600/2 000
Argile sèche	1 600	Grès	2 000/2 800
Calcaire	2 400/3 000	Grès concassé	1 350
Calcaire extrait de carrière à l'explosif	1 400/2 000	Marne	2 400
Craie	2 250	Sable et caillasse	1 500/1 800
Décombres de murs	1 600	Sable sec	1 500
Ébouils de roche	1 800	Sable humide	1 800
Granit	2 500/2 750	Sable mouillé	2 000
Gravier mouillé	2 000	Terre commune	2 100
		Terre commune désagrégée fraîche	1 400

Tableau 1. Masse volumique en place de sols courants.

Nature du matériau	F_f (%) (1)	F_c (%) (2)
Argiles, limons, sables argileux	1,25	0,9
Sables et graves sableuses	1,1	1
Sol meuble consolidé ou argiles et marnes en mottes	1,35	1,1
Sols rocheux défoncés au rippeur (p. 32) roche altérée	1,30	1,15
Matériaux rocheux de carrières	1,40	1,20

(1) Foisonnement.
(2) Foisonnement résiduel.

Tableau 2. Valeurs courantes des coefficients de foisonnement.

4. CYCLE DE TRAVAIL D'UN ENGIN

La durée d'un cycle de production est le temps nécessaire pour exécuter un tour complet, pour une opération donnée. Pour estimer la durée d'un cycle, un simple chronométrage suffit. Un bon résultat est obtenu en faisant une moyenne sur quelques rotations.

Quand on souhaite obtenir un résultat plus précis, il faut réaliser un grand nombre d'observations, sur différents chantiers, qui permettront de dégager une valeur moyenne statistiquement réaliste.

Ce travail, appelé chrono-analyse, comporte alors, en tout premier lieu, l'analyse d'un cycle de travail, c'est-à-dire une décomposition en durées élémentaires. L'exemple donné fig. 2 correspond à un atelier de terrassement composé d'une chargeuse et de plusieurs camions.

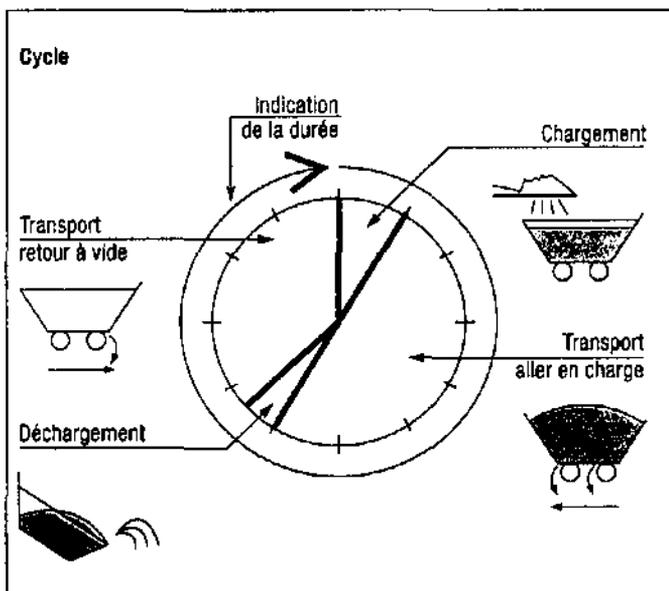


Fig. 2. Décomposition d'un cycle en durées élémentaires.

Remarque : Les valeurs indiquées dans les tables fournies par les fabricants sont des temps idéaux, correspondant à un travail sans obstacles, dans des conditions plutôt bonnes, avec un conducteur expérimenté... Ils doivent être pondérés par des coefficients d'efficacité (p. 41).

Ainsi, la durée moyenne d'un cycle de transport dépend des performances de l'engin, mais aussi des paramètres suivants :

- le type de matériau à transporter, son aptitude à être facilement chargé et déchargé (p. 39 et 41),
- l'habileté des opérateurs (p. 41),
- les conditions atmosphériques (visibilité, température...),
- la durée des arrêts pour :
 - effectuer des opérations de maintenance préventive ou l'entretien courant,
 - le cas échéant, réparer des avaries.

4.1 Décomposition en durées élémentaires

Nous nous limiterons à l'exemple donné figure 2, relatif aux engins de terrassement.

Un travail analogue peut être mené pour d'autres types d'opérations (notamment celles relatives à la construction du gros œuvre d'un bâtiment), ce qui permet d'obtenir, par exemple, les temps unitaires utilisés pour étudier la saturation d'une grue (p. 77).

- **Le temps de chargement** dépend de la productivité de la chargeuse (p. 32) et du rapport de la capacité du camion à celle du godet (p. 42).
- **Le transport aller** correspond au temps passé à se rendre jusqu'au lieu de remblaiement, le camion étant chargé. Il dépend de plusieurs paramètres :
 - la vitesse moyenne du camion, à pleine charge (p. 36),
 - la distance,
 - l'état de la piste de chantier ou de la route (résistance au roulement, rampes et descentes, courbes, encombrement de la circulation...) (p. 28),
 - la circulation (encombrement, croisements, signalisation...).
- **Le temps de vidage** dépend de l'encombrement, de l'état de surface du chantier, l'espace disponible pour manœuvrer...
- **Le trajet retour** correspond au temps passé pour retourner, vide, au lieu de chargement. Il est généralement plus rapide que le trajet aller, la machine étant allégée.
- **Les attentes et les manœuvres**, correspondant notamment à la mise en place sous la chargeuse, dépendent du nombre de camions affectés au transport (p. 42) et de la variabilité du cycle de ces camions (p. 42).

Les durées évoquées précédemment peuvent être classées dans l'une des deux familles suivantes :

- les temps fixes qui varient généralement peu d'un chantier à l'autre : temps de chargement et de vidage, manœuvres de mise en place... Une analyse détaillée de ces durées peut suffire une fois pour toutes,
- les temps variables (temps transport aller et retour), qui sont essentiellement fonction de la vitesse moyenne des engins, doivent être réévalués à chaque opération.

4.2 Utilisation de la notion de cycle

Pour estimer la quantité qu'un atelier d'engins de transport est susceptible de transporter (p. 42), il faut évaluer successivement :

- le nombre de voyages complets (N_c) effectués par unité pendant une heure, qui dépend de la durée du cycle de chaque unité,
- la quantité moyenne (P_u) transportée à chaque rotation.

Le nombre de cycles, par heure, à 100 % d'efficacité est obtenu à partir de la durée moyenne d'un cycle (T_c) comprenant les temps d'attente et les temps morts, exprimée en minutes par l'expression :

$$N_c = 60/T_c$$

On obtient alors la production/heure et par engin :

$$N_c \times P_u \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Nature du sol	Pelle (p. 28)	Chargeuse (p. 31)
Terrains légers	0,40 min	0,40 min
Terrains compacts	0,50 min	0,45 min
Débris rocheux	0,65 à 1 min	0,50 min
Blocs de rochers	1 min et plus	0,60 min et plus

Tableau 3. Estimation de la durée d'un cycle T_c d'un engin de production.

5. COEFFICIENTS D'EFFICIENCE

La performance d'une machine est toujours mesurée par un coût unitaire du matériau déplacé (F/m^3), mesure qui tient compte de la production réelle et des coûts annexes : l'engin le plus performant est celui dont le coût de revient à l'heure est le plus bas, pour la plus haute capacité de production effective durant cette heure.

5.1 Définition

Les coefficients d'efficacité (k) permettent de déterminer la production réelle (P_r) d'un engin en tenant compte :

- de paramètres liés au mode de fonctionnement de l'entreprise (gestion de la maintenance du parc matériel...) ou du chantier,
- d'une production théorique (P_{th}) dépendant de paramètres propres à la machine, donnés par le fabricant.

$$P_r = k \times P_{th} \text{ avec } k < 100 \%$$

Les tableaux, abaques ou courbes indiqués dans les documents des constructeurs (exemple : tableau 4) sont basés sur une efficacité idéale ($k = 100 \%$), après essais en « laboratoire » sur chantiers expérimentaux dont l'objectif est de mesurer des évolutions de prototypes, et d'établir des comparaisons significatives).

Des imprévus dus à l'opérateur, à la marche du chantier ou de la machine diminuent le temps d'utilisation réel par rapport au temps d'utilisation théorique. Pour une heure de fonctionnement théorique, un engin travaillera effectivement, par exemple, 50 min.

Son efficacité k atteindra donc : $50/60 = 83 \%$. Le tableau 5 permet de déterminer directement le résultat à partir de la durée de travail effective.

Description type		k (%)
Conditions de travail	faciles - Matériaux : terre non compacte, sable, gravier. - Profondeur inférieure à 40 % de la profondeur maximale. - Vidage sur déblais, sur camion en fond de fouille, avec un bon opérateur et sans obstacles.	95 à 100
	moyennes - Matériaux : terre compacte, sols avec moins de 25 % de roches. - Profondeur inférieure à 50 % de la profondeur maximale. - Vidage sur une zone large, avec quelques obstacles.	83
	moyennes à difficiles - Matériaux : terre très compacte, sols avec $\pm 50 \%$ de roches. - Profondeur inférieure à 70 % de la profondeur maximale. - Vidage dans des camions proches de l'excavateur, au même niveau.	75
	difficiles - Matériaux : sols très compact ou avec $\pm 75 \%$ de roches. - Profondeur inférieure à 90 % de la profondeur maximale. - Vidage dans une petite zone ou travail au-dessus de canalisations, dans une tranchée.	65
	très difficiles - Matériaux : terrains gelés. - Profondeur supérieure à 90 % de la profondeur maximale. - Vidage sur une très petite zone, chargement du godet dans une petite « boîte », ouvriers et obstacles dans la zone de travail.	55

Tableau 4. Coefficient d'efficacité pour une pelle (p. 28).

Efficacité horaire	Médiocre	Moyenne	Normale	Bonne	Très bonne	Théorique
k (%)	0,58	0,66	0,75	0,83	0,92	1
Travail effectif (min/h)	35	40	45	50	55	60

Tableau 5. Equivalence entre expressions de l'efficacité horaire.

Prendre conscience de ces paramètres permet de mieux analyser des conditions de chantier, avec pour objectif final, une meilleure recherche des conditions optimales de fonctionnement des engins (consulter les conseils donnés page 29 pour les pelles hydrauliques).

Parmi les paramètres qui font varier le coefficient d'efficacité k d'une machine, certains sont **fixes** comme :

- la puissance de la machine,
- le type de transmission de la puissance (chenilles, roues),
- la vitesse de déplacement,
- les temps de fonctionnement particuliers à chaque engin...

D'autres sont **variables**, notamment :

- l'adéquation de la machine et de son équipement au travail demandé (p. 29),
- le type de sol à manipuler (extraction : p. 8 et tableau 4, facteur de remplissage : tableau 6),
- la durée des cycles (p. 40),
- l'état du chantier (p. 28),
- les conditions de travail du conducteur,

- la disponibilité et les caractéristiques réelles à l'instant t de la machine (qualité de son entretien, de sa maintenance).

Nature du sol	R %	
	Pelle hydraulique	Pelle mécanique
Terrains légers	100	90 à 110
Terrains lourds	95	85 à 95
Débris rocheux	85	70 à 80
Blocs de rochers	70	50 à 70

Tableau 6. Facteur de remplissage R du godet d'une pelle (en % de la capacité nominale).

5.2 Exemple d'utilisation

Les paramètres retenus pour l'exemple sont les suivants :

- Godet rétro de capacité nominale : $4,1 \text{ m}^3$.
- Conditions de travail facile à moyenne, extraction d'un terrain plutôt compact : $k = 0,83$.
- Facteur de remplissage du godet : $R = 0,95$.
- Capacité nominale de l'engin de transport (p. 35) : $\text{Cut} = 15 \text{ m}^3$.
- Cycle moyen de chargement (T_{cp}) : 24 s donné par le fabricant, pour une pelle située au-dessus des camions, avec un angle de rotation de 45° , une profondeur de fouille de 5 m (p. 41).

Le calcul de la production théorique suit les étapes suivantes :

- Capacité utile du godet = capacité nominale $\times R$ soit : $\text{Cup} = 4,1 \text{ m}^3 \times 0,95 = 3,9 \text{ m}^3$.
- Nombre de coups de godets pour remplir un camion = capacité nominale de l'engin de transport (Cut) / Cup soit : $15 \text{ m}^3 / 3,9 \text{ m}^3 = 3,85$ arrondi à 4 coups de godets pour remplir un camion, d'où un cycle de 1 min 36 s ou 1,6 min pour le remplissage d'un camion.
- Nombre de camions remplis en 1 heure : $0,83 \times 60 \text{ min} / 1,6 \text{ min} = 31,1$ camions,
- Production horaire moyenne : $31,1 \times 15 = 466,9 \text{ m}^3/\text{h}$, à comparer à la production idéale de $562,5 \text{ m}^3/\text{h}$ obtenue en négligeant le coefficient d'efficacité de la pelle ($k = 0,83$).

6. COMMENT CHOISIR ET DIMENSIONNER LES MATÉRIELS ?

Nous nous appuyerons sur l'exemple suivant :

- Volume d'emprunt (p. 39) : $V_e = 5\,700 \text{ m}^3$ (terres meubles à compactes) à excaver en 6 jours. Les terres seront mises en dépôt dans une carrière à 12 km du chantier par des camions 6×4 (passage sur réseau routier national : p. 35). La durée d'un transport aller-retour (vitesse moyenne retenue = 48 km/h) y compris temps de vidage (p. 40) est de 30 minutes.
- Masse volumique des terres foisonnées (p. 39) : $1\,600 \text{ kg/m}^3$.

- Coefficient de foisonnement des terres (p. 39) : 1,25.
- Facteur de remplissage du godet : $R = 0,95$.

Le choix de matériels comporte 3 étapes :

- **Étape 1** : l'atelier (tableau 7) sera composé de pelles et de camions dont les coefficients d'efficacité (p. 41) sont $k_p = 0,83$ pour la pelle, $k_t = 0,9$ pour les camions.

Nature du sol	Préparation des déblais à l'explosif Pelle hydraulique + tombereaux		Pelles hydrauliques de forte puissance (p. 28) + (*)	
	Rocher franc	Défonçable	tombereaux (p. 37)	camions (p. 36)
Compact	Argile, marne, craie	Marne compacte, rocher altéré	Bouteur équipé d'un scarificateur (p. 34)	Décapeuse (p. 32) avec pousseur et préparation du sol par scarificateur
Très meuble	Terre végétale, limon, sol remanié	Bouteur	Décapeuse tractive automatique	Décapeuse + pousseur
				Chargeuse + (*)
				tombereaux
				camions
				m
				0 50 200 1 000 2 000 5 000 10 000
				Distance de transport

(*) tombereau sur pistes internes au chantier, camions sur réseau routier.

Tableau 7. Choix du matériel.

- **Étape 2** : les camions 6×4 ayant une charge utile (p. 35) de l'ordre de 28 t (PTAC = 38 t) pour un volume de 14 m^3 , la pelle sur chenilles choisie sera équipée en rétro d'un godet de capacité nominale $G = 2 \text{ m}^3$ (p. 28) (tableau 8).

Capacité utile (*)	
Excavateur (m^3)	Engin de transport (t)
≤ 2	10 à 20
2 à 4	10 à 40
4 à 6	20 à 60
6 à 8	30 à 80
8 à 10	40 à 100

(*) Sous réserve que les durées de cycle relatifs concordent (p. 40).

Tableau 8. Capacité relative des excavateurs et des engins de transport.

- **Étape 3** : les temps de cycle de chargement estimés (T_{cp}) sont de 0,50 min (p. 40), pour des conditions de travail normales (p. 29 et 30 : pelle située au-dessus des camions, avec un angle de rotation de 45° , une profondeur de fouille de 5 m).

6.1 Dimensionnement des engins de production

Le dimensionnement des engins de production est effectué en trois étapes.

- **Étape 1** : on détermine successivement :
 - la production horaire minimale P_m (m^3/h), à partir du délai, accordé par le planning J (jours) et du volume d'emprunt V_e (m^3), soit :
$$P_m = V_e / (J \times H_j),$$
où H_j est le nombre d'heures de travail journalier (H_j vaut actuellement 7,8)
 - la capacité utile G (m^3) du godet nécessaire liée à l'engin de transport utilisé (tableau 8) et au taux de remplissage du godet R (p. 42),
 - le temps de cycle (T_{cp}) de l'engin de production et donc le nombre de cycles par heures (N_{cp}), à partir d'estimations moyennes connues (pour les machines du parc matériel de l'entreprise) ou à l'aide de la page 41. Les conditions de travail sont prises en compte à l'aide du coefficient d'efficacité k_p (p. 41 pour les pelles), soit : $N_{cp} = k_p \times 60 / T_{cp}$, avec T_{cp} exprimé en minutes.
- **Étape 2** : on choisit une (ou plusieurs) machine(s) de capacité légèrement supérieure(s) à celle évaluée précédemment pour garder une marge de sécurité suffisante et conserver des engins en bon état, qui demandent une faible maintenance.
- **Étape 3** : on compare le temps de cycle de la (des) machine(s) déterminée(s) avec celui estimé au départ. Si la différence est trop élevée, on recommence avec une durée de cycle intermédiaire.

6.2 Dimensionnement des engins de transport

Le nombre d'unités de transport (N_t) affectées à un engin de production est égal à $N_t = T_{ct} / (T_{cp} \times n_G)$, avec T_{ct} , durée du cycle de l'engin de transport défini page 40 et n_G , nombre de coups de godet nécessaires pour remplir une unité de transport.

Si l'on se contente de ce résultat, il est probable que l'engin de production attende l'arrivée d'un camion ou que plusieurs camions attendent là où il n'en faudrait qu'un pour être chargé. Dans l'ouvrage *Équipement et méthodes de construction*, Éd. Modulo (Canada), R. Letocha développe une approche statistique en donnant un tableau permettant d'optimiser économiquement ce nombre. Pratiquement, les entreprises comptent sur leur chef de chantier pour rajouter (ôter) les camions nécessaires (superflus) en fonction de l'avancement réel du chantier.

6.3 Exemple numérique

À partir des données de la page 42, on obtient :

- **Production minimale** : $5\,700 / 6 = 950\,m^3$ en place soit $1\,188\,m^3$ foisonnés à évacuer par jour ($148,5\,m^3/h$ pour une journée de travail de 8 heures).
- **Capacité utile du godet** : $G = 2\,m^3 \times 0,95 = 1,9\,m^3$.
- **Nombre de coups de godets pour remplir un camion** :
$$14 / 1,9 = 7,36 \text{ arrondi à } 8.$$
Vérifions que nous ne dépassons pas la charge utile ($28\,000\,kg$) avec $\rho = 1\,600\,kg/m^3$:
$$1,9 \times 8 \times 1\,600 = 24\,320\,kg.$$
Le remplissage d'un camion dure 4 minutes : $8 \times 0,5$.
- **Nombre de camions remplis en 1 heure** :
$$0,83 \times (60\,min / 4\,min) = 12,45 \text{ camions.}$$
- **Production horaire moyenne** :
$$12,45 \times 14 = 174,3\,m^3/h.$$
- Le temps de cycle complet d'un camion étant de 34 min ($30 + 4$), il faudra 9,44 arrivées de camions ($34 / (4 \times 0,9)$) en prenant en compte l'efficacité des unités de transport si l'on veut que l'engin de production travaille sans attentes.
- **La production journalière** sera de $1\,386\,m^3/j$ (9 camions effectuant 11 rotations ($12,45 \times 8 = 99,6$)).

Il reste à optimiser le nombre de rotations pour terminer le chantier en 5 jours ($1\,188 \times 6 / 1\,386 = 5,14$), soit par exemple : 3 rotations supplémentaires de camions par jour (coût approximatif : 3 heures supplémentaires pour 3 conducteurs de camion ; gain : 1 journée pour tout l'atelier !).

1. PRINCIPES GÉNÉRAUX DU COMPACTAGE D'UN SOL

Les matériels et les matériaux mis en œuvre dépendent en premier lieu de l'ampleur des remblais à réaliser. On peut ainsi distinguer deux grandes familles.

• Cas 1 : terrassements de faible ampleur, petits chantiers (tranchée, mur de soutènement...)

Une fois l'ouvrage terminé, il faut remblayer la fouille ou la tranchée. On est généralement amené à utiliser des matériaux d'apport comme :

- le sablon ou un sable très fin,
- la grave : mélange naturel reconstitué de gravier et de sable (5 % de fines au plus, 5 % de 5/20, 70 % de 20/40, $ES > 40$ (NF P 18-598 et p. 102), granulométrie étalée de 0,08 mm à 40 mm : p. 101) pour un poids volumique de 20 kN/m^3 après compactage.
- la grave ciment : grave naturelle ou reconstituée 0/20 additionnée de CPJ 32,5 (3 à 4 % en poids : p. 103), avec un retardateur de prise (ségrégation, maniabilité... : p. 108).

• Cas 2 : terrassements généraux (exemple : réalisation d'une route : p. 58)

Les déblais (terre en excédent) beaucoup plus importants sont en partie utilisés pour remblayer les parties à réhausser et limiter les coûts de réalisation, sous réserve de certaines conditions (p. 22) pour les remblais et couches de forme de chaussée.

Pour que les sols déblayés soient aptes au réemploi, ils doivent, notamment, pouvoir être compactés soigneusement :

- pour obtenir une plate-forme de portance uniforme, sans que les remblais ne glissent sur la pente naturelle du site,
- pour éviter des tassements ultérieurs importants aux abords des ouvrages.

1.1 Principaux procédés utilisés

Pour obtenir un compactage optimal d'un sol, on utilise des procédés tels que la vibration, le roulage ou le pilonnage à l'aide de matériels décrits page 45.

• Dans le cas de sols sans cohésion, le réarrangement des grains est favorisé par les vibrations qui détruisent une partie des liaisons internes (frottement...) entre les grains du sol. C'est le même effet qui est utilisé pour les aiguilles vibrantes dans le béton frais (p. 135).

• Pour les autres sols, on utilise plutôt :

- le roulage : une charge lourde, non vibrante, se déplace en exerçant une forte pression par l'intermédiaire de ses pneus, de la génératrice d'un cylindre ou par action de ses dents (fig. 1),
- le pilonnage : une masse tombe d'une certaine hauteur et transmet par des chocs successifs, une énergie au sol (dames, pilonneuses...) (fig. 2).

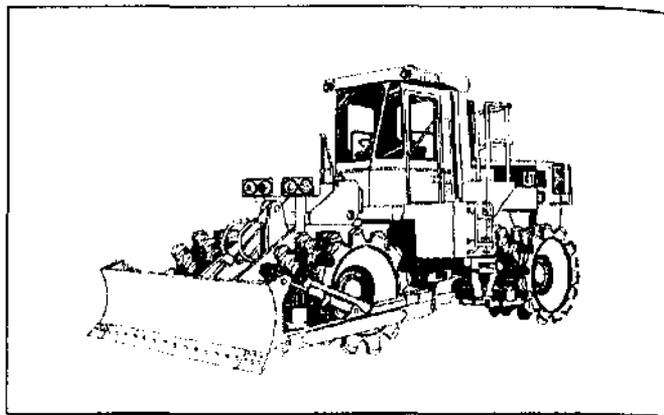


Fig. 1. Compacteur à pieds dameurs (p. 46).



Fig. 2. Pilonnage.

Remarques

- La vibration est plus efficace que le roulage.
- Le tassement s'effectue par serrage des grains du sol en chassant l'eau ou l'air, donc en réduisant les vides qui existent toujours entre ces grains. La capacité portante du sol s'en trouve augmentée, et les tassements futurs diminués.

1.2 Les paramètres importants

Les opérations de compactage sont facilitées par une teneur en eau optimale (l'état adéquat est déterminé par l'essai Proctor (p. 24)), par la mise en œuvre de couches de faibles épaisseurs (p. 46) avec un matériel adapté aux caractéristiques du terrain pour que l'effet soit sensible jusqu'au fond de la couche.

Dans le cas d'utilisation de compacteur à pieds dameurs (fig. 1 et tableau 1), le guide technique *Réalisation des remblais et couches de forme* (SETRA-LCPC) préconise une opération complémentaire en fin de journée si la pluie menace de tomber : soit la couche superficielle de terrain compactée doit être rabotée sur quelques centimètres, soit des compacteurs d'un autre type (à pneus par exemple) doivent effectuer quelques passes pour effacer les empreintes laissées par les pieds dameurs.

Emploi des principaux types de compacteurs				
	100 % Argile	100 % Limon	100 % Sable	100 % Roche
Terrassement important	compacteur vibrant à pieds dameurs			
		compacteur à pneus		
Surfaçage		compacteur tracté		
		compacteur vibrant à jantes lisses		

Tableau 1. Préconisation d'emploi des principaux types de compacteurs.

2. MATÉRIELS DE COMPACTAGE (NF P 98-705 ET -736)

Les matériels mis en œuvre sont fonction de l'importance du chantier. On distingue principalement trois cas.

a) Cas 1 : terrassements importants (fig. 3)

- Les compacteurs vibrants à pieds dameurs (pieds de mouton) sont efficaces pour les sols cohérents, plastiques ou fins (argiles, limons...). L'effet du compactage commence par le fond de la couche en raison des pilons, des dents.
 - Vitesse maximale de 12 km/h.
 - Vitesse moyenne de travail 3 à 5 km/h : ils assurent souvent en même temps des fonctions de régalaçage, qui consistent à décharger des matériaux à la partie supérieure d'une couche en cours de mise en forme et à pousser dans le talus les matériaux excédentaires à l'aide d'un buteur de forte puissance.

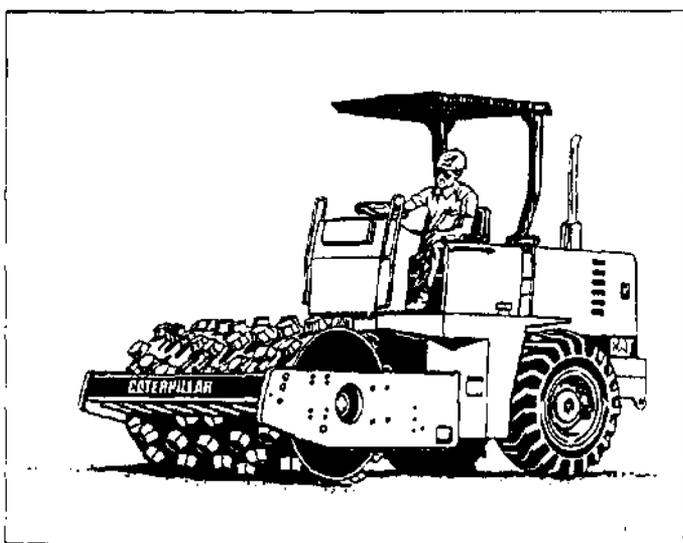


Fig. 3. Compacteur vibrant.

- Les compacteurs tractés vibrants à un seul cylindre (lisse ou à pieds dameurs) sont utilisés en complément des buteurs (p. 34) ; ils sont remorqués par le tracteur qui dresse le terrain avec sa lame.

b) Cas 2 : terrassements plus petits ou pour des matériaux routiers « à surfaçer » (fig. 4 et 5)
Trois types de matériels sont employés.

- Les compacteurs à pneus très mobiles sont utilisés pour les sols argileux sableux, les graves fines et moyennes.
 - Vitesse maximale 6 km/h.
 - Vitesse moyenne de travail entre 3,5 et 5 km/h.
- Les compacteurs mono-cylindre ou tandem à jantes lisses sont utilisés pour les surfaces stabilisées ou asphaltées, en finition de travaux superficiels.
 - Vitesse maximale de 2 à 3 km/h, vitesse moyenne de travail 2 km/h.
- Les compacteurs vibrants automoteur sont employés sur des sols sans cohésion.
 - Vitesse maximale de 2 à 3 km/h,
 - Vitesse moyenne de travail 2 km/h.

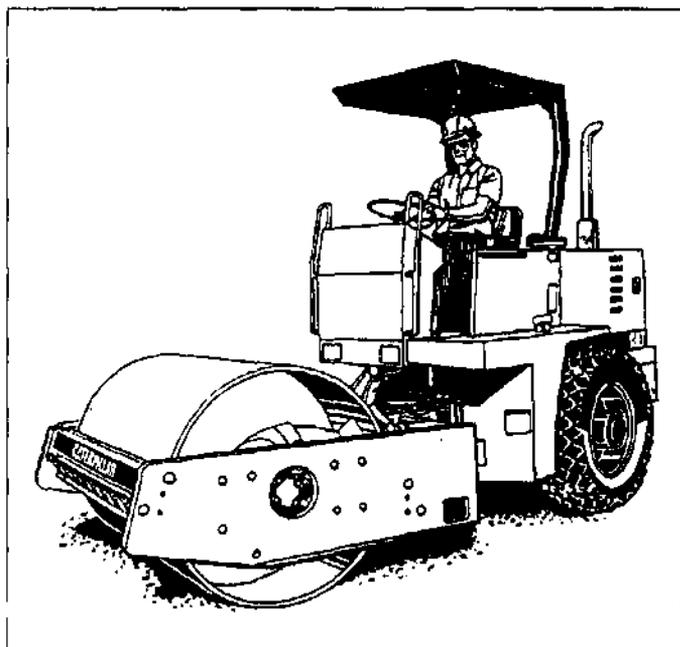


Fig. 4. Compacteurs mono-cylindre.

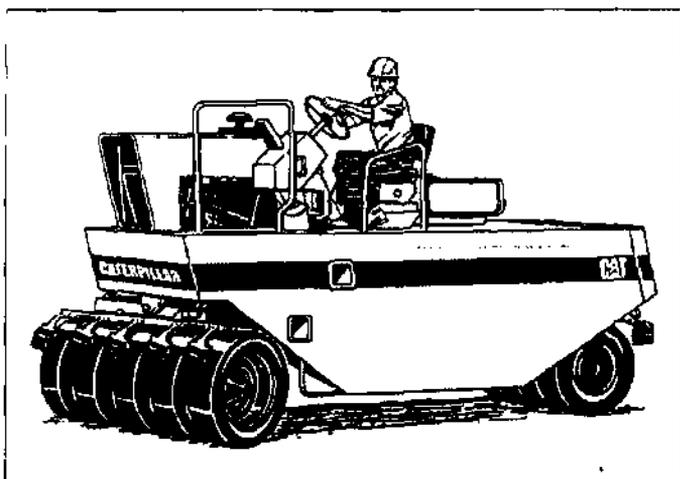


Fig. 5. Compacteur à pneus.

c) Cas 3 : petites opérations près des ouvrages

Cela concerne les compactages dans de petites tranchées ou au voisinage de murs, pour de faibles volumes ou des lieux difficiles d'accès, en complément de compacteurs lourds.

On emploie essentiellement des petits compacteurs à guidage manuel ou des plaques vibrantes.

- **Les petits compacteurs vibrants à guidage manuel**, à un ou deux cylindres (monobille, tandem ou duplex) : 5 à 10 kN, facilement transportables, peuvent travailler sur des pentes de 25 à 30 %.
 - Vitesse moyenne de travail entre 0 et 4 km/h.
- **Les plaques vibrantes (classe PQ)** subissent un mouvement alternatif vertical, avec un léger mouvement horizontal.
 - Vitesse moyenne de travail entre 0 et 2 km/h.

La classification et les conditions d'utilisation des petits appareils de compactage sont précisées dans une note technique pour le compactage des tranchées (SETRA-LCPC).

3. CLASSIFICATION DES COMPACTEURS

- **Les compacteurs à pneus** sont classés d'après la Charge par Roue, notée CR (tableau 2).

Charge par roue (CR)	Classe (P)
25 kN < CR ≤ 40 kN	P1
40 kN < CR ≤ 60 kN	P2
60 kN < CR	P3

Tableau 2. Charge par roue.

- **Les compacteurs vibrants** sont classés d'après la charge statique M (kg) appliquée par unité de largeur de cylindre vibrant L (cm) et d'après l'amplitude théorique à vide de la vibration (NF P 98-761).
 - Compacteurs vibrants à cylindre lisse : Classe V
On distingue cinq classes d'efficacité croissante V1 à V5, décomposées chacune en deux sous-classes : VMi (vibrant mono-cylindre) et VTi (vibrant tandem).
- **Les compacteurs statiques à pieds dameurs** sont classés selon la charge statique moyenne M (kg) par unité de largeur L (cm) de tambours à pieds dameurs.
 - Compacteurs vibrants à pieds dameurs : Classe VP
Ces engins sont dérivés des compacteurs vibrants à cylindre lisse. On distingue cinq classes d'efficacité croissante VP1 à VP5, décomposées chacune en deux sous-classes : VPMi (vibrant mono-cylindre) et VPTi (vibrant tandem).

4. COMPACTAGE DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME

Les règles d'emploi données par le guide technique *Réalisation des remblais et des couches de forme* (SETRA-LCPC), paru en 1992, fixent l'intensité du compactage à appliquer pour chaque sol, selon les matériels employés sur le chantier.

L'entreprise doit adapter l'organisation, le suivi de chantier les modalités de compactage aux conditions météorologiques, aux divers changements intervenant sur les teneurs en eau des sols...).

Les paramètres pris en compte (tableau 3) sont :

- les caractéristiques du sol mis en œuvre (p. 21),
- le matériel (classification détaillée p. 45).
- le mode opératoire : l'épaisseur compactée de la couche traitée e , le rapport Q/S (épaisseur unitaire de compactage), la vitesse de translation.

L'absence d'indications dans une case signifie que les matériels de cette classe ne conviennent pas :

- les compacteurs très lourds ne peuvent pas assurer un compactage faible sur des couches minces,
- les compacteurs à pieds dameurs ne peuvent compacter intensément des sols peu ou pas plastiques,
- les compacteurs vibrants conçus pour les matériaux de chaussée en couches minces ne peuvent être utilisés pour compacter des sols comportant de gros éléments...

L'efficacité du compactage doit être suivie et contrôlée :

- par exemple, en mesurant la compacité obtenue : les essais sont toujours difficiles à mettre en place, longs et pas toujours réalisables, avec des délais de réponse et des coûts non négligeables...
- plutôt, en calculant, périodiquement, le rapport Q/S en m^3/m^2 , pour une durée de travail donnée (heure, demi-journée ou journée) où :

Q représente le volume de sol compacté, donc le rythme de production de l'atelier de compactage, et peut être évalué par mètre après compactage, par estimation à partir du nombre, de la capacité de transport utile (p. 35), et de la durée du cycle (p. 40) constatée pour les engins de transport (p. 35).

S est le produit de la largeur de compactage L du compacteur (largeur d'appui au sol fournie par le constructeur) par la distance parcourue D (compteur kilométrique) pendant le même temps que le temps choisi pour évaluer Q . D peut aussi être estimée, dans un premier temps, à partir de la vitesse moyenne prévisible de l'engin. S correspond donc à la surface balayée par l'engin ou les engins de l'atelier de compactage. Il faut vérifier ensuite l'épaisseur e des couches élémentaires.

Remarques

- Le nombre d'applications de charge N (aller ou retour d'un compacteur = nombre de passe n pour un mono-cylindre), pour une couche connue d'épaisseur e après compactage s'obtient en divisant e (réelle compactée) par Q/S . Mais ce nombre n'est pas très représentatif car l'effort de compactage n'est pas, en général, parfaitement réparti.
- Les valeurs indiquées (tableau 3) sont des valeurs maximales.

• Exemple d'application

Pour compacter un remblai à partir de sols A₂, C₁A₂ (p. 21), nous disposons d'un compacteur de classe V₅ (p. 46). Le tableau 3 nous permet de prévoir le débit pratique :

$Q/S = 0,08$, valeur indépendante du couple vitesse-épaisseur e ;

$e = 0,45$ m, retenue dans la colonne de droite, pour choisir une vitesse faible de 2 km/h, privilégiant ainsi une épaisseur compactée élevée ;

N = arrondi supérieur du rapport e réelle/(Q/S). Si e réelle vaut 0,40 m, alors N vaut 5.

On détermine le débit pratique (Q_{prat}) attendu pour un compacteur donné :

$$Q_{\text{prat}} = k \times (Q/L) \times L \times (N/n)$$

où k est le coefficient de rendement estimé entre 0,5 et 0,75 suivant les chantiers. k représente le rapport entre le temps utile d'utilisation du compacteur et la durée de sa présence sur le chantier.

Prenons $k = 0,6$. Avec $N/n = 1$ et $L = 2$ m, on obtient :

$$Q_{\text{prat}} = 0,6 \times 160 \times 2 \times 1 = 192 \text{ m}^3/\text{h}.$$

On peut ainsi évaluer le nombre de compacteurs nécessaires connaissant la cadence du chantier.

Le fascicule II du Guide technique, dont le tableau 3 est extrait, contient des exemples d'utilisation plus complexes (atelier homogène, ou hétérogène, de plusieurs compacteurs).

Modélités de compactage	Classe du compacteur											
	P ₁	P ₂	P ₃	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅		V ₆		
Énergie de compactage faible (code 3)	Q/S (m)	0,05	0,08	0,12	0,04	0,06	0,09		0,12		0,145	
	e (m)	0,25	0,35	0,45	0,20	0,30	0,30	0,35	0,30	0,45	0,30	0,60
	V (km/h)	5,0	5,0	5,0	2,0	2,0	3,0	2,5	4,0	2,5	5,0	2,5
	N	5	5	4	5	5	4	4	3	4	3	5
	Q/L (m ³ /h) par m	250	400	600	80	120	270	225	480	300	725	365
Énergie de compactage moyenne (code 2)	Q/S (m)	0,03	0,05	0,07		0,035	0,05		0,065		0,08	
	e (m)	0,20	0,25	0,35		0,20		0,30	0,30	0,40	0,30	0,45
	V (km/h)	5,0	5,0	5,0		2,0		2	2,5	2,0	3,0	2,0
	N	7	5	5		6		6	5	7	4	6
	Q/L (m ³ /h) par m	150	250	350		70		100	165	130	240	160
Énergie de compactage intense (code 1)	Q/S (m)		0,03	0,04			0,035		0,045		0,055	
	e (m)		0,20	0,30				0,25		0,35	0,30	0,40
	V (km/h)		5,0	5,0				2,0		2,0	2,5	2,0
	N		7	8				8		8	6	8
	Q/L (m ³ /h) par m		150	200				70		90	140	110

- Nombre d'application de charge : $N = e / (Q/S)$
 - Débit par unité de largeur de compactage Q/L : il représente le débit théorique qu'aurait un compacteur mono-cylindre ($n = N$) d'un m de largeur, respectant les prescriptions données dans le tableau.
 $Q/L = 1\ 000 \times (Q/S) \times V$ avec
 V en km/h, Q/S en m et Q/L en m³/h.

Tableau 3. Extrait du tableau de compactage pour l'utilisation des sols A₂, C₁A₂ (p. 21) en remblai.

Conception d'une chaussée : critères de choix

CATALOGUE DES STRUCTURES TYPES DE CHAUSSÉES NEUVES (SETRA-LCPC), CHAUSSÉES EN BÉTON (SETRA-LCPC), FASCICULES N°23, 25 ET 27 DU MELT, N° P 98-982, RÉALISATION DES REMBLAIS ET COUCHES DE FORME : GUIDE TECHNIQUE (SETRA-LCPC)

1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif d'apporter aux lecteurs les éléments essentiels d'information sur la conception et la construction des chaussées routières. Il traite successivement de la conception du projet, des matériaux et de la fabrication et de la mise en œuvre pour la construction de la chaussée.

Pour approfondir la conception d'un projet spécifique, le lecteur devra se reporter notamment aux documents suivants :

- **Catalogue des structures types de chaussées neuves (SETRA-LCPC Éd. 1998)** : ce catalogue propose aux responsables de projets routiers plusieurs familles de structures de chaussées précalculées par la méthode française de dimensionnement.

* Le fascicule intitulé « *Notice d'utilisation* » constitue le mode d'emploi des fiches de structures. Il explicite la démarche de détermination d'une structure de chaussée.

* Le fascicule « *Hypothèses et données de calculs* » permet d'explicitier et de motiver les choix qui ont été effectués pour conduire aux structures proposées. On trouvera ainsi dans ce document toutes les valeurs numériques et les hypothèses qui permettent de recalculer ces structures.

* L'utilisation du catalogue des structures nécessite une bonne connaissance de plusieurs documents techniques relatifs aux chaussées et aux terrassements.

* Le fascicule « *Annexes* » propose des synthèses sommaires de certains documents techniques qui pourront ainsi aider à l'utilisation de ce document.

- **Chaussées en béton (SETRA-LCPC)** : guide technique.
- **Fascicule n°23** : fournitures de granulats employés à la construction et à l'entretien des chaussées (MELT : Texte officiel n°97-2).
- **Fascicule n°25** : exécution des corps des chaussées (MELT : Texte officiel n°96-2).
- **Fascicule n°27** : fabrication et mise en œuvre des enrobés (MELT : Texte officiel n°96-3).

2. CONCEPTION D'UNE CHAUSSÉE : CRITÈRES DE CHOIX TECHNIQUES, ÉCONOMIQUES ET ÉCOLOGIQUES

Une chaussée est une structure plane et imperméable, qui est conçue et dimensionnée pour :

- garantir l'écoulement du trafic dans de bonnes conditions de sécurité et de confort pour les usagers,
- assurer cette fonction sur une période de service minimale fixée dès le stade d'élaboration du projet.

La durée de vie théorique des chaussées est modulée selon des catégories de routes définies par le schéma directeur national (1992).

On distingue deux grands ensembles :

- **les autoroutes et routes express à une chaussée dimensionnées pour une durée de vie initiale de 30 ans** : les Voies du Réseau Structurant (VRS) comprennent les Voies Rapides Urbaines (VRU), les Autoroutes Non Concédées (ARNC), les Liaisons Assurant la continuité du Réseau Autoroutier (LACRA) et certaines Grandes Liaisons d'Aménagement du Territoire (GLAT) destinées à présenter à terme des caractéristiques autoroutières ;
- **les autres artères interurbaines et autres routes dimensionnées pour une durée de vie initiale de 20 ans** : les Voies du Réseau Non Structurant (VRNS) comprennent les autres GLAT et les routes nationales qui n'entrent pas dans les catégories précédentes.

Cette distinction a été adoptée pour limiter les interventions d'entretien structurel sur les routes à fort trafic, réduire la gêne de l'usager et limiter les contraintes liées à l'exploitation de la route.

Le rôle de la chaussée est de reporter sur la plate-forme support (en les répartissant convenablement) les sollicitations dues au trafic.

Sa réalisation est l'aboutissement d'une élaboration longue et complexe qui nécessite un enchaînement de choix. Le choix du tracé d'abord, essentiellement politique et économique, devra établir certaines liaisons et favoriser les échanges : cet aspect est étudié page 58 (tracé géométrique).

Il en résultera un trafic de véhicules que la route devra être en mesure de supporter. En fonction de ce trafic et des caractéristiques des sols rencontrés, plusieurs solutions pourront être proposées pour la structure de la chaussée. Une analyse multicritère (technique, économique, écologique...) permettra de déterminer la solution la mieux adaptée.

Les aspects économiques portent sur le coût de l'investissement mais aussi sur son coût d'usage et d'entretien pendant une période de service donnée.

D'autres paramètres difficiles à quantifier peuvent évidemment avoir une influence dans le choix de la technique de construction, comme la permanence du service rendu à l'usager, l'utilisation de matériaux locaux, l'emploi d'une main-d'œuvre locale...

L'organigramme (fig. 1) illustre la démarche et permettra au lecteur de s'orienter dans la suite du chapitre.

2.1 Structures adoptées en fonction de la portance et du trafic

Le trafic constitue un élément essentiel dans un dimensionnement de chaussée. Les pneumatiques transmettent une pression à la structure dépendant du poids des véhicules. Ces efforts verticaux se diffusent dans le sol. Une approche simplifiée du phénomène est représentée figure 2.

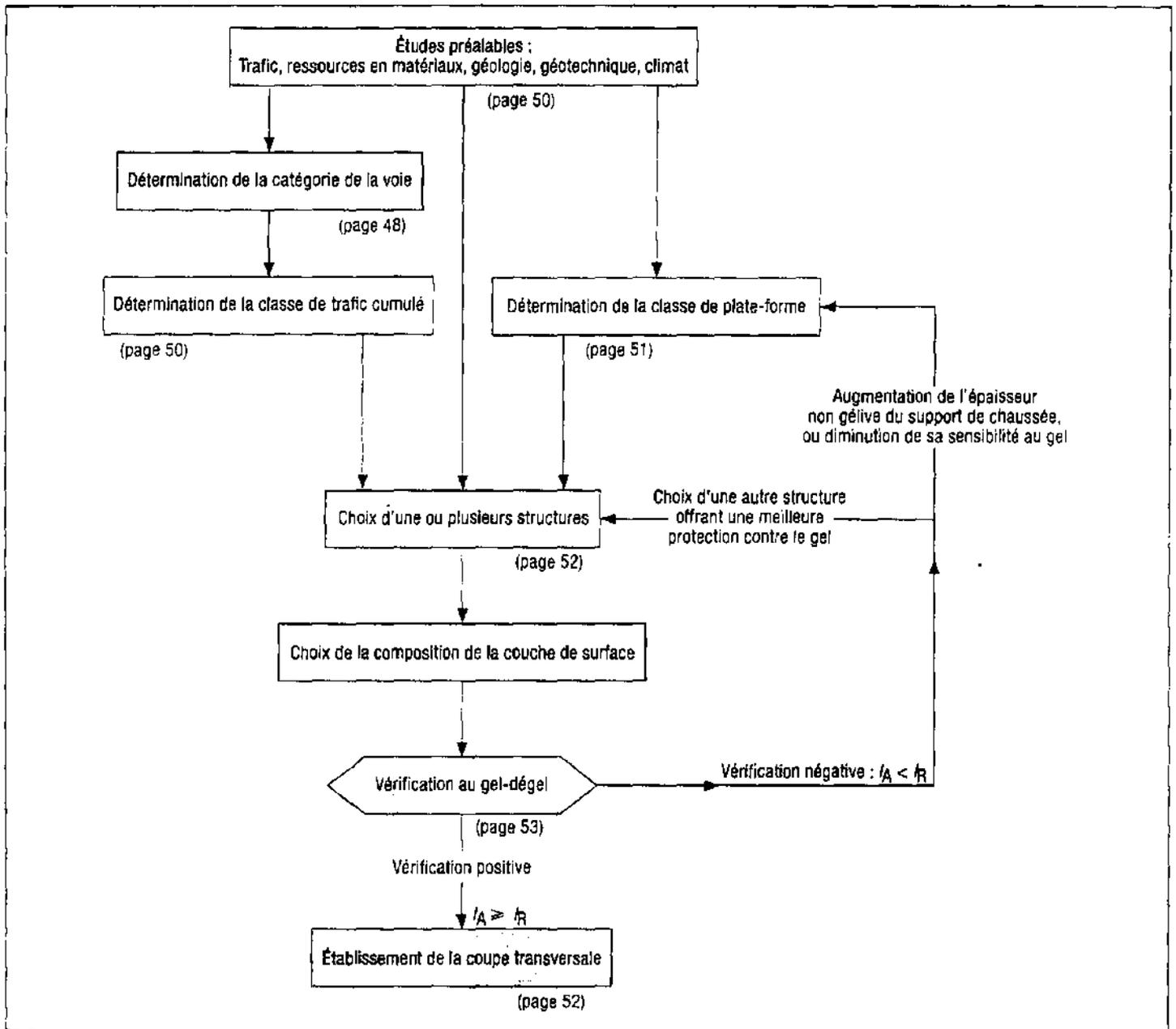
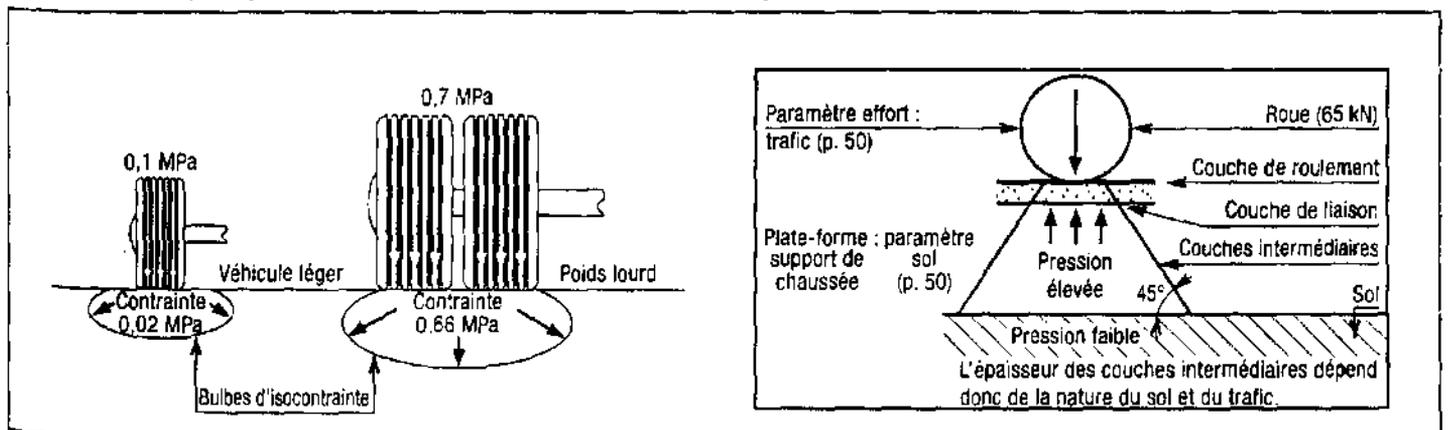


Fig. 1. Détermination de la structure d'une chaussée.

Fig. 2. Schéma de principe illustrant l'action exercée vis-à-vis de la chaussée par un véhicule.



La chaussée doit donc avoir une épaisseur telle que la contrainte verticale transmise au sol soit inférieure à celle que peut supporter le sol sans dégradations. La pression diminuant régulièrement en fonction de la profondeur, une chaussée est constituée par superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes à partir du sol. La figure 3 illustre la structure de chaussées.

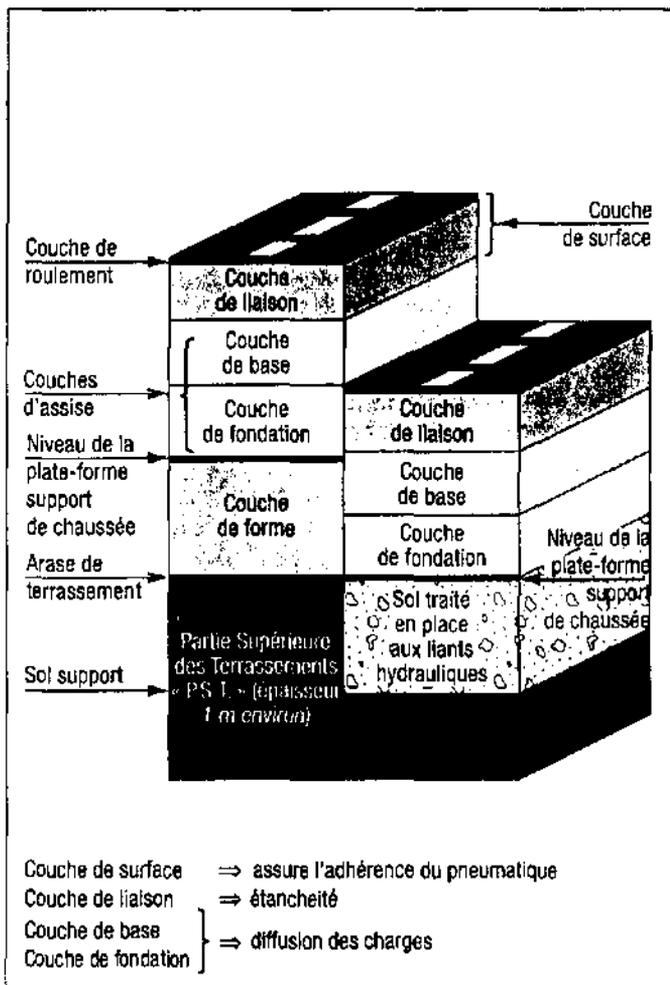


Fig. 3. Composition d'une structure de chaussée.

2.2 Définition de la classe des trafics (le paramètre effort)

La norme (NF P 98-082) définit comme poids lourd un véhicule de plus de 35 kN de Poids Total autorisé en Charge (PTAC : page 35).

Dans les fiches de structures du *Catalogue des structures types de chaussées neuves* (SETRA-LCPC Éd. 1998), le trafic pris en compte correspond au nombre de poids lourds circulant sur la voie la plus chargée, cumulé sur la durée de dimensionnement de la chaussée. Il est exprimé par une classe de trafic poids lourds cumulé définie par sa borne supérieure.

Le tableau 1 définit deux séries : une pour les VRS notée TCi_{30} ($i^{\text{ème}}$ classe de trafic cumulé sur 30 ans), une pour les VRNS notée TCi_{20} ($i^{\text{ème}}$ classe de trafic cumulé sur 20 ans).

VRS	$TC1_{30}$	$TC2_{30}$	$TC3_{30}$	$TC4_{30}$	$TC5_{30}$	$TC6_{30}$	$TC7_{30}$	$TC8_{30}$
	0,5	1	3	6	14	38	94	
VRNS	$TC1_{20}$	$TC2_{20}$	$TC3_{20}$	$TC4_{20}$	$TC5_{20}$	$TC6_{20}$	$TC7_{20}$	$TC8_{20}$
	0,2	0,5	1,5	2,5	6,5	17,5	43,5	

Tableau 1. Bornes supérieures des classes de trafic cumulé (exprimé en millions de poids lourds).

Les bornes supérieures des classes de trafic cumulé figurent sur chaque fiche de structure du catalogue (p. 52). Ces classes TCi , relatives au trafic cumulé, sont utilisées pour le dimensionnement des structures. Elles se distinguent des classes Ti , relatives au trafic journalier, qui sont utilisées pour les spécifications d'usage des matériaux (normes, documents d'application des normes).

$$TCi_{20 \text{ ou } 30} = 365 \times T \times C$$

où T représente le trafic poids lourd en moyenne journalière annuelle (MJA) à l'année de mise en service sur la voie la plus chargée,

$$C = d + (t/100) \times d \times (d - 1)/2$$

avec d égal à la durée de dimensionnement initiale de la chaussée (p. 48), et t représentant le taux de croissance linéaire annuelle du trafic lourd, qui est évalué à l'aide du tableau 2.

Type de voie	Taux de croissance linéaire annuelle
VRS (p. 48)	5 %
VRNS (p. 48)	2 %

Tableau 2. Taux de croissance annuelle linéaire du trafic de l'année de mise en service.

Cette formule s'utilise uniquement dans le cas où les hypothèses de croissance du trafic lourd se réduisent à un seul taux de croissance annuelle se rapportant à l'année de mise en service.

Remarque : Les anciens règlements utilisaient comme référence le trafic journalier de poids lourd Ti , le poids lourd étant un véhicule de plus de 5 tonnes. Le trafic journalier en poids lourds (PTAC > 35 kN) $T3$ est défini pour la fourchette suivante : $75 < T3 < 185$. Les correspondances entre ancienne et nouvelle désignations sont approximativement les suivantes :

$$\begin{array}{ll} T0 \rightarrow TC6 & T1 \rightarrow TC5 \\ T2 \rightarrow TC4 & T3 \rightarrow TC3 \end{array}$$

2.3 Caractérisation de la plate-forme support de chaussée (le paramètre « sol »)

On peut rencontrer dans un même projet des sols de caractéristiques très variables. Afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol, on interpose une structure d'adaptation (la couche de forme) entre la partie supérieure des terrassements et la structure de la chaussée.

La couche de forme, structure plus ou moins complexe, permet d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place, aux caractéristiques mécaniques, géométriques, hydrauliques et thermiques prises comme hypothèses dans la conception de la chaussée.

À court terme, durant la réalisation du chantier, cette plate-forme doit résister aux effets du trafic des engins d'approvisionnement des matériaux de la couche de fondation. Elle assure une protection de l'arase des terrassements, vis-à-vis des agents climatiques dans l'attente de réalisation de la chaussée. Elle permet de réaliser les exigences (tolérance ± 3 cm) de nivellement de la plate-forme support de chaussée. Elle doit permettre un compactage efficace des couches de la chaussée.

À long terme, en service, elle doit permettre un fonctionnement satisfaisant de la chaussée.

La figure 3 illustre les parties d'ouvrages concernées par ces différentes phases.

Remarque : Selon les chantiers rencontrés (nature des sols, climat, environnement hydrogéologique, trafic...), la couche de forme peut être :

- inexistante, car inutile lorsque les matériaux constituant le remblai ou le sol en place ont eux-mêmes les qualités requises,
- limitée à l'apport d'une seule couche d'un matériau ayant les caractéristiques nécessaires : c'est le concept traditionnel de la couche de forme,
- constituée d'une superposition de couches de matériaux différents répondant à des fonctions distinctes, incluant par exemple un géotextile, des matériaux grossiers, une couche de fin réglage, un enduit gravillonné... Cette association conçue rationnellement permet de former une structure d'adaptation dont la surface présente les caractéristiques requises pour une plate-forme support de chaussée.

La surface supérieure de cette structure d'adaptation constitue la « plate-forme support de chaussée » (PF). On désigne par **Partie Supérieure des Terrassements (PST)** la zone supérieure (environ un mètre d'épaisseur) des terrains en place (cas des profils en déblai) ou des matériaux rapportés (cas des profils en remblai). La plate-forme de la PST constitue l'Arase de terrassement AR (fig. 4).

La portance à long terme de la plate-forme support de chaussée est déterminée à partir du couple PST-couche de forme (fig. 5).

On distingue, pour les chaussées du réseau national, trois classes de portance des plates-formes définies par des plages de valeur de module de déformation réversible EV (tableau 3).

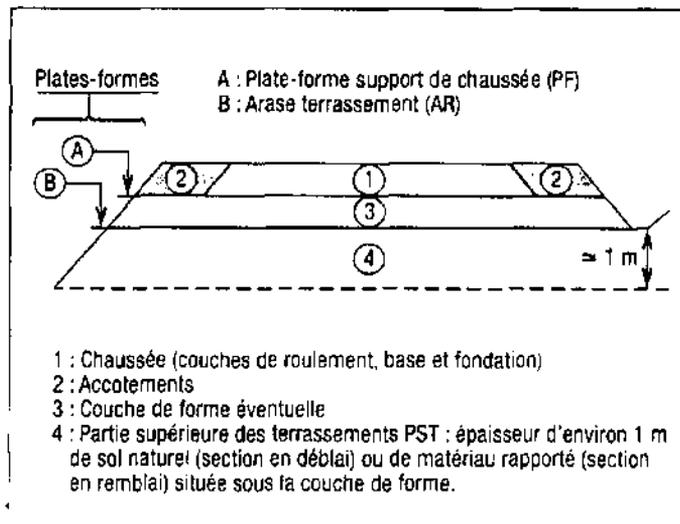


Fig. 4. Terminologie.

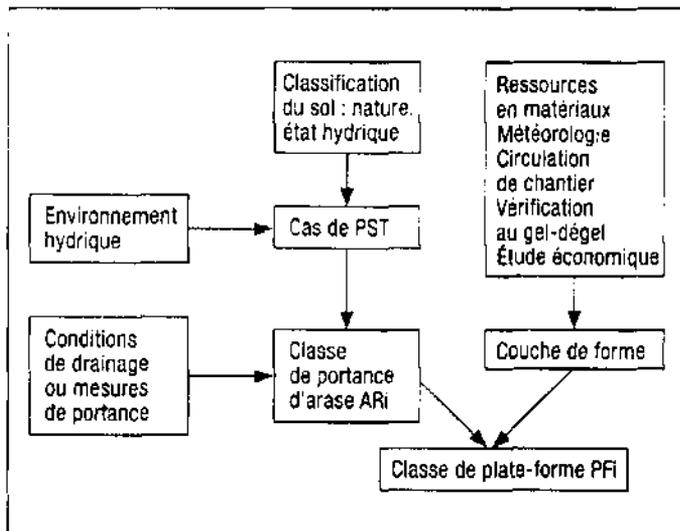


Fig. 5. Détermination de la classe de plate-forme.

Classe de portance	PF2	PF3	PF4
Module EV (MPa) (1)	50	120	200

(1) Module mesuré à l'essai à la plaque ou à la dynaplaque

Tableau 3. Classes de plate-forme PFi.

2.4 Prédimensionnement de la structure de chaussée

La structure d'une chaussée comprend la couche de fondation et la couche de base. La structure type est choisie en fonction des ressources locales en matériaux utilisables dans les différentes couches de la structure pour obtenir un résultat économique optimal.

Les matériaux, utilisés dans les fiches du *Catalogue des structures types de chaussées neuves* (SETRA-LCPC Éd. 1998), font chacun l'objet d'une norme. Lorsque celle-ci introduit des classes de performances mécaniques, la classe retenue est mentionnée dans le titre de la fiche considérée.

Le document est d'application nationale. Il présente les structures qui sont couramment employées sur le réseau national et qui représentent en général l'optimum économique et technique. Les maîtres d'œuvre ont cependant la possibilité d'ouvrir aux variantes les consultations d'entreprises, que ce soit pour les couches de surface ou pour les couches de structure.

Un document technique relatif à ces variantes est en cours d'éla-boration au SETRA. Il précisera les spécifications techniques qui devront figurer dans les dossiers de consultation et fournira les éléments techniques nécessaires à une bonne analyse des offres variantes des entreprises.

Nous nous limitons ici à illustrer le contenu et l'utilisation d'une fiche correspondant à la structure mixte GB3-SL3 (fig. 6).

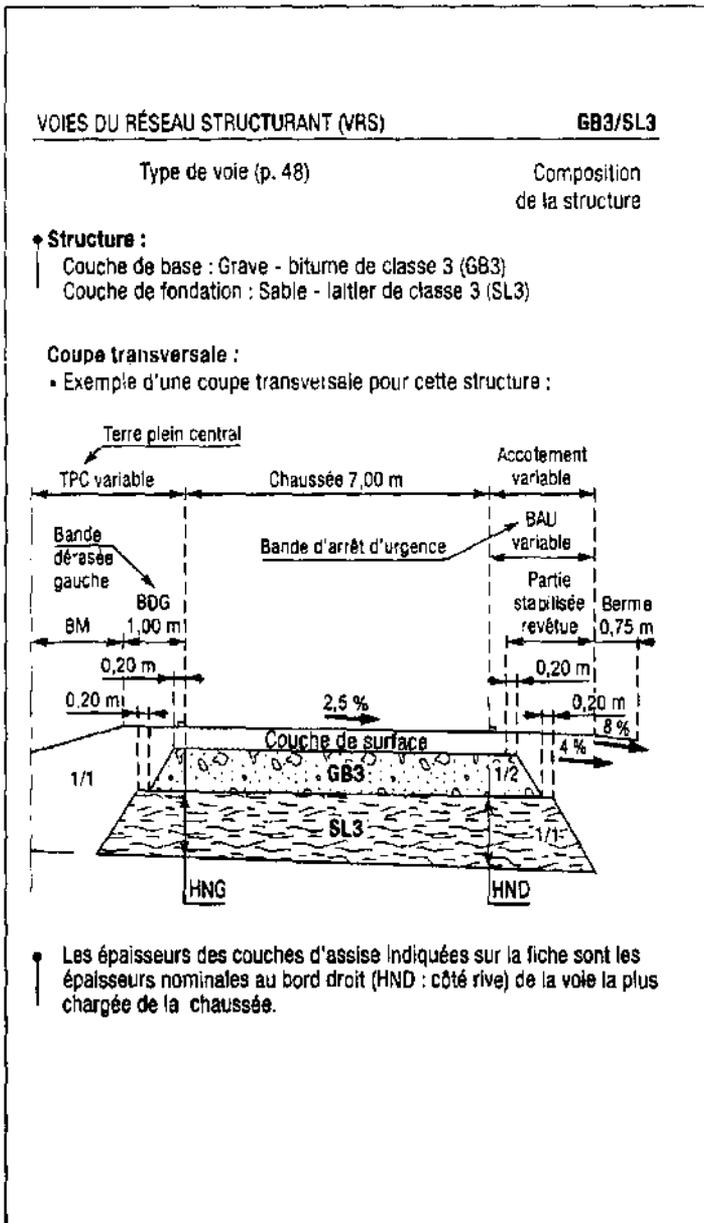


Fig. 7. Extraits de la fiche de structure GB3-SL3.

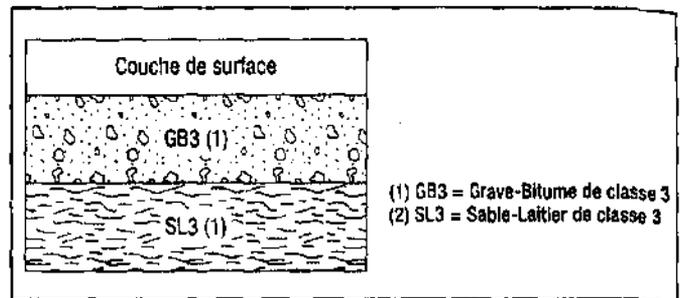


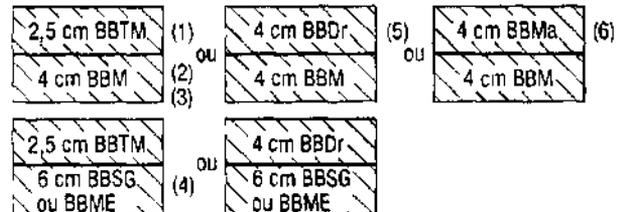
Fig. 6. Schéma type de la structure GB3-SL3.

La figure 7 illustre partiellement le contenu de la fiche de structure GB3-SL3 pour les Voies du Réseau Structurant (VRS).

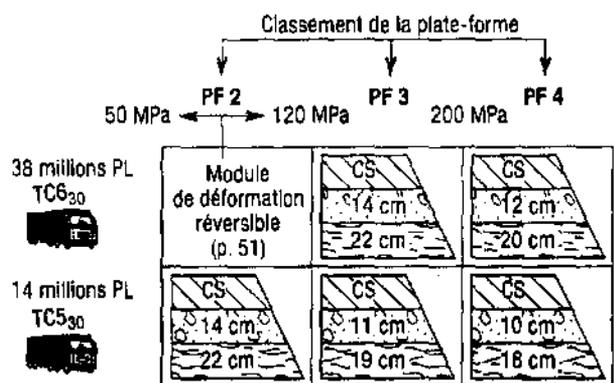
Remarque : Les épaisseurs de la couche de fondation et de la couche de base varient en fonction de la classe de trafic cumulé (Tc_{30} par exemple) et de la classe de plate-forme (Pfi).

Données d'entrée :

- Tc_{30} : classe de trafic cumulé (p. 50)
- Pfi : classe de plate-forme (p. 51)
- Couche de surface (CS) :



Épaisseur des couches GB3 et SL3 en fonction du module de déformation réversible EV et de la classe de trafic cumulé Tci



La couche de surface (CS) peut comprendre une ou plusieurs couches d'enrobé (une couche de roulement et une ou deux couches de liaison : page 50).

- (1) BBTM : béton bitumineux très mince
- (2) BBSG : béton bitumineux semi-grainé
- (3) BBME : béton bitumineux à module élevé
- (4) BBM : béton bitumineux mince
- (5) BBDr : béton bitumineux drainant
- (6) BBMa : béton bitumineux mince de classe a

2.5 Vérification au gel dégel (NF P 98-86 annexe B)

La vérification au gel consiste à comparer deux indices (fig. 8).

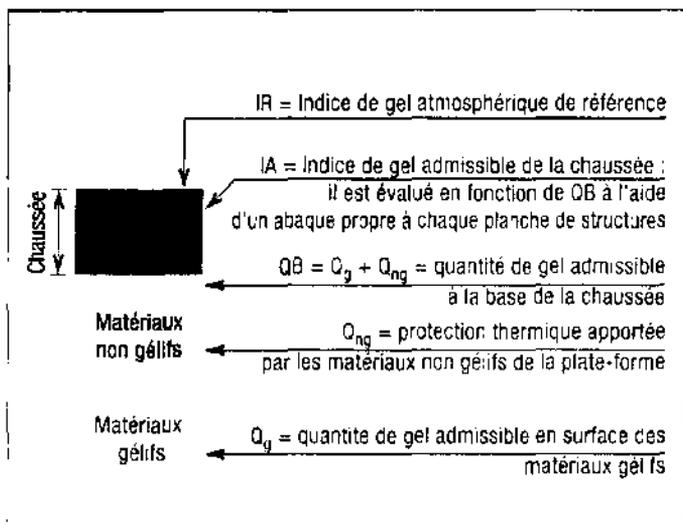


Fig. 8. Vérification au gel-dégel.

L'Indice de gel atmosphérique de Référence (IR) caractérise la rigueur de l'hiver vis-à-vis duquel on souhaite protéger la chaussée. Il est choisi dans le *Catalogue des structures types de chaussées neuves* (SETRA-LCPC Éd. 1998). Il faut sélectionner, lors du prédimensionnement, la station météorologique la plus proche du projet. Le tableau 4 illustre la forme et le contenu des indications fournies.

Stations (dépt)	IR	Hiver exceptionnel (°C * jour)	Hiver rigoureux non exceptionnel (°C * jour)
Ambérieu (01)		270	175
Saint-Quentin (02)		225	110
Vichy (03)		250	115
Saint-Auban (04)		80	35
Embrun (05)		165	95

Nota : Les restrictions de circulation (pose de barrières de dégel) étant devenues difficilement acceptables pour l'économie du pays, on adoptera l'indice IR de l'hiver exceptionnel sauf pour les routes supportant un trafic journalier inférieur à T3 (en pratique pour les trafics TC3, TC2, TC1).

Tableau 4. Valeurs d'Indice de gel de Référence (IR).

L'Indice de gel Admissible de la chaussée (IA) s'évalue en fonction de la structure de la chaussée, de la sensibilité au gel et de l'épaisseur non gélive de son support.

La détermination de l'Indice de gel Admissible (IA) s'effectue à l'aide d'abaques fournis au verso des fiches.

L'utilisation de ces abaques (fig. 9) nécessite la détermination préalable de deux termes :

- la quantité de gel Q_g dont on autorise la transmission aux couches inférieures gélives du support,

- la protection thermique, traduite par la quantité de gel Q_{ng} apportée par les matériaux non gélifs de la couche de forme éventuelle et du sol support.

La somme de ces deux quantités de gel ($Q_g + Q_{ng}$) est appelée QB, quantité de gel admissible à la base de la chaussée.

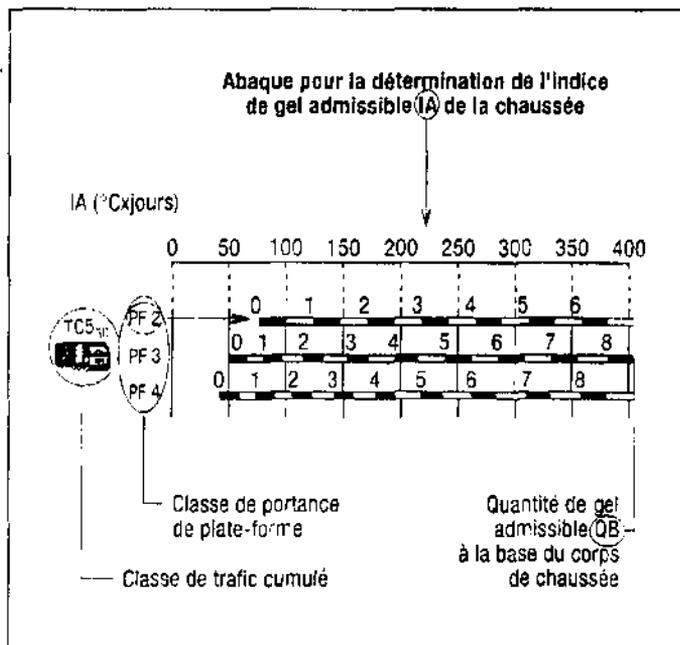


Fig. 9. Extrait de l'abaque pour la détermination de l'indice de gel admissible IA d'une chaussée (VRS structure type GB3-SL3).

Si l'indice IA est supérieur à l'indice IR, on retient la structure de chaussée choisie. Sinon, la structure ne convient pas et il faut la modifier en reprenant alors l'ensemble du processus de vérification au gel-dégel.

Trois solutions sont envisageables :

- **Solution 1 :** augmenter l'épaisseur des matériaux non gélifs de plate-forme,
- **Solution 2 :** diminuer leur sensibilité au gel par un traitement approprié (traitement des matériaux, changement du type de structure),
- **Solution 3 :** choisir dans la fiche de structure une chaussée plus épaisse en passant à la classe de trafic supérieure ou à la classe de plate-forme inférieure (passer à une classe de trafic supérieure sans changer de type de plate-forme $TCi+1/Pj$, ou passer à une classe de plate-forme inférieure $TCi/Pj-1$).

3. COUCHE DE FORME ET PLATE-FORME

La détermination de la classe de plate-forme support de chaussée prend en compte la Partie Supérieure des Terrassements (PST; page 51), la classe d'ARase de terrassement (ARi; page 54) ainsi que la nature et l'épaisseur de la couche de forme (page 52).

Le tableau 5 définit les classes d'ARase de terrassement correspondant aux différentes PST possibles.

Cas de P.S.T.	Schéma	Description	Classe de l'arase	Commentaires
P.S.T. n°0		Sols (p. 21) A, B ₂ , B ₄ , B ₅ , B ₆ , C ₁ se trouvant dans un état hydrique (h). Contexte Zones tourbeuses, marécageuses ou inondables. PST dont la portance risque d'être quasi nulle au moment de la réalisation de la chaussée ou au cours de la vie de l'ouvrage.	AR0	La solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en classe AR1.
P.S.T. n°1		Sols (p. 21) Matériaux des classes A, B ₂ , B ₄ , B ₅ , B ₆ , C ₁ , R ₁₂ , R ₁₃ , R ₃₄ et certains matériaux C ₂ , R ₄₃ et R ₆₃ dans un état hydrique (h). Contexte PST en matériaux sensibles de mauvaise portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme A et sans possibilité d'amélioration à long terme B.	AR1	Dans ce cas de PST, il convient : - soit de procéder à une amélioration du matériau jusqu'à 0,5 m d'épaisseur par un traitement principalement à la chaux vive et selon une technique remblai. On est ramené au cas de PST 2, 3 ou 4 selon le contexte. - soit d'exécuter une couche de forme en matériau granulaire insensible à l'eau de forte épaisseur (en admettant une légère réduction si l'on intercale un géotextile anticontaminant à l'interface PST-couche de forme).
P.S.T. n°2		Sols (p. 21) Matériaux des classes A, B ₂ , B ₄ , B ₅ , B ₆ , C ₁ , R ₁₂ , R ₁₃ , R ₃₄ et certains matériaux C ₂ , R ₄₃ et R ₆₃ dans un état hydrique (m). Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme A. Cette portance peut cependant chuter à long terme sous l'action des infiltrations des eaux pluviales et d'une remontée de la nappe B.	AR1	Si l'on peut réaliser un rabattement de la nappe à une profondeur suffisante, on est ramené au cas de PST 3. Bien que les exigences requises à court terme pour la plate-forme support puissent être momentanément obtenus au niveau de l'arase, il est cependant quasiment toujours nécessaire de prévoir la réalisation d'une couche de forme.
P.S.T. n°3		Sols (p. 21) Mêmes matériaux que dans le cas de PST 2. Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau, de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme A mais pouvant chuter à long terme sous l'action de l'infiltration des eaux pluviales B.	AR1 AR2	Mêmes commentaires qu'en PST 2 sur la nécessité de réalisation d'une couche de forme. Sans mesure de drainage Classement en AR2 si des dispositions constructives de drainage à la base de la chaussée permettent d'évacuer les eaux et d'éviter leur infiltration.
P.S.T. n°4		Sols (p. 21) Mêmes matériaux qu'en PST 1 sous réserve que la granulométrie permette leur traitement. Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau (en remblai ou rapportés en fond de déblai hors nappe) ayant subi une amélioration à la chaux ou aux liants hydrauliques selon une technique « remblai » et sur une épaisseur de 0,30 à 0,50 m. L'action du traitement est cependant durable.	AR2	La portance de l'arase peut être localement élevée mais la dispersion n'autorise pas un classement supérieur. La décision de réalisation d'une couche de forme sur cette PST dépend du projet et des valeurs de portance de l'arase mesurées à court terme (après prise du liant).
P.S.T. n°5		Sols (p. 21) B ₁ et D ₁ et certains matériaux rocheux de la classe R ₄₃ . Contexte PST en matériaux sableux fins insensibles à l'eau, hors nappe, posant des problèmes de traficabilité.	AR2 AR3	La portance de l'arase de cette PST dépend beaucoup de la nature des matériaux. Classement en AR3 si le module EV2 de l'arase est supérieur à 120 MPa. Les valeurs de portance à long terme peuvent être assimilées aux valeurs mesurées à court terme. La nécessité d'une couche de forme sur cette PST ne s'impose que pour satisfaire les exigences de traficabilité.
P.S.T. n°6		Sols (p. 21) Matériaux des classes D ₃ , R ₁₁ , R ₂₁ , R ₂₂ , R ₃₂ , R ₃₃ , R ₄₁ , R ₄₂ , R ₄₃ ainsi que certains matériaux C ₂ , R ₂₃ , R ₄₃ et R ₄₃ . Contexte (p. 21) PST en matériaux graveleux ou rocheux insensibles à l'eau mais posant des problèmes de réglage et/ou de traficabilité.	AR3 AR4	Classement en AR3 si EV2 > 120 MPa et en AR4 si EV2 > 200 MPa. Les valeurs de portance à long terme peuvent être assimilées aux valeurs mesurées à court terme. La nécessité d'une couche de forme ne s'impose que pour les exigences à court terme (nivellement et traficabilité) et peut donc se réduire à une couche de fin réglage.

(A) Comportement de la PST à la mise en œuvre de la couche de forme
(B) Situation pendant la phase de construction de la chaussée.

Tableau 5. Différents cas possibles de PST.

3.1 Couches de formes

On distingue trois types de couche de forme.

• Type 1 : Couche de forme non traitée

Le tableau 6 résume l'ensemble des indications du *Guide technique : Réalisation des remblais et des couches de formes* (GTR : SETRA-LCPC Éd. 1992).

Tous les matériaux indiqués, à l'exception de B31 et D21, nécessitent une préparation particulière pour leur utilisation en couche de forme non traitée (action sur la granulométrie, traitement avec un correcteur granulométrique, ou ajout d'une couche de fin réglage).

Une réduction d'épaisseur de l'ordre de 0,10 m sur une épaisseur préconisée inférieure ou égale à 0,50 m, ou de 0,15 m sur une épaisseur préconisée supérieure ou égale à 0,60 m peut être admise si l'on intercale un géotextile adapté entre la PST et la couche de forme.

Il est impératif de se reporter à l'annexe 3 (fascicule II du GTR) pour connaître les conditions d'utilisation de ces matériaux adaptées aux différentes situations météorologiques. À titre d'exemple, le tableau 7 illustre le type d'informations qu'on pourra consulter.

PST	Classe d'arase	Matériau de couche de forme	Épaisseur préconisée (m)	Plate-forme
n°1	AR1	B11, B41, C1B21, C1B41, C1B51, C2B21, C2B41, C2B51, D11	0,80	PF2
		B31, C1B11, C1B31, C2B11, C2B31, D21, D31	0,75	PF2
		R11, R22, R42, R62	0,70	PF2
		R21, R41, R61	0,60	PF2
n°2	AR1	tous matériaux ci-dessus	0,50	PF2
n°3	AR1	tous matériaux ci-dessus	0,40	PF2
	AR2	tous matériaux ci-dessus	0,30	PF2
n°4, 5 et 6	AR2	tous matériaux ci-dessus	Réglage ou rabotage ou enduit	PF2
	AR3	tous matériaux ci-dessus	Réglage ou rabotage ou enduit	PF3
	AR4	tous matériaux ci-dessus	Réglage ou rabotage ou enduit	PF4

Tableau 6. Épaisseur préconisée de couche de forme et classe de plate-forme obtenue.

Classe de sol	Observations générales	Situation météorologique	Conditions d'utilisation en couche de forme	Code GWTS	Épaisseur préconisée de la couche de forme e (en m) et classe PF de la plate forme support de chaussée					
					PST n°1	PST n°2	PST n°3	PST n°4		
					AR1	AR1	AR1	AR2	AR2	
B ₄₁ (th)	Les sols de cette classe contiennent une fraction fine en faible quantité mais cependant suffisante pour leur conférer une grande sensibilité à l'eau. Leur fraction grenue est résistante et ne risque donc pas de se broyer sous l'action du trafic. Pour utiliser ces sols en couche de forme, deux solutions sont applicables : a) Éliminer par tout moyen ad hoc la fraction o/d responsable de la sensibilité à l'eau. Le matériau ainsi élaboré devient insensible à l'eau et peut être utilisé en toutes situations météorologiques. b) Traiter ces matériaux avec les liants hydrauliques en place (ou en centrale lorsqu'ils sont dans un état moyen ou sec).	++ ou + ou =	(5) toutes conditions météorologiques	G : Élimination de la fraction o/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3	e = 0,8 ou (2)	e = 0,5 ou (2)	e = 0,4 ou (2)	e = 0,3 ou (2)	(3)
++ ou +		pluie même forte	G : Élimination de la fraction o/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3	PF2	PF2	PF2	PF2		
B ₄₁ (h)	Il est toutefois conseillé de répandre en surface une couche de fin réglage de 2 à 3 cm d'épaisseur d'un granulat frottant qui améliorera nettement la traficabilité. b) Traiter ces matériaux avec les liants hydrauliques en place (ou en centrale lorsqu'ils sont dans un état moyen ou sec).	= ou -	pas de pluie	Solution 1 : G : Élimination de la fraction o/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3					
			Solution 2 : T : Traitement avec un liant hydraulique S : Application d'un enduit de cure éventuellement gravillonné	0 0 1 1	(1)	e = 0,35 PF2	e = 0,35 PF2	e = 0,35 PF2	e = 0,35 PF3	

(1) Sur cette PST, la mise en œuvre d'un matériau traité répondant à une qualité « couche de forme » n'est pas réalisable. Procéder d'abord à un traitement selon une technique « remblai » et se reporter alors au cas de PST n°4 si l'effet du traitement est durable et aux cas de PST n°2 ou 3 s'il ne l'est pas. (2) Si intercalation d'un géotextile à l'interface PST-couche de forme. (3) Dans le cas de la PST n°4, une couche de forme conduisant à une PF2 peut se limiter à une couche de protection superficielle de quelques centimètres d'épaisseur de ce matériau. Celle-ci peut même être inutile si l'on a prévu la possibilité d'éliminer par rabotage les 5 à 10 cm supérieurs de la PST. Elle peut également être remplacée par un enduit de cure gravillonné ou éventuellement clouté, appliqué directement sur l'arase terrassement. (4) Caractérise l'humidité du sol. (5) Définition page 22.

Tableau 7. Conditions d'utilisation des matériaux en couches de forme (extrait).

Le fascicule I du GTR donne des règles de surclassement définissant, pour certains matériaux utilisables en couche de forme, l'épaisseur permettant d'atteindre la classe de plate-forme PF3 (tableau 8).

Matériau de la couche de forme	Classe de l'arase	Épaisseur de matériau de couche de forme (en m)	Plate-forme obtenue
B31, C1B31, C2B31, D21, D31, R21, R41	AR1	0,80 **	PF3
R61, C1B11*, C2B11*, R11*, R42*, R62*	AR2	0,50	PF3

* Sous réserve d'une vérification sur la plate-forme support de chaussées.
 ** Une réduction d'épaisseur de l'ordre de 0,10 ou 0,15 m peut être admise si l'on intercale un géotextile adapté entre la PST et la couche de forme.

Tableau 8. Conditions de surclassement de portance des plates-formes avec couche de forme non traitée (PST n°2 à 4).

• **Type 2 : Couche de forme en sol fin traité en place**
 Les épaisseurs préconisées (classe de plate-forme PF2) et les possibilités de surclassement de portance des plates-formes avec couche de forme en sol fin traité en place sont détaillées tableau 9. Il est impératif de se reporter à l'annexe 3 du fascicule II du GTR pour connaître les conditions d'utilisation de ces matériaux adaptées aux différentes situations météorologiques.

Classe de l'arase	Matériau de la couche de forme	Épaisseur de matériau de couche de forme (m)	Plate-forme obtenue
AR1*	A3 traité à la chaux seule	0,70 (en 2 couches)	PF3
	A1, A2, A3 traités à la chaux + ciment ou éventuellement ciment seul	0,50 (en 2 couches)	
AR2	A3 traité à la chaux seule	0,50 (en 2 couches)	PF3
	A1, A2, A3 traités à la chaux + ciment ou éventuellement ciment seul	0,35	

* Sur une PST 1, la mise en œuvre d'un matériau traité répondant à une qualité de couche de forme n'est pas réalisable. Il faut d'abord procéder à un traitement de l'arase selon une technique « remblai », ce qui renvoie alors à un cas de PST 2, 3 ou 4 selon le traitement.

Tableau 9. Conditions de surclassement de portance des plates-formes avec couche de forme en sol fin traité en place (PST n°2 ou 3).

Lorsque l'épaisseur de la couche de forme mise en œuvre est inférieure à celle qui conduit à PF2 sur AR1 ou à PF3 sur AR2, la classe de plate-forme obtenue est respectivement PF1 ou PF2.

• **Type 3 : Couche de forme en matériaux grenus traités aux liants hydrauliques éventuellement associés à la chaux**

Cela concerne principalement les matériaux suivants :
 - B, D1, D2 (p. 21)
 - matériaux de classe C dont la fraction 0/50 est constituée par les sols précédents lorsque la faisabilité du traitement est acquise,
 - certains matériaux rocheux.

Il est impératif de se reporter à l'annexe 3 du fascicule 2 du Guide Technique « Réalisation des remblais et des couches de forme » (GTR) pour connaître les conditions d'utilisation de ces matériaux adaptées aux différentes situations météorologiques.

Le GTR et le Guide de Conception et de Dimensionnement des chaussées qualifient le matériau grenu traité à partir d'un abaque (fig. 10). Cinq zones sont définies selon les valeurs à 90 jours du module et de la résistance en traction directe correspondant à la compacité fond de couche sur chantier.

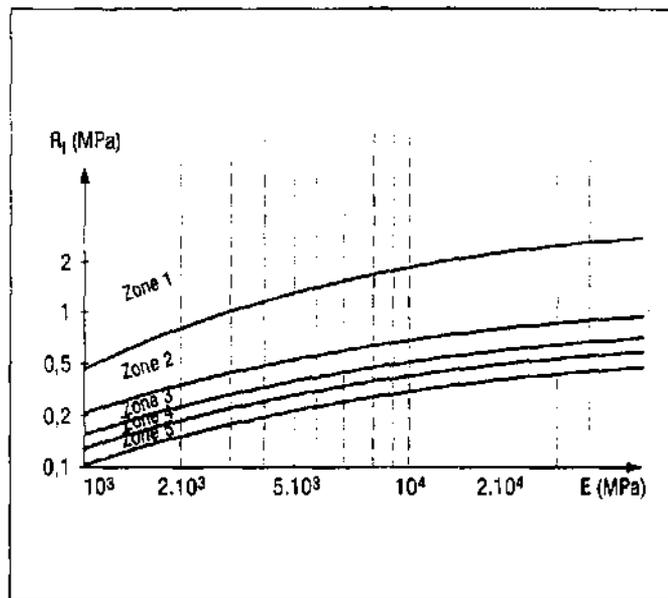


Fig. 10. Classification d'un matériau grenu.

À chaque zone, on associe une classe mécanique dépendant du mode de traitement (en centrale ou en place), pour tenir compte de différences dans l'homogénéité du matériau traité (tableau 10).

Zone	Traitement		Classe mécanique
	En centrale	En place	
Zone 1		-	1
Zone 2		-	2
Zone 3		Zone 2	3
Zone 4		Zone 3	4
Zone 5		Zones 4 et 5	5

Tableau 10. Classe mécanique des sables et gravés traités.

Le tableau 11 donne les règles de surclassement de portance des plates-formes avec couche de forme en matériaux grenus traités aux liants hydrauliques.

Classe de l'arase	Épaisseur de matériau de couche de forme (cm)			Classe de la plate-forme obtenue
	Classe mécanique du matériau			
	3	4	5	
AR1 *	**	30	35	PF2
	30	35	50***	PF3
	40	45***	55***	PF4
AR2	25	30	35	PF3
	30	35	45***	PF4

* Pour les VRS, l'épaisseur sera majorée de 5 cm dans les cas d'AR1.
 ** L'épaisseur minimale de 30 cm permet un reclassement en PF3.
 *** L'obtention de la compacité recherchée en fond de couche conduira généralement à une mise en œuvre en 2 couches.

Tableau 11. Conditions de surclassement de portance des plates-formes avec couche de forme en matériaux grenus traités aux liants hydrauliques.

3.2 Plate-forme

Le classement de la plate-forme s'effectue de la manière suivante : lorsque la couche de forme a au moins l'épaisseur préconisée (tableaux 5, 7 et 8 et annexe 3 du GTR), la classe

de la plate-forme est indiquée dans ces mêmes tableaux selon la P.S.T. et la nature de la couche de forme.

Si l'épaisseur de la couche de forme est inférieure à la valeur préconisée, la classe de la plate-forme à retenir est celle de la classe de l'arase de terrassement.

Dans le cas de PST n°3 ou 4 (p. 54) dont l'arase de terrassement est déjà de classe AR2, l'épaisseur de couche de forme en matériau non traité préconisée permet d'atteindre les objectifs à court terme mais elle n'est pas suffisante pour atteindre un reclassement de la plate-forme en PF3.

Dans le cas des PST n°5 et 6 (p. 54), on adopte la classe de plate-forme PF3 ou PF4 suivant les caractéristiques mécaniques des matériaux qui les constituent. Ces valeurs sont testées par des mesures de portance réalisées après mise en œuvre de la couche de réglage ou de protection superficielle.

Dans le cas où un surclassement en PF3 ou PF4 peut être obtenu par une augmentation de l'épaisseur préconisée de la couche de forme ou par un traitement aux liants hydrauliques, l'intérêt de ce reclassement doit être vérifié par une étude technico-économique.

Conception d'une chaussée : tracé

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous développerons les éléments essentiels d'information sur le tracé des chaussées routières : ce chapitre aborde successivement les caractéristiques géométriques et les caractéristiques géotechniques d'un tracé.

2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Elles sont illustrées par trois tracés complémentaires : le tracé en plan, le profil en travers et le profil en long.

2.1 Tracé en plan

La route est représentée sur un fond de plan topométrique. Le plan est dessiné à une échelle (1/2000^e, 1/1000^e ou encore 1/500^e) adaptée à l'importance du projet : on y trouve l'origine et l'extrémité du projet, la localisation des profils en travers et plus généralement, la définition et le repérage des points caractéristiques du projet et des différents ouvrages de Génie Civil. Les talus et le sens d'écoulement des eaux, dans les fossés et les ouvrages de recueillement, sont indiqués. La figure 1 illustre un tracé de route.

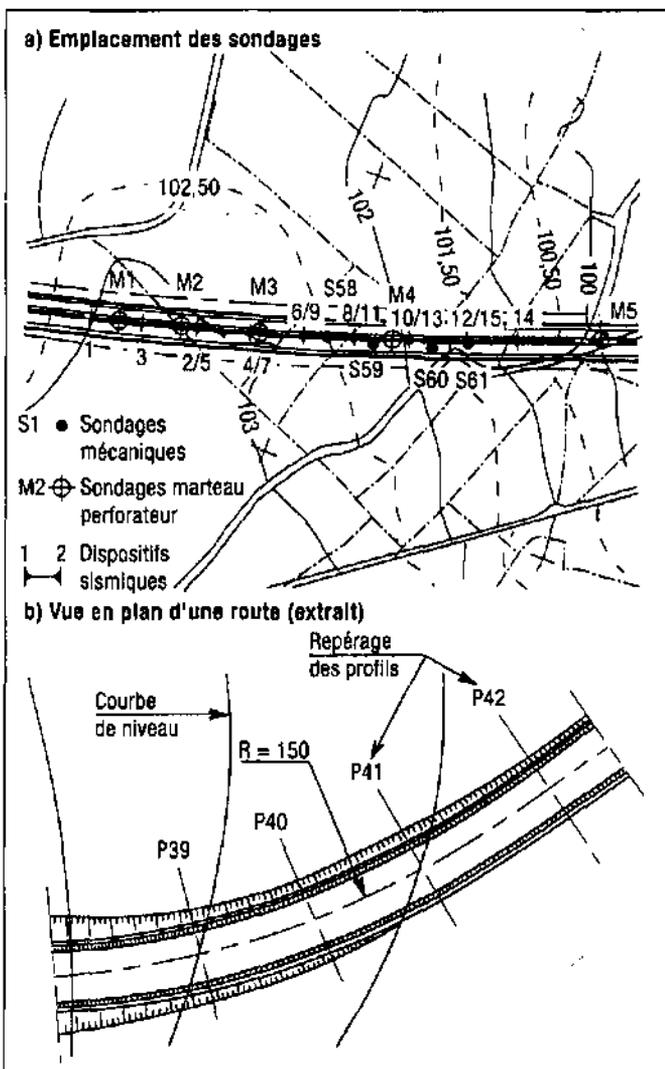


Fig. 1. Exemple de tracé de route (extrait).

L'axe de la route est constitué d'une succession de portions rectilignes (alignement) et circulaires reliant les points de passage obligés et raccordées entre elles par des courbes à courbure progressive (clothoïde par exemple), permettant ainsi aux véhicules une entrée progressive dans le virage (fig. 2).

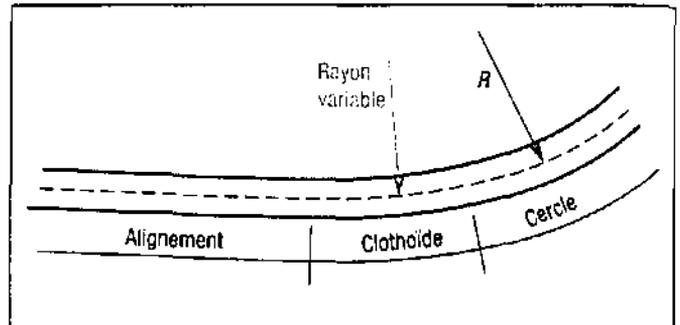
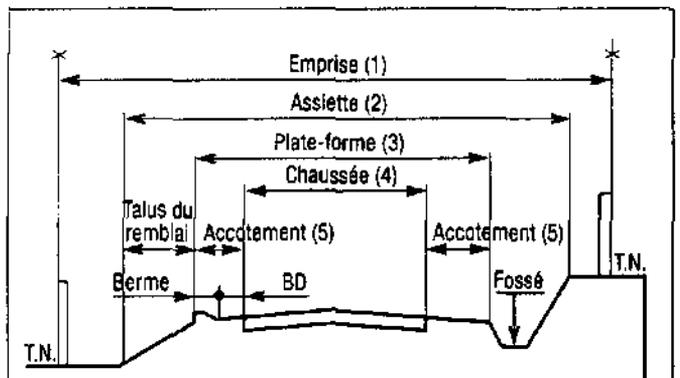


Fig. 2. Exemple de clothoïde.

On adapte le tracé au relief dans la limite de pentes de raccordement de l'ordre de 5 à 6 %.

2.2 Profil en travers

Cette coupe verticale, perpendiculaire à l'axe du tracé, sur laquelle on représente le terrain naturel et le tracé du projet, permet de définir essentiellement la largeur de la chaussée et celle des accotements. Pour des raisons de sécurité (éviter l'aquaplanage notamment) et de durabilité de la route, il faut permettre l'évacuation rapide de l'eau vers les côtés. Pour cela, on prévoit un tracé en pente du profil transversal, dépendant du type de route, et des fossés au-delà des accotements (fig. 3).



- (1) L'emprise correspond à la partie du terrain qui appartient à la collectivité et qui est affectée à la route ainsi qu'à ses dépendances.
- (2) L'assiette est la surface du terrain réellement occupée par la route. Elle est délimitée par l'intersection avec le terrain naturel, des talus (déblai et remblai) et de la surface extérieure des ouvrages indispensables à la route.
- (3) La plate-forme, ou surface de la route, comprend la chaussée et ses accotements.
- (4) La chaussée est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.
- (5) Les accotements, zones latérales de la plate-forme, bordent extérieurement la chaussée. Ils comprennent la bande dérasée (BD) et la berme.

Fig. 3. Profil en travers type d'une route.

La largeur du profil en travers est toujours supérieure ou égale à l'emprise de la route (fig. 4). La route se raccorde au Terrain Naturel (T.N.) grâce à des talus caractérisés par leur inclinaison, qui s'exprime sous forme de fraction (exemple : 3/2) (fig. 4).

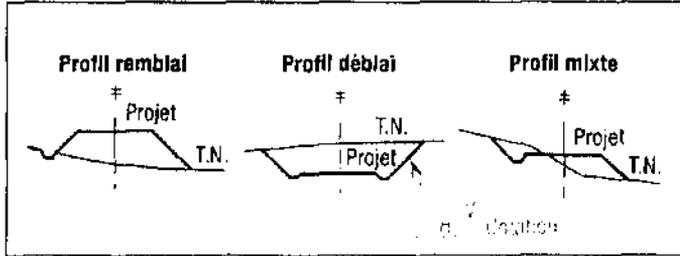


Fig. 4. Cas courants de profil en travers.

Le tableau 1 donne les principaux paramètres géométriques d'une route en fonction de sa catégorie.

Désignation du paramètre	Symbole et unité	Catégorie de route						
		4°	3°	2°	1°	Except.		
Vitesse de référence	V_r (km/h)	40	60	80	100	120		
Tracé en plan	Dévers maximal	δM (%)	7	7	7	7	7	
	Rayon en plan RH (m)	Minimal absolu (dévers δM)	RHm	40	120	240	425	665
		Minimal normal (dévers)	RHN (δ %)	120 (5 %)	240 (5 %)	425 (5 %)	665 (4 %)	1 000 (4 %)
		Au dévers minimal (1)	RH* (2,5 %)	250	450	650	900	1 500
			RH' (2 %)	300	500	700	1 000	1 600
Non déversé	RH'	400	600	900	1 300	1 800		

(1) dévers : virage surélevé permettant aux véhicules de mieux résister à la force centrifuge. Le dévers minimal est 2,5 % pour les chaussées en béton bitumeux et 2 % pour celles en béton de ciment.

Tableau 1. Paramètres géométriques d'un tracé en plan.

Désignation du paramètre	Symbole et unité	Catégorie de route							
		4°	3°	2°	1°	Except.			
Vitesse de référence	V_r (km/h)	40	60	80	100	120			
Profil en long	Déclivité maximale en rampe		πm (%)	8	7	6	5	4	
	Rayon en angle saillant RV (m)	Chaussée unidirectionnelle (Route à 4 voies ou à 2 chaussées)	Minimal absolu	RVm ₁	500	1 500	3 000	6 000	12 000
			Minimal normal	RVN ₁	1 500	3 000	6 000	12 000	12 000
		Chaussée bidirectionnelle (Route à 2 ou 3 voies)	Minimal absolu	RVm ₂	500	1 600	4 500	10 000	
			Minimal normal	RVN ₂	1 600	4 500	10 000	17 000	
	Rayon en angle rentrant RV' (m)	Minimal absolu		RVm'	700	1 500	2 200	3 000	4 200
		Minimal normal		RVN'	1 500	2 200	3 000	4 200	6 000
Rayon assurant la distance de visibilité de dépassement minimale sur route à 2 ou 3 voies		RVD (m)	2 500	6 500	11 000	17 000	28 000		

Tableau 2. Paramètres géométriques d'un profil en long.

La figure 5 donne un exemple de la cotation d'un profil en travers.

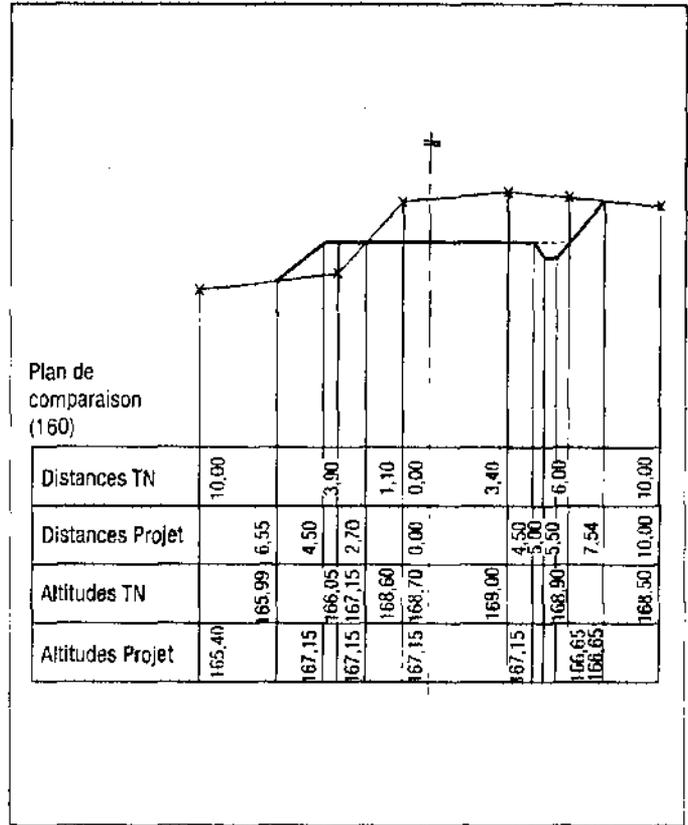


Fig. 5. Cotation d'un profil en travers.

2.3 Profil en long

C'est une coupe verticale du projet et du terrain naturel, réalisée suivant l'axe du tracé (fig. 6) qui doit respecter certains paramètres géométriques (tableau 2).

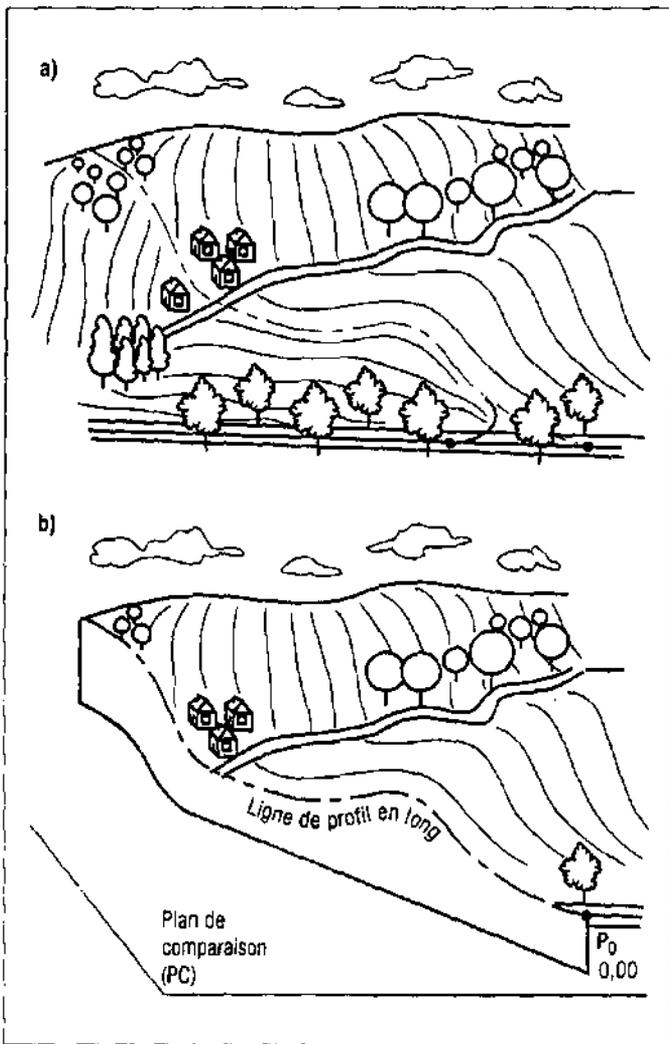


Fig. 6. Ligne de profil en long.

On fait figurer, sur un profil en long (fig. 7), l'origine du projet, une ligne représentant l'axe de la route, traditionnellement représentée en rouge, une ligne représentant le Terrain Naturel (T.N.). Les points représentatifs du projet ou du T.N. sont repérés par leur abscisse (comptée à partir de l'origine) et leur altitude, définie par rapport à un plan horizontal de référence (appelé aussi Plan de Comparaison : PC).

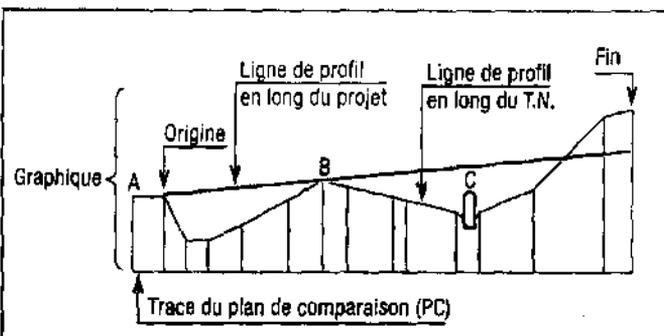


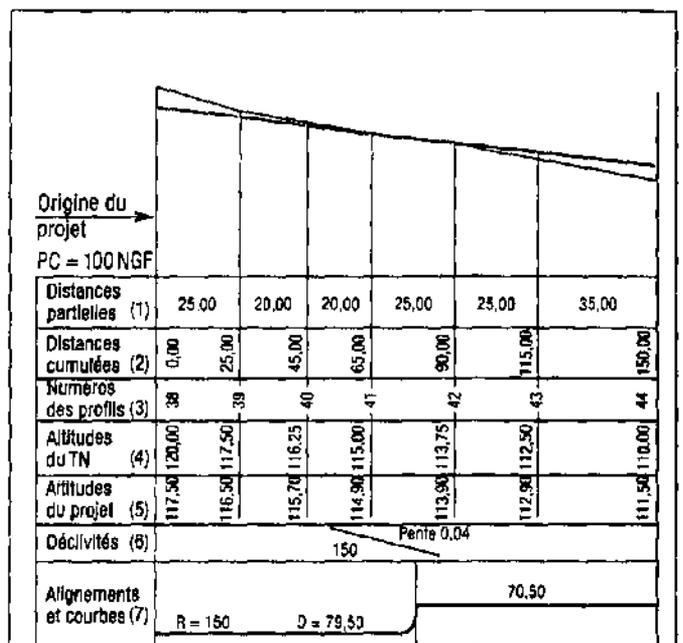
Fig. 7. Profil en long schématique.

On remarquera que les échelles des longueurs et des altitudes sont différentes. L'échelle des distances par rapport à l'origine est la même que celle du plan de la route.

Celle des hauteurs est 5 à 10 fois plus grande.

L'origine du projet est placée à gauche. De l'origine à son extrémité, le profil en long peut comporter des déclivités parcourues en montant (rampes), des paliers (zones horizontales) ou des pentes (déclivités parcourues en descendant) ainsi que des courbes le plus souvent circulaires permettant le raccordement des différentes zones entre elles. Ces informations ainsi que celles du tracé en plan (partie droite, circulaire, raccordement en partie droite et en partie circulaire) doivent figurer sur le profil en long. Les profils en travers (p. 58) sont repérés, tous les 20 à 50 m, sur le profil en long par un numéro de référence : P 42 par exemple.

La figure 8 illustre un tracé de profil en long.



- (1) distance entre profils
- (2) distances cumulées : ici, on a pris le profil 38 (3) comme origine du projet.
- (4) altitude TN/altitude du projet (5) : c'est l'altitude mesurée sur l'axe de la chaussée.
- (6) déclivités : indications des pentes, rampes et paliers, ou encore, des raccordements circulaires
- (7) alignement et courbes : à placer en relation avec le plan général (détail a)

Détail a

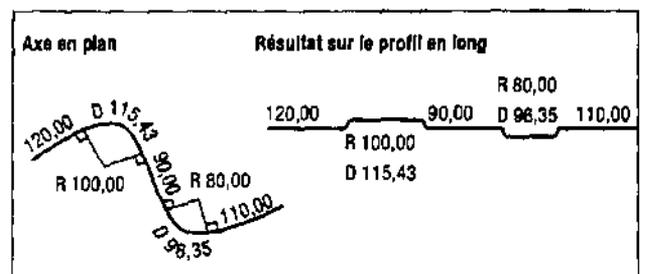


Fig. 8. Exemple de profil en long.

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES

La mise en œuvre effective du projet ne peut se faire à partir des seuls caractéristiques géométriques. Ces dernières doivent impérativement être complétées par les caractéristiques géotechniques.

3.1 Profil en travers

Après avoir dimensionné la structure de la chaussée (p. 49), on plaque la structure type sur chaque profil en travers géométrique (fig. 9) pour en déduire un profil en travers « terrassement ».

On obtient une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tracé, sur laquelle on représente le terrain naturel et le tracé du projet (fig. 10). Le projet est complètement défini quand tous les profils en travers sont établis. Les renseignements (cotes en abscisse et ordonnées) sont destinés à permettre le calcul de la surface du profil en travers pour prévoir les quantités de matériaux à excaver ou à remblayer.

L'entreprise de terrassement peut alors passer à l'étude des mouvements de terre (p. 65).

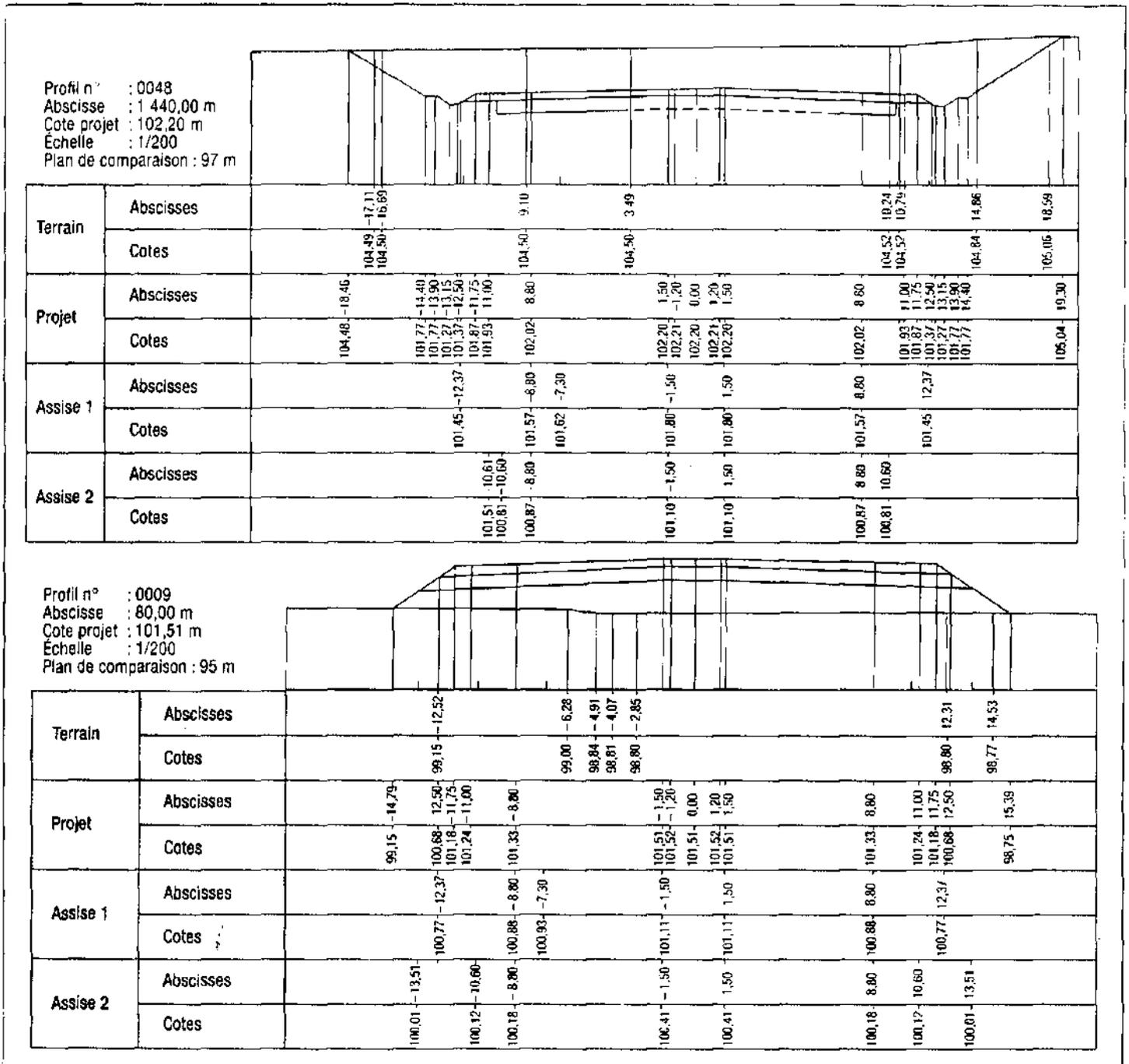
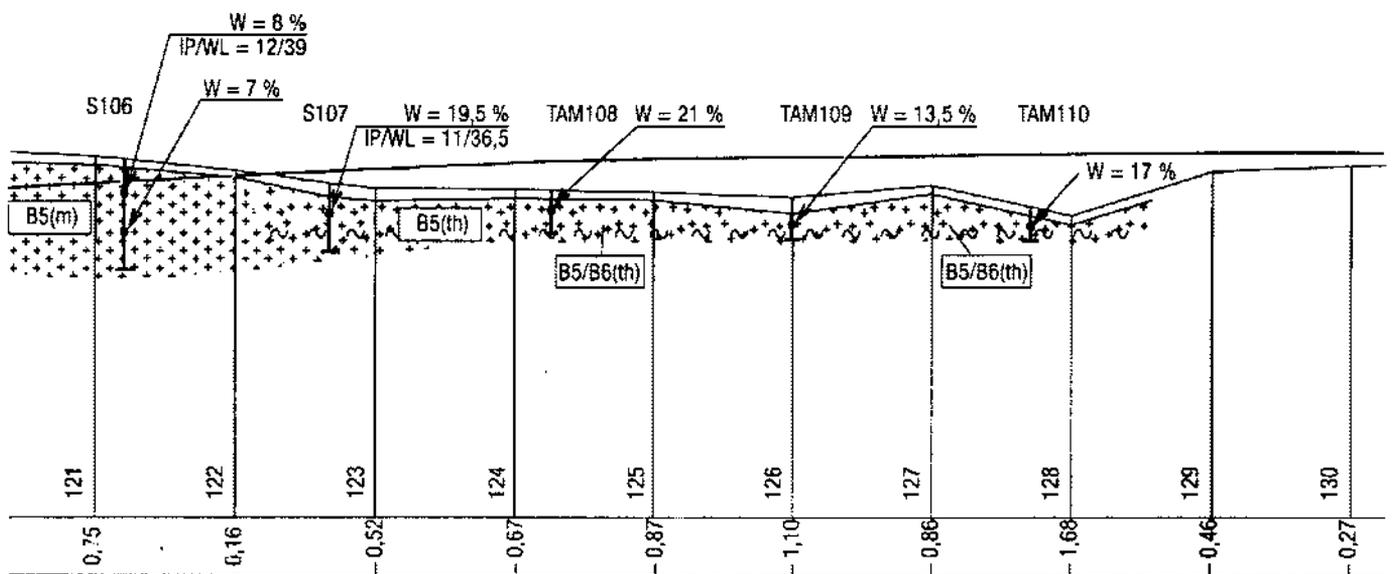


Fig. 9. Exemples de profils en travers type.

PST 6
Remblai de hauteur faible à confectionner totalement avec des matériaux blocailleux
AR 2
(compte tenu de l'hétérogénéité probable des matériaux « blocailleux » bruts d'extraction)
Couche de réglage éventuelle, ou sablage superficiel pour assurer le nivellement et la fermeture de la plate forme (selon la granularité des matériaux blocailleux utilisés)
PF 2



**Section en remblai de hauteur faible
P122 - P130**

Horizons géotechniques rencontrés

- Terre végétale - Épaisseur comprise entre 0,20 et 0,40 m.
- Limon très humide (Alth) rencontré localement (Tam 110).
- Arène granitique plus ou moins argileuse (B5 - B6) d'humidité forte à très forte (h ou th)

Sol support de remblai

Préparation du terrain

Étant donné la position de la ligne projet, on prévoira le décapage des sols superficiels et au besoin de l'arène humide en place sur une profondeur suffisante pour permettre l'apport d'une hauteur minimum de remblai d'au moins 1,00 m.

Assainissement

Les terrains traversés sur cette section sont humides à très humides en hiver.

Les travaux d'assainissement nécessaires avant la réalisation du remblai comprendront :

- le rétablissement des écoulements naturels,
- le creusement des fossés latéraux en limite d'emprise.

Constitution du remblai

Compte tenu de sa hauteur très faible, ce remblai qui constituera la P.S.T. devra être réalisé avec des matériaux blocailleux présentant les qualités requises (insensibilité à l'eau, déformabilité, nivellement) pour un support de chaussée.

Fig. 10. Exemple de profil en travers géotechnique.

3.2 Profil en long

Il permet au géotechnicien d'indiquer la position des sondages et de dessiner les différentes strates en indiquant les renseignements nécessaires à la classification des sols rencontrés selon le Guide technique « Réalisation des Remblais et des couches de forme » (p. 21). Il préconise les possibilités de réemploi, avec ou sans traitement, de ces sols dans les remblais ou les couches de forme.

On en déduit alors un profil en long du terrassement en décalant le profil en travers du projet vers le bas d'une hauteur égale à l'épaisseur de la structure de la chaussée et parfois de la couche de forme, selon les possibilités de réemploi du terrain excavé.

Ce plan permet de prévoir les zones en déblai et celles en remblai.

Un exemple de profil en long géotechnique est donné figures 11 et 12.

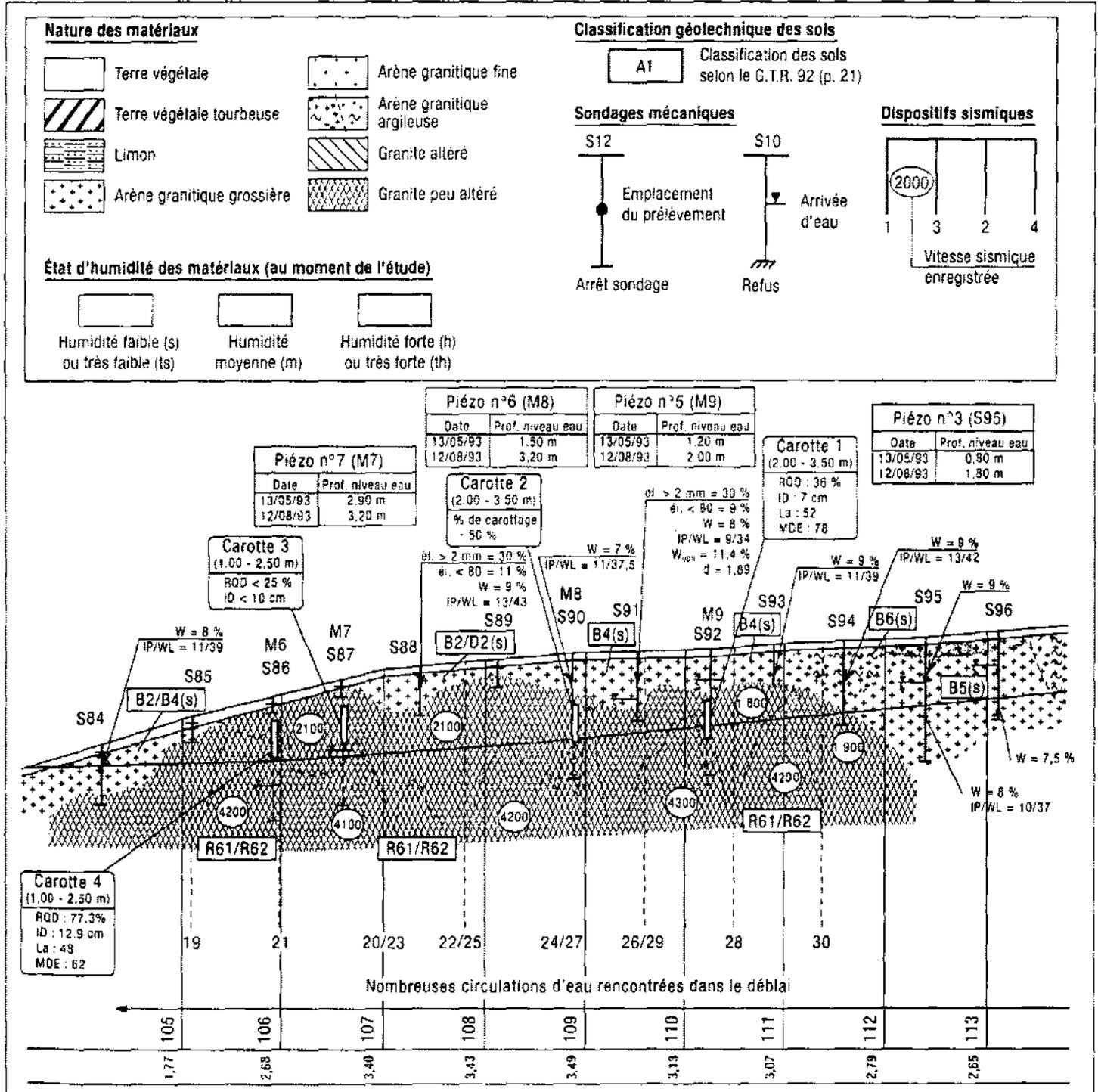
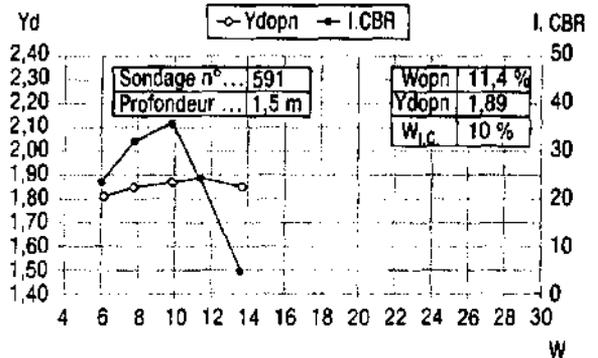


Fig. 11. Profil en long géotechnique en déblai (exemple).

PST 6 (Granite altéré à peu altéré R62 - R61)
AR 2 compte tenu de l'hétérogénéité probable de la formation rocheuse
<ul style="list-style-type: none"> - Dislocation de la formation rocheuse (surprofondeur de minage) et homogénéisation du niveau de portance. (élimination ou fragmentation des trop gros blocs - compactage intense) - Éventuellement, réalisation d'une couche de réglage ou d'un sablage superficiel pour assurer le nivellement et la fermeture de la plate-forme rocheuse.
PF 2

ESSAIS DE DENSIFICATION (PN) et de PORTANCE (CBR immédiat) (sur fraction < 20 mm)



Section en déblai P103/104-P122

HORIZONS GÉOTECHNIQUES RENCONTRÉS			INTERPRÉTATION - SYNTHÈSE DES RÉSULTATS		
Légende	Nature - Description des sols	Essais géotechniques	Classement G.T.R (1992)	Moyens d'extraction	Réemploi en remblai et couche de forme
	Terre végétale épaisseur = 0,20 et 0,40 m			Engins à lame	La T.V. sera à mettre en dépôt en vue d'une utilisation pour les aménagements paysagers.
	Arène grossière argileuse (passées argileuses pouvant être rencontrées dans le déblai)	13/42 < IP/WL < 21/57 6 % < Wnat < 14 %	B6 Etat « s » ou « m » et localement « th » en surface lors de l'étude	Engins à lame	- Utilisation en remblai probable pour la totalité du matériau avec de bonnes conditions atmosphériques. - Un emploi en couche de forme exigerait un traitement au ciment (solution inadaptée au contexte du projet).
	Arène granitique grossière sol sableux avec fines en importance - très faible dans la couche surmontant la formation rocheuse, - et légèrement plus forte dans les zones du déblai plus profondément altérées.	D < 50 mm 54 % < Tamisat à 2 mm < 77 % 9 % < Tamisat à 80µ < 20 % 8/32 < IP/WL < 14/44 0,08 < V _B < 1,26 5 % < Wnat < 12 % 32 < ES < 47 Wnat moy. : 6 % (24 mesures)	B2, B3, B4 ou B5 Etat « s » dominant	Engins à lame	- Sous réserve d'un bon drainage des venues d'eau dans le déblai et d'assez bonnes conditions météorologiques (pas de forte pluie), cette arène constituera un bon matériau de remblai. - L'arène de meilleure qualité (B2, B3, B4) pourra être utilisée en épaisseur très faible (sablage superficiel) pour la fermeture des plateformes rocheuses. - La sensibilité à l'eau et la friabilité de cette arène imposeraient un traitement au ciment pour l'emploi en C.D.F. (couche de forme)
	Granite altéré à peu altéré, et plus ou moins fracturé avec passages d'arène possibles Matériaux blocailleux présentant des caractéristiques mécaniques moyennes et probablement hétérogènes	Vitesses sismiques variables entre 1 800 et 4 300 m/s Fracturation naturelle ROD = 20 à 77 % LMC = 5 à 19 cm ID = 5 à 12,9 cm Essais de comportement mécanique LA = 48 et 52 (2 mesures) MDE = 62 et 78 (2 mesures) (page 25)	R62 à R61 par zones	Dislocation à l'explosif	- Réemploi possible en remblai après élimination ou fractionnement complémentaire des blocs de dimension incompatible avec l'épaisseur des couches mises en œuvre. - Pour l'emploi en couche de forme, l'obtention d'un matériau élaboré conforme au GTR exigerait un concassage-criblage. Cependant, si l'emploi des matériaux rocheux bruts d'abattage est recherché en C.D.F. il sera indispensable : 1- de favoriser au mieux le fractionnement des matériaux à l'extraction (adaptation des plans de tir). 2- de procéder au tri des meilleurs abattages et d'éliminer les éléments trop grossiers.

Constitution de la plate-forme support de chaussée

Dans la formation rocheuse, on veillera à l'homogénéisation du niveau de portance de la plate-forme : dislocation du rocher en surprofondeur d'au moins 1,00 m - élimination des trop gros éléments - fermeture et réglage de la plate-forme par chenillage et au besoin réalisation d'un sablage superficiel ou d'une couche de réglage. Dans les zones arénisées, la mise en place d'une couche de forme sera indispensable.

Drainage des terrassements et de la plate-forme support de chaussée

Compte tenu du contexte hydrogéologique défavorable sur l'ensemble du déblai (niveau piézométrique très haut et étendu), on prévoira :
- le captage et l'évacuation des venues d'eau pendant la phase « terrassement ».
- le drainage profond de la plate-forme en rives et sur l'axe (tranchées drainantes à exécuter en partie à l'explosif).

Pente des talus

Étant donné les conditions d'altération rencontrées dans la moitié Nord du déblai, la pente préconisée pour le talus est de 3 de base pour 2 de hauteur sous réserve d'un drainage soigné des niveaux aquifères.

Fig. 12. Profil en long géotechnique en déblai (suite de l'exemple).

Mouvements des terres : calcul des cubatures et épure des terrassements

1. INTRODUCTION

L'entreprise de terrassement chargée de la réalisation des mouvements de terres préalables à la réalisation d'une chaussée (p. 58) va étudier les modes opératoires concernant l'excavation des terres (dans la zone des déblais : p. 7), le transport des déblais (p. 35) qu'ils soient réemployés ou envoyés en décharge, et enfin, les conditions de réemplois en remblai de tout ou partie du sol excavé (p. 21).

Dans un premier temps, il faut procéder à l'évaluation des quantités de « terres » à excaver et à remblayer. C'est l'objet du calcul des cubatures.

Dans un deuxième temps, l'entreprise va étudier le mouvement des « terres » pour optimiser l'utilisation des matériels à mettre en œuvre (p. 39). Cette étude sera concrétisée par une épure des terrassements (p. 68).

2. CALCUL DES SURFACES DES PROFILS EN TRAVERS

Le calcul est réalisé à partir du profil en travers (p. 60) sur lequel les différents éléments du projet ont été identifiés :

épaisseur de la terre végétale, structure de la chaussée, couche de forme, les différentes natures de sols... (fig. 1). Les différentes surfaces sont repérées en vue de leur évaluation. Différentes méthodes sont envisageables :

- **Méthode 1 : utilisation de logiciels informatiques**
Des logiciels de CAO (Conception Assistée par Ordinateur) ou DAO (Dessin Assisté par Ordinateur), adaptés aux tracés et calculs de terrassement, permettent de connaître directement les surfaces des différents profils ou encore les volumes entre profils.
- **Méthode 2 : mesure au planimètre**
Le planimètre, tout en décrivant le contour du profil en travers (à une échelle bien identifiée), intègre le calcul de la surface.
- **Méthode 3 : calcul géométrique**
Il suffit de décomposer la surface complexe en plusieurs surfaces simples (triangle, trapèze...). Si l'on a préalablement déterminé les coordonnées de chaque point particulier, il est alors facile de calculer chaque surface élémentaire pour en déduire la surface totale du profil.

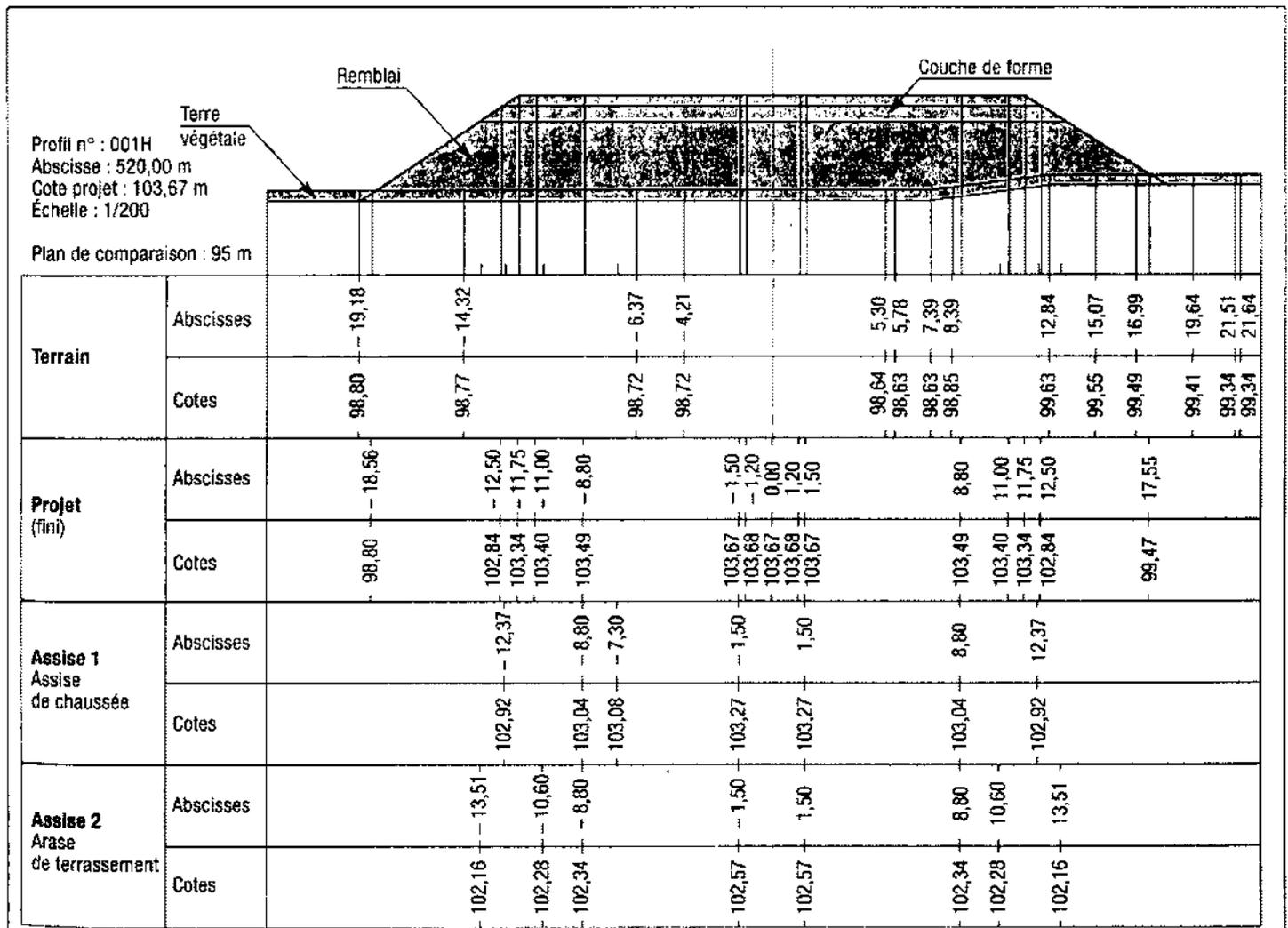


Fig. 1. Exemple d'un profil en travers.

5. MOUVEMENT DES « TERRES »

La seule évaluation des quantités des terres à déplacer ne suffit pas pour dimensionner l'atelier de terrassement (appelé aussi échelon) composé d'engins de production (pelles hydrauliques, décapeuses... : page 27), et d'engins de transport (camions ou tombereau : page 35). En effet, le paramètre « distance de déplacement » doit être pris en compte (p. 42).

Un schéma permet de visualiser ce mouvement (fig. 6). Sur une droite horizontale représentant l'axe de la route, sont positionnés successivement :

- en abscisse : les profils (n° des profils et distance cumulée par rapport à l'origine du projet),
- en ordonnée (la hauteur représentant le volume noté dans le rectangle) :

- * les volumes des déblais au-dessus de l'axe,
- * les volumes des remblais au-dessous de l'axe.

Les mouvements des terres sont indiqués par des flèches (origine et extrémité) sur lesquelles sont mentionnés le volume transporté et la distance parcourue.

Dans les zones sur lesquelles cohabitent déblai et remblai, les profils en travers sont mixtes (déblai et remblai). Le sol est transporté « sur place » du déblai vers le remblai.

Il est bien évident que plusieurs mouvements sont possibles. Le plus économique est, *a priori* celui qui minimise la distance de transport.

Pour pouvoir déterminer le mouvement de terre optimal, on fait intervenir la notion de moment de transport M .

Cette expression M est le produit du volume transporté (V) par la distance de transport (d) :

$$M = Vd \quad \text{exprimé en m}^3 \cdot \text{km.}$$

La recherche du mouvement le plus économique consiste à comparer plusieurs mouvements techniques possibles et à calculer pour chacun des mouvements la distance moyenne de transport.

$$d_{\text{moyen}} = \frac{\sum M_i}{\sum V_i} = \frac{\sum V_i d_i}{\sum V_i} \quad \text{avec } V \text{ le volume total à transporter.}$$

Le mouvement retenu sera celui pour lequel on aura obtenu la valeur minimale de d_{moyen} .

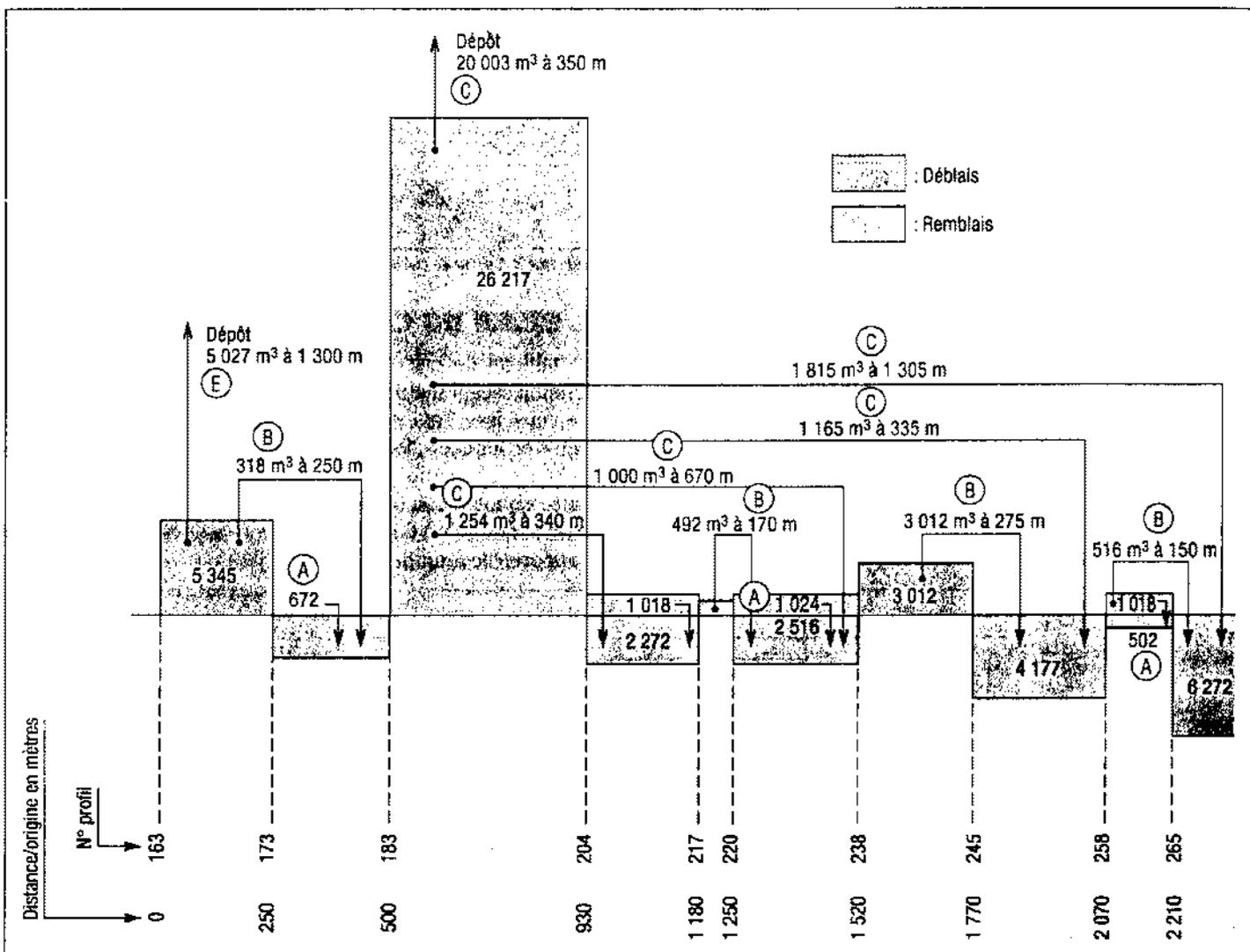


Fig. 6. Exemple d'épure de terrassement.

1. GÉNÉRALITÉS

Ce chapitre aborde principalement les appareils de levage et de manutention les plus couramment utilisés dans les chantiers de bâtiment en construction neuve (en présentant plus succinctement les matériels spécifiques aux chantiers de réhabilitation). Ce chapitre détaille :

- les grues à tour à montage par éléments (fig. 1 et tableau 1), à montage automatisé (p. 72) ;

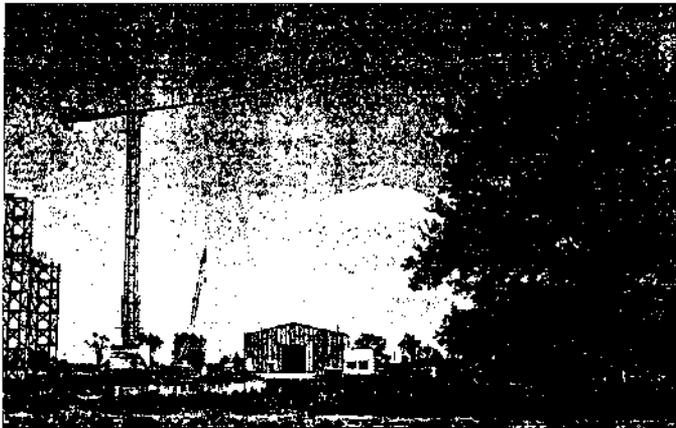


Fig. 1. Grue à tour.

Grues à tour	[portée max (m), charge (kN)] (*)	[charge max (kN), portée (m)] (*)
montées par éléments	[30;10] à [81;70]	[20;17] à [400;24]
dépliables, automontables	[13;5] à [55;20]	[10;7] à [100;20]
(*) simple mouflage		

Tableau 1. Caractéristiques des grues à tour actuellement commercialisées.

- les grues mobiles automotrices tout terrain sur roues (fig. 2 et tableau 2) ou chenilles, routières, ou combinées routières tout terrain sur roues (p. 82) ;

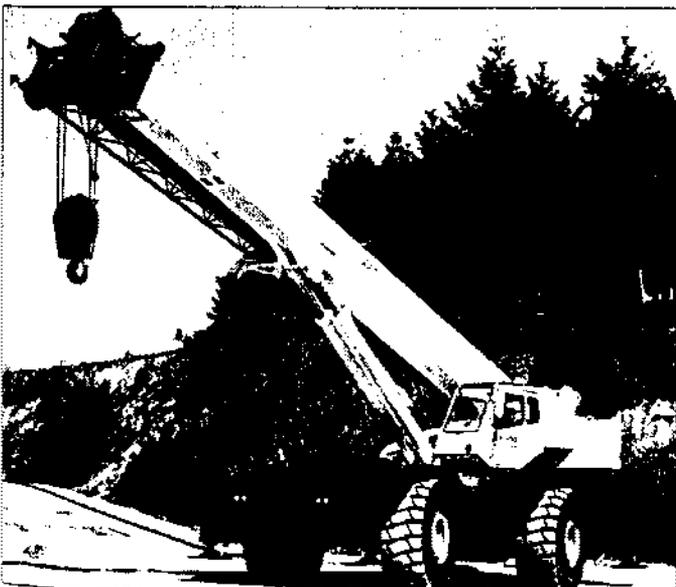


Fig. 2. Grue mobile.

Grues mobiles	Masse (t)	C_{adm} (kN) (*)
routières ($v > 25$ km/h)	18 à 105	180 à 8 000
automotrices sur pneumatiques ($v < 25$ km/h)	7 à 62	70 à 1 500
sur chenilles	17 à 1 400	100 à 16 000
(*) C_{adm} : charge admissible à 75 % de la charge de basculement (sur stabilisateurs, 360°).		

Tableau 2. Caractéristiques des grues mobiles actuellement commercialisées.

- les accessoires de levage (p. 89)

D'autres engins tels que les grues auxiliaires de véhicule, les chariots élévateurs de chantier (à portée fixe ou variable) et les ascenseurs mixtes (matériaux, personnels) sont présentés page 70.

Les ponts et portiques roulants ne sont pas abordés.

2. GRUES

Le terme générique « grue » désigne les appareils de levage travaillant en porte-à-faux par l'intermédiaire d'une membrure appelée flèche, et comportant un ou plusieurs crochets de levage ou des dispositifs de préhension tels que benne preneuse, électro-aimant, grappin, etc.

Les éléments caractéristiques d'une grue sont :

- la hauteur h minimale sous crochet fonction des bâtiments à réaliser, des éléments à transporter et de la sécurité du personnel sur l'aire de travail,
- le couple $[M \times L]$ avec (fig. 3a) :
 - $M = P + U$,
 M : charge mobile de service (poids total des éléments suspendus au câble),
 P : charge utile,
 U : poids des éléments faisant normalement partie de l'appareil tels que mouffles, crochets et longueur de câble correspondant à la hauteur d'autonomie en translation,
 - L : portée, distance horizontale entre l'axe de rotation de l'engin et l'axe du dispositif de préhension de la charge.
- la charge maximale de service, $[M_{max}]$, à une portée donnée évaluée à partir de la condition de non-basculement (fig. 3b),
- les conditions de service de l'engin et de ses mécanismes (utilisation, état de charge).

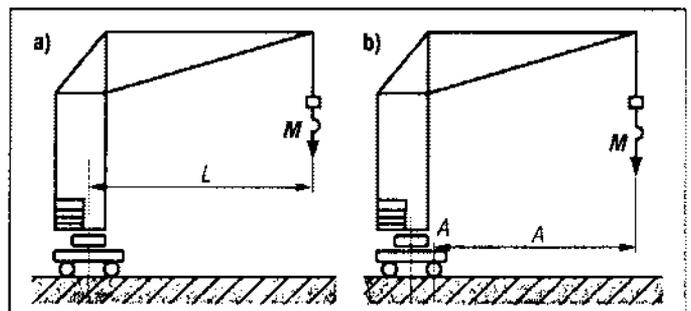


Fig. 3. Moment de basculement, $M_A = AM$: produit de la distance, A à partir de l'axe de basculement, par la charge nominale correspondante, M .

La désignation d'une grue devra comporter :

- le type : grue mobile, à tour, à emploi spécifique,
- la nature de la propulsion : sur chenilles, pneus, rails ou éventuellement fixe,
- la nature de l'équipement : flèche, poste de conduite, stabilisateurs (éventuellement)...
- la nature de la source d'énergie : thermique, électrique,
- la nature des transmissions : électrique, hydraulique, pneumatique, mécanique, mixte...
- la nature de la commande : directe, assistée, asservie, radiocommandée...

sans oublier :

- la charge maximale à portée minimale associée à la charge à portée maximale (combinaisons dépendant de la charge de service et de la portée),
- la hauteur de levage.

3. GRUES AUXILIAIRES DE VÉHICULES (Fig. 4 ET Tableau 3)

Elles sont constituées d'un bâti monté sur un châssis de camion, et d'une colonne sur laquelle s'articule une flèche repliable ou télescopique.

Les caractéristiques des engins actuellement commercialisés sont données au tableau 3.



Fig. 4. Grue auxiliaire de véhicule.

Grues auxiliaires de véhicules	[portée max (m) charge (kN)]	[charge max (kN), portée (m)]
	[1,7;4,3] à [7,7;101]	[7,7;0,9] à [220;3,3]

Tableau 3. Caractéristiques des grues auxiliaires de véhicules.

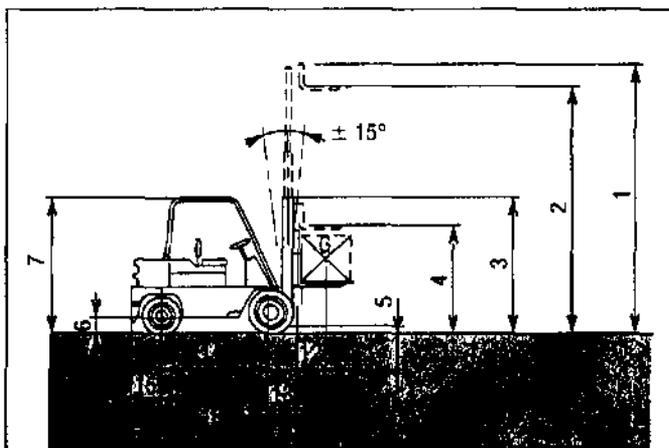
4. CHARIOTS DE MANUTENTION AUTOMOTEURS (Fig. 5, 6 ET Tableau 4)

Ils sont constitués:

- d'un châssis monté sur deux essieux, et,
- soit, d'un mât (hauteur standard 3,60 m) d'inclinaison variable ($\pm 15^\circ$) sur lequel coulissent tablier porte-fourche et fourche (chariot à portée fixe, charge maximale de 1 à 4 t) et avec possibilités de rallonge et équipements tels que benne, pelle...
- soit, d'une flèche télescopique supportant la fourche (chariot à portée variable : hauteur maximale 6 à 12 m, charge maximale à portée minimale 2 à 4 t), avec ou sans possibilité de rotation à 360° .



Fig. 5. Chariot élévateur de chantier.



- | | |
|---|---|
| 1 Hauteur, mât déployé | 9 Écartement extérieur des bras de fourche |
| 2 Hauteur de levée maximale | 10 Voie avant |
| 3 Hauteur, mât replié | 11 Voie arrière |
| 4 Hauteur de levée libre | 12 Position du centre de gravité de la charge |
| 5 Garde au sol sous le mât | 13 Porte-à-faux avant |
| 6 Garde au sol au centre de l'empattement | 14 Empattement |
| 7 Hauteur du protège-conducteur ou de la cabine | 15 Porte-à-faux arrière |
| 8 Largeur | 16 Longueur sans les bras de fourche |

Fig. 6. Caractéristiques dimensionnelles des chariots de manutention.

Charlots élévateurs de chantier à portée fixe		
	mât standard	mât avec rallonge
Hauteur d'utilisation	2,66 à 4 m	3,30 à 6,75 m
Charge maximale	10 à 70 kN	10 à 70 kN
Charlots élévateurs de chantier à portée variable		
	mât standard [portée max (m) ; charge (kN)]	mât avec rallonge [charge max (kN) ; portée (m)]
	[3,1;9] à [13,1;8]	[2,2;1] à [65;2,2]

Tableau 4. Caractéristiques des engins actuellement commercialisés.

5. ASCENSEURS ET MONTE-MATÉRIAUX DE CHANTIER (Fig. 7)

Ils sont constitués d'un équipage mobile se déplaçant le long de guides et sont classés en trois catégories :

- I : transport des personnels et/ou des matériaux,
- II : transport des matériaux avec accès du personnel sur l'équipage pendant le chargement (ou déchargement),
- III : transport des matériaux seulement.

Ils peuvent être autostables (dans le cas contraire, la charpente des guides doit être ancrée ou haubanée), verticaux ou inclinés (capacité de levage plus faible), à adhérence (câbles entraînés par adhérence) ou non.

La gamme des ascenseurs et monte-matériaux de chantiers est la suivante :

- hauteur maximale de 15 à 600 m,
- charge maximale de 150 à 4 500 kg.

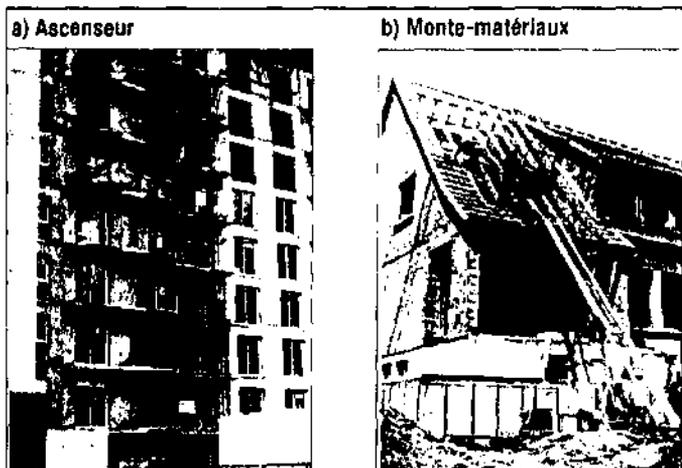


Fig. 7. Ascenseurs et monte-matériaux de chantier.

6. ÉLÉVATEURS HYDRAULIQUES À NACELLE (Fig. 8)

Ils sont constitués d'un châssis supportant une flèche télescopique équipée d'une nacelle, qui permet des interventions rapides et en sécurité quand l'accès est difficile.

La gamme des élévateurs hydrauliques à nacelle est la suivante :

- hauteur châssis-fond de nacelle de 4,9 m à 58 m,
- charge admissible totale de 165 kg à 1 134 kg.

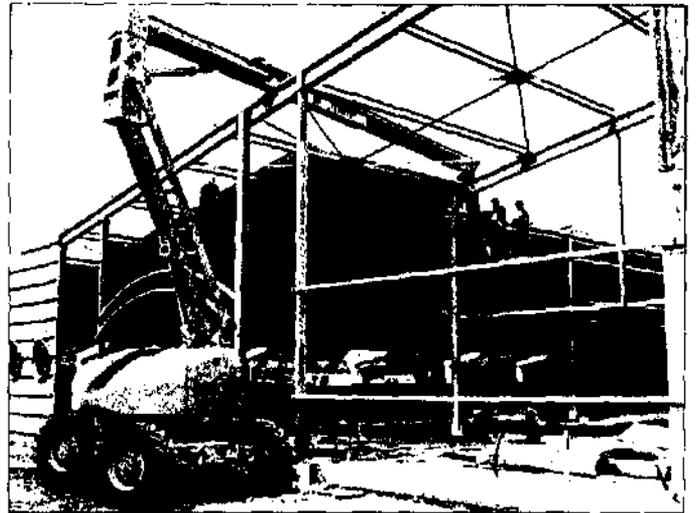


Fig. 8. Elévateur hydraulique à nacelle.

7. CRITÈRES DE CHOIX

Le choix d'un engin de levage s'effectue à partir de critères économiques et techniques qui permettent d'assurer un niveau de sécurité maximal pour le personnel exécutant les travaux.

Les conditions de levage et de manutention des charges dépendent de la nature du chantier (neuf ou réhabilitation) et de sa taille.

En construction neuve, le choix de l'engin relève du processus suivant :

- la réalisation des opérations préliminaires :
 - analyse du planning général pour déterminer l'ordre de construction du (ou des) bâtiment(s) et les cadences de fabrication retenues, donc la durée d'utilisation,
 - choix des méthodes de construction (type de structure, de façades, parties d'ouvrages préfabriquées, lieu de préfabrication...) et des zones de fabrication et de stockage (approvisionnement et/ou mise en place des coffrages outils, du béton, des armatures, des éléments préfabriqués...),
- une étude des différentes possibilités d'implantation de l'engin en fonction:
 - de l'environnement du chantier (obstacles tels que bâtiments existants, zones de survol interdit, lignes électriques, autres engins... ou déplacements nécessaires de l'engin),
 - des conditions d'installation, de mise en service et d'exploitation de l'engin (zone d'implantation, dispositions pratiques de montage ou démontage, alimentation électrique, accès pour l'approvisionnement, etc.),
 - de la localisation des éléments à déplacer,
 - de l'évaluation de leur poids et encombrement,
 - de la trajectoire qu'ils devront décrire en fonction de l'implantation projetée de l'engin de levage,
- la détermination de performances optimales (par exemple, charge maximale à lever à une distance donnée) compatibles avec les conditions de fonctionnement recommandées par le constructeur de l'engin.

Grues à tour

NF E 52-075, E 52-115, NF ISO 4301-1, -2, 4306-1, -2 & 7752-3

1. DÉFINITION

Ces grues ont une flèche orientable située sur la partie supérieure d'un fût (ou tour).

Les éléments fondamentaux sont (fig. 1) :

- le châssis de base (ou châssis de roulement) : 12,
- la tour (structure métallique en treillis, de section carrée) : 10,
- la flèche (structure métallique en treillis, de section triangulaire) : 1,
- les mécanismes permettant d'assurer les déplacements de la charge : 13 à 16.

La conception des grues à tour induit des problèmes de stabilité particuliers du fait de la position du centre de gravité de l'ensemble (grue + charge), mais n'entraîne qu'un encombrement réduit au sol.

2. TERMINOLOGIE

Quatre groupes de caractéristiques permettent de définir les grues à tour de chantier :

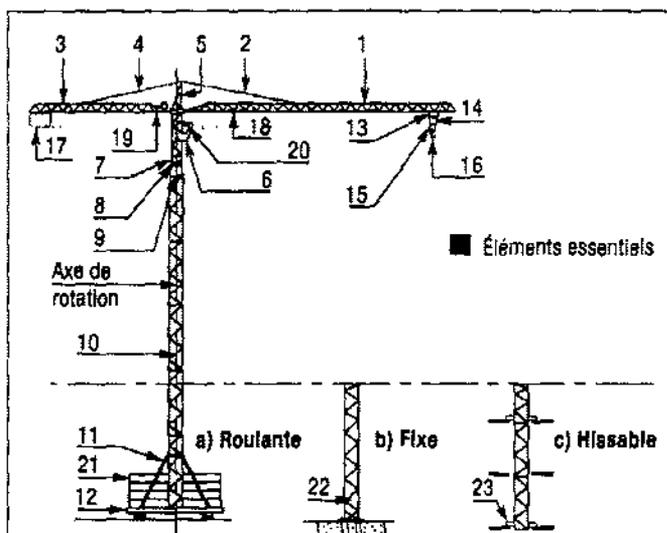
- le montage :
 - par éléments (fig. 1),
 - automatisé (à montage rapide sans utilisation d'un appareil auxiliaire) (fig. 2),

- la liaison partie fixe-partie tournante :
 - à rotation du haut (mât fixe), (fig. 1),
 - à rotation du bas (mât tournant), (fig. 2),
- la conception de la flèche :
 - flèche horizontale,
 - flèche relevable,
- le type d'implantation :
 - grues roulantes,
 - grues fixes,
 - grues hissables (supportées par le bâtiment).

La flèche peut être :

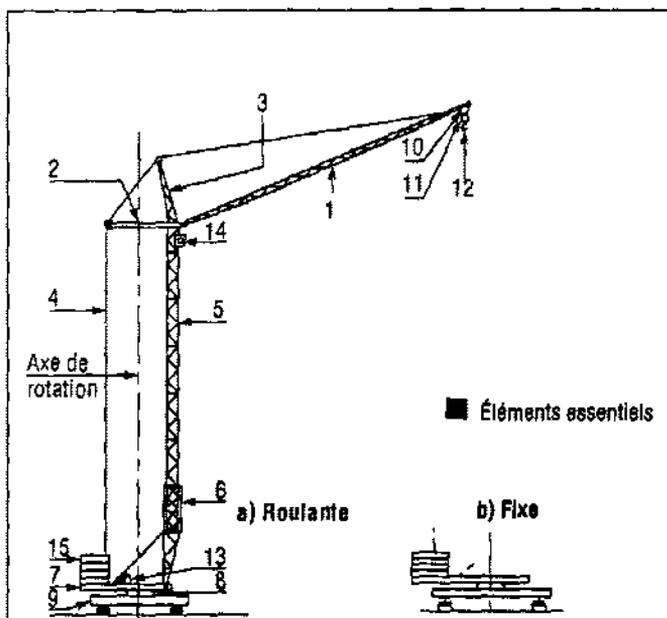
- maintenue horizontalement :
 - hauteur sous crochet (HSC) constante,
 - rayon de travail variable :
 - * par déplacement d'un chariot muni d'un crochet, ou autre organe de préhension,
 - * par déplacement horizontal de la flèche autour de l'axe du mât (c'est le cas des grues à flèche distributrice),
- articulée dans un plan vertical :
 - hauteur sous crochet (HSC) et rayon de travail variables (c'est le cas des grues à flèche relevable).

La terminologie complète est exposée figures 1 et 2.



N°	Désignation	N°	Désignation
1	Flèche	13	Chariot
2	Tirant de flèche	14	Câble de levage
3	Contre-flèche	15	Moufle
4	Tirant de contre-flèche	16	Crochet
5	Porte-flèche	17	Contrepoids
6	Mât de la cabine	18	Mécanisme de traction du chariot
7	Pivot tournant	19	Treuil de levage
8	Couronne d'orientation	20	Cabine
9	Pivot fixe	21	Lest de base
10	Tour	22	Pied de scellement
11	Hauban	23	Cadre de hissage
12	Châssis de base (châssis de roulement)		

Fig. 1. Grue à tour à montage par éléments, à rotation du haut, à flèche horizontale. Terminologie.



N°	Désignation	N°	Désignation
1	Flèche	8	Couronne d'orientation
2	Contre-flèche	9	Châssis de base (châssis de roulement)
3	Porte-flèche	10	Câble de levage
4	Câble de relevage	11	Moufle
5	Tour	12	Crochet
6	Tour de télescopage	13	Treuil de levage
7	Châssis tournant (plate-forme tournante)	14	Cabine
		15	Contrepoids

Fig. 2. Grue à tour à montage automatisé, à rotation du bas, à flèche relevable. Terminologie.

3. DÉPLACEMENTS POSSIBLES (Fig. 3)

On distingue :

- le **levage** : déplacement vertical ascendant ou descendant (treuil de levage).
- la **distribution** : translation du chariot le long de la flèche (treuil de chariot).
- la **rotation** : autour de l'axe de la couronne d'orientation (mécanisme vertical et solidaire du fût tournant : il est composé d'un ensemble moteur frein-ralentisseur-réducteur et pignon engrenant la couronne horizontale et débrayable pour la mise en girouette [vent trop important, chantier fermé]).
- la **translation** (p. 79) : sur voie ferrée (grue roulante : plate-forme équipée de roues simples ou de boggies - deux moteurs, deux fous - ou coulissants si la voie est à écartement variable) ; vitesse moyenne 25 m/min.

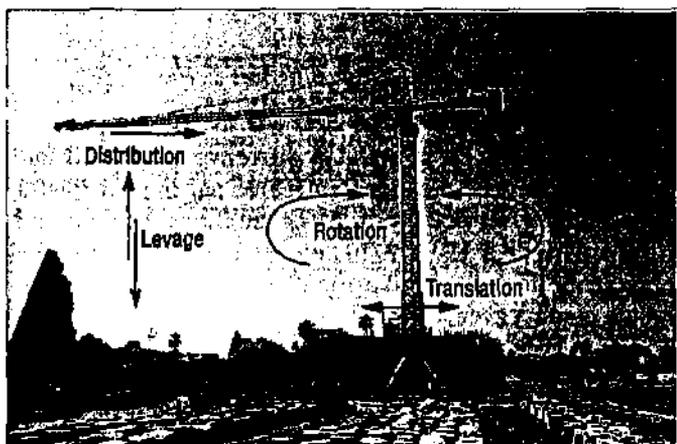


Fig. 3. Déplacements possibles d'une grue à tour.

4. STABILITÉ D'UNE GRUE EN ET HORS SERVICE

4.1 Inventaire des efforts sollicitant une grue

- Grue à rotation du haut (fig. 4).

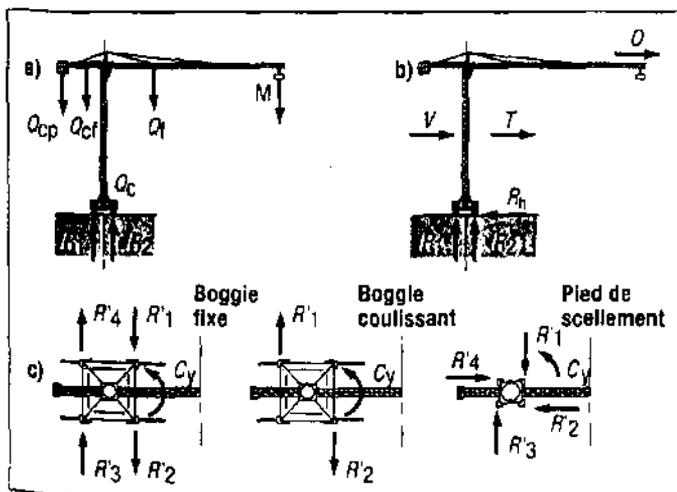


Fig. 4. Grue à rotation du haut : inventaire des efforts.

- Grue à rotation du bas (fig. 5).

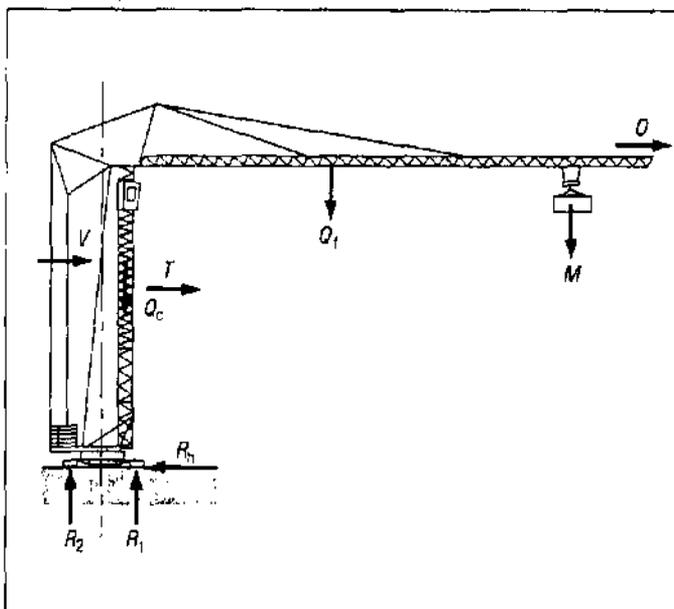


Fig. 5. Grue à rotation du bas : inventaire des efforts.

4.2 Grue à rotation du haut : stabilité en service

L'engin de levage est soumis au centre de gravité G de sa base :

- à la composante verticale de la résultante :

$$Y = Q_{cp} + Q_{cf} + Q_f + M + Q_c$$

avec :

- Q_{cp} : contrepoids (lest de contre-flèche),
- Q_{cf} : poids de la contre-flèche,
- Q_f : poids de la flèche
- M : charge mobile de service (p. 69) appliquée à la distance L de l'axe de rotation,
- Q_c : poids des éléments complémentaires (tour, lest de base, châssis de base),

- à la composante horizontale de la résultante :

$$X = V + T + O$$

avec :

- V : résultante des actions dues au vent,
- T : actions dues au freinage de la translation du chariot ou de la rotation de la flèche,
- O : force centrifuge engendrée par la rotation autour de l'axe d'orientation,

- au moment résultant :

$$C_z = C_{zv} + C_{zh}$$

- C_{zv} : moment/G de tous les efforts verticaux
- C_{zh} : moment/G de tous les efforts horizontaux,

- au moment résultant :

$$C_y = C_{yv} + C_{yv}$$

- C_{yv} : moment de torsion au démarrage ou au freinage du mécanisme d'orientation,
- C_{yv} : moment de torsion dû à l'action du vent sur la flèche et la contre-flèche.

Ces efforts sont équilibrés par les actions de contact boggies-rails (le sens des composantes verticales est identique ou opposé selon la position de la charge M) et le non-basculement de l'engin est vérifié par comparaison des moments de stabilité et de renversement autour de l'arête de basculement selon les pondérations figurant au tableau 14 de la norme NF E 52-081.

En pratique, on considère, par simplification, le problème plan et on distingue alors dans C_{zv} :

- d'une part, le moment M.L (p. 69),
- d'autre part, le moment des autres charges verticales par rapport à l'axe du mât (constante de l'engin pour une configuration donnée).

• **Justification de l'allure des abaques (fig. 6) :** si C_{zv} est fixé (structure et configuration de l'engin), statiquement $M = K/L$ [K est alors une constante de l'engin] (partie courbe des abaques). La charge maximale utile est :

$$P_m = K/L - U \quad (\text{p. 69}).$$

• **Autres limitations :**

- P_m est aussi limitée par la capacité du treuil de levage (partie horizontale des abaques),
- P_m est minorée par rapport à la charge théorique du fait de la flexibilité de la grue.

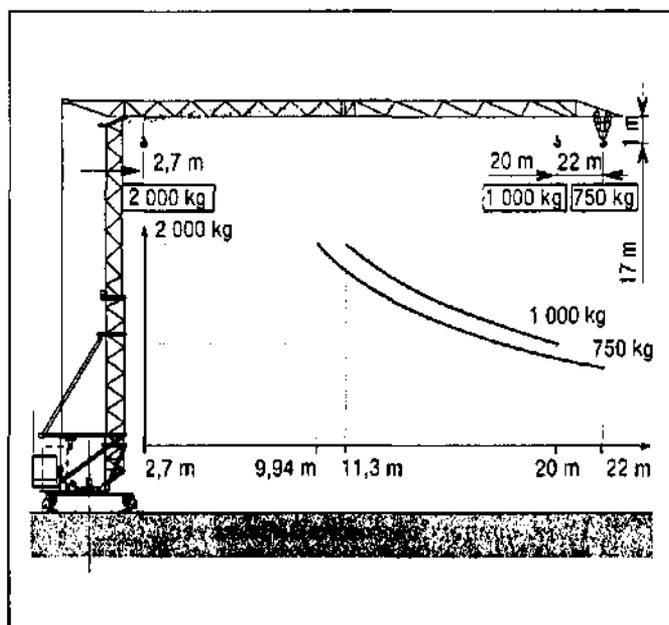


Fig. 6. Grue à montage rapide : justification des abaques.

4.3 Grue à rotation du haut : stabilité hors service

La vérification du non-basculement se fait « grue au repos » (fig. 7) et immobilisée, flèche mise en girouette (sens des vents dominants, $C_y = 0$), griffes d'ancrage mises en place et en adoptant :

$$Y = Q_{cp} + Q_{cd} + Q_f + M' + Q_c$$

avec : M' : poids du chariot et du crochet,

et $X = V_m$

avec : V_m vent extrême (130 à 165 km/h).

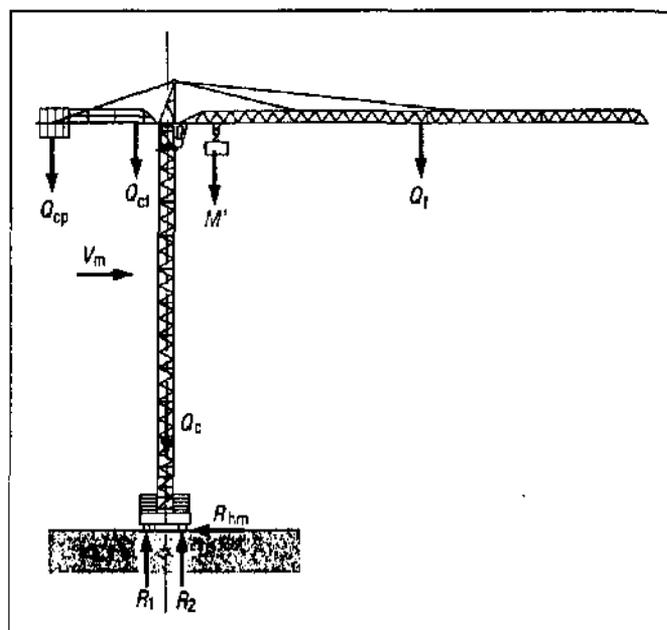


Fig. 7. Grue à rotation du haut : stabilité hors service.

4.4 Influence particulière du vent

Indépendamment de la stabilité au renversement, il faut vérifier que la grue n'est pas entraînée par le vent (justification faite en service (vent de 72 km/h) et hors service (vent supérieur à 110 km/h), en prenant en compte des coefficients de frottement variant de 0,02 à 0,25 selon le type de contact avec les rails).

La recommandation R 373 du 4/6/1998 de la CNAM énonce les mesures de prévention à mettre en œuvre pour assurer la stabilité des grues à tour soumises à l'effet du vent.

5. EXPLOITATION D'UNE FICHE TECHNIQUE (« DATA ») D'UNE GRUE À TOUR

Le constructeur propose des fiches comportant chacune trois ensembles de données.

Le premier (fig. 8) et le deuxième (fig. 9) de ces ensembles de données permettent de déterminer :

- les caractéristiques dimensionnelles : longueur de la flèche ①, hauteur sous crochet ②, hauteur totale ③, dimensions types du châssis ④, actions aux appuis (en et hors service) ⑤, type de grue ⑥.
- la charge utile maximale M_{max} en fonction de la portée L et selon le type de mouflage (double ou simple) ⑥.

Le troisième (tableau 1) précise les caractéristiques des mécanismes (levage, distribution, orientation, puissance électrique, etc.).

Exemple : pour obtenir une hauteur sous crochet de 39,40 m et pour lever une charge de 5,2 t à 49 m en utilisant la grue de type TOPKIT MD 345 L 12, on pourra retenir les caractéristiques suivantes : mâture V60A de 2 m de côté, hauteur sous crochet de 41,50 m (7 panneaux), hauteur totale 54,50 m munie d'une flèche de 50 m (charge utile de 5,9 t à 50 m), simple mouflage.

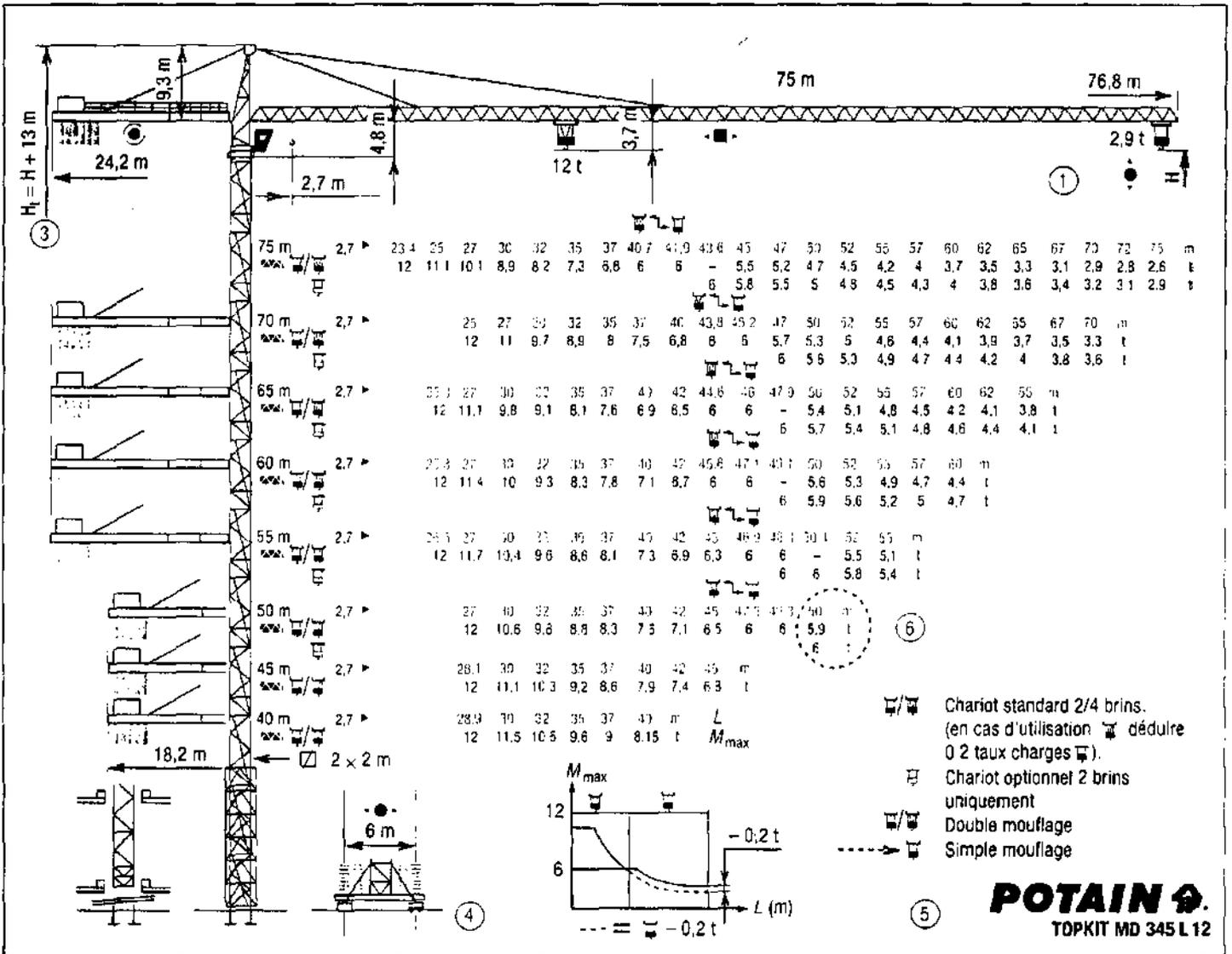


Fig. 8. Caractéristiques dimensionnelles et courbes de charges.

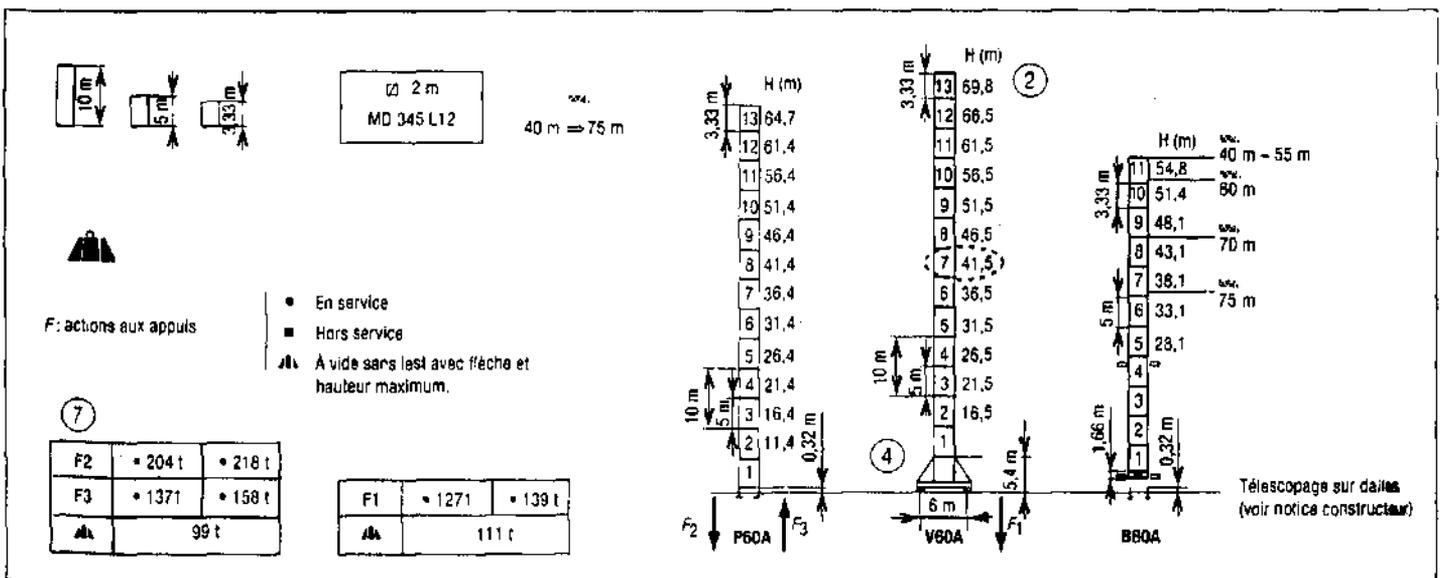


Fig. 9. Caractéristiques dimensionnelles et actions aux appuis.

		Simple mouffage		Double mouffage		ch-PS hp	kw		
	55 RCS 30	m/min t	0 → 33 6	0 → 66 3	0 → 16,5 12	0 → 33 6	55	40,5	370 m > 370 
	70 RCS 30	m/min t	0 → 42 6	0 → 84 3	0 → 21 12	0 → 42 6	70	51	461 m > 461 
	6 D3 V4-1	m/min	10-50 (12 t) 100 (6 t)			7,4	5,4		
	50 LVF 30	m/min t	3,5 → 9 → 27 → 37 → 55 → 66 6 6 6 4,5 3 1,5		1,7 → 4,5 → 13,5 → 18,5 → 27,5 → 33 12 12 12 9 6 3	50	37	344 m > 344 	
	75 LVF 30	m/min t	5 → 13 → 41 → 55 → 82 → 99 6 6 6 4,5 3 1,5		2,5 → 6,5 → 20,5 → 27,5 → 41 → 49,5 12 12 12 9 6 3	75	55	601 m > 601 	
	120 LCC 30	m/min t	0 → 86 → 103 → 129 → 172 → 206 6 4,5 3 1,5 0,7		0 → 43 → 51,5 → 64,5 → 86 → 103 12 9 6 3 1,5	120	88	652 m > 652 	
	6 DVF 4-1	m/min	0-4 → 50 (12 t) 0-4 → 100 (6 t) 0-4 → 120 (3 t)			5,5	4		
	RVF OPTIMA	tr/min	0 → 0,7			2 × 12	2 × 9		
V 60 A 	RT 544 A1 2V	m/min	13,5 - 27			4 × 7	4 × 5,2		
 R > 13 m H < 41,5 m	TCV 649 ARC	m/min	10 - 50			4 × 6,8	4 × 5		
Réseau		Puissance électrique nécessaire				Niveau acoustique (direction CEE)			
CEI 38  IEC 38									
400 V (+ 6 % - 10 %) 50 Hz		55 RCS/50 LVF : 90 kVA 70 RCS/75LVF : 110 kVA 120 LCC : 160 kVA				84/534 - 87/405			
 Levage	 Orientation	 Translation		 Conforme aux directives CE 84/534 et 87/405 sur le niveau acoustique  Consulter le constructeur		POTAIN TOPKIT MD 345 L 12			
 Distribution									

Tableau 1. Mécanismes.

6. DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES DE LA GRUE

Si l'on est conduit, lors de la préparation d'un chantier, à choisir des engins de levage (p. 69) du type grue à tour, le nombre et les caractéristiques des grues, leur implantation et les conditions de mise en service, en sécurité, devront être déterminées préalablement à l'établissement du plan d'installation de chantier (p. 222).

6.1 Détermination du nombre de grues

Le nombre minimal de grues est obtenu à partir de la charge d'occupation journalière de grue : la vérification de

la saturation de l'engin de levage est fondamentale pour établir une chronologie prévisionnelle plausible de la construction d'un bâtiment.

Nous nous limiterons ici à expliciter certains paramètres des calculs évoqués dans l'organigramme (p. 203).

Le nombre de grues est obtenu en comparant le délai attribué par le maître d'ouvrage (noté DA, il figure sur le planning) avec la durée de réalisation de l'ensemble des niveaux du bâtiment (notée DR).

On estime d'abord le délai de réalisation par niveau en listant les tâches élémentaires réalisées par la grue, pour lesquelles on a des temps unitaires (tableau 2).

Tâche élémentaire de la grue	Unité (U)	Temps unitaire (TU)	Quantité	Partiel (h)	Total cumulé (H)
Éléments porteurs verticaux	(a)	(b)	(c)	(b) × (c)	
Voiles banchés					
Banche standard (1 face)	U	0,06			
Banches à compas (le colis)	U	0,11			
Té	U	0,11			
Angle	U	0,11			
Lest de stabilité	U	0,04			
Mannequin	U	0,05			
Hulsearia métallique	U	0,05			
Approvisionnement d'armatures (1 colis pour 10 m ²)	ens.	0,06			
Approvisionnement de béton à la benne (1 m ³)	m ³	0,12			
Pose d'une poutre préfabriquée dans un voile	U	0,14			
Poteaux					
Coffrage métallique	ens.	0,10			
Cage d'armature	U	0,10			
Approvisionnement de béton à la benne (1 m ³)	m ³	0,40			
			s/total	(1)	(1)
Éléments porteurs horizontaux					
Predalles réalisées sur chantier					
Approvisionnement d'armatures (1 colis pour 100 m ²)	ens.	0,06			
Approvisionnement de béton à la benne (1 m ³)	m ³	0,12			
Décoffrage-mise en place des prédalles	U	0,15			
Décoffrage-mise en stock des prédalles	U	0,10			
Pose de prédalle prise sur stock ou sur camion	U	0,12			
Béton de complément de la dalle de compression					
Approvisionnement d'armatures (pour 100 m ²)	ens.	0,36			
Approvisionnement de béton à la benne (1 m ³)	m ³	0,07			
Divers					
Déplacement de table coffrante	U	0,13			
Déplacement de tour d'étalement	U	0,10			
Livraison de poutrelles bois (pour 100 m ²)	ens.	0,06			
Livraison d'étais (paquet de 100) : 1 étau pour 2 m ²	ens.	0,10			
Manutention de coffrage de rive de dalle (panneau)	U	0,05			
			s/total	(2)	(1) + (2)
Éléments préfabriqués					
Stockage de volées d'escalier	U	0,10			
Pose d'escalier 1/2 volée sur palier	U	0,25			
Pose d'une volée d'escalier hélicoïdal à noyau central	U	0,50			
Poutre	stockage	U	0,07		
	pose	U	0,15		
Poteau	stockage	U	0,08		
	pose	U	0,15		
Acrotère	stockage	U	0,07		
	pose	U	0,10		
Voile	stockage	U	0,08		
	pose	U	0,15		
Balcon	stockage	U	0,07		
	pose	U	0,10		
Gaine vide-ordures	stockage	U	0,07		
	pose	U	0,10		
			s/total	(3)	(1) + ... (3)
Maçonnerie					
Approvisionnement de blocs de béton manufacturés	Palette	0,10			
Approvisionnement de bacs de béton mortier (0,3 m ³)	U	0,07			
Approvisionnement de prélinteaux préfabriqués	Palette	0,10			
			s/total	(4)	(1) + ... (4)
Prévention					
Déplacement d'une passerelle de travail en encorbellement	U	0,12			
Déplacement d'une passerelle de circulation	U	0,10			
Déplacement de filets de protection pour maçonnerie	Colis (1)	0,05			
Déplacement d'un platelage de trémie	U	0,05			
Approvisionnement en lisses sous-lisses et potelets de garde-corps	Colis (1)	0,06			
(1) À compter une fois par niveau			s/total	(5)	(1) + ... (5)
Déchargement de camions					
Palette de blocs de béton manufacturés	Camion	0,20			
Éléments préfabriqués	Camion	0,40			
			s/total	(6)	(1) + ... (6) = (7)
Aléas et temps improductifs inhérents à tout chantier : 15 %			0,15 × (7) =		(8)
Temps total d'occupation de la grue (noté D0)			(7) + (8) =		(9)
Nombre de jours moyens (Hj) nécessaires à la réalisation du (des) niveau(x) étudié(s) (noté DR) : Hj est le nombre d'heures de travail par jour (actuellement, Hj = 7,8).			(9) / Hj =		(10)

Tableaux 2. Temps unitaires de tâches élémentaires de grue.

- Les temps unitaires d'occupation de la grue par unité d'ouvrage sont connus statistiquement par l'entreprise. Le tableau 2 (TU : colonne (b)) donne quelques exemples exprimés en centièmes d'heures par unité d'ouvrage ou de matériel mis en œuvre (U : colonne (a)).

Nota : L'évaluation d'un TU est explicitée page 40 (cycle de production d'un engin) pour les engins de terrassement ; les valeurs données dans le tableau 2 sont déterminées par une méthode similaire.

- L'avant-métré du gros œuvre (recherche des surfaces hors œuvre par niveaux ou SHON) permet de déterminer les quantités d'ouvrages élémentaires (par catégories : voiles, planchers...) à réaliser : colonne (c).

La somme de toutes les durées de ces tâches permet de calculer le temps d'occupation (noté DO) de la grue pour réaliser un étage.

En effectuant le rapport DO/H_j (où H_j représente une journée de travail d'un grutier exprimée en h), on trouve la durée de réalisation d'un étage (en nombre de jours). On en déduit DR et, donc, le nombre de grues minimal pour respecter $DA > DR$.

Ce calcul permet, en outre, de déterminer les cadences d'avancement de chaque niveau en vue de la détermination du cyclage (p. 203).

6.2 Détermination des caractéristiques de la grue

6.2.1 Flèche

La recherche de la position optimale de l'engin (et, par conséquent, de la longueur de la flèche) s'effectue à partir du plan masse et des données concernant les techniques de réalisation (par exemple, éléments préfabriqués tels que prédalles, panneaux de façade, etc.).

Sont pris en compte :

- les circuits d'approvisionnement (points de livraison, distances minimales pour la mise en place ou le dégagement d'éléments de grandes dimensions [panneaux, coffrage-outils, etc.], liaisons avec les aires de fabrication et de stockage...),
- les aires de préfabrication à desservir (p. 222),
- les conditions de sécurité pour le personnel
 - espace libre de 0,60 m minimum permettant la circulation entre la base de la grue et les parties saillantes du bâtiment en construction ou des installations et équipements provisoires (fig. 10),
 - stabilité de l'engin en bord de fouille,
- le profil et les dimensions des bâtiments existants mitoyens (heurts à éviter lors de la mise en girouette),
- l'existence de zones où le survol est interdit (lieux publics...),
- la présence d'équipements de sécurité en débord de bâtiment,
- les possibilités de montage et démontage.
- la présence de lignes électriques (distance minimale de l'engin aux conducteurs égale à 3 m si la tension est inférieure à 57 000 V et 5 m dans le cas contraire).

6.2.2 Hauteur sous crochet (Fig. 10)

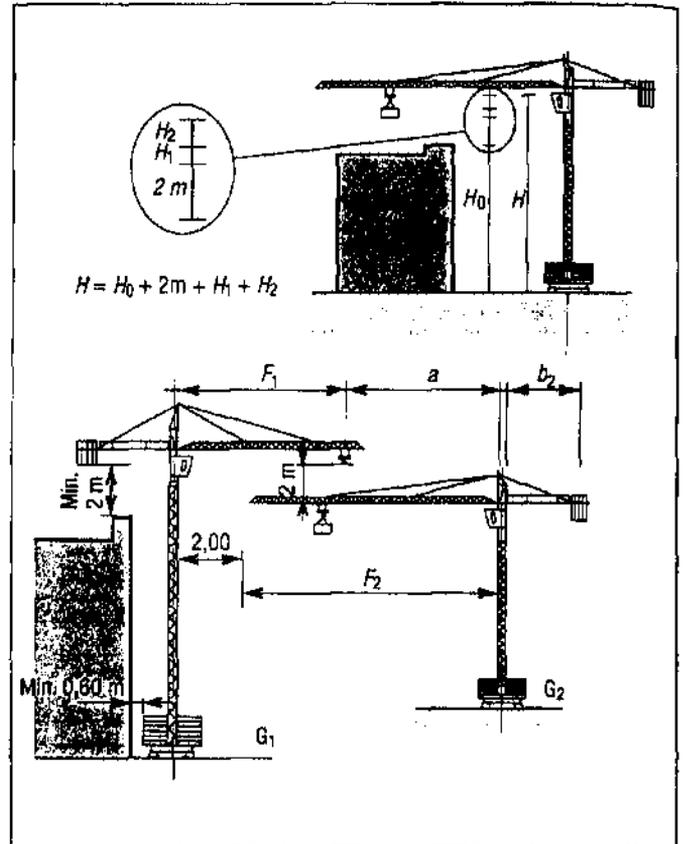


Fig. 10. Hauteur sous crochet.

La hauteur minimale H est déterminée à partir :

- du niveau maximal du bâtiment (H_0),
- des conditions de sécurité (garde minimale de 2 m au-dessus du niveau maximal du bâtiment),
- de la hauteur des éléments à lever, y compris l'élingage ($H_1 + H_2$),
- du niveau maximal des bâtiments existants adjacents ou situés dans la zone de survol envisagée.

6.2.3 Couple maximal (p. 69)

En prenant en compte le poids des éléments à lever (fonction des techniques de fabrication adoptées), leur emplacement, le poids des appareils de levage (p. 89) et, à partir de la charge admissible à une portée donnée, on vérifie alors la valeur du couple maximal autorisé (en fonctionnement, il est préférable de lever des charges ne dépassant pas les 75 % de la charge maximale).

6.2.4 Conditions d'installation dans le cas d'utilisation de plusieurs grues se trouvant à proximité les unes des autres (Fig. 10 et 11)

La distance minimale entre deux tours est au moins égale à la longueur, augmentée de 2 m, de la flèche la plus basse qui serait susceptible de rencontrer la tour de l'autre grue : $F_2 + 2$ m. La distance verticale entre les éléments les plus bas (crochet en position haute ou contreponds de l'appareil le plus élevé) et les éléments les plus hauts de l'autre appareil est au minimum de 2 m.

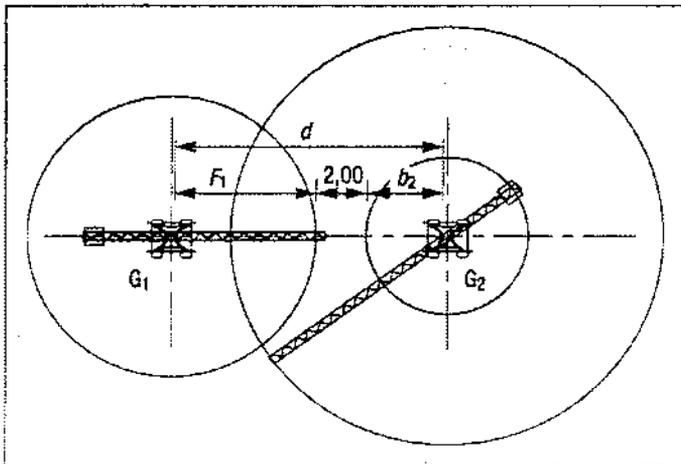


Fig. 11. Conditions d'installation de grues dont les zones d'action sont sécantes.

Dans le cas de grues ayant une zone de travail commune, les deux grues doivent être munies de dispositifs d'asservissement leur interdisant une intervention simultanée dans cette zone. Toutefois, la flèche de la grue la plus haute peut passer au-dessus de la zone commune, sous réserve que le câble et son crochet restent au moins distants, en plan, de 2 m par rapport à la grue survolée.

Toutes les grues doivent pouvoir être mises en girouette en respectant la première condition.

Il faut aussi tenir compte des conditions citées précédemment pour déterminer la flèche (espace libre minimum à la base) et la hauteur sous crochet (garde minimale au-dessus du dernier plancher).

La circulaire du 9/7/1987 du MASE (Ministère des Affaires Sociales et de l'Emploi) et la note technique du 6/3/1991 précisent les mesures particulières à prendre dans le cas d'installations de grues à tour dont les zones d'action interfèrent.

La circulaire définit les notions d'arrêt automatique, de zone interdite, zone d'approche, zone d'interférence, zone surveillée, de vitesse réduite, d'interférences doubles, triples ou plus.

Un programme de mise en œuvre est prévu dans le cas de risques dus :

- au survol des zones interdites,
- au heurt câble/contre-flèche,
- au heurt câble/flèche,
- aux interférences en cas de translation des grues.

7. INSTALLATION ET MISE EN SERVICE

7.1 La voie de grue

Sa nature dépend des trois paramètres suivants :

- du type d'engin retenu : la fiche technique (p. 75) donne l'écartement des rails et l'action de contact par bogie en fonction de sa hauteur d'utilisation (par exemple, pour la grue Potain TOPKIT MD 345 L12 choisie page 75, l'écartement des rails est de 6 m, l'action F_1 vaut 1 390 kN) ;

- des types de voies proposées par le constructeur (ici, sur longrines béton ou sur blochets, fig. 12 et 13).

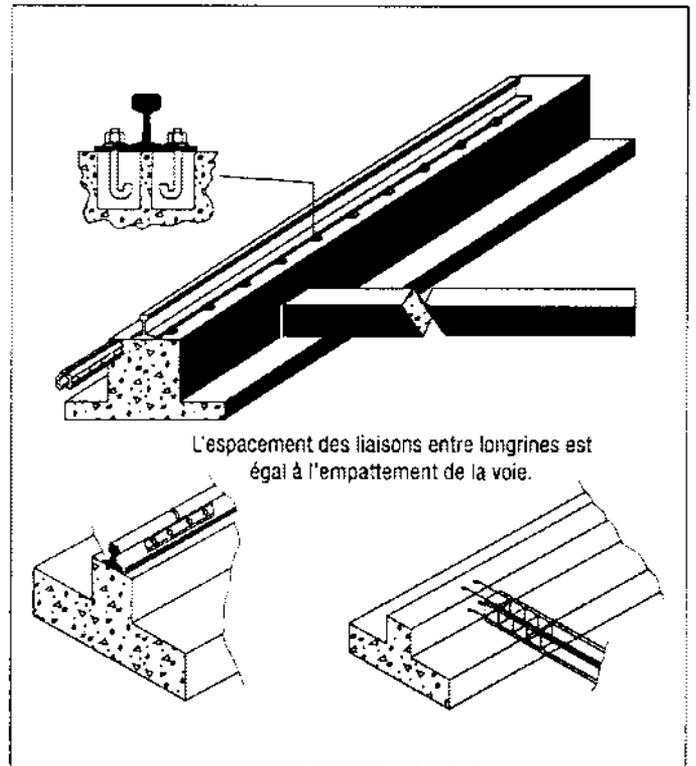


Fig. 12. Voie sur longrine béton.

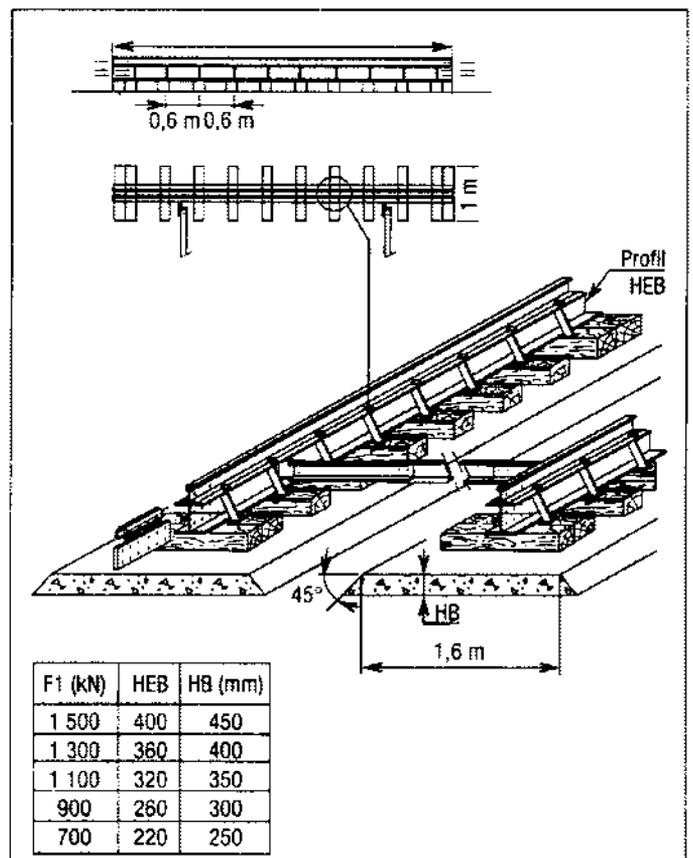


Fig. 13. Voie sur blochet.

- des caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise, la fondation de la voie devant être traitée au même titre que celle d'un ouvrage définitif (par exemple, les plans de la voie sont donnés pour une portance au moins égale à 0,2 MPa).

Pour éviter une mise en charge brutale d'un des galets (préjudiciable à la stabilité de l'engin de levage), dans certaines positions de la charge combinées à une direction particulière du vent, la voie de grue courante (fig. 12) doit être :

- contenue dans un plan horizontal,
- rectiligne et d'écartement constant.

Enfin, la voie doit être munie de dispositifs permettant l'arrêt de l'engin en fin de voie [par exemple, fin de course de translation (interrupteurs de fin de course et de surcourse), butoir élastique placé à 1 m au moins avant la traverse d'extrémité, butoir fixe soudé sur le rail (fig. 14)] et correctement mise à la terre (éclissage électrique des tronçons de rails (fig. 15)).

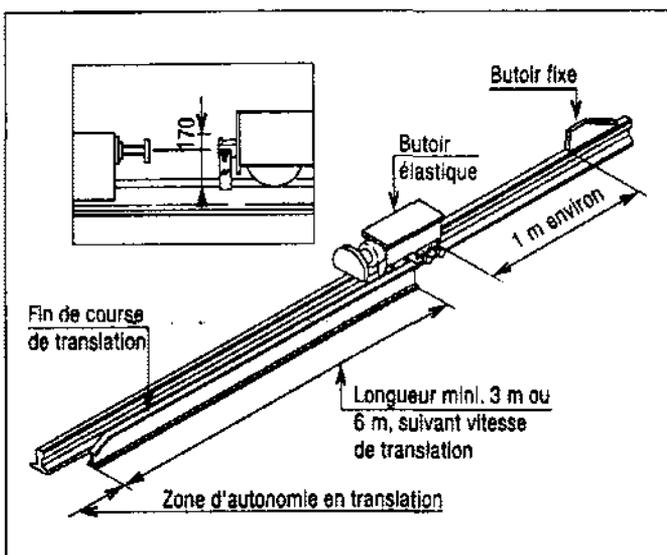


Fig. 14. Dispositifs d'arrêt en fin de voie.

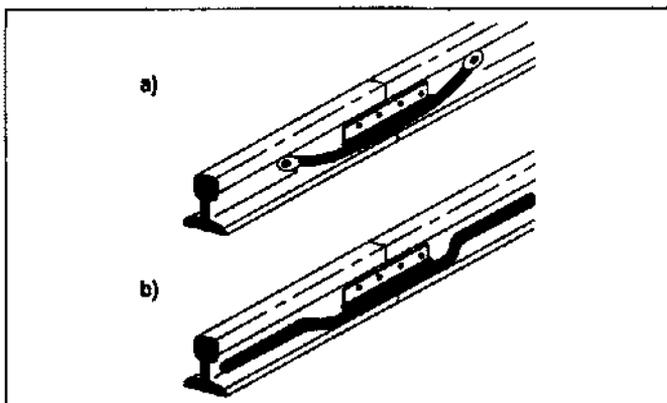


Fig. 15. Mise à la terre : éclissage des tronçons de rails (exemple).

7.2 Le massif de scellement des pieds de grue (fig. 16)

Quand le châssis de base est fixe, le mât est boulonné sur quatre pieds scellés dans un massif en béton armé. Le réglage de l'implantation des pieds et de la verticalité du

mât avant coulage du massif, se fait en utilisant un cadre de scellement qu'on retire avant le montage définitif de la tour.

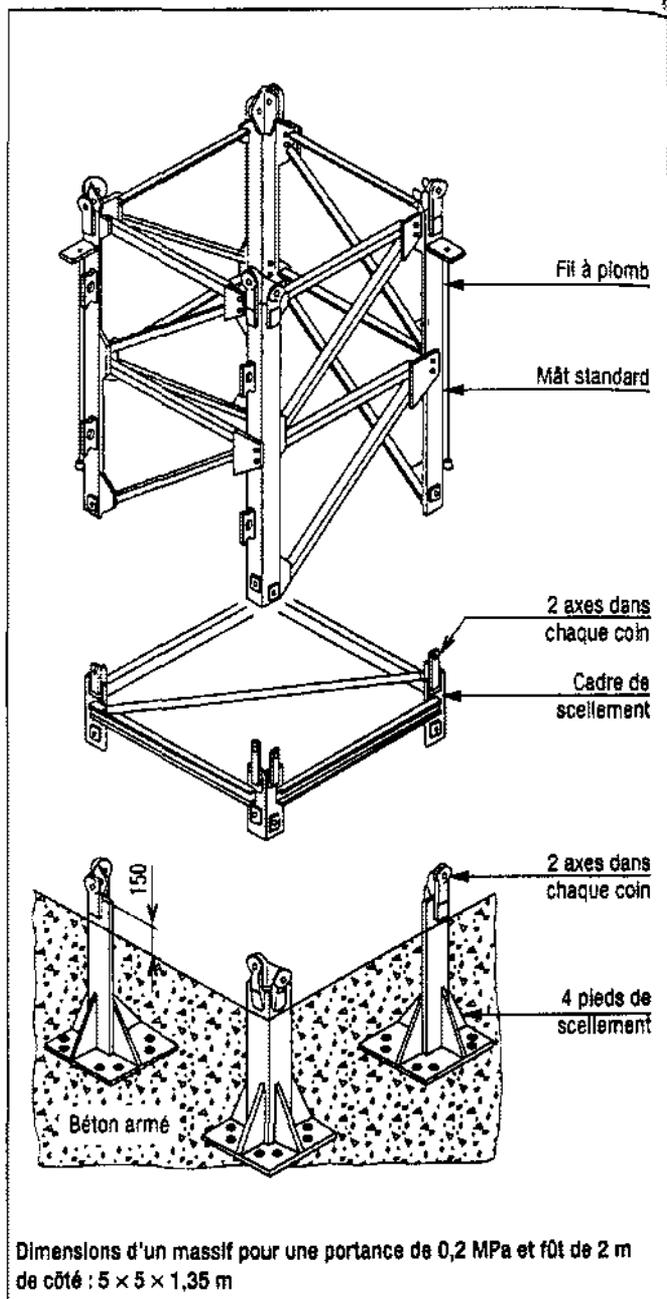


Fig. 16. Massif de scellement des pieds de grues.

8. SÉCURITÉ DES GRUES À TOUR

Le décret du 2/12/1998 précise les mesures complémentaires à celles figurant dans le code du travail, applicables pour l'utilisation des équipements de travail servant au levage des charges et aux équipements de travail mobiles. En outre, ce décret impose la délivrance d'une autorisation de conduite une fois que le salarié a reçu la formation adéquate et que son employeur s'est assuré de son aptitude à la conduite en sécurité de l'engin de levage (Recommandations R 372, 377 et 383 de la CNAM).

8.1 Dispositifs de sécurité obligatoires

- **Limiteur de charge maximale**
Il est réglé afin que le grutier ne puisse pas manutentionner des charges supérieures à la charge nominale de l'engin (p. 69).
- **Limiteur de moment de renversement (pour les grues dont la charge varie avec la portée)**
Même fonction que le précédent, compte tenu, en plus, de la portée.
- **Limiteur de course haute et basse du crochet**
- **Limiteur de course du chariot et butoirs de fin de course pour les grues à flèche horizontale (p. 72)**

8.2 Vérifications

- **Examen d'adéquation de l'appareil concernant :**
 - les travaux à effectuer et les risques auxquels sont exposés les travailleurs,
 - l'installation et l'utilisation conformément à la notice du fabricant.
- **Essai de fonctionnement de l'appareil par contrôle :**
 - des sollicitations induites par la charge d'essai dans les positions les plus défavorables,

- de l'efficacité des dispositifs de freinage, de descente des charges, de limitation des mouvements de l'appareil et de la charge,
- du déclenchement des limiteurs de charge et de moment de renversement (pour 1,1 fois la charge maximale).

- **Examen de l'état de conservation de l'appareil**

- **Épreuve statique de l'appareil**

Contrôle des flèches et déformations de l'appareil ou de ses supports quand l'engin supporte 1,25 fois la charge maximale, sans la faire mouvoir, pendant 1 h au moins.

- **Épreuve dynamique de l'appareil**

Même principe mais, en déplaçant dynamiquement la charge (1,1 fois la charge maximale) à toutes les positions qu'elle peut occuper.

Le M.T.P.S, en collaboration avec la FEM et l'ISO, a défini une procédure de surveillance des grues à tour pour en améliorer la sécurité. Cette procédure fixe le contenu et la périodicité des contrôles à effectuer sur deux familles de composants à risques :

- les mécanismes (boulons de couronne, crochet de levage, liaisons d'entraînement-distribution, orientation, levage...)
- la charpente (tirants de flèche et contre-flèche), assemblage par axes et boulons de cisaillement, assemblage par boulons de traction.

Grues mobiles

NF 52-075, NF 52-115, NF ISO 4301-1, -2, 4306-1, -2 & 7752-2, NF EN 13 000

1. DÉFINITION

Les grues mobiles sont des grues à flèche orientable, à déplacement autonome et à train de roulement sur roues ou sur chenilles.

Les éléments fondamentaux sont :

- le châssis porteur (sur roues ou chenilles),
- la plate-forme tournante (support du moteur, des mécanismes divers et du contrepoids),
- la flèche.

2. TERMINOLOGIE

Deux groupes de caractéristiques permettent de définir les grues mobiles :

• le porteur :

- à pneumatiques (fig. 1) ou à chenilles,
- à caractéristiques routières (au sens du code de la route, p. 35, fig. 2) ou non,
- à moteur distinct pour la translation ou non,



1 : Flèches ; 2 : Orientation ; 3 : Stabilisation.

Fig. 1. Grue automotrice, caractéristiques.

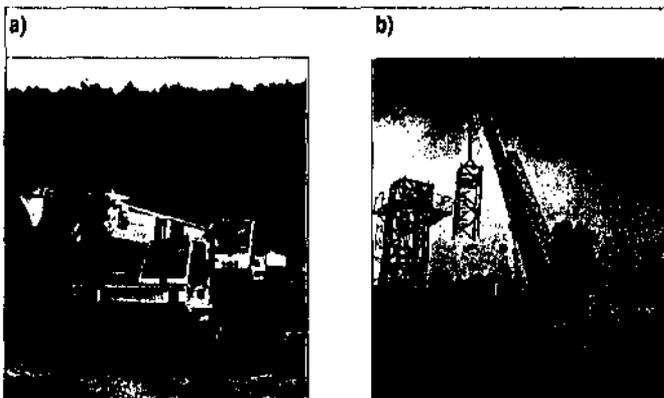
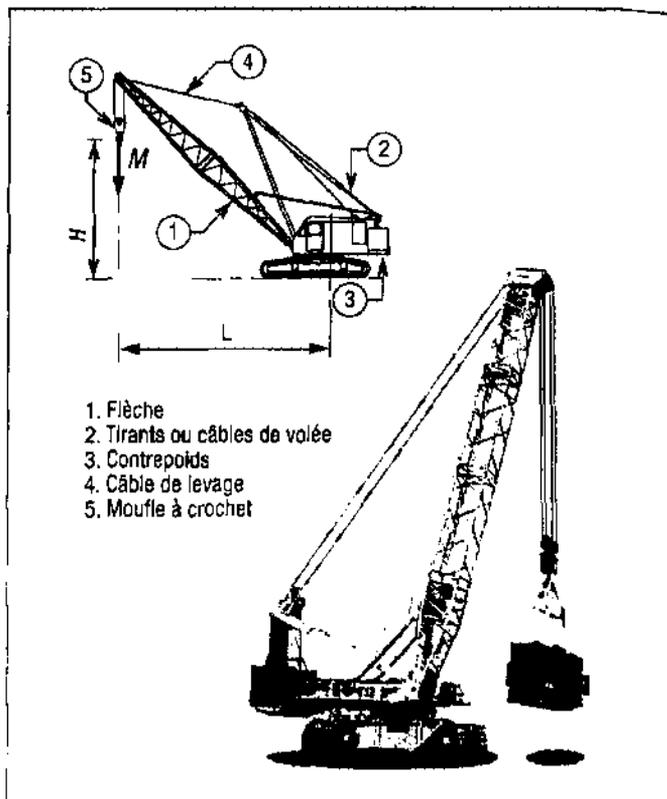


Fig. 2. Grue automotrice, utilisation.

- la flèche qui peut être télescopique (fig. 1), articulée, à commande hydraulique, ou encore à montage par éléments (treillis), à commande et levage par câbles (fig. 3).



1. Flèche
2. Tirants ou câbles de voîée
3. Contrepoids
4. Câble de levage
5. Moufle à crochet

Fig. 3. Grue sur chenilles, avec flèche en treillis.

3. CARACTÉRISTIQUES D'UNE GRUE MOBILE

3.1 Hauteur sous crochet

C'est la distance verticale H entre le niveau bas du crochet de levage et le niveau des appuis de la grue : figure 3. Avant de procéder à l'opération de levage, il est nécessaire de vérifier que la hauteur sous crochet est suffisante pour maintenir une distance de sécurité entre la pièce élinguée et la flèche (p. 78).

3.2 Portée

C'est la distance horizontale L entre l'axe d'orientation et l'axe vertical passant par le centre de gravité de la charge : figure 3.

La portée varie avec l'inclinaison et la longueur de la flèche ainsi qu'avec l'inclinaison entre le plan contenant les appuis de la grue et le plan horizontal.

3.3 Charge maximale de service

Elle dépend de la longueur et de l'inclinaison de la flèche (avec extensions éventuelles), des caractéristiques des mécanismes de levage, relevage et télescopage, de la masse des accessoires (élingues, palonnier : p. 89...), de la masse des organes de levage (moufle et crochet) selon les consignes du constructeur.

4. PRINCIPAUX MOUVEMENTS (Fig. 4)

- Le **levage** correspond à une translation verticale de la charge (fig. 4a).
- Le **relevage (apiquage)** augmente (diminue) l'inclinaison de la flèche de façon à réduire (accroître) la portée et modifier en conséquence la hauteur sous crochet (fig. 4b).
- Le **télescopage** permet d'obtenir le même résultat que le mouvement précédent, mais en déployant (rétractant) les caissons emboîtables constituant la flèche (fig. 4c).
- L'**orientation** est obtenue par une rotation de la plateforme supportant la partie « engin de levage » [flèche, contrepoids, cabine, charge...] autour de l'axe d'orientation (fig. 4d).
- La **rotation** définit le mouvement tournant de l'ensemble charge-crochet autour de l'axe vertical du crochet.
- La **translation** correspond au déplacement d'ensemble de l'engin.

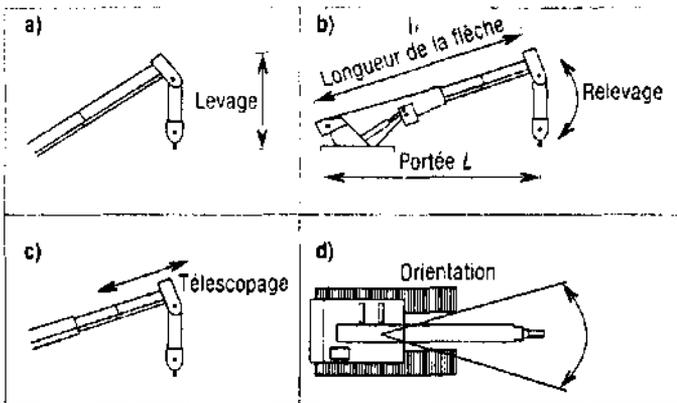


Fig. 4. Principaux mouvements.

5. CRITÈRES DE CHOIX

Le choix d'utiliser une grue mobile plutôt qu'une grue à tour est décidé à partir des critères suivants :

- bref délai d'intervention,
- caractère unique ou exceptionnel de l'opération de levage,
- opérations de levage de natures très différentes ou situées à des distances élevées les unes des autres dans le cas de chantiers d'emprise importante,
- manutention en faible quantité ou à caractère épisodique.

6. STABILITÉ DE L'ENGIN

Les principaux efforts sollicitant la grue sont : le poids de l'engin sans la flèche (Q_1), le poids de la flèche (Q_f) et la charge de service (M).

Ces efforts sont équilibrés par les actions de contact sol-apuis (stabilisateurs, roues, chenilles).

Le non-basculement de l'engin est vérifié par comparaison des moments de stabilité et de renversement autour de l'arête de basculement dans toutes les configurations possibles, notamment :

- flèche parallèle à l'axe longitudinal de la grue : charge levée par l'avant ou par l'arrière (fig. 5a),
- flèche perpendiculaire à l'axe longitudinal de la grue (fig. 5b).

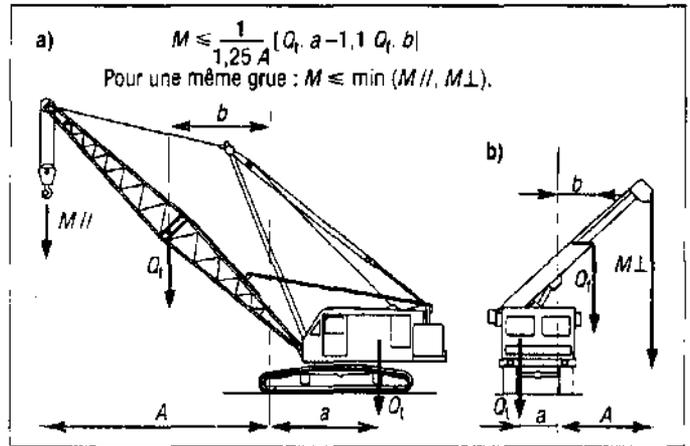


Fig. 5. Stabilité d'une grue mobile.

7. EXPLOITATION D'UNE FICHE TECHNIQUE D'UNE GRUE MOBILE

Le constructeur propose un ensemble de fiches comportant :

- Un **abaque** (fig. 6) qui permet de déterminer la charge maximale admissible M_{max} en fonction de la portée et de la hauteur sous crochet (donc, de l'inclinaison de la flèche).

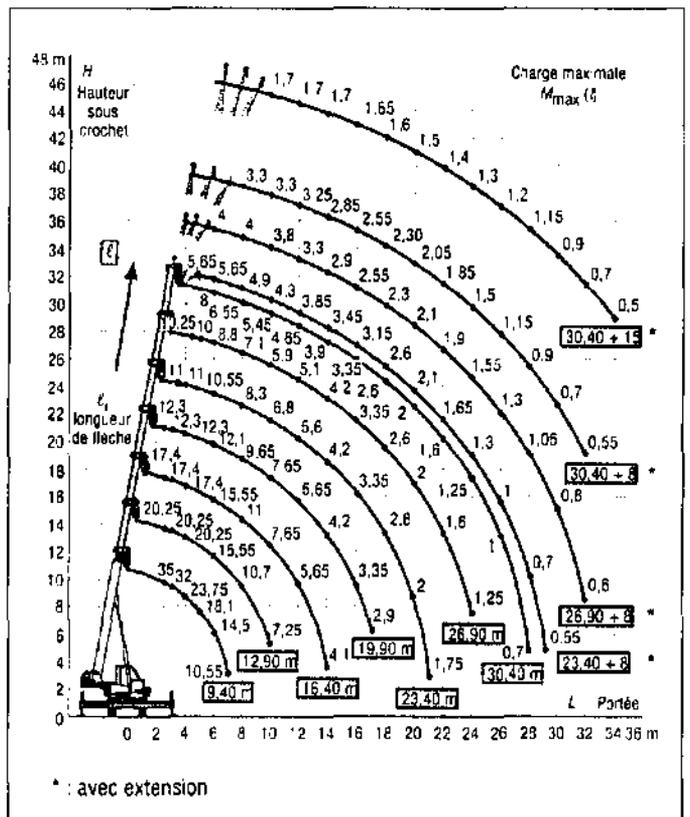


Fig. 6. Fiche technique d'une grue mobile (charges, hauteurs et portées) (TEREX CRANES, PPM ATT 400).

• Des tableaux donnant M_{max} pour :

- l'engin sur stabilisateurs en extension totale, sur 360°, la flèche principale étant utilisée seule ou avec extensions,
- l'engin sur pneus, suspensions bloquées (tableau 1).

Sur l'arrière dans l'axe de l'engin			
Portée l (m)	Longueur de flèche l_f (m)		
	9,40	12,90	16,40
3,00	9,30	9,15	9,10
3,50	8,25	8,20	8,10
4,00	7,35	7,30	7,25
4,50	6,60	6,55	6,50
5,00	6,00	5,90	5,85
6,00	4,95	4,90	4,85
7,00	4,15	4,10	4,05
8,00		3,45	3,40
9,00		2,95	2,90
10,00		2,50	2,45
11,00			2,10
12,00			1,80
13,00			1,55
14,00			1,30

Tableau 1. Charges M_{max} (t) (engins sur pneus, suspensions AV et AR bloquées) (PPM ATT 400).

- Un tableau précisant le poids des accessoires de levage selon la force de levage maximale retenue (tableau 2).

Organes de levage			
Force de levage	Poules	Brins	Masse
35 t	4	8	410 kg
25 t	3	6	330 kg
15 t	1	3	200 kg
5 t	-	1	90 kg

Tableau 2. Poids des accessoires de levage (PPM ATT 400).

Exemple : Si l'on doit assurer le levage de pièces préfabriquées de masse importante (par exemple 5 t à une portée de 12 m, hauteur sous crochet 19 m), dont la pose ne

doit intervenir qu'occasionnellement, on peut utiliser une grue de type PPM ATT 400 (charge maximale 5,6 t à 12 m, longueur de flèche 23,40 m, hauteur sous crochet 20 m (hauteur de la pièce à lever et de l'élingage non déduites) sous réserve qu'il n'y ait pas d'obstacle dans la zone balayée par la flèche et la charge levée.

8. INSTALLATION ET MISE EN SERVICE

Le décret du 2/12/1998 s'applique.

8.1 Vérifications avant mise en service

Il est nécessaire de vérifier la stabilité de l'engin (renversement), de ses appuis (portance du sol) et de ses accessoires (retombée de la charge), et la zone balayée par l'engin et la charge levée (personnel, obstacles fixes [heurts de la flèche avec une partie saillante du bâtiment ou des lignes électriques] ou mobiles).

8.2 Dispositifs de sécurité s'opposant à la surcharge

C'est un ensemble de dispositifs qui empêchent une grue mobile de soulever et de faire mouvoir une charge supérieure à la charge de service (définie par le constructeur), compte tenu de ses conditions d'emploi.

Cet ensemble est constitué par :

- un Contrôleur d'État de Charge (CEC) qui recueille et intègre les informations relatives à la charge de la grue (configuration, position, charge manutentionnée) et qui délivre des signaux destinés :
 - d'une part, à avertir le conducteur que la grue approche des conditions limites de travail,
 - d'autre part, à commander tous les limiteurs qui interdisent l'augmentation du danger et à permettre le fonctionnement de tous les dispositifs qui tendent à diminuer le risque, lorsque l'on atteint des conditions dangereuses.
- des moyens d'adaptation (à la grue mobile) qui reçoivent le signal du CEC et agissent sur les mouvements de la grue de manière à empêcher le dépassement des courbes de charges.

La norme NF EN 13000 précise les spécifications de fonctionnement du CEC (coupure, présignalisation, commutation automatique, neutralisation, sécurité positive, correction de dévers, fiabilité) et les vérifications auxquelles il doit être soumis.

8.3 Épreuves (déjà exposées § 8.2, p. 81)

1. GÉNÉRALITÉS

L'accrochage d'une charge (matériel, matériau, élément préfabriqué) au crochet de la grue est assuré par un système d'élingage composé généralement d'un palonnier (fig. 6 et p. 87) et/ou d'élingues (fig. 1 et p. 89), d'appareils (p. 89), et de dispositifs de manutention (boucle de levage, dispositifs spécifiques : p. 90).

Leur constitution est déterminée par les dimensions, la masse et la forme des éléments à transporter, les appareils de levage utilisés (hauteur de levage, charge maximale d'utilisation), l'atmosphère du chantier : température, humidité, corrosion, abrasion et les parcours à effectuer.

2. ÉLINGUES

Une élingue est un produit fini, souple, linéaire, de composition variable (fig. 1), dont les extrémités (fig. 2) sont formées de telle sorte qu'elles permettent d'accrocher une charge quelconque à la pièce de liaison d'un appareil de levage (crochet de la grue).

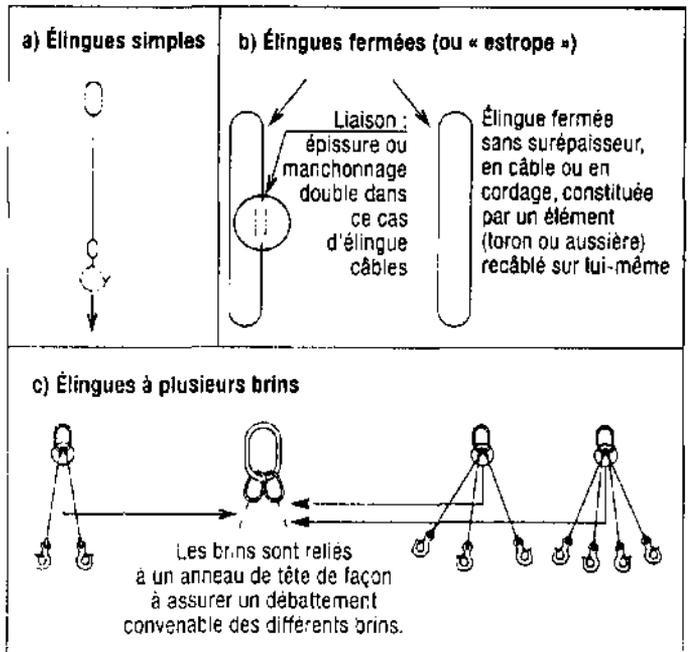
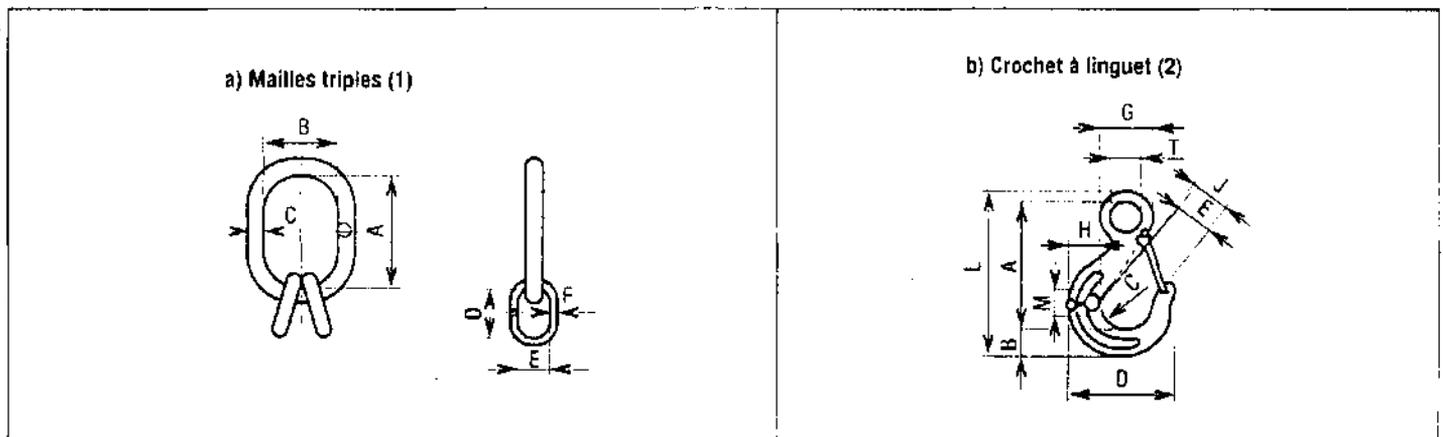


Fig. 1. Différents types d'élingues.



(1) désignations et caractéristiques

Désignation	CMU tonnes	Dimensions en mm						Masse unitaire kg
		A	B	C	D	E	F	
OT - 6 - 8	4 000	150	90	19	110	60	13	18
OT - 8 - 8	6 400	160	95	22	140	80	16	28
OT - 10 - 8	12 500	200	120	30	160	95	22	60
OT - 13 - 8	24 000	250	150	40	180	105	28	130
OT - 16 - 8	32 000	300	200	50	200	110	32	230

(2) désignations et caractéristiques

Symboles	Capacité de levage en tonnes	Dimensions en mm											Masse unitaire kg
		A	B	C	D	E	G	H	J	L	M	T	
WR 1	1	93	21	16,5	73	22	44	24	26	125	19	23	0,39
WR 1,5	1,5	104	25,5	17	83	23	52	29	27	141	22	29	0,57
WR 2	2	119	29	19,5	94	25	61	33	31	163	24	32	0,81
WR 3	3	146	36	24	117	32	75	41	38	200	29	40	1,57
WR 5	5	187	44	30,5	145	40	97	50	48	254	36	51	3,18

Fig. 2. Extrémités d'une élingue.

2.1 Classification et marquage

Elle peut être réalisée à partir de câbles d'acier, de cordages en fibres naturelles ou synthétiques, de sangles en fibres synthétiques et de chaînes en acier...

Un support d'identification placé sur les élingues doit indiquer clairement la matière constitutive, la valeur de la charge maximale d'utilisation, le nom du fabricant ou du fournisseur et l'année et le mois de fabrication.

2.2 Définitions relatives à l'utilisation des élingues

La force de rupture minimale garantie du brin unitaire confectionné (FR) est l'effort statique minimal qu'un brin muni de ses accessoires est capable de supporter avant sa rupture au cours d'un essai destructif, réalisé sur un banc de traction.

La force maximale d'utilisation d'un brin (FMU) est la force maximale que chaque brin peut supporter axialement, à l'état neuf, en service normal, abstraction faite d'efforts dynamiques normaux pris en compte dans le coefficient d'utilisation Z_p .

Le coefficient d'utilisation (Z_p) est défini comme suit :

- pour une élingue à un seul brin : $Z_p = FR/FMU \geq 5$
Une élingue étant le plus souvent composée d'éléments hétérogènes (cordages, chaînes, câbles, crochets, anneaux, accessoires, etc.), la force d'utilisation de chacun des éléments doit être au moins égale à la force maximale d'utilisation du brin complet de l'élingue.
- pour une élingue à plusieurs brins :
 - pour chaque brin, appliquer (Z_p) défini ci-dessus,
 - pour l'organe de liaison des brins, le coefficient d'utilisation est le rapport entre la force de rupture de cet élément et l'effort auquel il est soumis lors de la manutention de la charge maximale correspondant à la capacité portante de l'élingue complète (CMU).

La charge maximale d'utilisation d'un brin complet (BR) est la masse correspondant à FMU lorsque le brin est vertical. La capacité portante d'une élingue (CMU) correspond à la masse qu'il est permis de suspendre à l'ensemble des brins d'une élingue lors d'une manutention :

$$CMU = M \times FMU$$

où M est un facteur du mode d'élingage (fig. 3) tenant compte de la géométrie et des pliages de l'élingage.

En service, la capacité portante peut être notablement affectée sous l'influence des agents extérieurs (température, hygrométrie, milieu).

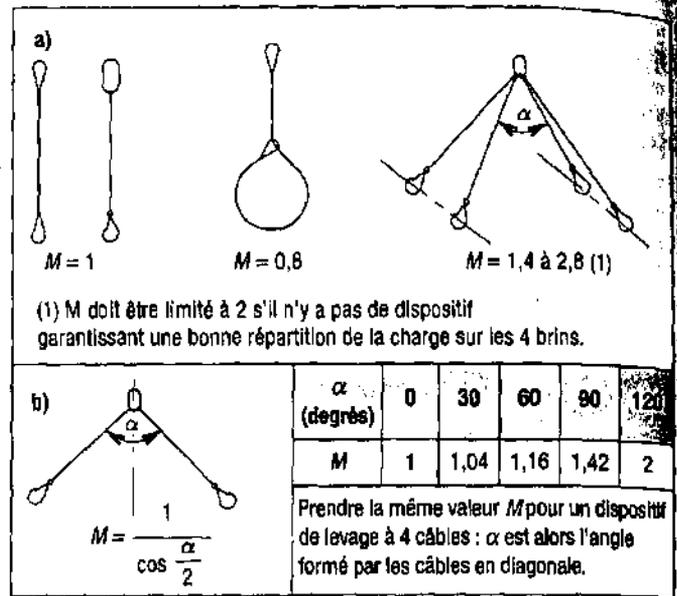


Fig. 3. Facteur de mode d'élingage M .

2.3 Éléments de conception et dimensionnement

2.3.1 Géométrie de l'élingage (fig. 4)

Elle est conditionnée par la forme de la pièce de telle sorte que celle-ci ne soit pas « déstabilisée » lors du levage et qu'elle soit en bonne position pour être posée.

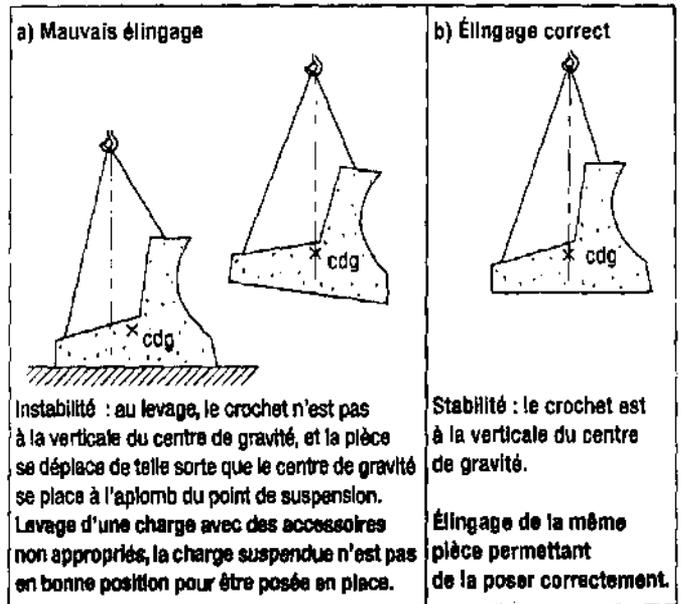


Fig. 4. Géométrie de l'élingage.

2.3.2 Efforts sur les points de levage

Lors de la manutention et de la pose d'une pièce, il faut prendre en compte le poids de la pièce, le nombre de points de levage et la présence ou non de poulies « compensatrices ». Dans le cas d'une pièce préfabriquée en béton, il faut en plus des considérations ci-dessus, prendre en compte l'effort de décoffrage dû à l'adhérence du béton sur la peau coffrante qui dépend de la configuration du moule (fig. 5), et de l'état de surface (tableau 1).

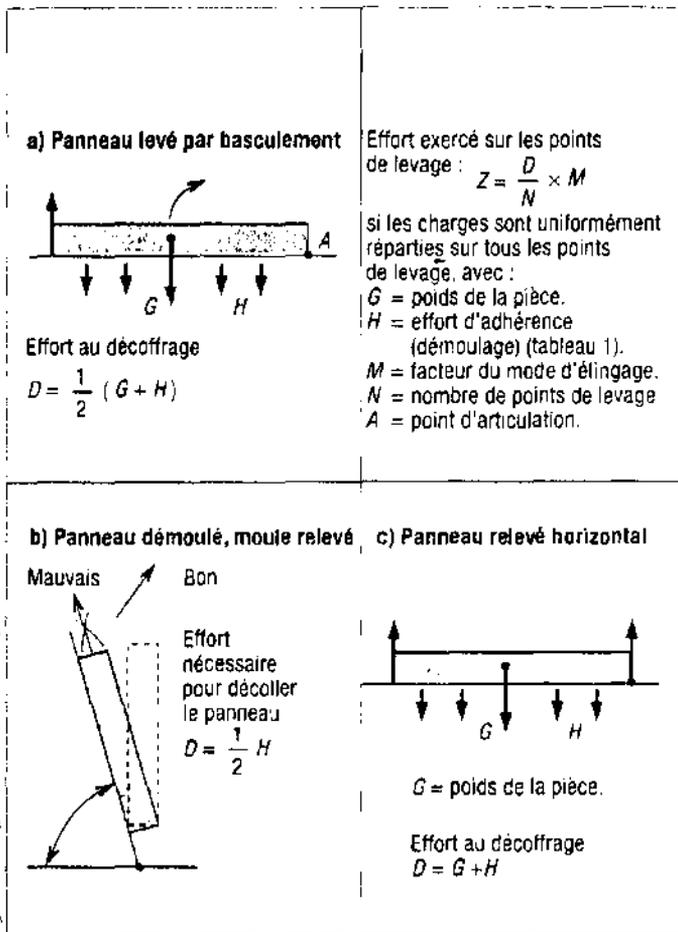


Fig. 5. Effort de décoffrage.

État de surface de la peau	H (daN/m ²)
acier lisse huilé.	100
bois verni, huilé, ou acier rugueux.	200
bois rugueux.	300

Tableau 1. Effort d'adhérence béton/peau selon l'état de surface.

3. PALONNIERS (Fig. 6)

La manutention de charges longues (pièces préfabriquées élancées et lourdes), plates (prédalles), etc. avec des palonniers (fig. 6a) permet de diminuer la hauteur de levage des engins.

Les semi-palonniers (fig. 6d) permettent de ne pas transmettre d'efforts horizontaux sur la charge au niveau des points de levage.

La capacité portante, inscrite sur le palonnier lui-même, ne doit jamais être dépassée.

Si les fabricants diffusent des palonniers standardisés, ils proposent, généralement, d'étudier et de réaliser à la demande l'appareillage nécessaire (Charge Maximale d'Utilisation (CMU) : p. 86) et longueur utile désirées).

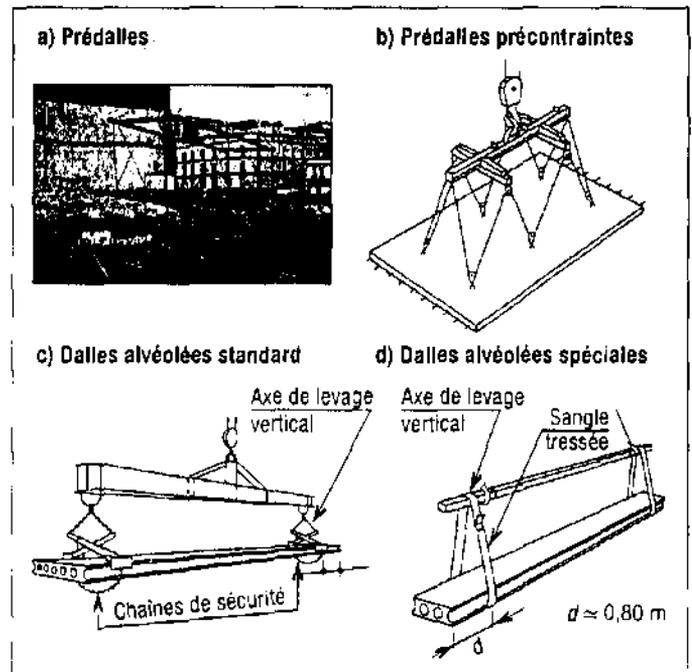


Fig. 6. Différents types de palonniers.

Un palonnier (fig. 7 à 9) comporte essentiellement :

- une ossature :
 - parfois simple (un profilé métallique type IPE) quand il s'agit de manutentionner des charges élancées (poutres, panneau de façade préfabriqué) et/ou relativement légères (fig. 7a),
 - boulonnée ou soudée, contreventée pour le levage, par exemple, d'une prédalle de grandes dimensions (fig. 7b),
 - un équipement inférieur, auto-équilibré, destiné à accrocher la charge à lever : il comprend des élingues (p. 89), des poulies et des crochets de sécurité à verrouillage automatique ou à linguet (p. 90).
- un système de levage du palonnier lui-même, généralement composé d'élingues avec anneaux de levage (p. 85).

Remarque 1 : Des pieds de repos au sol évitent un endommagement ou un encrassement des poulies, tout en facilitant le travail des ouvriers chargés d'accrocher les élingues.

Remarque 2 : Certaines manutentions particulières requièrent l'utilisation de palonniers spéciaux ; ainsi, on extrait en façade les tables coffrantes à l'aide de palonniers équilibrés en forme de C.

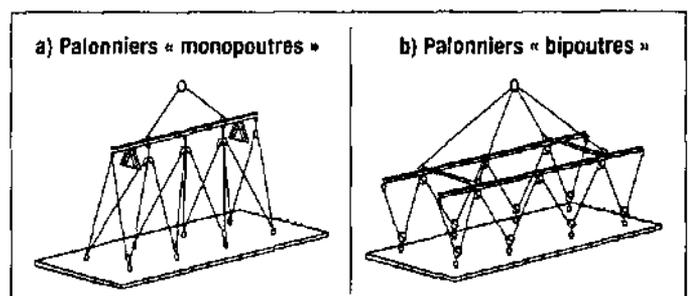


Fig. 7. Ossatures de palonniers.

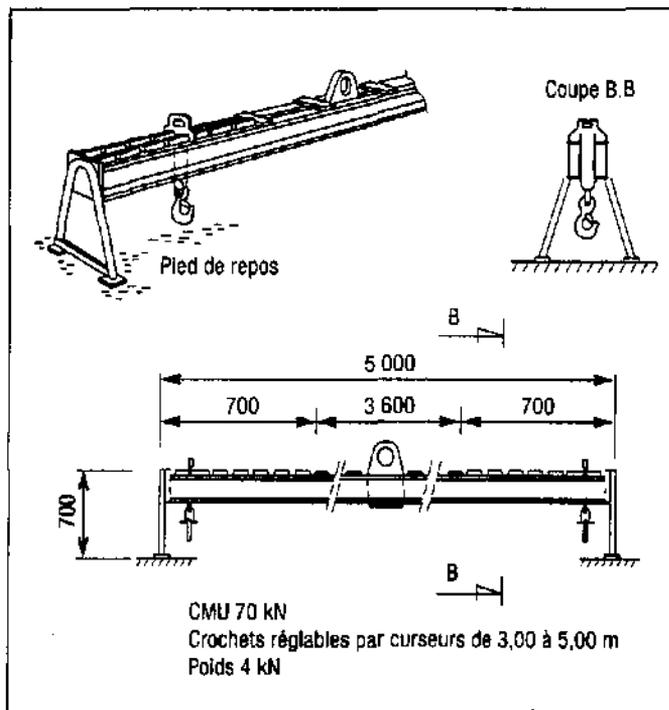


Fig. 8. Exemple de palonnier (doc. FTS).

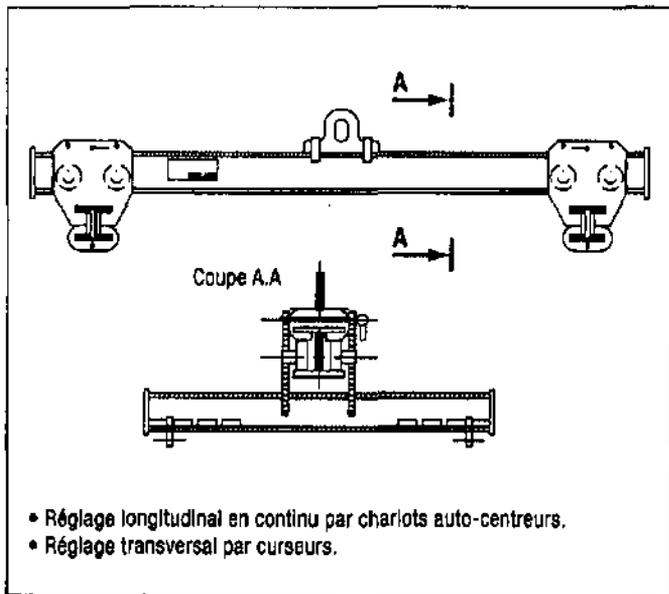


Fig. 9. Palonnier monopoutre réglable dans deux directions.

3.1 Conception, essais et marquage

Un palonnier doit être conçu en respectant les indications de la norme NF E 52-210. Les coefficients de sécurité sont :

- pour la structure du palonnier : 5,
- pour les élingues, câbles ou poulies : 6 (p. 89).

Avant toute mise en service, un palonnier doit pouvoir supporter une charge d'épreuve maximale deux fois plus importante que la charge maximale d'utilisation (CMU) qui doit obligatoirement figurer sur la structure.

Les modalités pour obtenir l'attestation de conformité sont détaillées dans la norme NF E 52-202.

3.2 Utilisation

Les emplacements des points d'élingage sont tels que la charge à manutentionner est équilibrée : il faut que le centre de gravité de la pièce se situe à l'aplomb de la verticale passant par l'anneau de levage du crochet de grue ou du pont roulant (p. 86).

En général, un palonnier est conçu pour manutentionner une charge (P), comprenant un nombre de points de levage égal au nombre (n) de crochets disponibles. La charge admissible par crochet est alors P/n si, bien sûr, une compensation des charges est possible entre points de levage (fig. 7).

L'engin de levage aura à manutentionner la charge elle-même mais aussi, l'appareillage : palonnier (poids approximatif : 500 daN), élingues... Il faudra tenir compte de l'ensemble de ces actions pour choisir la capacité de l'engin à utiliser (p. 78 et 84).

3.3 Caractéristiques courantes (tableau 2)

Les palonniers « monopoutres » économiques et peu encombrants, sont destinés à la pose des prédalles de 2,50 m de largeur. Les palonniers « bipoutres » (entraxe des poutres parfois réglable) permettent de soulever des prédalles atteignant 4 m de largeur.

		Pour pré dalle de largeur 2,50 m			
Monopoutre	Longueur (m)	6	7		
	Nombre de points de levage	6	8		
	CMU (kN)	35 / 50			
		Pour pré dalle de largeur maximale 3,50 m			
Bipoutre	Longueur (m)	5	6	7	8
	Points de levage	6	6 ou 8	8 ou 10	10

Tableau 2. Caractéristiques de palonniers standardisés actuellement commercialisés (doc. ERMIB).

4. CONSIGNES DE SÉCURITÉ ET RÉGLEMENTATION

Afin d'éviter les accidents qui se produisent généralement à la suite d'une rupture, entraînant la chute de la charge, et quelquefois, le renversement de l'appareil de levage, l'emploi des élingues dans de bonnes conditions, leur vérification, leur entretien et leur stockage, doivent retenir l'attention des utilisateurs.

Ceux-ci pourront se référer aux documents édités par l'OPPBTB dont les dispositions sont issues de la réglementation en vigueur :

- Articles 1 et 2 du décret n°92-767 du 29/07/92 : règles techniques et procédures applicables aux machines et accessoires de levage et structures de protection neufs.
- Article 1 du décret n°93-41 du 11/1/93 : mesures générales d'organisation pour l'utilisation des équipements de travail et des E.P.I.
- Décret n°98-1084 : mise en conformité au 5/12/2002.

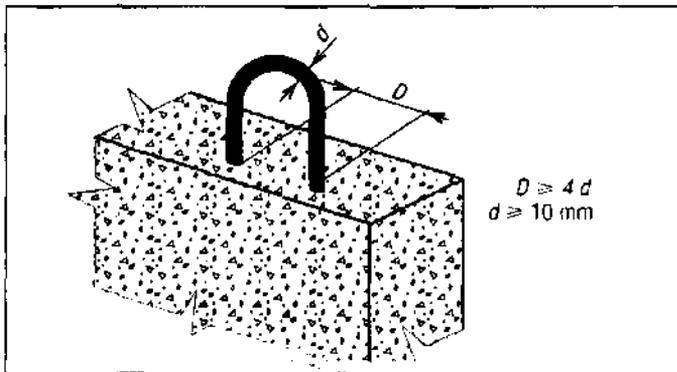


Fig. 9. Boucle de levage.

3.1.1 Charge maximale utile (CMU) par boucle (fig. 10)

La charge maximale utile prend en compte le poids de la pièce et les efforts supplémentaires inhérents à la manutention (démoulage, élingage : p. 86), mauvaise préhension de la boucle, à-coups de l'engin de levage.

	Ø (mm)	10	12	14	16	20
	CMU (kN)	15	22	30	40	60

Fig. 10. Charge maximale utile par boucle (CMU).

La longueur d'ancrage dans la masse de l'élément en béton armé doit être déterminée d'après les règles BAEL 91 en tenant compte des caractéristiques mécaniques du béton lors de la première manutention (fcj [ftj] : résistance caractéristique en compression [traction] du béton à j jours).
Nota : Ne pas oublier de tenir compte de l'effet d'adhérence peau de coffrage-béton (p. 87) pour évaluer la sollicitation dans une boucle.

3.1.2 Précautions de mise en œuvre

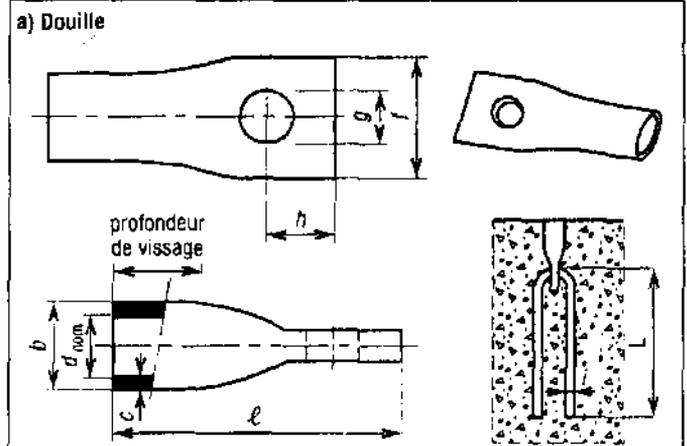
Les plans d'exécution des ouvrages (AFNOR DTU P 18-201) doivent comporter les indications suivantes :

- diamètre et nuance de l'acier (NF A 35-015) à employer pour façonner les boucles,
- position de la boucle (implantation, enrobage), liaisons avec les armatures principales de l'élément, armatures de renforts d'ancrages...
- les caractéristiques minimales du béton requises pour la première manutention (fcj),
- le mode de levage préconisé (angle d'élingage : p. 86, palonnier : p. 87).

Nota : Il est recommandé d'ancrer les boucles en dehors des zones fragiles des pièces à lever ; par exemple, pour un panneau de façade préfabriqué, les boucles seront implantées au droit des nervures en évitant les zones de moindre épaisseur (rejingot...).

3.2 Douilles (fig. 11)

Les indications spécifiques à chaque produit, données par le fabricant, doivent être scrupuleusement respectées (charge maximale d'utilisation, mode de fixation dans l'élément en béton, mode d'accrochage avec le dispositif de préhension).



b) Élingue de levage

Ø	Force portante en kN	Dimensions	
		h (mm)	e (mm)
M12	5	155	22
M16	12	155	27
M20	20	215	35
M24	25	255	43
M30	40	300	56
M36	63	340	68
M42	80	425	80

Fig. 11. Douille et élingue de levage.

3.2.1 Charge maximale utile

Des exemples sont donnés dans le tableau 2.

Force portante en kN*		Dimensions en mm (fig. 11)									
Fixation	Levage et manutention	d _{nom}	l	s	b	c	f	g	h	i	L
10	7	M12	60	20	16,0	2,75	23	10,2	13	8	300
10	7	M12	85	20	16,0	2,75	23	10,2	13	8	300
16	12	M16	75	22	21,5	3,6	30	13,2	21	10	350
16	12	M16	100	22	21,5	3,6	30	13,2	21	10	350
25	20	M20	90	25	27,0	4,65	38	15,2	24	12	400
25	20	M20	120	25	27,0	4,65	38	15,2	24	12	400
35	25	M24	100	30	32,0	5,4	43	17,2	24	12	450
45	32	M27	125	32	36,0	6,0	49	19,2	32	16	525
55	40	M30	135	35	40,0	6,5	57	22	36	16	600

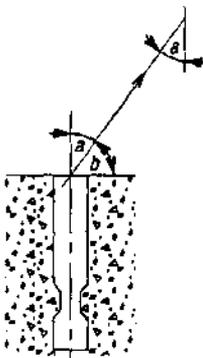
* La force portante n'est valable que si les dimensions de l'acier de renfort sont respectées (fig. 11a).

Tableau 2. Douilles standard Halfen.

Quand le levage est réalisé sur plusieurs points, il faut considérer que tous les points ne reprennent pas la même charge au même instant. La règle à observer est la suivante :

Levage sur :	Calcul sur :
2 points	1 point
3 points	1,5 points
4 points	2 points.

Lorsque l'élingue est inclinée par rapport à l'axe de la douille, un coefficient de correction (fig. 12) doit être pris en compte pour choisir la douille.



Angle « a »	Angle « b »	Coefficient de correction
0-5°	90-85°	1,0
5-10°	85-80°	0,9
10-15°	80-75°	0,8
15-20°	75-70°	0,7
20-25°	70-65°	0,65
25-30°	65-60°	0,6

Fig. 12. Levage avec angle.

3.2.2 Mise en œuvre

Pour mettre en place une douille, on visse la douille ① sur une collerette en plastique ②, qui l'obture pendant le coulage. Cette collerette est clouée (coffrage bois) ou vissée (coffrage métallique) sur la peau de coffrage à l'emplacement prévu. Après démoulage, il suffit d'ôter cette collerette pour pouvoir venir visser l'anneau de levage sur la douille : figure 13.

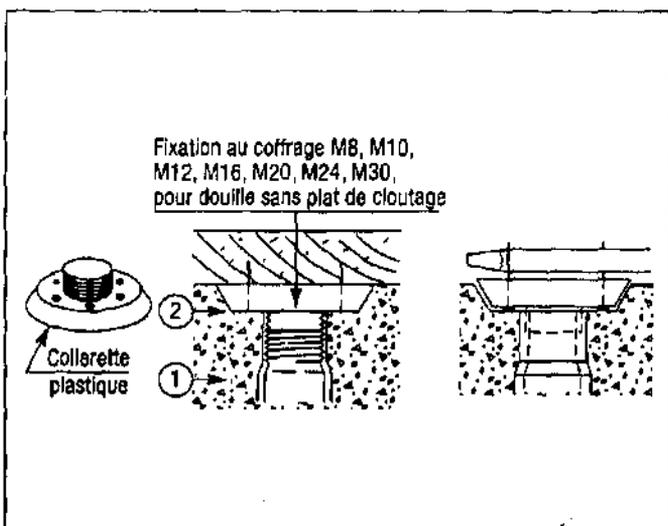


Fig. 13. Mise en œuvre d'une douille de levage.

Nota : Des précautions analogues à celles détaillées pour les boucles de levage doivent être adoptées pour les douilles.

4. ANCRES DE LEVAGE

Nous avons choisi d'illustrer cette solution à partir du système de levage Vm (ARTEON) (fig. 14).

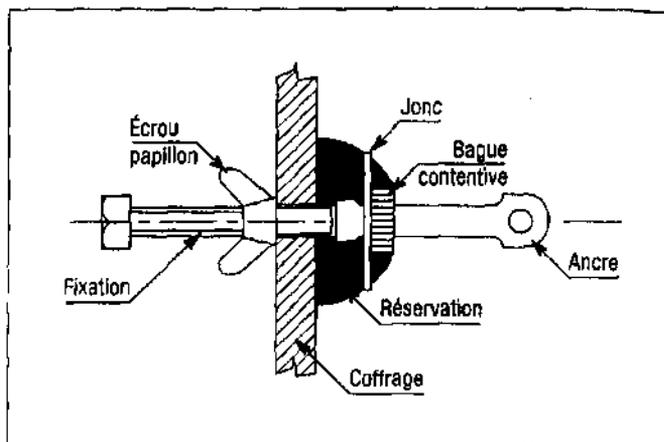


Fig. 14. Réserve (ARTEON).

4.1 Principales conditions d'emploi en toute sécurité.

Pour le béton, la résistance caractéristique minimale en compression f_{cj} requise pour pouvoir manutentionner l'élément doit être supérieure ou égale à 10 MPa.

Pour les ancrages, le coefficient de sécurité par rapport à la charge de rupture d'ancrage doit être de 2,5 si la pièce est fabriquée en usine, et de 3 sur chantier.

Pour les anneaux de levage, l'utilisation de l'anneau universel doit respecter les conditions détaillées figure 15.

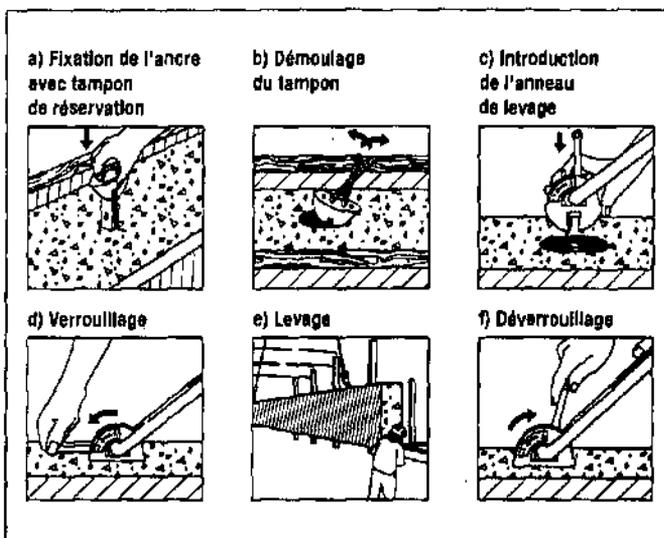


Fig. 15. Conditions d'utilisation de l'anneau universel (doc. Arteon).

Pour les élingues, la longueur minimale doit être égale au double de la distance entre les ancrages. À défaut, il faut tenir compte du coefficient majorateur dû à l'angle d'élingage (p. 86) ou utiliser un palonnier. L'ensemble de la charge à lever doit être réparti de manière équilibrée entre toutes les ancrages, au besoin en utilisant un palonnier différentiel (p. 87).

Accessoires de levage

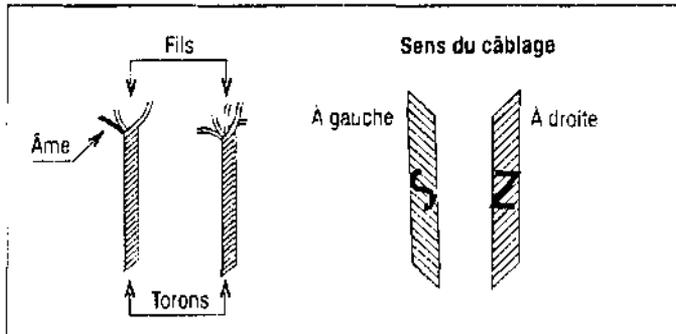
NF G 36-012 A -015 R -030, NF EN 698, -697, -699, -700, R -701, NF EN 810-1, -2, -4 ; ISO 8793, 8794 ; ISO 2415 ; NF EN 1677-1 A -B, NF EN 13141-1 A B

1. ÉLINGUES

1.1 Élingues à base de cordage

Elles sont constituées de torons câblés ou tressés avec ou sans âme en fibres textiles.

Les fibres synthétiques (fig. 1) sont préférées aux fibres naturelles (chanvre, manille, cisal...) peu élastiques et trop sensibles aux moisissures et aux attaques chimiques.



Nature	Nom	Couleur	Marquage	Normes AFNOR
Polyamide	Nylon, perlon	Blanche	1 fil vert multifilament dans 1 toron pour $d > 8$	NF G 36-012
Polyester	Tergal, dacron diolen, trévir, térylène	Noire (suie)	1 fil vert multifilament dans 2 torons	NF G 36-013
Polypropylène	Corseine, méréklon	Blanche	Généralement teint dans la masse	NF G 36-015
Polyéthylène	Eltexil	Blanche	Généralement teint dans la masse	NF G 36-014

Fig. 1. Élingues à base de fibres synthétiques.

Afin de protéger ces élingues contre l'abrasion, on interposera une matière souple entre le cordage et les arêtes vives et on utilisera des cosse pleines ou des cosse-cœurs pour les boucles (fig. 2).

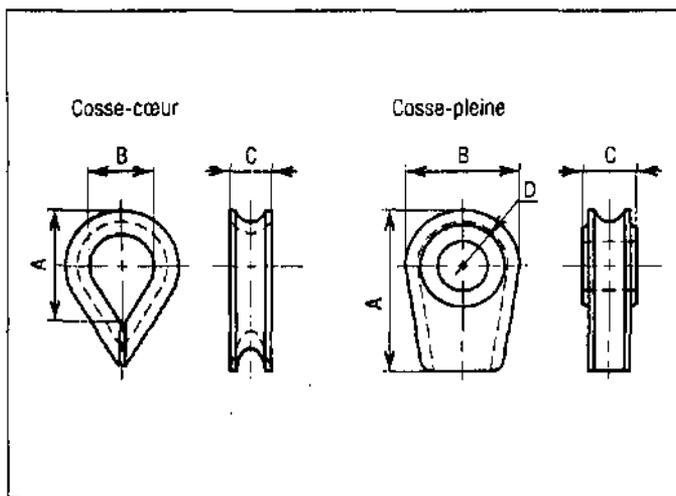
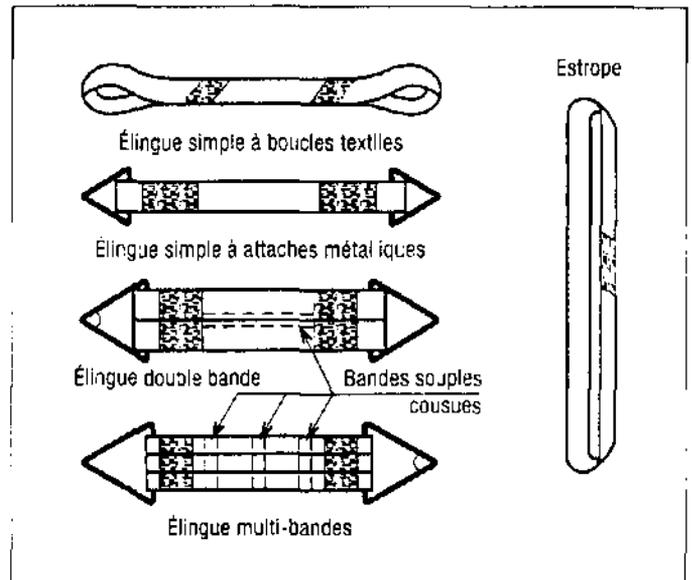


Fig. 2. Cosse-cœur et cosse pleine.

Les nœuds diminuent la résistance jusqu'à 50 % et sont de ce fait proscrits.

1.2 Élingues plates en sangles tissées de textiles chimiques (fig. 3)

Constituées de sangles souples à lisières tissées, elles sont généralement terminées par des boucles métalliques.



L (mm)	l (mm)	ep. (mm)	FR (kN)
200	50	2,7	50
240	60	2,8	60
300	75	2,8	80
400	100	2,8	100
600	150	3,2	160
800	200	3,2	200
1 000	250	4,8	300

FR : Force de rupture pour une bande porteuse.

Fig. 3. Élingues plates en sangles tissées de textiles chimiques.

1.3 Élingues en acier

Leurs brins sont des câbles métalliques constitués de torons disposés en hélice munis à leurs extrémités de boucles (fig. 4). Les torons sont constitués de fils en acier également disposés en hélice.

Les câbles à 6 ou 7 torons sont les plus répandus pour les élingues utilisées sur les chantiers de bâtiment (tableau 1).

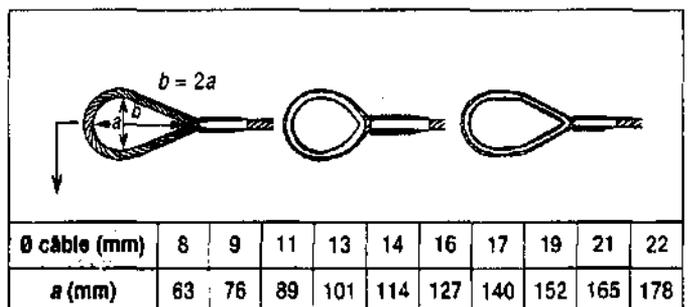


Fig. 4. Boucles pour élingues en acier.

D théo (mm)	6 x 19 sur âme textile							6 x 37 sur âme polypropylène									7 x 37 entièrement métallique						
	6	6,75	7,5	9	10,5	12	13,5	6,3	7,35	8,4	9,45	10,5	12,6	14,7	16	16,8	18,9	21	7,35	8,4	9,45	10,5	12,6
FR (kN)	22,5	28,5	35	50	69	90	114	24	32,5	42,5	54	67	96	130	137	172	210	265	40	52	64	81	118

Tableau 1. Élingues à câbles.

1.4 Élingues chaînes

Calibrées à maillons soudés (NF E 26-001, -010 et -011), elles sont beaucoup utilisées pour leur grande souplesse d'emploi, malgré leur poids important et leur grande fragilité par temps froid.

Les caractéristiques des élingues à chaînes sont présentées figure 5.

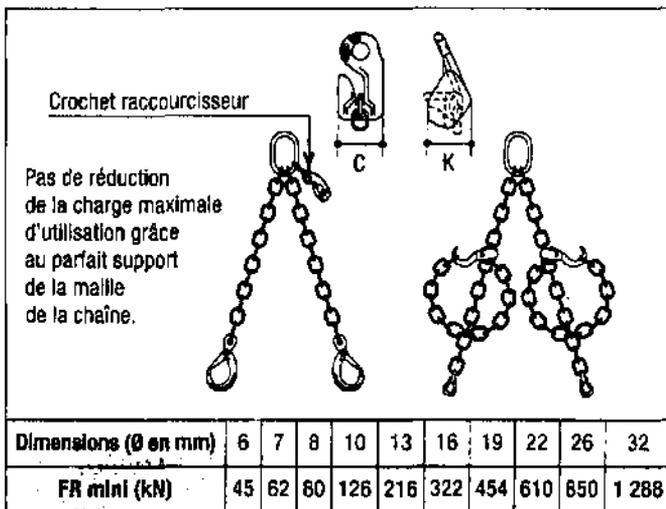


Fig. 5. Élingues chaînes.

2. APPAREUX

2.1 Les manilles (Fig. 6)

En acier forgé, elles sont constituées d'un étrier et d'un axe ajusté qui est vissé le plus souvent dans une des branches de l'étrier.

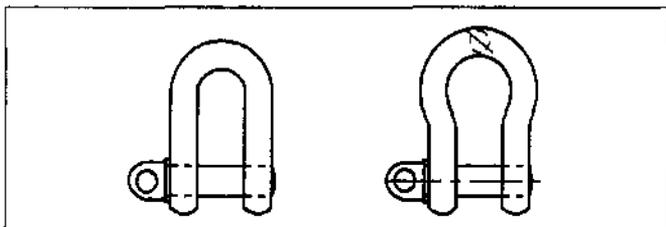


Fig. 6. Manilles.

2.2 Les anneaux (Fig. 7)

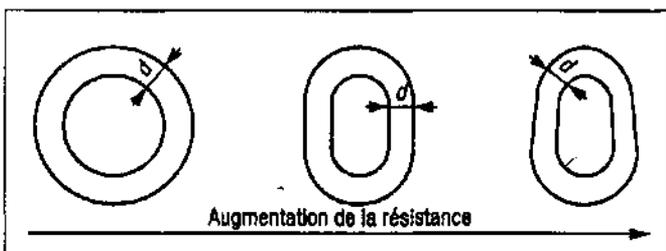


Fig. 7. Anneaux.

2.3 Les crochets (Fig. 8)

Les plus utilisés sont les crochets à bec munis d'un linguet de sécurité permettant de se prémunir vis-à-vis du décrochement de la charge.

Leur section en partie courante est rectangulaire ou trapézoïdale sauf au niveau du bec où elle s'arrondit.

Si l'on ne dispose que de crochets sans linguet, on doit procéder au mouchetage du crochet.

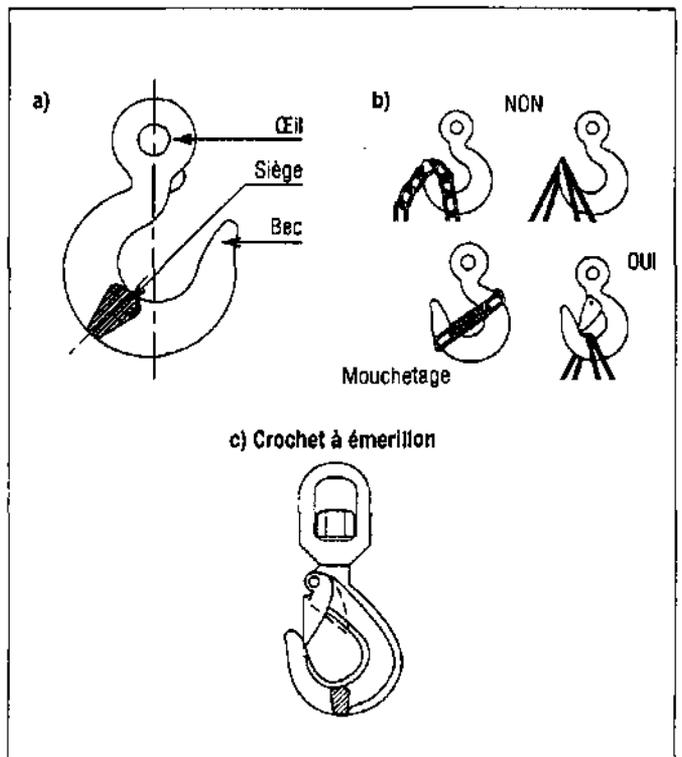


Fig. 8. Crochets.

3. BOUCLES ET DOUILLES DE LEVAGE

Au cours de la mise en œuvre d'un élément préfabriqué (prédalle, panneau de façade, escalier...), il est nécessaire d'effectuer de nombreuses manutentions entre la fabrication et la pose.

Pour réaliser ces opérations de manutention en toute sécurité, les principaux moyens utilisés sont : les boucles de levage (Fe E 235) (fig. 9), les dispositifs particuliers tels que les douilles et accessoires (fig. 11) et les ancrages détaillés page 92.

3.1 Boucles (Fig. 9)

Seul, l'emploi d'acier doux Fe E 235 est autorisé. Les aciers écrouis, les aciers de nuance Fe E 215 et les armatures à haute adhérence ne sont pas admis.

4.2 Caractéristiques des ancrages à pied et à œil (Fig. 16)

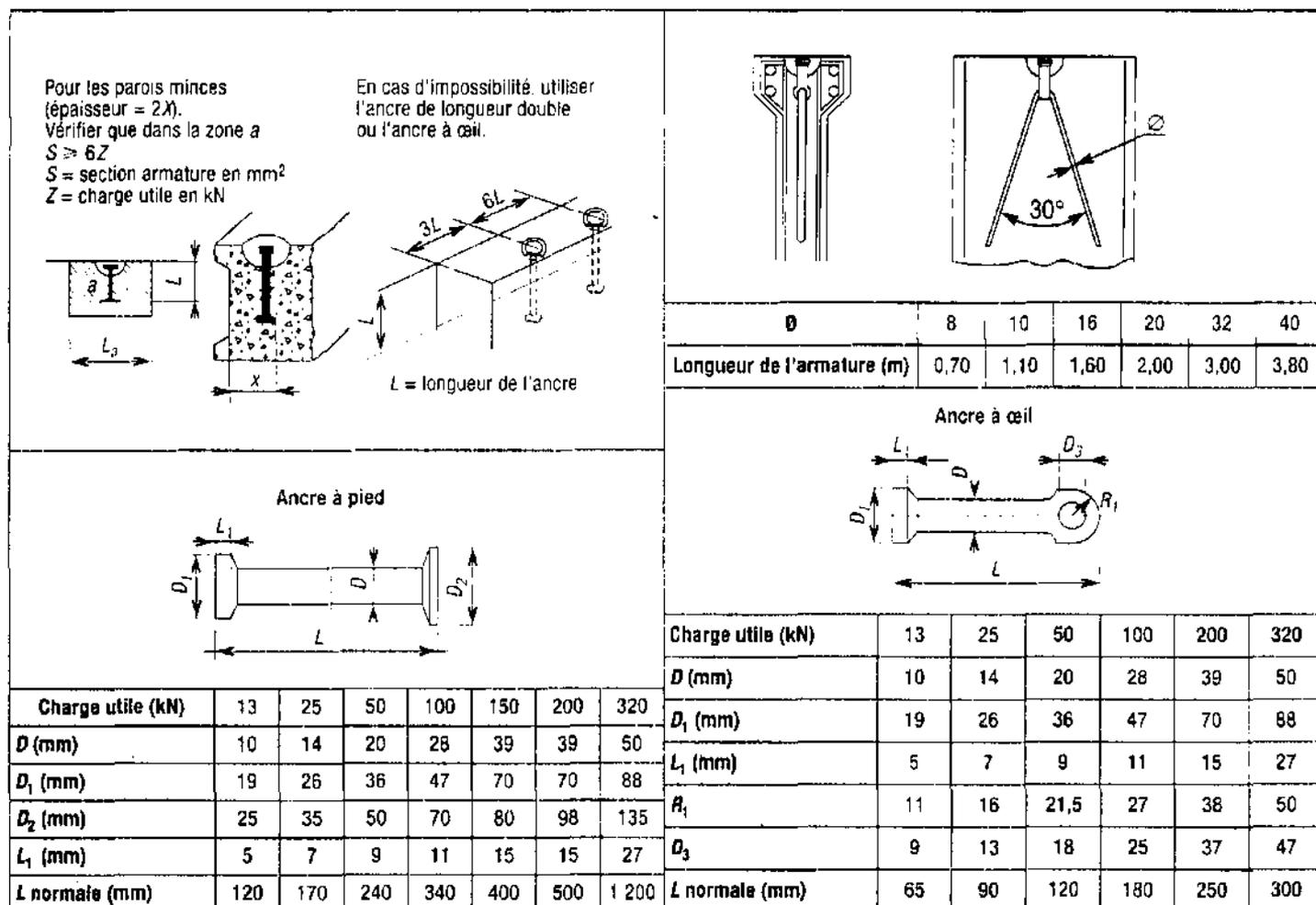


Fig. 16. Caractéristiques des ancrages à pied et à œil (doc. Artéon).

1. ARMATURES INDUSTRIELLES

Actuellement, les formes d'armatures utilisées dans les pièces en béton armé, sont très variées mais la plupart des problèmes techniques de ferrailage peuvent être résolus en employant un nombre réduit de formes préférentielles (NF P 02-016 ou *Précis de bâtiment* AFNOR-Nathan) ; ce qui entraîne une diminution notable du coût du poste armatures.

La nomenclature (NF P 02-015) établie par le BET (Bureau d'études techniques) regroupe l'ensemble des indications permettant la fabrication des armatures.

2. ÉTIQUETTES (Fig. 1)

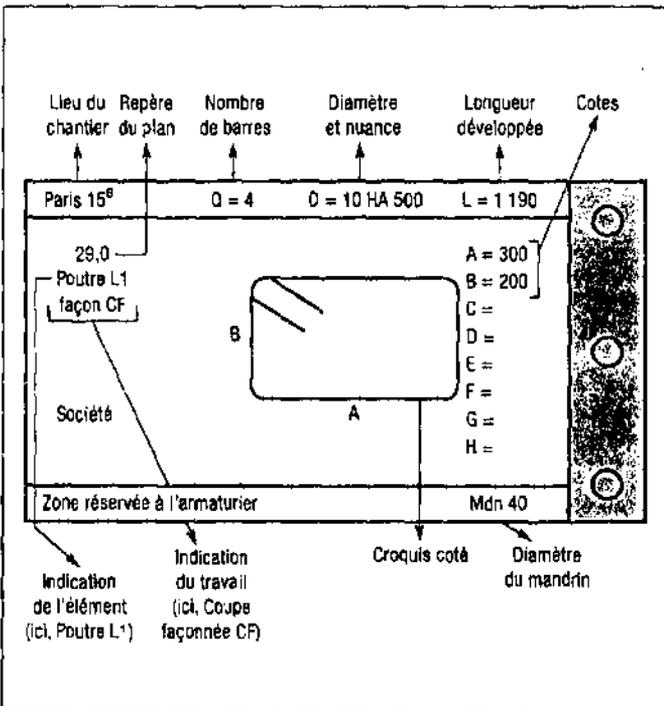


Fig. 1. Étiquette.

Les armatures industrielles, sortant de fabrication, sont munies, avant leur transport sur le lieu d'utilisation, d'étiquettes comportant au minimum les indications suivantes :

- nom du fichier,
- nom de l'ouvrage,
- numéro du plan et numéro de la nomenclature si cette dernière ne figure pas sur le plan,
- repère de l'élément ou de l'ensemble considéré.

D'autres indications laissées à l'initiative du fabricant ou de l'utilisateur peuvent y figurer.

Il doit y avoir au moins une étiquette par paquet d'éléments coupés-façonnés ou d'ensembles montés de même repère.

Le matériau, le système d'attache et l'impression de ces étiquettes doivent résister aux intempéries, aux conditions de transport et de manutention.

3. FAÇONNAGE DES ARMATURES

On distingue le façonnage :

- par pliage qui donne à l'élément façonné une forme d'allure polygonale,
- par cintrage qui donne à l'élément façonné une forme d'allure circulaire.

3.1 Façonnages par pliage

Ils peuvent assurer trois fonctions différentes :

- la mise en forme des cadres, étriers, épingles ou assimilés,
- la mise en forme des ancrages (extrémités des armatures sur lesquelles l'effort de traction s'annule progressivement. Ils sont droits ou comportent une ou plusieurs courbures),
- la mise en forme des coudes (les coudes sont les zones des armatures assurant un changement de direction de leur fibre neutre, tout en permettant la transmission de l'effort maximal admissible entre les deux parties droites adjacentes).

3.2 Courbes, coudes et ancrages (BAEL 91 : Art A.6.1,25)

Le diamètre du mandrin de façonnage est de :

- 5 Ø pour les ronds lisses (nuance Fe E 215 et Fe E 235) [ramené à 3 Ø pour les cadres, étriers et épingles (Ø < 16 mm)],
- 10 Ø pour les armatures à haute adhérence (nuance Fe E 400, Fe TE 400, Fe E 500 et Fe TE 500).

Les diamètres minimaux des mandrins de façonnage sont donnés tableau 1.

Nuance	Forme	Diamètre nominal (mm)													
		4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	20	25	32	40
Fe E 400 Fe TE 400 Fe E 500 Fe TE 500	Cadres, étriers, épingles ou ancrages d'extrémités (code 1)	20	20	30	30	30	40	40	50	70	100	150	Sans objet		
	Ancrages (code 2)	40	50	70	70	70	100	100	100	150	150	200	250	300	400
	Coudes (code 3)	Sans objet						150	200	200	250	300	400	500	500
Fe E 215 Fe E 235	Cadres, étriers, épingles ou ancrages d'extrémités (code 1)			20	30			30	40	50	50	Sans objet			
	Ancrages et courbes			30	40			50	70	70	100	100	150	200	200

Tableau 1. Diamètres minimaux des mandrins de façonnage des armatures.

La longueur de coupe des façonnages courants est donnée fig. 2 en tenant compte des ancrages par courbure normalisés (fig. 3).

Cadre		Etrier		Épingle	
Acier doux	$2(A + B) + 19 \varnothing$	Acier doux	$2A + 19 \varnothing$	Acier doux	$A + 18 \varnothing$
HA	$2(A + B) + 20,5 \varnothing$	HA	$2A + 24,5 \varnothing$	HA	$A + 22 \varnothing$
	$A + 34 \varnothing$	$A - 36 \varnothing$	$A + 33 \varnothing$		
	$A + 17 \varnothing$	$A - 18 \varnothing$	$A - 16,5 \varnothing$		

Fig. 2. Longueur de coupe des façonnages courants (en bleu).

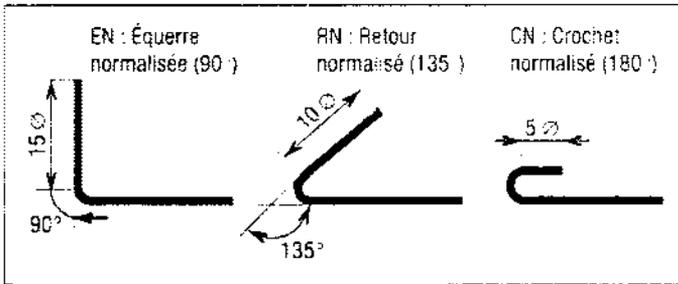


Fig. 3. Ancrages par courbure normalisés.

4. MISE EN ŒUVRE DES ARMATURES

Une mise en œuvre de qualité doit permettre :

- de mettre en place les armatures conformément aux plans d'exécution (fixation, calage...),
- de réaliser la jonction entre deux ou plusieurs pièces selon le type de liaison envisagée.

Dans le cas où la transmission des efforts d'une pièce à l'autre est assurée par les armatures, on rétablit la continuité mécanique des armatures soit par adhérence (recouvrement ou scellement) soit par liaison mécanique (goujons, manchons...).

4.1 Boîtes d'attentes (fig. 4)

Ces dispositifs permettent de réaliser la jonction mécanique entre deux voiles ou un voile et un plancher par exemple, les deux éléments liés étant réalisés successivement.

La boîte d'attente sera placée dans le coffrage du premier élément réalisé et maintenue par clouage ou à l'aide de sabots magnétiques selon la nature du coffrage (p. 166). Les futures armatures en attentes, pliées, sont isolées lors du coulage par une protection soit métallique (système Stabox de Plakabéton), soit en mousse plastique, soit en bois.

Au décoffrage du premier élément, on dégage les attentes pliées en enlevant leur protection.

Les armatures sont alors dépliées afin d'assurer la continuité mécanique avec le deuxième élément (BAEL 91, Art A.7.3.).

Ces attentes, généralement en acier doux Fe E 235, peuvent aussi être en acier haute adhérence HA Fe E 400 ou Fe E 500 reconnus aptes au pliage par les bureaux de contrôle (fig. 5).

Les fabricants proposent des modèles standard (fig. 6) ainsi que des fabrications à la commande répondant à des besoins particuliers.

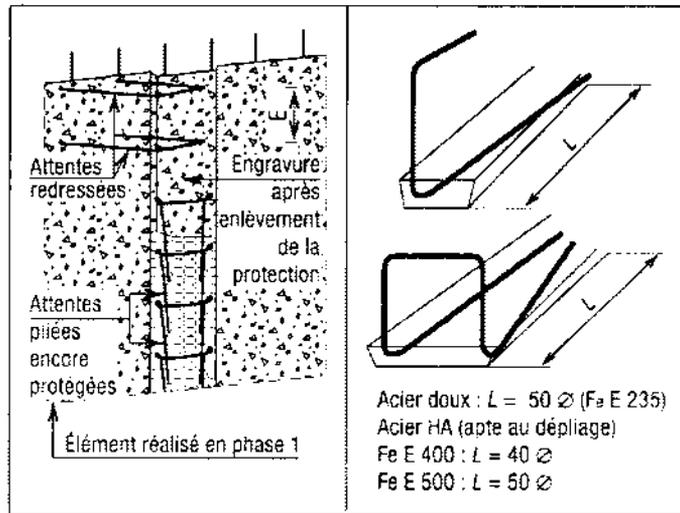


Fig. 4. Boîtes d'attentes.

Fig. 5. Forme courante des aciers en attentes.

Type	Modèle	e	d (mm)	f	Ø aciers en fonction de E				
					100	150	200	240	300
	45 S	75	35	45	-	8, 10	6, 8, 10	6, 8	
	60 S	90	50	60	-	8, 10	6, 8	-	
	90 S	120	80	90		10, 12			
	DS	120		120		10, 12			
		160		160		10, 12			
		190		190		10, 12			
		230		230		10, 12			
	60 D	90	50	60	-	-	-	6, 8	
	90 D	120	80	90	-	8, 10	6, 8	-	
	120 D	150	110	120	-	8, 10	6, 8, 10	6, 8	-
	DX	variable	système à 2 rails		-	8, 10, 12	6, 8, 10, 12	6, 8	
	160 D	190	150	160	6, 8, 10, 12				
	190 D	220	180	190	8, 10, 12				
230 D	260	220	230						

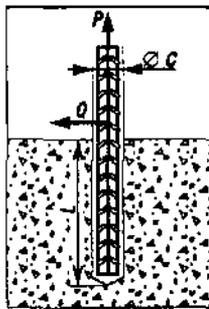
Fig. 6. Dimensions standard des boîtes d'attentes STABOX.

4.2 Scellement d'armatures (Fig. 7 et tableau 2)

Des produits à base de résines époxy permettent le scellement d'armatures dans le béton.

Ø (mm)	C (mm)	L (mm)	Charge de rupture		Nombre de scellements
			P (kN)	Q (kN)	
12	18	110	665	36	36
16	20	140	115	63	21
20	25	180	175	89	13
25	30	220	180	136	12
28	32	250	-	-	-

Température du support (°C)	Durée		
	Mise en œuvre (min)	Durcissement (min)	Prise complète (h)
40	15	28	24
30	18	58	24
20	22	160	36
5	43	365	48



Charges admissibles : $R = \sqrt{P^2 + Q^2}$

Données dans le tableau pour béton B40, $\nu = 0,3$.

Sur la base d'essais réalisés au LGC de l'Université catholique de Louvain.

Qualité du béton : $R_{ik} = R [1 + 0,009 (f_c - 40)]$

f_c : résistance du béton (N/mm²)

R : charge admissible (kN) pour béton B40.

R_{ik} : charge admissible (kN) pour béton $25 < f_c < 50$.

Caractéristiques		Ø 12	Ø 16	Ø 20	Ø 25	Ø 28
		Charge admissible (24 h)	R (kN)	18	21	35
Diamètre de perçage	C (mm)	16	20	25	30	32
Profondeur du trou	L (mm)	110	140	180	220	250
Épaisseur min. du support	H (cm)	16	18	22	26	29
Distance au bord limite d'influence D_0	(mm)	165	210	270	330	375
Distance min. au bord	D_{min} (mm)	55	70	90	110	125
Entraxe limite d'influence	E_i (mm)	110	140	180	220	250
Entraxe min.	E_{min} (mm)	55	70	90	110	125
Nombre théorique d'ancrages par cartouche	n	50	25	12	7	3

Fig. 7. Scellement : modèle ANKROCHIM EPO 9015 (cartouche 380 mL) et caractéristiques diverses.

4.3 Goujons

Ils permettent de simplifier la conception et l'exécution de certains ouvrages en béton tels que les consoles, avec appui glissant ou dédoublement de structures aux joints de dilatation (fig. 8). Ils peuvent être en acier galvanisé à chaud (cas le plus courant), en acier inoxydable (s'il y a risque de corrosion), en acier haute adhérence (assemblages rigides).

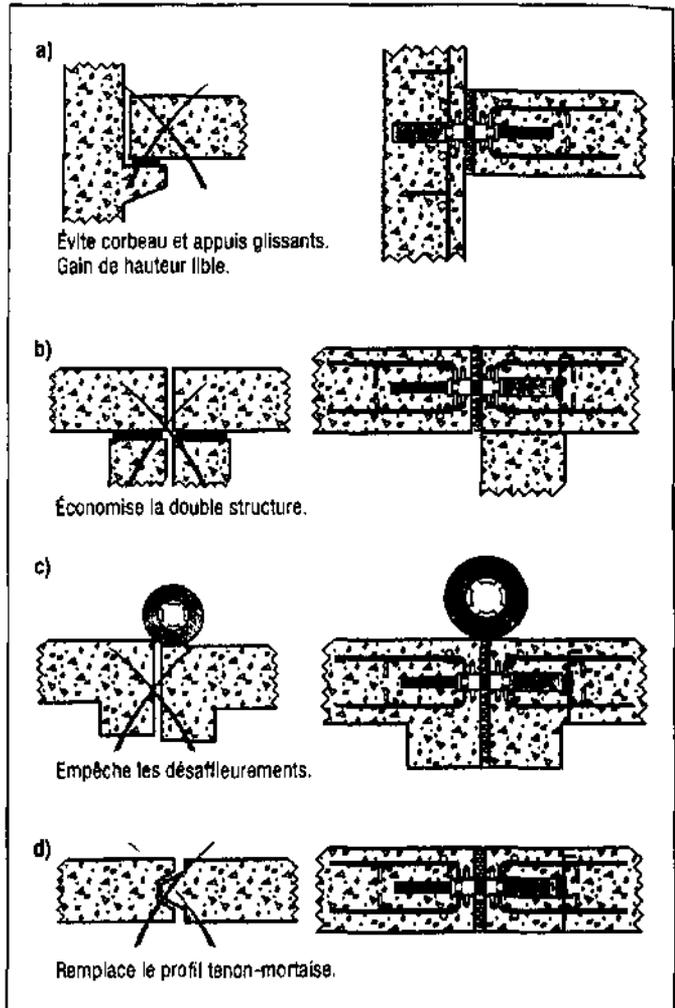


Fig. 8. Goujons : exemples d'application.

Le tableau 2 permet de choisir un goujon selon l'effort tranchant à transmettre (V_{Ru} en kN, à l'ELU), en fonction de la hauteur H de la pièce à assembler, de l'ouverture a du joint et de la résistance en compression du béton f_{c28} .

H (mm)	180			200			220		
a (mm)	15	25	35	15	25	35	15	25	35
G-20-0	53,01	52,79	40,12	65,44	52,79	40,12	71,64	52,79	40,12
G-22-0	53,01	53,01	52,56	65,44	65,44	52,56	79,19	68,81	52,56
G-25-0	53,01	53,01	53,01	65,44	65,44	65,44	79,19	79,19	75,34

$f_{c28} = 25$ MPa

Tableau 2. Effort (kN) repris par les goujons TITAN Gamme G-0.

4.4 Raccordement d'armatures par vissage

À la jonction de deux éléments en BA réalisés en deux phases, on peut raccorder des armatures par vissage à l'aide de manchons (NF A 35-020-1).

Les manchons utilisés assurent la transmission totale de l'effort repris par l'armature.

Exemple (fig. 9) :

Ce système associe aux manchons traditionnels, un boîtier qui est attaché au coffrage. Ce boîtier est fermé par un couvercle protégeant les manchons lors du coulage du béton de première phase. Les manchons coulissent librement par rapport au boîtier.

Ce système autorise une grande tolérance dans l'exécution de la paroi en béton et permet de repérer et de dégager facilement les manchons.

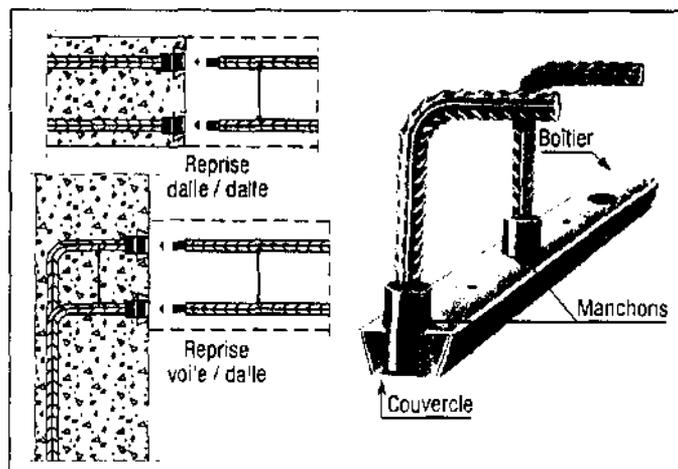


Fig. 9. Raccordement d'armatures par vissage : système Coupler Box.

Caractéristiques des bétons

AFNOR DTU P 18-201 (DTU N° 21), DTU P 18-702 (RÈGLES BAEL 91), NF P 13-010, FASCICULE 65-A CCTG

1. CARACTÉRISTIQUES MINIMALES DES BÉTONS

Les caractéristiques minimales des bétons d'un chantier donné dépendent du type et de l'importance des ouvrages à réaliser.

1.1 Classification des chantiers

Elle assure des niveaux de contrôle croissant avec :

- le volume des travaux,
- l'incidence que l'exécution peut avoir sur les caractéristiques finales de l'ouvrage compte tenu de sa conception (niveaux de sollicitation, procédés d'exécution et exigences de durabilité).

On distingue 5 catégories :

- **Catégorie A** (chantier de petite importance) :
 - au plus deux étages sur RdC et un sous-sol,
 - éléments courants de portée limitée, sans porte-à-faux important, sans poteau élancé (ex : maisons individuelles isolées, jumelées, en faible nombre).
- **Catégorie B** (chantier de petite importance) :
 - au plus cinq étages sur RdC et un sous-sol,
 - éléments courants de portée limitée, sans porte-à-faux important, sans poteau élancé (ex : bâtiment d'habitation ou ensemble pavillonnaire d'une vingtaine de logements ; quantité de béton mise en œuvre inférieure à 1 000 m³. Ces limites peuvent être modifiées par les DPM : augmentées pour des ouvrages classiques de technicité simple jusqu'à 50 logements et 2 500 m³ ou diminuées dans le cas d'ouvrages complexes).
- **Catégorie C** (chantier de moyenne importance ne comportant que des éléments de dimensions courantes et normalement sollicités) :
 - ensemble de bâtiments d'habitation d'au plus seize niveaux, ensemble pavillonnaire important, chantier de bâtiments administratifs ou de bureaux, construction industrielle courante (volume de béton limité à 5 000 m³).
- **Catégorie D** (chantier de grande importance ne comportant que des éléments de dimensions courantes et normalement sollicités) :
 - IGH (Immeuble de Grande Hauteur), entrepôts industriels à fortes charges, complexes sportifs de grandes dimensions.
- **Catégorie E** (chantier comportant des éléments particuliers) :
 - les chantiers respectant les conditions des catégories A, B, C ou D, sauf pour certains éléments particuliers tels que porte-à-faux importants, poteaux très élancés, planchers de grande portée, techniques d'application délicate, résistance caractéristique du béton au moins égale à 30 MPa (ces chantiers sont alors désignés par les lettres AE, BE, CE ou DE selon leur importance).

1.2 Dossier d'étude des bétons

L'entrepreneur doit pouvoir fournir, au début du chantier, un dossier d'étude des bétons qu'il compte utiliser.

La composition de ce dossier est définie par le tableau 1 en fonction de la catégorie du chantier.

Le dossier comporte les résultats d'essais et d'autres éléments d'informations qui peuvent soit être produits par le chantier concerné ou fournis par l'usine de BPE retenu, soit provenir en tout ou partie de chantiers antérieurs comparables.

Caractéristiques à contrôler	Chantier			
	A	B	C	D
Provenance des granulats	X	X	X	X
Courbe granulométrique des granulats			X	X
Équivalent de sable (propreté des sables)			X	X
Nature, classe et provenance du ciment	X	X	X	X
Analyse de l'eau lorsqu'elle ne provient pas d'un réseau public ou qu'elle n'est pas potable	X	X	X	X
Dosages des constituants du béton	X	X	X	X
Provenance, dosage et mise en œuvre des adjuvants	X	X	X	X
Essai d'affaissement (slump test) (p. 121)			X	X
Essais d'écrasement sur cylindres à 28 jours (p. 122) effectués conformément aux normes (*) :		X	X	X
- soit sur 2 séries de 3 cylindres chacune, les 3 cylindres d'une même série étant prélevés dans un délai d'un mois au plus, ces 2 séries étant espacées d'au plus 6 mois, chaque cylindre étant prélevé dans une gâchée différente ;		X	X	
- soit sur 3 séries de 3 cylindres chacune, les 3 cylindres d'une même série étant prélevés dans la même gâchée, l'ensemble des prélèvements étant effectué dans un délai d'un mois au plus.		X	X	X
Description des moyens de confection du béton	X	X	X	X
Description du mode de mise en place du béton	X	X	X	X
Résistance caractéristique du béton (p. 124)			X	X

(*) On ne peut faire état de la résistance que si l'on dispose d'un minimum d'essais effectués dans un laps de temps limité. Mais aucune limite n'existe sur le temps qui sépare la période d'essais et la présentation du dossier d'étude.
Pour les chantiers de catégorie E, on se référera aux catégories A, B, C ou D pour les éléments courants et à la catégorie D pour les éléments particuliers.

Tableau 1. Composition du dossier d'étude.

Toute modification de l'une des caractéristiques du béton conduit à considérer qu'il s'agit d'un nouveau béton pour lequel il doit être établi un nouveau dossier d'étude (sauf si les connaissances actuelles ou l'avis d'un spécialiste reconnu permettent soit d'admettre que les performances ne seront pas affectées notablement par cette modification, soit d'apprécier l'évolution probable de ces performances).

1.3 Dosages minimaux en ciment et résistance caractéristique maximale des bétons

En catégorie A ou B, les limitations (Dosages minimaux en ciment : tableau 2 et Résistance caractéristique maximale des bétons : tableau 3) ne sont pas applicables si :

- les conditions de vérification des ouvrages sont celles de la catégorie C,

- il s'agit de BPE (p. 109) à caractères normalisés adapté à la résistance caractéristique de l'ouvrage.

C mini (kg/m ³)	Classe du ciment	Béton
350	32,5	armé
300	-	non armé
250	32,5	non armé de semelle filante

Tableau 2. Dosage minimal en ciment pour les ouvrages de catégorie A ou B.

	f _{c28} max (MPa)	C mini (kg/m ³)	Catégorie du chantier	Justification
Ciment de classe 32,5 ou 42,5	16	350	A	Vérifications courantes
	18		B	
	20	400	A	
	22,5		B	
	20	350	A ou B	Justifications spéciales
	25	400		

Nota : Il s'agit de résistances caractéristiques liées aux conditions des chantiers, différentes des résistances caractéristiques habituelles des bétons définies : BAEL 91 ou NF P 15-010.

Tableau 3. Résistance caractéristique des bétons.

2. FACTEURS IMPORTANTS

De nombreux facteurs ont une influence sur la qualité du béton (tableau 4).

Avant	La fabrication	L'état de conservation du ciment (éviter l'éventement du ciment en le conservant dans un milieu clos et sec).
Pendant		<ul style="list-style-type: none"> Le choix du ciment Le dosage en ciment (un excès provoque une tendance à la fissuration ; une insuffisance provoque un manque de résistance et de durabilité) (p. 100). La nature et la propreté des granulats (p. 101). La qualité et la quantité d'eau de gâchage (p. 101). L'intensité et la durée de malaxage (p. 127). La température de bétonnage. Les adjuvants éventuels (p. 108).
Pendant la mise en œuvre	<ul style="list-style-type: none"> La mise en place et le serrage du béton (p. 135). L'homogénéité du béton. La qualité des faces coffrantes (éviter les éléments poreux secs) (p. 152). La liaison entre les gâchées. La température extérieure. 	
Pendant le durcissement	<ul style="list-style-type: none"> La rétention de l'humidité est assurée en employant éventuellement des produits de cure (p. 137). Le maintien du coffrage pendant un temps suffisant (p. 187). La température (traitement thermique éventuel). 	

Tableau 4. Facteurs ayant une influence sur la qualité des bétons.

Le choix du ciment doit être en particulier adapté au type d'ouvrage à construire ou au type de béton à mettre en œuvre (tableau 5).

CPA-CEM I 42,5 et 42,5 R	Béton armé ou précontraint avec un décoffrage rapide Préfabrication
CPA-CEM I 52,5 et 52,5 R	Béton armé ou précontraint avec un décoffrage rapide Préfabrication Ouvrages nécessitant des résistances finales élevées Béton à hautes performances
CPJ-CEM II/A ou B 32,5 et 32,5 R	Béton en élévation armé ou non avec un décoffrage rapide Dallage, stabilisation des sols Fondations ou travaux souterrains en milieu chimiquement non agressifs Travaux de maçonnerie
CPJ-CEM II/A ou B 42,5 et 42,5 R	Béton armé en général coulé sur place ou préfabriqué Décoffrage rapide, mise en service rapide Béton étuvé ou auto-étuvé
CPJ-CEM II/A 52,5 et 52,5 R	Béton armé ou précontraint avec un décoffrage rapide Préfabrication Ouvrages nécessitant des résistances finales élevées Béton à hautes performances
CPJ-CEM II/A [D] 52,5 et 52,5 R aux fumées de silice	Béton à hautes performances et toutes ses utilisations Béton armé et béton précontraint Préfabrication Béton fluide et pompable
CHF-CEM III/A ou B 32,5 ; 42,5 et 52,5	Travaux souterrains en milieu chimiquement agressifs, ouvrages en milieu sulfatés et travaux nécessitant une faible chaleur d'hydratation Bétons de masse et travaux en béton armé ou non Stabilisation des sols et travaux à la mer
CLK-CEM III/C 32,5	
CLC-CEM V/A 32,5	
CA Ciment alumineux fondu	Ouvrages exigeant une résistance élevée à court terme Préfabrication Bétons réfractaires (résistant jusqu'à 1 250 °C) Travaux en milieu chimiquement agressifs Travaux à la mer
CNP Ciment prompt naturel	Enduits, moulages et enduits chaux-ciment prompt en restauration Scelllements et aveuglement de voies d'eau Travaux à la marée et réparations en milieu agro-alimentaire Petits ouvrages : chaînages, regards, appuis

Tableau 5. Choix du ciment en fonction du type d'ouvrage ou du type de béton.

• Cas des milieux agressifs

La norme NF P 18-011 différencie les milieux environnant les ouvrages selon l'agressivité des sols et des solutions aqueuses qu'ils contiennent. Quatre classes d'agressivité sont définies au tableau 6.

	Faible	Moyenne	Forte	Très forte
Classe d'agressivité	A1	A2	A3	A4
Agents agressifs	Concentration en mg/L			
■ Eaux stagnantes ou à faible courant, climat tempéré, pression normale				
CO ₂ agressif (a)	15 à 30	30 à 60	60 à 100	> 100
SO ₄ ⁻	250 à 800	600 à 1 500 (1)	1 500 à 6 000	> 6 000
Mg ⁺⁺	100 à 300	300 à 1 500	1 500 à 3 000	> 3 000
NH ₄ ⁺	15 à 30	30 à 60	60 à 100	> 100
pH	8,5 à 9,5	5,5 à 4,5	4,5 à 4	< 4
(1) Limite fixée à 3 000 g/L pour l'eau de mer.				
■ Eau douce				
TAC (b)	≤ 1m/L	-	-	-
■ Sols (en fonction de la teneur en SO ₄ ⁻)				
% SO ₄ ⁻ dans le sol sec (c)	0,24-0,6	0,6-1,2	1,2-2,4	> 2,4
mg/L de SO ₄ ⁻ extrait (d)	1 200 à 2 300	2 300 à 3 700	3 700 à 6 700	> 6 700
(a) CO ₂ agressif : excès de CO ₂ dissous par rapport au CO ₂ nécessaire au maintien en solution des hydrocarbonates de Ca et Mg.				
(b) TAC litre alcalimétrique complet (NF T 90-036) (1m ^e = 5° français = 2,6° allemand)				
(c) Extraction par HCl à chaud ;				
(d) Extraction par l'eau : rapport eau/sol = 2/1.				

Tableau 6. Définition des classes d'agressivité.

Des mesures de protection (tableau 7) et des recommandations d'emploi du ciment (tableau 8) sont à considérer selon le degré d'agressivité du milieu environnant l'ouvrage.

La réaction alcali-silice est un cas particulier d'agression susceptible de survenir quand :

- les granulats renferment de la silice mal cristallisée (opale, calcédoine) et réactive à raison de 3 à 5 % environ,
- l'hygrométrie est forte,
- le ciment ou les granulats libèrent des alcalins solubles.

La réaction est accélérée quand la température est élevée (> 40 °C) et quand la structure en béton subit des cycles humidification dessiccation (gel-dégel, variations saisonnières).

Des contrôles de la réactivité potentielle des granulats (NF P 18-584 ou 18-585) peuvent être effectués lorsque les conditions d'environnement sont favorables à cette réaction qui entraîne une dégradation du béton (gonflement et fissuration multi-directionnelle).

Aggressivité	Classe	Mesures de protection
Faible	A1	Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.
Moyenne	A2	Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (C, type de ciment, E/C, cure, adjuvants).
Forte	A3	Ditto ci-dessus + action spécifique sur la nature et le dosage en ciment, le rapport E/C.
Très forte	A4	Nécessité d'une protection externe (enduits, peinture) ou interne (imprégnation).

Tableau 7. Mesures de protection selon la classe d'agressivité.

	Moyenne	Forte	Très forte
Classe d'agressivité	A2	A3	A4
Dosage mini en ciment (kg/m ³)	550 ou 700 5/√D en eau de mer	700 5/√D	700 5/√D
E/C maximal	0,55	0,50	0,50
Eaux sulfatées	CPA « PM » CPJ « PM » CLC, CHF, CLK	CPA et CPJ avec C ₃ A ≤ 5 %, CHF (L > 60), CLK, ciment alumineux	Idem A3 + revêtement protecteur d'imprégnation
Eau de mer	Zones d'immersion totale CPA ou CPJ avec C ₃ A < 10 %, CLK, CHF, CLC, ciment alumineux	Zones de marnage CHF (L > 60), CLK, CPA à C ₃ A ≤ 5 % ciment alumineux	
Milieu acide	CPA à teneur réduite en C ₃ S et C ₃ A, CPJ (L, C, Z), CLC, CHF, CLK	CHF (L > 60), CLK ciment alumineux	Ciment alumineux + revêtement protecteur d'imprégnation

Tableau 8. Recommandations d'emploi du ciment.

1. EAU DE GÂCHAGE

L'eau entrant dans la composition du béton ne doit pas contenir d'éléments nuisibles et d'impuretés en quantités telles qu'ils pourraient porter préjudice à la prise, au durcissement et à la durabilité du béton ou provoquer une corrosion des armatures.

Les eaux potables fournies par un réseau public de distribution conviennent à tous les types de béton.

Les eaux de rinçage et de recyclage d'installation du bétonnage sont habituellement utilisables : leur aptitude est à vérifier pour certains bétons.

Les eaux de ruissellement, les eaux pompées dans la nappe phréatique, les eaux de rejets industriels doivent subir un essai de convenance (NF P 18-303).

L'eau de mer, les eaux saumâtres peuvent être utilisées pour du béton non armé uniquement.

Les eaux usées et les eaux vannes ne conviennent pas.

2. GRANULATS NATURELS POUR BÉTON HYDRAULIQUE (NF P 18-301)

Un granulat est constitué par un ensemble de grains minéraux appelés fines, sables, gravillons ou cailloux suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm (tableau 1).

Terminologie	Fines	Sable	Gravillons	Cailloux	Graves
d (mm)	-	< 1	≥ 1	≥ 20	
D (mm)	< 0,08	0,08 à 6,3 inclus	≤ 31,5	≤ 80	6,3 à 80 inclus

Tableau 1. Terminologie des granulats selon leurs dimensions.

Les granulats constituent le « squelette » du béton. Peu déformables, ils améliorent la résistance de la matrice de ciment en s'opposant à la propagation des micro-fissures provoquées dans la pâte par le retrait.

2.1 Caractéristiques géométriques

2.1.1 Granulométrie (XP P 18 540)

Elle permet, par tamisage du granulat sur une série de tamis à mailles carrées de dimensions d'ouverture décroissantes et pesée du refus sur chaque tamis, de déterminer la granularité, c'est-à-dire l'échelonnement des dimensions des grains contenus dans un granulat.

La courbe granulométrique donne les pourcentages cumulés en masse, de grains passant dans les tamis successifs (fig. 1).

2.1.2 Classe granulaire (XP P 18-540)

Elle est notée d/D , d et D sont respectivement la plus petite et la plus grande dimension des grains du granulat (tableau 1). Si $d < 0,5$ mm, le granulat est désigné $0/D$.

Une granulométrie discontinue, à partir de deux classes granulaires faciles à trouver chez les distributeurs de granulats (ex. : sable 0/5 et gravillon 15/25), convient pour les bétons courants tout en limitant les stockages sur chantier.

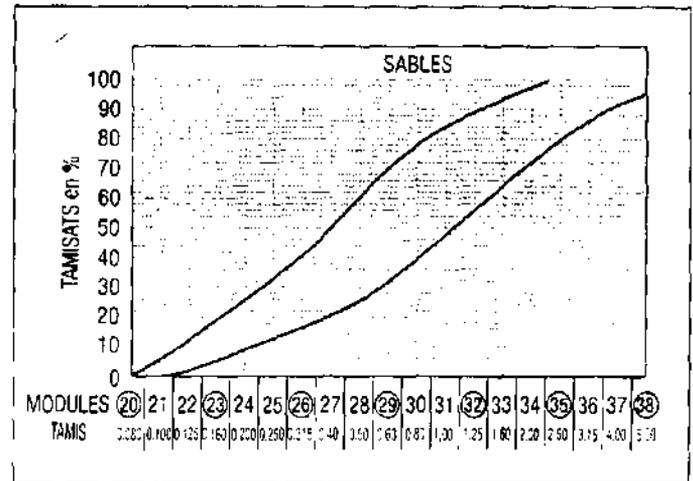


Fig. 1. Exemple de courbes granulométriques des sables.

2.1.3 Module de finesse d'un sable (M_f) (XP P 18-540)

Il caractérise la granularité et a pour expression :

$$M_f = \frac{1}{100} (\sum r_i)$$

avec r_i refus cumulés en % pour les tamis 0,16 ; 0,315 ; 0,63 ; 1,25 ; 2,5 ; 5 ; 10 ; 20 ; 40 ; 80.

On préférera utiliser un sable tel que :

$M_f = 2,5 \pm 0,3$ sachant que pour une fourniture donnée, la tolérance maximale est de 20 %.

2.1.4 Forme des grains (XP P 18-540)

Elle est caractérisée par un coefficient d'aplatissement A fonction de la plus grande dimension des grains et de son épaisseur conventionnelle. On doit avoir $A \leq 30$ %.

2.2 Caractéristiques physiques et physico-chimiques

2.2.1 Masse volumique apparente (NF P 18-554 et -555)

C'est la masse du granulat sec occupant l'unité de volume. Elle dépend du tassement des grains (tableau 2).

Masse volumique	kg/m ³
Apparente	1 400 à 1 600
Absolute (vides entre les grains déduits)	2 500 à 2 600

Tableau 2. Granulats roulés silico-calcaires.

Les granulats stockés sur chantier sont souvent humides. Leur teneur en eau notée w %, déterminée sur petit chantier par séchage et pesées, doit être connue afin de déduire la quantité d'eau apportée lors d'un dosage de béton (p. 114). Les sables foisonnent (augmentation de volume pouvant atteindre 20 à 25 % pour des teneurs en eau de 4 à 5 %). Leur dosage, s'il est fait en volume, devra être corrigé.

2.2.2 Porosité

C'est le rapport (en %) du volume des vides contenu dans les grains au volume des grains. Elle est très faible pour granulats courants, importante pour granulats légers.

2.2.3 Propreté des granulats

Pour les cailloux et gravillons : c'est le pourcentage de passant au tamis de 0,5 mm (tamisage effectué sous l'eau :

NF P 18-591) ; le seuil est fixé à 2 % et 5 % pour des granulats concassés s'ils satisfont au Nota 2 du tableau 3.
 Pour un sable, la propreté est définie par l'essai d'équivalent de sable (tableau 3) sur la fraction 0/5 mm (NF P 18-598 : séparation du sable des matières argileuses par lavage).

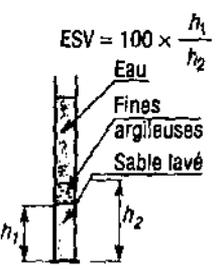
Définition de (E.S.V.)	Valeurs imposées (NF P 18-301)	
 $ESV = 100 \times \frac{h_1}{h_2}$	Nature du sable	ESV >
	Sable de concassage et de broyage	65
	Autres sables	75
(1) Ces valeurs peuvent être portées à 80 pour certaines utilisations. (2) Si ESV est inférieur à ces valeurs, le sable est conforme si la valeur de bleu (NF P 18-595) est inférieure ou égale à 1 g pour 100 grammes de fines (p. 25).		

Tableau 3. Essai d'Equivalent de Sable à Vue (ESV) (NF P 18-598).

La présence de particules argileuses dans le sable, en abaissant l'adhérence « pâte de ciment/granulats », est défavorable à la mise en œuvre et aux performances finales du béton. D'autres impuretés (matières organiques, sulfates ou sulfures, chlorures, éléments coquillers, lignites ou scories) sont à limiter selon la norme NF P 18-301.

2.3 Caractéristiques mécaniques

2.3.1 Essais Deval et Micro Deval (NF P 18-572 & -577)

On reproduit les phénomènes d'usure auxquels sont soumis notamment les granulats utilisés pour les bétons routiers... (p. 25). Pour un granulats donné, la résistance à l'usure est caractérisée par le coefficient Micro-Deval (M_{DE}), rapport de la masse des fragments passant au tamis de 1,6 mm mesurée en fin d'essai à la masse de l'échantillon d'essai.

2.3.2 Essai Los Angeles (NF P 18-573)

On détermine la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques. Pour un granulats donné, cette résistance est caractérisée par le coefficient Los Angeles (L_A), rapport de la masse des fragments passant au tamis de 1,6 mm mesuré en fin d'essai à la masse de l'échantillon d'essai. Pour des granulats susceptibles d'être soumis aux effets du gel, on peut mesurer le L_A après une série de 25 cycles gel/dégel (-25 °C, +25 °C) et le comparer au L_A de référence.

2.4 Les différents types de granulats (XP P 18-540)

Quand le terme « granulats » est employé sans qualificatif, il s'agit de granulats naturels de masse volumique absolue (M_{vs}) comprise entre 2 000 et 3 000 kg/m³.

2.4.1 Les granulats naturels courants

Ils n'ont subi que des opérations de transformation de type mécanique : concassage, criblage, lavage... On les distingue selon leur origine.

- **Origine minéralogique** : roches sédimentaires (siliceuses ou calcaires), roches métamorphiques (quartz ou quartzites), roches éruptives (basaltes, granites, porphyres).
- **Origine « d'extraction »**
 - Granulats alluvionnaires dits roulés (forme acquise par l'érosion). Ils sont lavés pour éliminer les parties argileuses nuisibles à la résistance du béton et criblés pour obtenir différentes classes granulaires. Pour le béton, ils sont le plus souvent siliceux, calcaires ou siliceux calcaires.
 - Granulats de carrières aux formes angulaires (obtenus par abattage et concassage). Un précriblage assurant l'obtention de granulats propres et différentes phases de concassage permettent d'obtenir les classes granulaires souhaitées. Pour choisir ce type de granulats, on devra prendre en compte : l'origine de la roche, la régularité du banc, le degré de concassage... La sélection de ce type de granulats devra donc être faite avec soin et après accord sur un échantillon.

2.4.2 Les granulats artificiels

On distingue :

- **les sous-produits industriels** (concassés ou non) : laitier concassé et laitier granulé obtenu par refroidissement dans l'eau ;
- **les granulats très durs** (ferreux, carborundum...) à hautes caractéristiques, élaborés industriellement et notamment utilisés pour renforcer la résistance à l'usure de dallages industriels ;
- **les granulats légers** obtenus par expansion ou frittage : les plus usuels sont l'argile ou le schiste expansé (NF P 18-309) et le laitier expansé (NF P 18-307) ;
- **les granulats très légers** (20 à 100 kg/m³ pour des bétons de masse volumique comprise entre 300 et 600 kg/m³) d'origine végétale, minérale ou organique (ex. : bois, polystyrène expansé...). Ils sont utilisés pour des bétons d'isolation, blocs coffrants, blocs de remplissage, dalles et chapes sur planchers peu résistants.

Le tableau 4 précise les caractéristiques et les recommandations d'emploi de quelques granulats artificiels.

Granulats	De laitier		Allégés	
	Concassé	Granulé	Argile ou schiste expansé	Laitier expansé
NF P 18-	302	306	309	307
Masse volumique (kg/m ³)	> 1 250	> 800	400 à 800	
Caractéristique du béton	Béton routier	Béton réfractaire	Béton de structure : bonne résistance thermique et masse volumique comprise entre 1 200 et 2 000 kg/m ³ .	

Tableau 4. Granulats artificiels courants.

2.5 Critères de choix des granulats

On doit prendre en compte trois « grands » critères.

• Critère 1 : Adéquation granulats/béton

Le tableau 5 précise l'incidence de certaines caractéristiques des granulats sur la qualité des bétons.

Caractéristique	Influence sur le béton
Nature minéralogique	La plupart des granulats conviennent pour le béton. Influence défavorable des argiles, des calcaires marneux (gonflement et altération à terme).
Présence de matières organiques	Influence défavorable sur la prise et le durcissement. Chutes de résistance.
Teneur élevée en sulfates, sulfures, chlorures	Réaction avec le ciment, fissuration, corrosion des armatures.
Propreté des granulats	Critère important. Les impuretés perturbent l'hydratation du ciment et entraînent des défauts d'adhérence granulats/pâte.
Forme des grains et angularité	p. 101 et p. 102 Peu importante généralement ; certains sables concassés peuvent parfois être défavorables à la mise en œuvre du béton et à sa compacité finale.
Granulométrie	Importante pour la bonne composition du béton.

Tableau 5. Adéquation granulats/béton.

• Critère 2 : Aptitudes à l'emploi selon la roche d'origine (tableau 6)

Roche d'origine	Coefficient MOE	Dilatation $\mu\text{m/m } ^\circ\text{C}$	Propriétés	Difficultés rencontrées	Possibilité d'emploi pour le béton
Éruptives					
Granites	15 à 19	8 à 12	Dures et compactes, bonne résistance au gel		Oui pour la plupart
Diorites	16				
Porphyres	16/17				
Basaltes	20				
Métamorphiques					
Quartzites	17 à 20	10	Dures et compactes inattaquables chimiquement		Granulats de qualité utilisés pour les parements
Marbres	15 à 20	10 à 12			Oui
Schistes			Sensibles au gel	Présence de fines friables	Uniquement schistes durs
Gneiss					
Sédimentaires					
Calcaires	12 à 15	6 à 8	Bonne adhérence au mortier		Oui
Dolomies	10 à 12				Essais préalables

Tableau 6. Aptitude à l'emploi selon la roche d'origine.

• Critère 3 : Choix selon l'emploi du béton

On peut choisir les granulats selon la nature du béton à l'aide du tableau 7.

Emploi	Densité	Granulats
Bétons classiques pour le chantier ou la préfabrication	2,2 à 2,4	Tous granulats roulés ou concassés avec préférence pour les siliceux, calcaires ou silico-calcaires.
Bétons apparents architectoniques		Dito ci-dessus + porphyres, basaltes, granites, diorites, qui offrent une palette très riche d'aspects et de teintes.
Bétons légers	de structure	1,5 à 1,8 Argile ou schiste expansé, laitier expansé.
	semi-isolants semi-porteurs	1 à 1,5 Argile expansé, pouzzolane, ponce.
	isolants	0,3 à 0,8 Vermiculite, liège, bois, polystyrène expansé, verre expansé.
Bétons lourds	3 à 5	Corindon, barytine, magnétite.
Bétons réfractaires	2,2 à 2,5	Corindon, déchets de produits réfractaires, briques, silico-alumineux, laitiers, granulats spéciaux.
Bétons ou chapes pour dallages industriels (abrasion importante)	2,4 à 3	Corindon, carborundum, granulats métalliques.

Tableau 7. Choix des granulats selon l'emploi du béton.

3. CIMENTS

3.1 Ciments courants

Le ciment résulte du broyage et de l'homogénéisation des composants suivants :

- **Le clinker (K)** est un produit obtenu par cuisson à haute température d'un mélange dosé de calcaire et d'argile dont les oxydes se combinent au début de fusion (clinkérisation) pour former des silicates et aluminates hydrauliques dont :
 - le silicate tricalcique ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) noté C_3S ,
 - le silicate bicalcique ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) noté C_2S ,
 - l'aluminate tricalcique ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) noté C_3A
 - l'alumino-ferrite tétracalcique ($4\text{CaO}/\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$) noté C_4AF .
- **Le laitier granulé de haut fourneau (S)** est obtenu lors du traitement en haut fourneau du minerai de fer qui produit la fonte et le laitier. À sa sortie du haut fourneau, le laitier liquide est refroidi rapidement par l'eau : c'est la granulation qui donne un sable ayant des propriétés hydrauliques.
- **Les fumées de silice (D)** : page 112.
- **Les pouzzolanes naturelles (Z)** :
 - substances d'origine volcanique ou roches sédimentaires de composition chimique et minéralogique appropriée,
 - argiles ou schistes activées thermiquement.

Ces produits, réduits en poudre, réagissent en présence d'eau avec la chaux (Ca(OH)₂) et forment des hydrates, facteurs essentiels de la résistance du ciment.

- **Les cendres volantes** sont des produits pulvérulents formés de billes pleines ou boursouffées généralement vitreuses, résidus de la combustion en centrale thermique de houille ou de lignite.
Les cendres volantes siliceuses (V) ont des propriétés pouzzolaniques, les cendres volantes calciques (W) peuvent en plus avoir des propriétés hydrauliques.
- **Les schistes calcinés (T)** sont produits dans un four à 800 °C, ils contiennent des phases de clinker, des petites quantités de chaux libre CaO et de sulfates de calcium, ainsi que des oxydes en quantités plus importantes. Ils ont de fortes propriétés hydrauliques et pouzzolaniques.
- **Le calcaire (L).**
- **Les constituants secondaires :**
 - les fillers (F) améliorent les propriétés physiques des ciments (ouvrabilité ou pouvoir de rétention d'eau) ; ils sont inertes ou présentent des propriétés faiblement hydrauliques ou pouzzolaniques,
 - (S) ou (D) (définis ci-dessus) si la proportion est inférieure ou égale à 5 % en masse.

Les caractéristiques principales des ciments sont données p. 105.

La désignation normalisée et la composition des ciments courants (en pourcentage) sont données au tableau 8.

Ciment % en masse (1)	Notation	K	S (4)	D (2)	Z	Cendres volantes		T	L	Constituants secondaires
						V	W			
Portland	CPA-CEM I	95-100								0-5
Portland composé	CPJ-CEM IVA	80-94				6-20 (3) (4)				
	CPJ-CEM IVB	65-79				21-35 (3) (4)				
De haut fourneau	CHF-CEM IIIA	35-64	38-65							
	CHF-CEM IIIB	20-34	68-80							
	CLK-CEM IIIC	5-19	81-95							
Pouzzolanique	CPZ-CEM IVA	65-90			10-35 (4)					0-5
	GPZ-CEM IVB	45-64			36-55 (4)					
Au laitier et aux cendres	CLC-CEM VA	40-64	18-30		18-30 (4)					
	CLC-CEM VB	20-34	31-50		31-50 (4)					

(1) Relatif au noyau de ciment. (4) Le fabricant s'engage à ne pas faire varier ces proportions au-delà d'une touchette de plus ou moins 5 points.
(2) Limité à 10 % dans tous les ciments.
(3) La proportion de fillers est limitée à 5 %.

Tableau 8. Désignation et composition des ciments courants.

Remarque : Les ciments blancs ont des caractéristiques analogues à celles des ciments Portland gris.

3.2 Autres ciments

- **Ciments à maçonner (NF P 15-307) :** mélange en proportions variables de liants hydrauliques (K, S, Z et

autres produits avec une proportion d'inertes ≤ 50%) et tel que (S) soit inférieur ou égal à 50 % du poids des constituants actifs.

Classe	Résistance minimale en compression (MPa)	
	7 j	28 j
160	10	16
250	16	25

Tableau 9. Caractéristiques mécaniques du ciment à maçonner.

- **Ciment prompt (NF P 15-314) :** obtenu par cuisson, à environ 1 200 °C, d'un calcaire argileux d'une grande régularité. Sa mouture est plus fine que celle des ciments Portland.

C'est un produit naturel à prise rapide ($t_0 \leq 4$ min), à faible retrait (environ 400 µm/m à 28 j), à résistances mécaniques élevées à très court terme et résistant aux eaux agressives (séléniteuses, pures, acides).

Il est agréé « PM » (prise mer) par la COPLA.

Résistance (MPa)	15 min	1 h	3 h	1 j	7 j	28 j	6 m	1 an
Compression	4	6	8	10	14	19	40	45
Flexion	1,4	1,8	2,3	2,5	3	3,5	5	5,5

Tableau 10. Caractéristiques mécaniques du ciment prompt.

- **Le ciment alumineux fondu** résulte de la cuisson jusqu'à fusion d'un mélange de calcaire et de bauxite, suivie d'une mouture sans gypse (même finesse que les CPA).

Sa chaleur d'hydratation élevée permet une mise en œuvre par temps froid (jusqu'à -10 °C) et en fait un ciment réfractaire (jusqu'à 1 300 °C). Très résistant aux milieux agressifs et acides (jusqu'à un pH de 4), il présente des résistances mécaniques élevées à court terme.

Temps de début de prise : $t_0 > 1$ h 30 min.

Les caractéristiques mécaniques de ce ciment sont données au tableau 11.

Résistance (MPa)	6 h	24 h	28 j
Compression	30	50	65
Flexion	4	5,5	6,5

Tableau 11. Caractéristiques mécaniques du ciment alumineux fondu.

3.3 Certification des ciments

La marque NF-VP est accordée aux ciments dont les spécifications et le processus de fabrication sont contrôlés par le Laboratoire d'Essais des Matériaux de la Ville de Paris (LEMVP).

D'autres agréments sont attribués par la Commission Permanente des Liants Hydrauliques et des Adjuvants du Béton (COPLA) à des ciments convenant :

- aux travaux en milieu marin : mention Prise Mer (PM) sur la liste AFNOR des ciments NF-VP ;
- en eaux à haute teneur en sulfates : mention ES sur la liste AFNOR des ciments NF-VP ;

— à la construction en béton précontraint (tableau 12).

Par pré-tension	Par post-tension
<ul style="list-style-type: none"> • CPA de classe au moins 32,5 • Faible chaleur d'hydratation (< 230 J/g) • Teneur en sulfure SO₃ < 0,2 % • Essais de convenue des ciments pour ouvrages traités thermiquement 	<ul style="list-style-type: none"> • CPA, CPJ, CHF ou CLC de classe au moins 32,5 • Faible chaleur d'hydratation (< 230 J/g) • SO₃ < 0,5 % • Chlorure < 0,05 % Les ouvrages traités thermiquement ne sont pas considérés.

Tableau 12. Ciments utilisés pour les ouvrages en béton précontraint.

3.4 Propriétés générales des ciments (NF P 15-010)

3.4.1 Hydratation des ciments

Mélangé à l'eau, le ciment forme une pâte qui se solidifie dans l'air ou sous l'eau, d'où sa qualification de « liant hydraulique » (qualité qu'il partage avec les chaux hydrauliques).

Ce phénomène résulte de l'hydratation du ciment qui nécessite 25 % d'eau en masse. Lorsque l'on ajoute sables et granulats, une quantité supplémentaire d'eau est indispensable pour permettre une mise en place et un serrage corrects (p. 135).

Les liants hydrauliques ne s'hydratent pas immédiatement au contact de l'eau. Un excès d'eau, le froid, les impuretés du sable et les adjuvants retardateurs retardent la prise. Elle est accélérée par la chaleur et les adjuvants accélérateurs.

L'accroissement de la résistance mécanique est la principale manifestation de la poursuite des réactions d'hydratation dans le béton durci et augmente avec le dosage en ciment, la température, le temps.

L'utilisation de certains types d'adjuvants permet, en réduisant la teneur en eau pour une ouvrabilité donnée, d'augmenter la résistance (p. 106).

La chaleur d'hydratation est une autre manifestation des réactions d'hydratation. Elle augmente avec la classe de résistance du ciment, le dosage, la température initiale.

L'échauffement du béton provoque une accélération d'hydratation au jeune âge.

3.4.2 Différents retraits des mortiers et bétons

- Le **retrait d'hydratation** s'effectue même en l'absence de variation de température et sans migration d'eau.
- Le **retrait hygrométrique** est dû à un départ d'eau avant prise. Il sera limité en humidifiant les faces coffrantes et par cure du béton (p. 137).
- Le **retrait hydraulique** ou de dessiccation doit rester dans les limites données par la NF P 15-301.
- Le **retrait thermique** (raccourcissement après dilatation due à l'échauffement du béton sous l'effet de la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment) est trop souvent négligé. Il importe de le réduire par un choix judicieux du ciment qui prend d'autant plus d'importance que l'ouvrage est plus massif. D'autres techniques sont

employées : utiliser des coffrages métalliques, abaisser la température des constituants, réduire les épaisseurs des levées de bétonnage et, quand c'est nécessaire, évacuer la chaleur en noyant dans le béton des tubes réfrigérants. Un adjuvant retardateur de prise ou de durcissement (p. 106), en étalant dans le temps le dégagement de la chaleur d'hydratation, permet de diminuer les tensions d'origine thermique et les risques de fissuration qui en découlent.

3.5 Grandeurs caractéristiques

Les normes européennes EN 196-1 à 196-7 et 196-21 (NF P 15-471 à 15-478) définissent les méthodes d'essais des ciments.

La prénorme européenne ENV 197-1 définit la composition, les spécifications et les critères de conformité des ciments courants (NF P 15-101-1).

Le choix du ciment (type et/ou classe de résistance en fonction de la classe d'exposition à la pluie et du type de construction dans lequel il est incorporé) doit être conforme aux normes nationales en vigueur sur le lieu d'utilisation du ciment.

3.5.1 Caractéristiques principales de la poudre de ciment

- La surface spécifique (surface développée totale de tous les grains contenus dans un gramme de ciment) caractérise la finesse de mouture d'un ciment (finesse Blaine : NF P 15-442).

Selon le type de ciment, elle est comprise entre 2 800 et 4 000 cm²/g (6 000 à 7 000 cm²/g pour le ciment prompt).

- La masse volumique apparente est environ égale à 1 000 kg/m³.
- La masse volumique absolue varie entre 2 900 et 3 150 kg/m³.

3.5.2 Caractéristiques garanties (NF P 15-301)

- Résistances mécaniques : tableau 13.

Classes	Résistance à la compression (MPa)					
	au jeune âge		normale			
	2 j		limites inférieures garanties			
	LI	Li	Ls	2 j	7 j	28 j
32,5	—	32,5	52,5	—	17,5	30
32,5 R	13,5	32,5	52,5	12	—	30
42,5	12,5	42,5	62,5	10	—	40
42,5 R	20	42,5	62,5	18	—	40
52,5	20	52,5	—	18	—	50
52,5 R	30	52,5	—	28	—	50

LI = Limite inférieure ; Ls = Limite supérieure.

Tableau 13. Résistance à la compression.

La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique à la compression déterminée conformément à la norme NF EN 196-1, après 28 jours (p. 122). Trois classes de résistance normales sont couvertes. La lettre (R) précise que le ciment a une résistance élevée au jeune âge.

• **Autres caractéristiques :** tableaux 14 et 15.

Classes	32,5	32,5 R	42,5	42,5 R	52,5	52,5 R
Retrait à 28 j (µm/m) CPA-CEM I et CPJ-CEM II	≤ 800	≤ 1 000		-		
Temps de début de prise (min)	≥ 90		≥ 60			
Stabilité (mm)			≤ 10			

Nota : les valeurs minimales sont des limites garanties.

Tableau 14. Caractéristiques physiques.

Propriétés	Essais de référence	Type de ciment	Classe de résistance	Exigence (1)		
				(5)	(6)	
Perte au feu	NF EN 196-2	CPA-CEM I CHF-CEM III CLK-CEM III	Toutes classes	≤ 5	-	
MgO		CPA-CEM I	Toutes classes	≤ 5	-	
Résidu insoluble		CPA-CEM I CHF-CEM III CLK-CEM III	Toutes classes	≤ 5	-	
Sulfates (SO ₃)		CPA-CEM I CPJ-CEM II (2)	32,5 32,5 R 42,5	≤ 3,5 (5)	4	
		CPZ-CEM IV CLC-CEM V	42,5 R 52,5 52,5 R	≤ 4 (5)	4,5	
		CHF-CEM III (3)	Toutes classes	-	5	
		CLK-CEM III/C	Toutes classes	-	5	
		Chlorures	NF EN 196-21	Tous types (4)	sauf 52,5 R 52,5 R	≤ 0,1 ≤ 0,05
Pozzolanicité		NF EN 196-5	CPZ-CEM IV	Toutes classes	Satisfait à l'essai	

(1) Données en %, en masse.
(2) Cette indication couvre tous les types de ciment CPJ-CEM II/A et CPJ-CEM II/B à l'exception des ciments ne contenant que des schistes calcinés (T) comme constituant principal autre que le clinker pour lesquels la limite supérieure est 4,5 % de SO₃ pour toutes les classes.

(3) Le type CLK-CEM III/C peut contenir un maximum de 4,5 % de SO₃.
(4) Les ciments de type CHF-CEM II/A et B et CLK-CEM III/C peuvent contenir plus de 0,1 % de chlorures, dans ce cas la teneur réelle en chlorure doit être déclarée.
(5) Limite supérieure.
(6) Valeur limite garantie

Tableau 15. Caractéristiques chimiques.

4. LES ADJUVANTS

Un adjuvant est un produit incorporé aux bétons, mortiers ou coulis (notés (B, M, C)) lors du malaxage ou avant la mise en œuvre qui modifie certaines de leurs propriétés à l'état frais ou durci (tableau 16).

NF P 18-	342				337	342	
	Réducteurs d'eau	Plastifiants	Super-plastifiants	Accélérateurs de durcissement	Accélérateurs de prise	Retardateurs de prise	Entraîneurs d'air
Adjuvant							Hydrofuge de masse
Propriété modifiée							
Ouvrabilité		+	+				
Temps de prise					-	+	
Résistance	court terme (3 j)	+		+	+	-	
	long terme (< 28 j)	+				+	
Air occlus							+
Perméabilité sous pression hydraulique			-				-
Résistance au gel du béton durci							+
Compacité	+	+	+				
État de surface	+					+	

+ : augmentation ; - : diminution

Tableau 16. Les différents types d'adjuvants.

Chaque adjuvant a une fonction principale, caractérisée par la (ou les) modification(s) majeure(s) apportée(s), et des fonctions secondaires (souvent indépendantes de la fonction principale) pouvant entraîner des effets non recherchés.

L'emploi d'un adjuvant, dosé normalement (< 5 % de la masse du ciment), ne peut entraîner une diminution de certaines caractéristiques du béton que dans les limites autorisées par la norme NF P 18-103, sans altérer les armatures ou les fils de précontrainte.

4.1 Adjuvants modifiant l'ouvrabilité

En modifiant le comportement rhéologique des bétons, mortiers et coulis à l'état frais avant le début de prise, ils diminuent la viscosité de la pâte. Leurs effets souvent très proches et liés aux dosages préconisés, sont précisés au tableau 17.

	Plastifiants	Réducteurs d'eau plastifiants	Superplastifiants
Dosages	< 0,5 %	< 0,5 %	0,5 à 3 %
Introduction	Dans l'eau de gâchage		Dans le béton avant sa mise en œuvre
Effets sur la mise en œuvre du béton	Amélioration de l'ouvrabilité à E/C constant	À ouvrabilité constante, réduction d'eau > 6,5 %	À E/C constant, grande fluidification du béton : $\Delta A = 8$ cm
Résistances à toutes échéances	Maintenues voire améliorées du fait de la meilleure mise en place	Supérieure d'au moins 10 %	Légère diminution possible
Effets secondaires favorables	Possibilité d'accélération du durcissement	Augmentation de la capacité. Amélioration possible de la résistance du béton aux agents chimiques agressifs	Possibilité de réalisation de BHP (p. 111) en utilisant de faibles rapports E/C (eau/ciment)
Autres effets	Possibilité d'une légère augmentation du retrait		
Composants principaux	Savons anioniques, lignosulfonates, détergents synthétiques non ioniques	Lignosulfonates dessucrés, savons de résine, mélamine sulfonate, etc.	Dérivés de mélamine ou de naphthalène lignosulfates
Utilisation		Béton manufacturé. Travaux de GC nécessitant des résistances élevées, béton apparent	Fondations, dallages radiers, sols industriels, routes... Confection des BHP Courant pour le BPE

Tableau 17. Adjuvants modifiant l'ouvrabilité (NF P 18-342).

4.1.1 Les réducteurs d'eau-plastifiants

Ils augmentent les résistances mécaniques (fig. 2) par une réduction de la teneur en eau (10 à 35 L/m³ de béton), à même ouvrabilité. Cela entraîne une augmentation de la compacité et donc une durabilité accrue du béton.

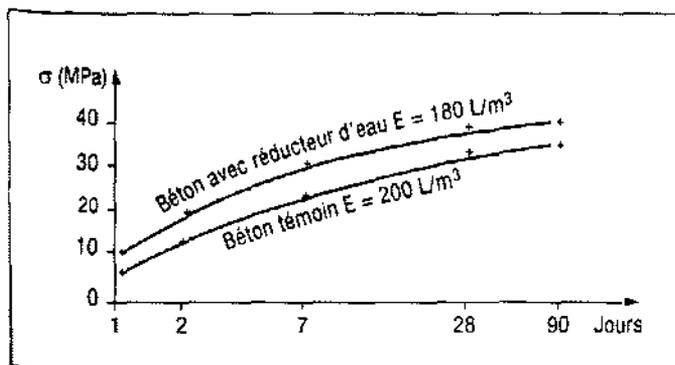


Fig. 2. Augmentation de la résistance à l'aide d'un adjuvant réducteur d'eau.

4.1.2 Les superplastifiants

Ils provoquent un fort accroissement de l'ouvrabilité (pendant 30 à 60 min) à même teneur en eau (fig. 3). Introduits en général peu avant la mise en œuvre, il n'y a ni ségrégation, ni ressuage si des précautions sont prises.

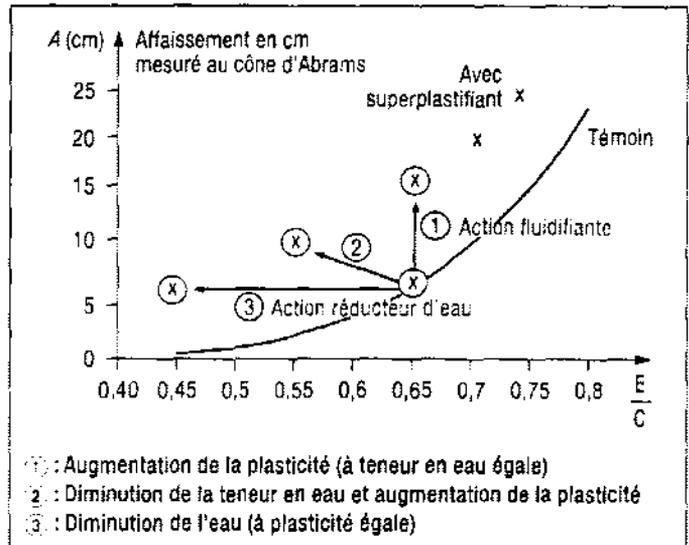


Fig. 3. Modes d'action des superplastifiants.

4.2 Adjuvants modifiant la prise et le durcissement

Produits chimiques solubles dans l'eau, ils modifient les solubilités des différents constituants des ciments et surtout leur vitesse de dissolution. Leurs effets sont donnés au tableau 18.

	Accélérateur de prise	Accélérateur de durcissement	Retardateur de prise	
Dosage	1 à 3 %	0,2 à 3 %	0,1 à 0,5 %	
Introduction	Dans l'eau de gâchage			
Effets sur la prise	Très variables suivant les dosages, les ciments et la température			
Résistances	Initiales (avant 3 jours)	Augmentées à 1 ou 2 jours	Augmentées	Diminué à 1 ou 2 jours
	Finales (après 28 jours)	Légèrement diminuées (d'autant plus que la prise aura été accélérée)	Inchangées ou légèrement diminuées	Légèrement augmentées
Effets secondaires favorables			Amélioration de la maniabilité avec possibilité de réduction d'eau	
Autres effets	Possibilité d'une légère augmentation du retrait			

Tableau 18. Adjuvants modifiant la prise et le durcissement.

Leur action se traduit par une évolution différente de la résistance d'un béton, mortier ou coulis adjuvanté comparée à celle du témoin (fig. 4).

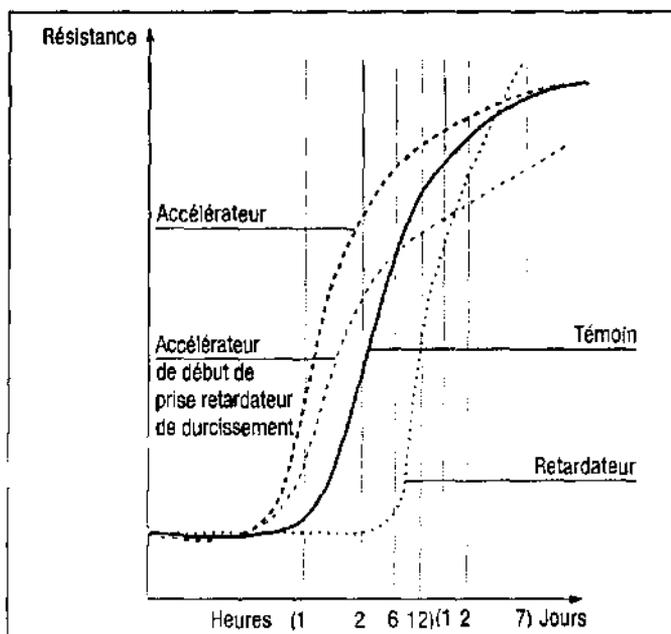


Fig. 4. Action des adjuvants modifiant la prise et le durcissement.

4.2.1 Accélérateurs de prise et de durcissement (NF P 18-342)

Les premiers diminuent les temps de début et de fin de prise du ciment alors que les seconds accélèrent le développement des résistances initiales.

L'accélération recherchée a parfois pour contrepartie une résistance mécanique ultérieure plus faible que celle du témoin non adjuvanté (fig. 4).

Ces adjuvants normalisés ne contiennent pas de chlore.

Ils sont à recommander pour les bétonnages par temps froid, les décoffrages rapides, les scellements, les travaux en galerie, les travaux sous l'eau...

4.2.2 Retardateurs de prise (NF P 18-337)

Introduits dans l'eau de gâchage, ils augmentent les temps de début et de fin de prise du ciment dans les bétons, mortiers ou coulis (ils freinent, en général, la diffusion de la chaux libérée par l'hydratation du ciment et retardent de ce fait la cristallisation).

Par rapport au témoin, l'augmentation du temps de début de prise est comprise entre 1 heure et 3 jours ; elle est de 4 heures à la dose maximale de la plage d'efficacité.

Ils nécessitent une parfaite maîtrise du dosage. En excès, ils peuvent stopper totalement la prise.

Ils sont particulièrement recommandés pour les bétonnages par temps chaud, pour le béton prêt à l'emploi, les bétonnages en grande masse et la technique des coffrages glissants. Ils permettent aussi de faciliter les reprises de bétonnage.

4.3 Adjuvants modifiant certaines propriétés du béton

4.3.1 Entraîneurs d'air (NF P 18-342) (tableau 19)

Ils provoquent la formation, dans les bétons, mortiers ou coulis, de microbulles d'air (uniformément réparties dans la masse) jouant le rôle de « chambres d'expansion ».

Ces microbulles, mieux réparties que les bulles d'air naturellement contenues dans le béton (environ 30 L/m³ soit 3 %), coupent les réseaux des capillaires et limitent le développement des contraintes dues au gel de l'eau interstitielle (surtout lorsque leur espacement n'excède pas 200 µm).

L'ouvrabilité est améliorée. Mais on constate une diminution des résistances mécaniques non compensée par la réduction possible de la quantité d'eau. Il est donc préférable d'augmenter l'ouvrabilité à l'aide d'un plastifiant ou d'un superplastifiant (p. 107).

4.3.2 Hydrofuges de masse (NF P 18-342) (tableau 19)

Ils diminuent l'absorption capillaire des bétons, mortiers ou coulis durcis et confèrent une bonne étanchéité au béton si celui-ci a été correctement composé (p. 114).

Leur efficacité dépend aussi de la nature du ciment.

Les temps de prise peuvent être augmentés (p. 105).

Ils sont utilisés pour les bétons d'ouvrages hydrauliques (canaux, murs de fondation, retenues d'eau...) et les mortiers d'étanchéité (chapes, joints de maçonnerie, galeries de tunnels).

		Entraîneurs d'air	Hydrofuges
Dosage		0,01 à 0,1 %	1 à 3 %
Résistance aux	Cycles gel/dégel	Emploi obligatoire Bonne amélioration	
	Agressions atmosphériques : CO ₂ , maritime	Effet variable	Amélioration de la résistance grâce à la diminution de la perméabilité à l'air
	Agents chimiques agressifs (eaux séléniteuses, eaux sulfatées)	Amélioration possible	Amélioration grâce à la diminution de la perméabilité du béton
	Effets secondaires	Amélioration du parement	

Tableau 19. Adjuvants modifiant certaines propriétés du béton.

5. LES ADDITIONS NORMALISÉES

Ces additions proviennent de matériau minéral finement broyé. Elles peuvent être ajoutées au béton pour en améliorer ses propriétés communes, ou pour lui conférer des propriétés particulières.

On distingue :

- les additions calcaires (NF P 18-508),
- les cendres volantes pour béton (NF EN 450),
- le laitier vitrifié moulu de haut-fourneau (NF P 18-506),
- les fumées de silice (NF P 18-502).

L'emploi des additions que l'on substitue en partie au ciment conduit à prendre en compte la notion de liant équivalent dans l'établissement de la composition de béton (NF P 18-305).

1. BÉTONS FABRIQUÉS SUR CHANTIER

Ils seront composés selon les méthodes exposées à partir de la page 114.

2. LE BÉTON PRÊT À L'EMPLOI (BPE)

2.1 Normalisation

Les bétons prêts à l'emploi (BPE) sont définis en fonction de l'environnement de l'ouvrage (fig. 1 et tableau 1), des conditions d'utilisation des additions normalisées (éventuellement incorporées) ainsi que des modalités de leur prise en compte dans le dosage en liant équivalent.

La norme XP P 18-305 précise leurs conditions de fabrication et fixe leurs caractéristiques, leurs qualités garanties et les essais aptes à vérifier ces dernières ainsi que les conditions de livraison (les opérations de manutention et de stockage étant du domaine de Cahiers des Charges particuliers).

Classe	Environnement	Descriptif des classes 1 à 3
1	Sec	Intérieur des bâtiments d'habitation ou de bureaux ; éléments extérieurs protégés par un bardage avec lame d'air
2 a	Humide sans gel ou avec un gel faible	Intérieur des bâtiments avec risque de condensation ; parties extérieures ; parties en contact avec un sol non agressif et/ou de l'eau.
2 b ₁	Humide avec gel modéré	Dito 2 a avec gel modéré
2 b ₂	Humide avec gel sévère	Dito 2 a avec gel sévère
3	Humide avec gel modéré ou sévère et produits dégivants	Parties intérieures et extérieures exposées au gel et aux sels de déverglaçage
4 a ₁	Marin immergé (sans gel ou avec gel modéré)	
4 a ₂	Marin marnage (sans gel ou avec gel modéré)	
4 b	Marin avec gel modéré ou sévère	
5 a	Faiblement	} agressif chimiquement
5 b	Moyennement	
5 c	Fortement	

Les classes de gel (sévere, modéré, faible) sont définies par les conditions suivantes mesurées en moyenne annuelle sur les 30 dernières années :

- gel faible : période ≤ 2 j avec $\theta < -5$ °C,
- gel sévère : période ≥ 10 j avec $\theta < -10$ °C,
- gel modéré : entre gel faible et gel sévère.

Tableau 1. Définition des classes d'environnement du béton durci.

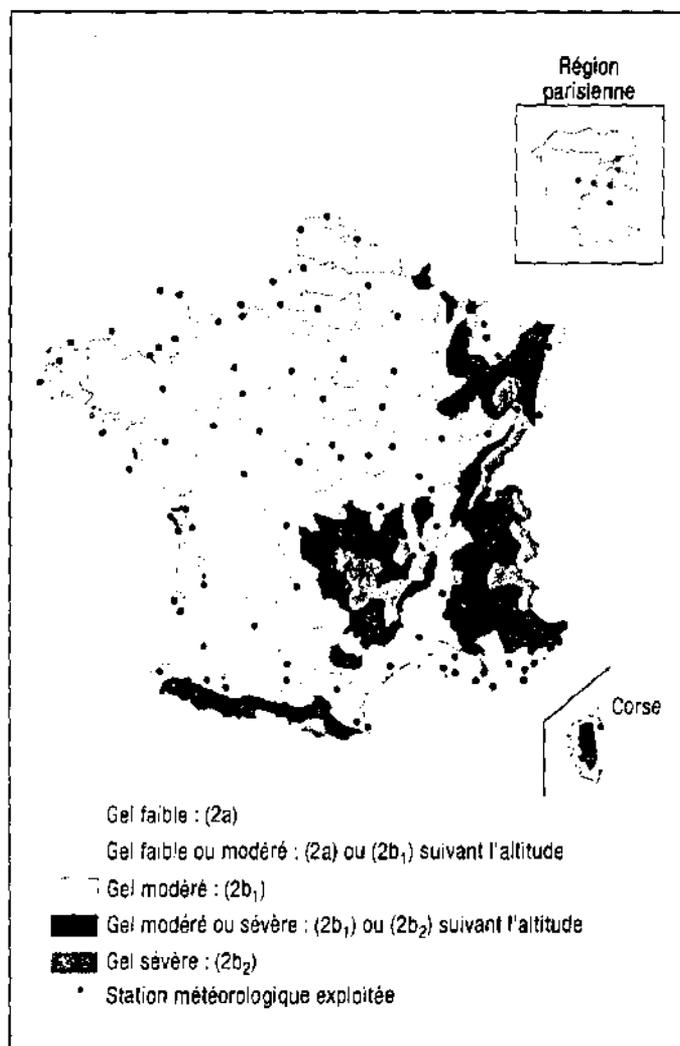


Fig. 1. Carte définissant les zones de gel.

La norme distingue :

- le béton non armé (NA) : béton ne contenant pas d'armatures ou béton, situé en classes d'environnement 1 et 2, faiblement armé et dont les armatures sont protégées de la corrosion par un enrobage en béton d'au moins 5 cm.
- le béton armé (BA) : béton contenant des armatures et ne répondant pas à la définition du béton non armé.
- le béton précontraint (BP) : tout béton soumis à une précontrainte.

À partir des deux éléments que sont la classe d'environnement et le type de béton, la norme spécifie les caractéristiques des bétons à mettre en œuvre, notamment :

- la résistance caractéristique minimale pour les BCN (p. 110),
- le rapport E/L : eau sur liant
- la teneur en air pour les bétons soumis au gel,
- la nature du ciment utilisé dans le cas des environnements marins et agressifs.

Un guide édité par les professionnels du BTP facilite l'établissement des commandes du béton prêt à l'emploi.

• Les bétons à caractères normalisés (BCN) sont désignés à la commande par des caractères garantis (tableau 2) et le producteur conserve l'initiative de la composition dans les limites fixées par la norme.

Toutefois, le client peut spécifier des caractères complémentaires en fonction des conditions particulières au chantier ou à l'ouvrage à réaliser.

• Les bétons à caractères spécifiés (BCS) sont définies à la commande par leur composition et, éventuellement, par des caractères particuliers autres que la résistance mécanique.

Le fournisseur garantit le respect des paramètres spécifiés à la commande (aux tolérances usuelles près).

2.2 Produits courants proposés par les centrales « Béton de France » (gamme RMC)

Hormis les bétons traditionnels BCN et BCS, les centrales de BPE proposent des bétons répondant à des besoins particuliers.

• **Béton à résistance garantie (ex. : Béton RMC)**
Un contrôle de fabrication très strict permet de proposer cette gamme de bétons dont les résistances garanties s'étagent de 16 à 27 MPa tout en étant très plastiques. L'affaissement mesuré au cône est de 10 ± 2 cm (p. 121).

• **Béton à fluidité contrôlée et à résistance garantie (ex. : RMC FLUID)**
Son affaissement est maintenu par un superplastifiant (p. 107) à 20 ± 3 cm pendant 30 à 60 minutes. Ensuite, ce béton reprend progressivement la consistance d'un béton traditionnel de qualité (p. 121).

C'est un béton pompable (p. 133) se mettant en œuvre très rapidement (vidange de la toupie, déversement dans les endroits éloignés par un simple tuyau et une légère pente, remplissage et vidange d'une benne quasi instantanés).

Pour les ouvrages horizontaux, un réglage et un simple talochage suffisent pour niveler.

Sa grande fluidité nécessite une bonne étanchéité et une rigidité suffisante des coffrages dans lesquels il sera coulé. Pour cette raison, il est déconseillé de couler ce béton sans manche, guide ou tube si les hauteurs de chute excèdent 2,50 m.

• **Béton à prise rapide et à résistance garantie (ex. : RMC RAPID)**
Il permet un bétonnage par temps froid ou une rotation plus rapide des coffrages aux températures courantes.

Il est spécialement élaboré avec incorporation d'un adjuvant accélérateur de prise (p. 107) provoquant :

- une accélération de début et de fin de prise du ciment,
- une diminution de la période de sensibilité au gel,
- une augmentation sensible des résistances initiales,
- une réduction de l'eau de gâchage tout en conservant une excellente ouvrabilité.

Le ressuage (p. 121) est nul ou négligeable. C'est un béton pompable (p. 133).

• **Béton à retard exceptionnel (ex. : BÉTON RETARD RMC)**
Ce béton, retardé dans la masse, du type BCS, de consistance ferme ou plastique, peut être utilisé durant 8 heures, et exceptionnellement 36 heures, suivant spécification à la commande.

On peut l'utiliser pour emploi différé, par temps chaud dans les applications suivantes :

- béton non coffré : béton compacté, voiries et réseaux divers, égalisation des sols, remplissages divers, pose de bordures,

Type	Caractères communs	Caractères particuliers			
BCN	<ul style="list-style-type: none"> • Nature et classe du ciment et addition éventuelle prise en compte • Granularité désignée par D(mm) (plus gros grain des granulats) NF P 18-304 	Consistance (p. 121) (NF P 18-451)			
		A(cm)	Écart toléré	Classe	Désignation
		≤ 4	± 1	Ferme	F
		5 à 9	± 2	Plastique	P
		10 à 15	± 3	Très plastique	TP
		≥ 16		Fluide	FI
		Résistance caractéristique garantie (MPa : B...)			
		16	20	25	30
35	40 (1)	45 (1)	50 (1)		
(1) La production ne peut pas proposer couramment ces bétons, compte tenu des matériaux localement disponibles.					
BCS		(Dosage en eau) ou $\left(\text{apport} \left[\frac{\text{eau effective}}{\text{liant équivalent}} \right] \right)$ ou $\left(\text{consistance} \right)$ (voir ci-dessus)			
Type	Exemple de désignation				
BCN	<div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: small;"> ciment + addition éventuelle consistance résistance caractéristique garantie granularité classe d'environnement </div> <p style="text-align: center; margin-top: 10px;">BCN : CPJ-CEM II/A 42,5 - TP - B25 - 0/20 - E : 2b, - BA destiné à être pompé - P 18-305 - NF</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: x-small; margin-top: 10px;"> caractère complémentaire référence à la norme certification type de béton </div>				
BCS	Bétons désignés à la commande par BCS et toutes les données précisant leur composition et le cas échéant, les caractères particuliers demandés ainsi que la référence à la norme et s'il y a lieu à la certification.				

Tableau 2. Spécifications des BCN et des BCS.

- béton coffré : maçonnerie, béton courant non armé ou faiblement armé, béton faiblement sollicité.

Il peut être stocké mais en étant protégé par un film plastique contre l'absorption d'eau par le support et la dessiccation (p. 137). Il doit être également protégé contre les risques de gel.

• **Béton clair ou coloré (ex. : RMC COLOR)**

L'homogénéité des teintes est obtenue par le choix des granulats, des ciments et des colorants et par le malaxage dans la masse.

Les couleurs les plus souvent utilisées sont le rouge, l'ocre et le jaune. Des échantillons peuvent être élaborés en laboratoire pour approbation préalable sachant qu'ils ne fourniront qu'une indication sur le résultat final à grande échelle.

Lors de la mise en œuvre de ces bétons, on devra :

- éviter des rajouts d'eau qui provoquent des différences de teintes,
- effectuer les coulages par couches de faible épaisseur en utilisant des coffrages propres et des huiles de décoffrage incolores,
- assurer de bonnes conditions de séchage en protégeant les parements achevés contre les intempéries.

• **Béton cellulaire prêt à l'emploi (ex. : BATI-POR et VOLU-POR)**

Ces bétons, pouvant être jusqu'à 6 fois plus légers qu'un béton traditionnel, sont obtenus par mélange de sable, ciment et mousse cellulaire.

Leur masse volumique apparente est comprise entre 400 et 1 600 kg/m³ pour des résistances mécaniques en compression comprises entre 0,5 et 15 MPa.

Incombustible et non toxique, le béton cellulaire ne contient aucun composant susceptible de dégager des gaz nocifs en cas d'incendie.

Par exemple le béton BATI-POR est adapté aux travaux de bâtiments neufs et anciens suivants :

- réfection et allègement des planchers anciens,
- égalisation des sols, chapes légères, dalles d'isolation de caves,
- garages, bâtiments agricoles, rattrapage de niveaux, terrasses, bétons de propreté, remplissages divers...

Par exemple le béton VOLU-POR est adapté aux travaux de VRD et comblements divers tels que :

- réservoirs et citernes,
- égout et canalisations,
- remplissage de fouilles et tranchées.

• **Béton de granulats légers (ex. : RMC LÉGER)**

De masse volumique apparente inférieure à 2 000 kg/m³, ils peuvent atteindre des résistances mécaniques comparables à celles des bétons traditionnels (p. 122).

• **Béton non délavable (ex. : HYDRO BÉTON)**

Grâce à l'action de produits chimiques spéciaux, ce béton ne subit ni ségrégation, ni délavage sous l'eau. Il est donc particulièrement adapté aux travaux sous l'eau et a la particularité de pouvoir être coulé sans coffrage sur des surfaces inclinées jusqu'à 35°.

• **Béton de fibres (ex. : RMC FIBRES) : page 112**

À base de fibres métalliques ou synthétiques, sa consistance mesurée au cône d'Abrams (p. 121) est de 16 ± 2 cm.

• **Béton de voirie**

Il est réservé aux voiries à faible trafic (voies de lotissement et parkings, voies urbaines, chemins départementaux et communaux, chemins d'exploitation...).

3. LES BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES

3.1 Applications

Pour mieux répondre à des contraintes architecturales et/ou techniques, l'emploi des BHP (bétons hautes performances) se généralise dans le bâtiment.

Leur emploi se justifie pour toutes les constructions comportant des éléments fortement sollicités et notamment pour :

- les ouvrages de grandes portées (ponts, viaducs...),
- les ouvrages de grande hauteur (diminution de la section des porteurs verticaux...),
- des pièces préfabriquées minces fortement sollicitées et dont le délai de décoffrage est très court (voussoirs...),
- des ouvrages en milieu marin (digues, quais, plates-formes pétrolières...),
- les ouvrages de génie nucléaire...

Ces bétons permettent d'alléger des structures, d'augmenter les cadences de pose des éléments préfabriqués et celles de décoffrage des éléments coulés en place, de gagner de la place, de minimiser l'entretien.

Mais ils nécessitent une étude très soignée (composition, choix des matériaux, mise en œuvre), l'emploi d'une main-d'œuvre qualifiée, un contrôle plus strict.

Le squelette granulaire peut être établi à partir d'une composition granulaire régionale optimisée, c'est-à-dire que la nature et les proportions des granulats ont été étudiées pour obtenir un rendement optimum en compacité (dosage en pâte inférieur à 30 %), résistance et ouvrabilité.

Leur coût est aussi plus élevé (surcoût de 15 % à 20 % pour passer d'un béton de 35 MPa à un béton de 60 MPa).

3.2 Classification

On distingue (tableau 3) les bétons à hautes performances (BHP), les bétons à très hautes performances (BTHP) et les bétons exceptionnels (BE).

	BHP	BTHP	BE
f_{c28} (MPa) (p. 124)	50 à 100	100 à 150	> 150
Utilisation	de plus en plus fréquente en bâtiment	ouvrages particuliers : - IGH - poutres de pont de grande portée	en laboratoire
E/C moyen (p. 116)	0,35	0,26	

Tableau 3. Classification des bétons à hautes performances.

3.3 Composants et dosage

- **Les ciments** (p. 103) (NF P 15-301) :
 - classes 42,5 ou 52,5, voire 42,5 R ou 52,5 R pour obtenir une résistance élevée au jeune âge.
 - pour limiter le prix de revient et le retrait, le dosage en ciment sera compris entre 400 et 500 kg/m³.

- **Les granulats** doivent présenter :
 - une résistance élevée (matériau dur et compact),
 - un rapport G/S (gravier/sable) élevé (p. 116),
 - une forme tourmentée (de préférence concassée) améliorant l'adhérence pâte/granulats (p. 101),
 - un D (p. 116) de l'ordre de 10 à 16 mm.

On pourra par exemple choisir des gravillons concassés durs et compacts (pour la résistance), combinés à un sable naturel, roulé, propre (p. 114), riche en gros éléments pour la compacité du squelette et l'ouvrabilité (p. 121). Ce type de squelette permet de réaliser des BHP avec uniquement un plastifiant (p. 107).

- **Les superplastifiants réducteurs d'eau** (p. 107)
Leur emploi permet une réduction de la teneur en eau à consistance égale, ce qui entraîne la suppression d'un volume important d'eau non mobilisé par l'hydratation du ciment. Celle-ci plus complète et plus rapide, augmente la résistance du béton à court terme.
Leur dosage dépend du rapport E/C désiré (p. 116), de leur efficacité et de leur compatibilité avec le ciment.

- **Les ultrafines**
Les fumées de silice, dont les grains ont une courbe granulométrique qui s'étend de 50 angströms à 0,5 µm (contre 0,5 à 150 µm pour les grains de ciment), complètent la granulométrie du béton et augmentent ainsi sa compacité (p. 119). Cette finesse leur permet, lors du malaxage, de s'insérer entre les grains de ciment, ce qui diminue le dosage en eau. Ce rôle de défloculant n'est rempli qu'en présence d'un fluidifiant puissant.

En outre, elles présentent une réactivité à la chaux libre, liée à leur caractère pouzzolanique, ce qui entraîne la formation d'hydrates contribuant à une augmentation de la résistance mécanique.

Leur emploi n'est vraiment justifié que pour les BTHP. Le dosage optimum se situe entre 8 et 12 % sans excéder 20 % de fumées de silice par rapport au poids de ciment (un excès donne un béton « collant » nécessitant un apport d'eau incompatible avec la résistance visée).

3.4 Caractéristiques

L'incorporation d'adjuvants (et/ou d'ultrafines) et le choix du liant (et/ou des granulats) permettent de diminuer la porosité du béton ($p < 5\%$ pour BHP), ce qui lui confère de hautes performances :

- **Résistance à la compression** (p. 122) : les gains de résistance se manifestent dès le jeune âge (un béton de 60 MPa à 28 jours peut dépasser 15 MPa à 24 heures et 40 MPa à 7 jours).
- **Ouvrabilité** : l'affaissement, mesuré au cône d'Abrams, des bétons composés avec un superplastifiant, est généralement supérieur à 15 cm.
- **Fluage** : il est très inférieur à celui des bétons usuels (le coefficient de fluage (déformation différée/déformation instantanée), de l'ordre de 2 pour les bétons usuels, est compris entre 1 et 1,5 pour un béton à 60 MPa).
- **Durabilité** : elle est améliorée du fait de l'abaissement de la porosité et de la perméabilité.

La progression de la carbonatation en profondeur est réduite, ce qui assure une meilleure protection des armatures.

On constate une amélioration aux agressions chimiques (NF P 18-011), qui se traduit par un bon comportement en milieu marin ou en présence d'eaux agressives (p. 100).

4. BÉTONS DE FIBRES

La répartition des fibres (environ 60 mm de longueur) dans la masse du béton permet de différer la rupture fragile du béton en traction, en s'opposant à la propagation de fissures larges remplacées par des microfissures moins préjudiciables à la durabilité et à l'esthétique. La résistance en compression est inchangée.

Selon les cas (nature des fibres et type d'ouvrages) (tableau 4), on peut :

- améliorer la résistance mécanique du béton à la traction grâce à une plus grande déformabilité, aux chocs, à la fatigue, à l'usure, au jeune âge,
- améliorer la plasticité, l'aptitude au moulage, les aspects de surface du béton,
- réduire les conséquences du retrait par effet de couture des fissures et des microfissures.

Les caractéristiques mécaniques des bétons de fibres sont les suivantes :

- **Résistance en traction**
Selon la nature et le dosage des fibres, elle est améliorée de quelques % à plus de 100 %. Cette amélioration dépend de l'adhérence de la fibre à la pâte et de l'orientation des fibres par rapport aux directions principales des contraintes. Les qualités d'adhérence sont déterminées par la forme et l'état de surface des fibres.
- **Déformation à la rupture**
De l'ordre de 1 % pour un béton de fibres, ce qui en fait un matériau ductile. Elle ne dépasse guère 1 % pour un béton sans fibres.

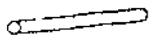
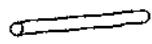
Fibres	De verre « E » ou « AR »	Métallique					De polypropylène	
Caractéristiques générales	<ul style="list-style-type: none"> « E » : classique à forte teneur en bore. Protection nécessaire contre l'attaque alcaline (liée à l'hydratation du ciment) par ajout de polymère ou autre. « AR » : alcali-résistantes grâce à un verre riche en zirconium amélioré par ensimage. 	<ul style="list-style-type: none"> Fils étirés et coupés ; ondulés, crantés ; torsadés avec crochets. Fibres usinées à surface rugueuse. Fibres de fonderie. <p>La fibre de fonte se présente sous la forme d'un mince ruban de 25 à 30 µm d'épaisseur.</p>	<p>Obtenues par extrusion de polypropylène, les fibres se présentent en faisceaux qui se séparent lors du malaxage et se répartissent de façon multidirectionnelle.</p>					
Caractéristiques mécaniques et physiques	Forme (mm)							
	Coupe	 5 à 20 µm	\varnothing 0,45 à 1,4 mm		-	-	-	 15 à 250 µm
	Longueur (mm)	10 à 20	25-30	18-32	-	6-30	30-60	10-30
	Élancement	-	25-55	6-30	-	-	-	140-1 700
	ρ (g/cm ³)	2,6	7,8					0,9
	Rt (MPa) Résistance en traction	3 000	2 500					600
	E (MPa)	80 000	200 000					5 000
	Coefficient de dilatation μ (m/m °C)	9	11					90
Propriétés diverses et caractéristiques générales des bétons	<p>Résistance au feu jusqu'à 600 °C et coefficient de dilatation proche de celui de la pâte de ciment.</p> <p>↓</p> <p>Bonne résistance au feu des bétons de fibres.</p>	<p>Très bonne compatibilité avec le béton. Certaines fibres sont inoxydables ou traitées anti-corrosion pour certaines utilisations.</p> <p>La fibre de fonte a une très bonne résistance à la corrosion (alliage amorphe contenant du bore).</p>					<p>Caractéristiques mécaniques médiocres mais insensibilité chimique et souplesse.</p> <p>Allongement à la rupture de 15 à 20 % d'où une bonne ductibilité du béton. Faible résistance au feu : fusion à 160 °C.</p>	
Mise en œuvre	<p>Procédé « PREMIX » : mortier courant additionné de 4 à 5 % en poids de fibres. Ce mélange peut être moulé ou pressé mais pas trop vibré pour maintenir une répartition homogène des matériaux. Projection au pistolet pneumatique (mélange à la sortie du mortier et des fibres approvisionnées en bobines tressées (statifils)).</p>	<p>incorporation des fibres (au malaxage ou au coulage ou à la projection) avec précaution sinon il y a un risque de ségrégation.</p> <p>Dosage/m³ de béton : 40 à 160 kg</p>					<p>Maniabilité et cohésion du béton améliorée.</p> <p>Bonne résistance à la fissuration (1^{er} retrait : p. 105) et aux chocs.</p> <p>Adapté aux pièces à démoulage immédiat (meilleur aspect, angles, tranches et arêtes précises).</p> <p>Dosage/m³ de béton : 0,9 à 1 kg.</p>	
Application	<p>Mortier pour enduit extérieur monocouche et pour certains procédés d'isolation thermique.</p> <p>Panneaux de façade minces (10 à 15 mm).</p> <p>Panneaux sandwichs à isolant incorporé.</p> <p>Éléments de bardage et décoratifs.</p> <p>Mobilier urbain.</p> <p>Produit d'assainissement.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Dallage, parkings, pistes, Bétons projetés en galeries, tunnels, talus, Éléments préfabriqués divers, Pieux de fondation. 					<ul style="list-style-type: none"> Dallages industriels et chaussées. Pièces préfabriquées. Sculptures. Éléments réalisés avec coffrages glissants. Mortiers projetés. 	

Tableau 4. Fibres couramment employées.

Composition des bétons

NF P 18-342 ET -431, XP P 18-540

1. GÉNÉRALITÉS

La pâte (ciment + eau : p. 103), élément actif du béton, enrobe les granulats (p. 101) (éléments en principe inertes) en jouant le rôle de lubrifiant puis de colle. Elle remplit les vides existants entre les grains.

Les proportions moyennes des différents constituants sont données au tableau 1.

	Eau	Air	Ciment	Granulats
Volume (%)	14-22	1-6	7-14	60-78
Poids (%)	5-9	-	9-18	63-85

Tableau 1. Proportions moyennes des différents constituants.

Une étude de composition est basée sur l'analyse des données relatives au projet (caractéristiques mécaniques, dimensions de l'ouvrage, ferrailage... (p. 94)), au chantier (matériel de mise en œuvre, conditions climatiques...), aux propriétés du béton (ouvrabilité, compacité, durabilité, aspect...).

Toute composition est donc un compromis qui vise trois objectifs principaux :

- une **ouvrabilité** adaptée aux conditions et aux moyens de mise en œuvre (conditionnée par la forme du moule à remplir, l'obtention d'une bonne compacité et d'un enrobage correct des armatures) ;
- une **résistance** mécanique, acceptable par rapport aux performances visées, notamment en compression ;
- une **durabilité** adaptée aux agressions physico-chimiques du milieu environnant (effet du gel, pollution atmosphérique, eaux agressives...).

Nota : La porosité (% des vides rapporté au volume total) conditionne les caractéristiques mécaniques et la durabilité du béton.

Le dosage des différents constituants détermine les caractéristiques du béton.

1.1 Dosage en ciment (p. 103)

Le développement dans le temps des hydrates de ciment colmate progressivement les capillaires. Ce phénomène contribue à diminuer la porosité d'ensemble du béton et améliore notablement sa durabilité.

Les abaques de Dreux (tableau 4 p. 115) reposent sur cette approche qui privilégie la « fonction liant », donc la résistance.

1.2 Dosage en eau

Son rôle est déterminant sur la porosité, compte tenu des vides créés dans le béton lorsqu'elle s'élimine par évaporation, absorption chimique ou absorption par les granulats.

L'emploi croissant d'adjuvants en améliorant la plasticité supprime la présence d'eau en excès, nuisible aux caractéristiques finales du béton durci (p. 122).

1.3 Choix et dosage des granulats (p. 101)

- Choix de D (dimension maximale des granulats) : tableau 2.

$D \leq \min(\alpha\theta, \beta c, \gamma r, \delta R, \eta h_m)$					
Granulats	α	β	γ	δ	η
roulés	0,72	0,64	1,44	0,96	0,2
concassés	0,64	0,56	1,28	0,8	0,2

θ : espacement entre armatures horizontales.
 c : enrobage des armatures, r : rayon moyen du ferrailage.
 R : rayon moyen du moule, h_m : épaisseur minimale à bétonner.

Tableau 2. Choix de la dimension D.

- Classes granulaires d'un béton courant : le recours à plus de deux classes granulaires permet de se rapprocher d'une granularité continue en vue de la confection de bétons « spéciaux ».

1.4 Choix et dosage des adjuvants : p. 105

2. MÉTHODE RAPIDE DE COMPOSITION

Une entreprise aura recours à la méthode CES (Centre d'essais des structures, St Rémy-lès-Chevreuse) (p. 116). Par contre, l'artisan préférera une méthode rapide et utilisera donc les abaques de Dreux (p. 115).

Dans les deux cas, un ajustement de la composition doit être fait en fonction des résultats d'essais d'étude ou d'épreuves de convenance (p. 121).

On vise conjointement :

- une résistance en compression à 28 jours (f_{c28} comprise entre 15 et 40 MPa selon l'emploi du béton),
- une ouvrabilité du béton à contrôler en mesurant son affaissement (A en cm) au cône d'Abrams (tableau 3).

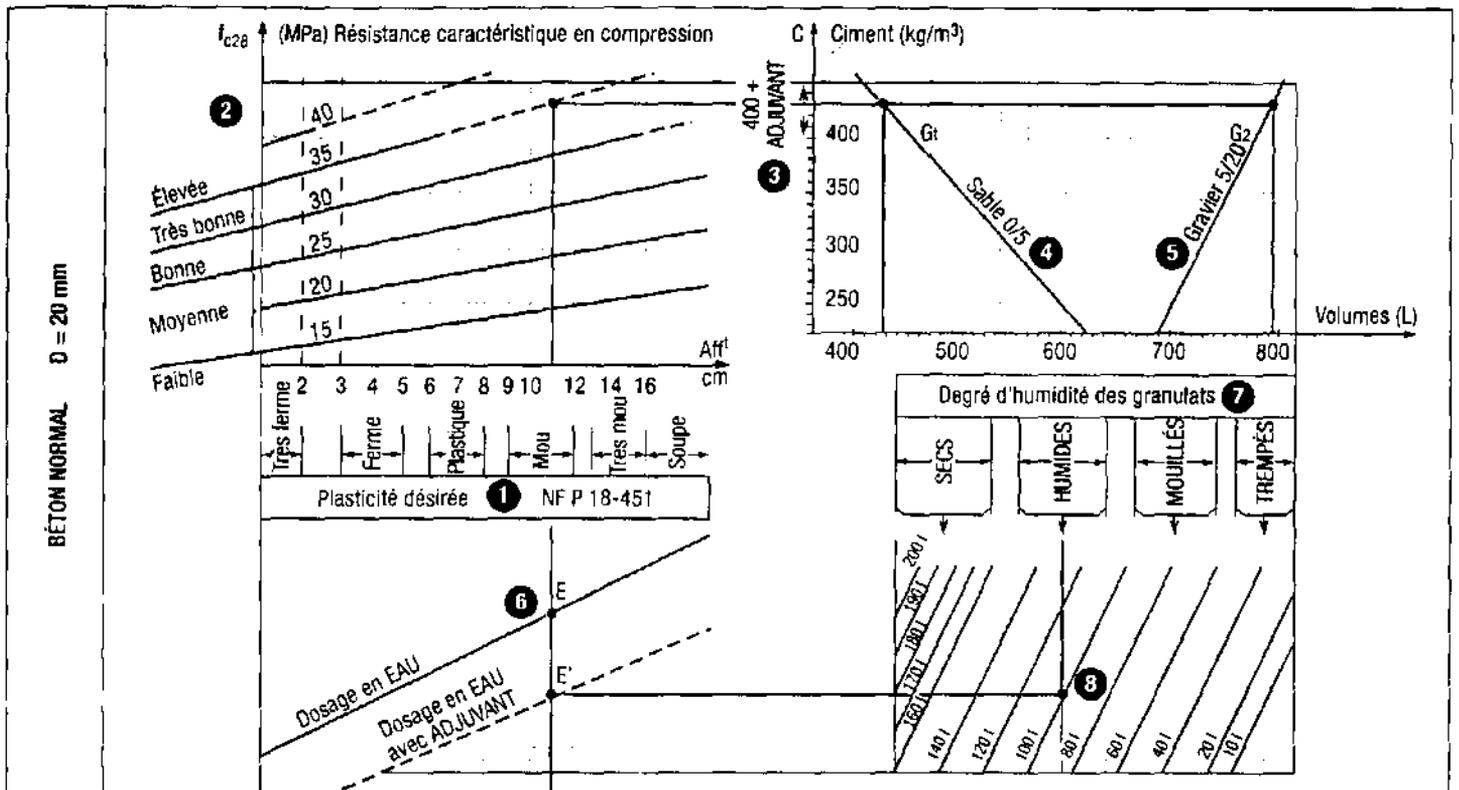
Désignation	Consistance			
	Ferme	Plastique	Très plastique	Fluide
A (cm)	0 à 4	5 à 9	10 à 15	> 16

Tableau 3. Caractérisation de l'ouvrabilité.

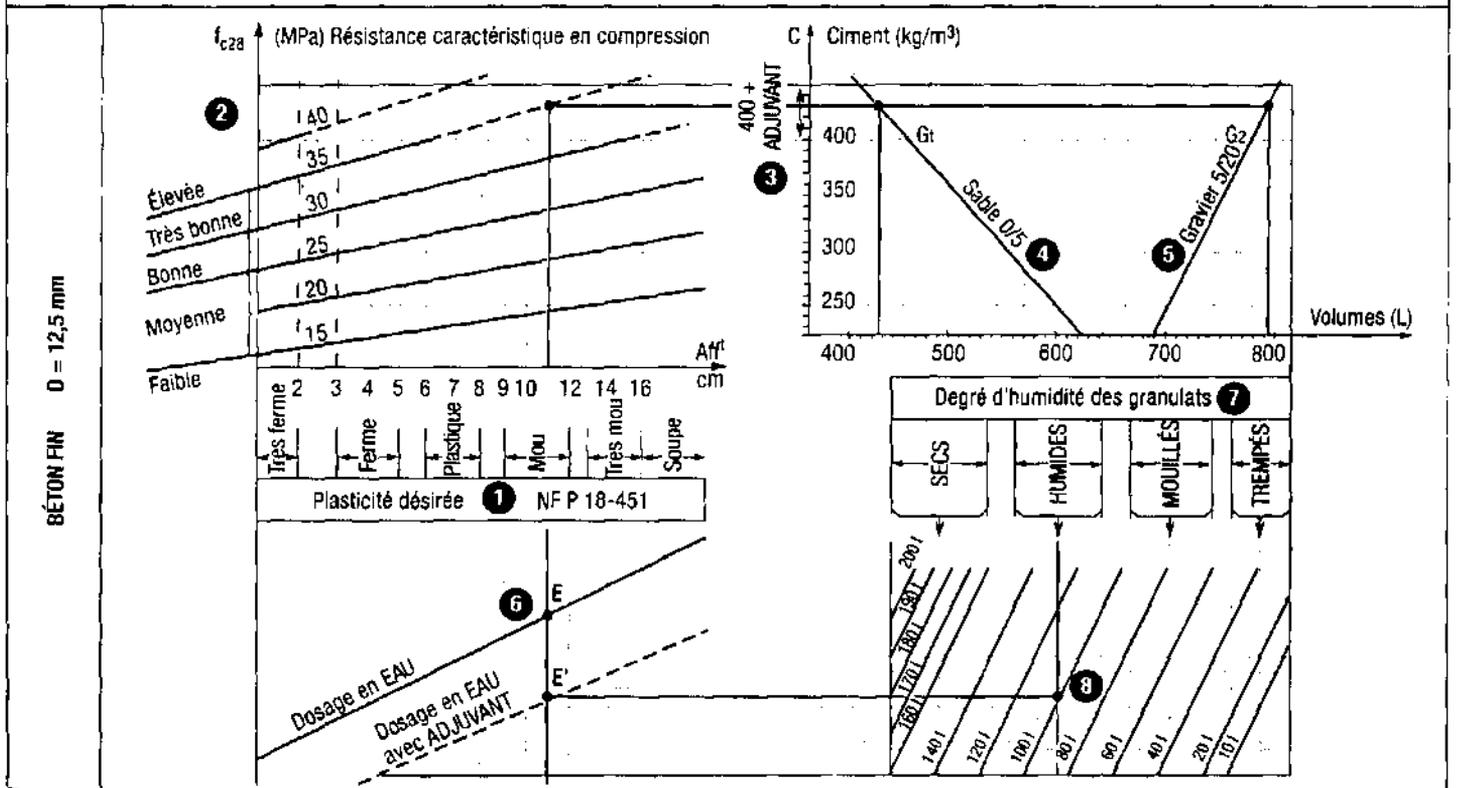
L'utilisation des abaques (p. 115) suppose que les composants ont les caractéristiques suivantes.

- **Granulats :**

- trois classes granulaires (XP P 18-540) : sable 0/5 et gravillons 5/12,5 (béton fin) ou 5/20 (béton normal),
- dosages exprimés en volume,
- correction du dosage en eau selon leur degré d'humidité (tableau 5) déterminé par leur aspect ou en mesurant leur teneur en eau en %.



On désire : (1) Un béton mou ($A = 11 \text{ cm}$) ; (2) une bonne résistance = 35 MPa (environ).
 La lecture de l'abaque donne : (3) Ciment (classe 32,5) = 430 kg/m³ ; (4) Sable 0/5 à l'état sec = 440 l/m³ ; (5) Gravier 5/20 = 795 L/m³ ;
 (6) Dosage en eau, avec adjuvant, point E' ; (7) On suppose que les granulats sont humides ; (8) 105 L d'eau environ sont à ajouter.



D'autres abaques existent ($D = 16$; $D = 25$; $D = 40$) diffusés par Cimbéton (fiche technique B3 : Bétons courants)

Tableau 4. Abaqués de G. Dreux (béton fin et béton normal).

		Sec	Humide	Mouillé	Trempé
Aspect		Mat, un peu poussiéreux	Brillant, légère adhérence à la main	Très humide dépôt d'eau sur la main	L'eau ruisselle sur les granulats qui sont trempés
% d'eau	Sable	0 à 3	4 à 7	8 à 11	12 à 15
	Gravillons	1	3	5	6

Tableau 5. Degré d'humidité des granulats.

- **Ciment** : classe 32,5 (p. 105).
- **Eau** : son dosage doit être généralement ajusté.
- **Adjuvant de type plastifiant réducteur d'eau** (p. 107) : les abaques préconisent le recours à ce type d'adjuvant pour un dosage en ciment supérieur à 400 kg/m³. Ceux-ci donnent aussi une indication sur la réduction d'eau procurée par l'emploi de ce type d'adjuvant.

3. MÉTHODE DE COMPOSITION C.E.S.

Les utilisations du béton étant variées, l'obtention des caractéristiques requises pour un béton dans un cas particulier passe impérativement par la mise au point d'une composition.

3.1 Démarche à suivre

On distingue deux grandes étapes :

- **Étape 1 : approche d'une composition « théorique »**, soit de façon graphique (méthode de Faury ou de Dreux), soit de façon expérimentale (ex. : méthode du LCPC de Baron et Lesage). Ces méthodes sont basées sur la recherche d'une compacité maximale conformément aux théories de Caquot sur la composition des mélanges granulaires,
- **Étape 2 : essais en laboratoire** (essais d'étude) ou dans les conditions du chantier (essais de convenance) pour ajuster la composition en fonction des résultats obtenus (p. 121).

La méthode de composition CES, présentée ici, est basée sur l'étude statistique d'un grand nombre de compositions de béton différentes. En pratique, on suit le processus décrit ci-après.

3.1.1 Détermination du rayon moyen et de la dimension maximale des granulats (D) : p. KLM

3.1.2 Détermination du dosage en ciment (C) et en eau (E)

- **Calcul du rapport $\frac{C}{E}$** : il est donné par la relation de Bolomey

$$f_{cm} = G \times \sigma'_c \times \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$$

avec :

- * f_{cm} la résistance visée à 28 jours (en MPa) avec $f_{cm} = 1,15 f_{c28}$,

* σ'_c la classe vraie du ciment à 28 jours (MPa), mesurée par essais de compression à 28 jours sur prismes de mortier normal 4 × 4 × 16 cm (NF P 15-471)

* C le dosage en ciment (en kg/m³),

* E le dosage en eau sur granulats secs (en L/m³),

* G (tableau 6) le coefficient granulaire (qualité des granulats).

	G	D < 12,5	20 ≤ D < 31,5	D ≥ 50
Qualité des granulats	Très bonne	0,55	0,60	0,65
	Bonne	0,45	0,50	0,65
	Passable	0,35	0,40	0,45

Tableau 6. Coefficient granulaire G selon la qualité des granulats.

- **Détermination du dosage en ciment et en eau à partir de l'abaque $\frac{C}{E} = f(A)$** (fig. 1)

Avec $\frac{C}{E}$ et la plasticité désirée pour le béton, on déduit C puis E. Le dosage trouvé sera corrigé par rapport à D si D est différent de 20 mm (tableau 7). En outre on devra respecter un dosage en ciment minimum (p. 99).

D (mm)	4	8	12,5	20	31,5	50
Correction sur le dosage en eau en %	+15	+9	+4	0	-4	-8

Tableau 7. Correction sur E en fonction de D.

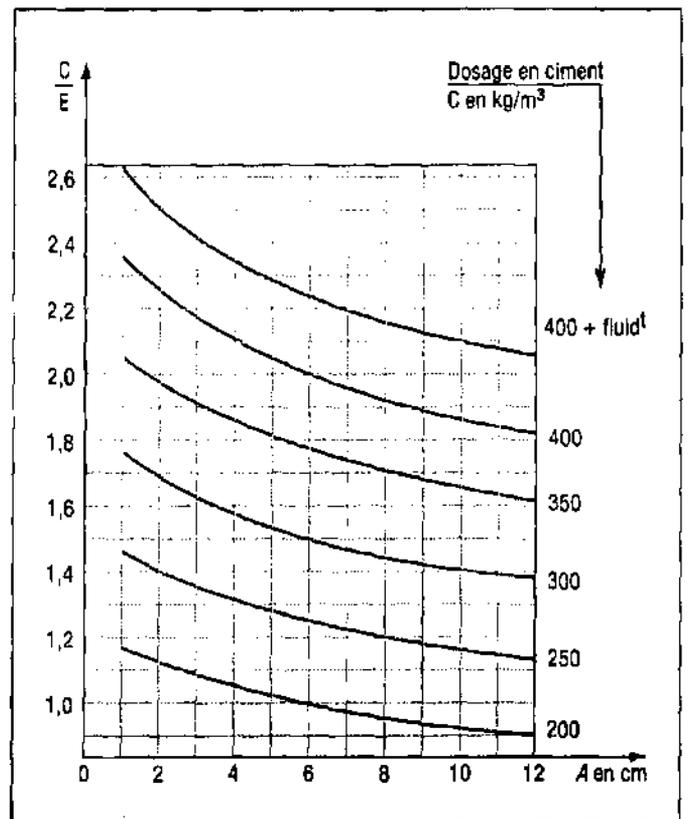
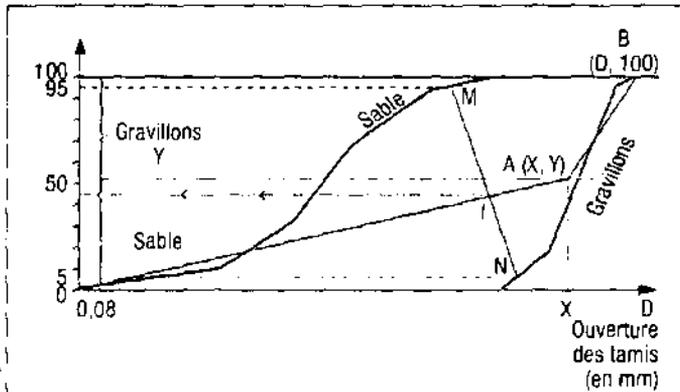


Fig. 1. Abaque $\frac{C}{E} = f(A)$.

3.1.3 Détermination du dosage relatif (en %) des granulats

Le tracé de la courbe granulométrique du béton de référence OAB est à effectuer sur papier normalisé (NF P 18-304) où sont déjà tracées les courbes granulométriques des granulats utilisés (fig. 2).

Les lignes de partage entre chaque granulat sont obtenues en joignant le point M (95 % de la 1^{re} courbe) au point N (5 % de la suivante). Le point d'intersection (I) entre ces droites de partage et la courbe de référence détermine les pourcentages (en volume absolu) des différents granulats.



Coordonnées de A

- $X_A = \frac{D}{2}$ si $D \leq 20$ mm, sinon X est le milieu du segment limité par les tamis 5 mm et D.
- $Y_A = 50 - \sqrt{1,25 D} + K + K'$ avec D en mm de maille tamis. K et K' sont des termes correcteurs. Si $M_f > 2,5$ $K' = 6 M_f - 15$.

K	Vibration	Faible		Normale		Puissante	
		Granulats	roulé	concassé	roulé	concassé	roulé
Dosage en ciment (kg/m³)	400 + fluidifiants	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	200	+6	+8	+4	+6	+2	+4

Nota : Pour un béton pompé, on augmentera la plasticité en ajoutant un autre terme correcteur K'' (K'' = 5 à 10 selon la plasticité voulue).

Fig. 2. Détermination du dosage relatif (en %) des granulats.

3.1.4 Coefficient de compacité γ

L'ensemble des grains solides ne remplit pas intégralement le volume total du béton car il s'y trouve également de l'eau interstitielle et des bulles d'air. γ est le rapport du volume absolu des matières solides ($V_m = V_g + V_s + V_c$) au volume total du béton frais :

$$\gamma = V_m \text{ (en litres) } / 1\,000.$$

γ dépend de D, de la forme des granulats, de la plasticité et des moyens de mise en œuvre du béton (tableau 8).

Plasticité (p. 114)	Vibration (p. KLM)	γ (Granulats roulés ; C = 350 kg/m³)					
		D = 4	D = 8	D = 12,5	D = 20	D = 31,5	D = 40
T.P. 10 ≤ A ≤ 15	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815
	Faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820
	Normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825
P 5 ≤ A ≤ 9	Faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830
	Normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835
	Puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840
F 0 ≤ A ≤ 4	Faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840
	Normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845
	Puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850
Correction sur γ		- 0,01 (sable roulé, gravillon concassé)		Granulats légers - 0,03	En fonction du dosage en ciment : $\frac{C - 350}{5\,000}$		
		- 0,03 (sable et gravillon concassé)					

Tableau 8. Coefficient de compacité γ .

3.1.5 Dosage des constituants du béton

C étant le dosage (kg/m³) du ciment déterminé (p. 116), le volume de ciment est : $V_c = C/\rho$ (litres) avec ρ masse volumique en kg/dm³ ($\approx 3,1$ pour un ciment Portland). Le volume absolu de l'ensemble des granulats est alors :

$$V = 1\,000 \gamma - V_c \text{ (litres)}$$

Connaissant les pourcentages et les masses volumiques absolues ($M_{v,s}$) de chacun des composants, on déduit les volumes absolus et les masses de ceux-ci :

- % du granulat $\times V / 100 =$ volume absolu (litres).
- Volume absolu (litres) $\times M_{v,s} =$ masse (kg).

3.1.6 Tracé de la courbe théorique

Les tamisats de la courbe théorique sont donnés pour chaque tamis par la formule suivante :

$$T \% = 1/100 \times \{ (S \% \times T_s \%) + (G \% \times T_g \%) \}$$

3.1.7 Ajustement éventuel du dosage pondéral

• Plasticité

En réalisant quelques essais d'affaissement au cône (p. 121), on vérifie que la composition donne la plasticité visée.

L'abaque (fig. 3) permet d'évaluer la correction à apporter si nécessaire sur le dosage en eau totale.

Exemple : A visé = 5 cm et A obtenu = 9 cm, il faut donc diminuer le dosage en eau d'environ 15 litres pour passer de 9 à 5 cm.

• Ajustement au m³

On confectionne des éprouvettes et on mesure la densité réelle du béton, soit Δr . Si Δr est plus petite que la densité théorique Δt , la composition donne un peu plus d'un mètre cube de béton et le dosage réel en ciment se trouve inférieur à celui théoriquement prévu et vice versa.

La correction à apporter sur la masse totale des granulats est alors :

$$X = 1\,000 (\Delta r - \Delta t) \text{ (kg)}$$

- si $(\Delta r - \Delta t) < 0$, la correction est à déduire,
- si $(\Delta r - \Delta t) > 0$, la correction est à ajouter.

Les corrections à faire sont donc :
 $X \times S \%$ (kg) en \pm pour le sable,
 $X \times G \%$ (kg) en \pm pour le gravier.

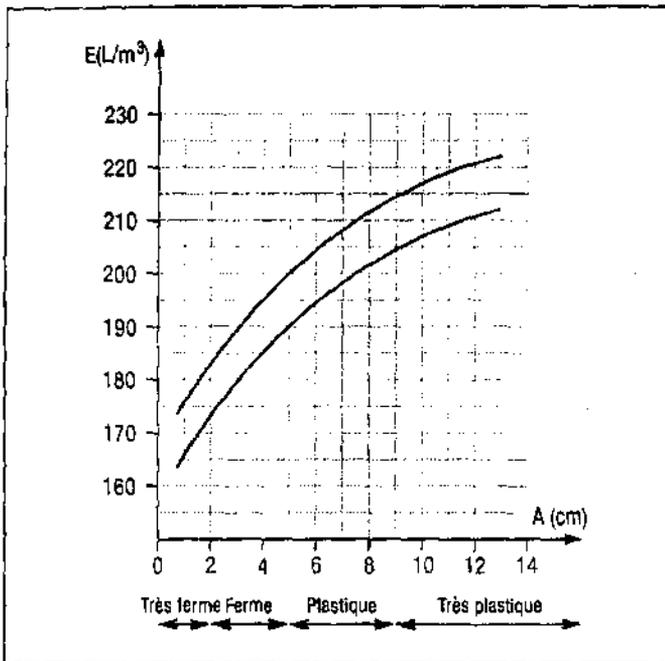


Fig. 3. Dosage en eau en fonction de l'affaissement.

3.2 Exemple pratique

• Données de base

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa, soit : } f_{cm} = 1,15 \times 20 = 23 \text{ MPa.}$$

Plasticité : $A = 10 \text{ cm.}$

CPJ-CEM II/B 32,5 de classe vraie mesurée : $\sigma'_c = 45 \text{ MPa.}$

Granulats de qualité passable $G = 0,35$, $D = 12,5 \text{ mm}$ et $M_f = 3$, M_{vs} (kg/dm³) sable : 2,54 et gravier : 2,6.

• Dosage en ciment

$$C/E = (f_{cm}/G \times \sigma'_c) + 0,5 = 1,96$$

$$\text{d'où : } C = 425 \text{ kg/m}^3 \text{ (p. 116).}$$

• Dosage en eau

$$E = C / (C/E) = 217 \text{ L/m}^3.$$

Cette valeur est corrigée de + 4 % (p. 116),

$$\text{soit : } E = 1,04 \times 217 = 226 \text{ L/m}^3.$$

• Dosage des granulats (fig. 4)

- Coordonnées de A :

$$X = D/2 = 6,3 \text{ mm}$$

K (granulat roulé, vibration normale, $C = 425 \text{ kg/m}^3$) -- 3
 et $K = 6 M_f - 15 = + 3$

d'où :

$$Y = 46 \%$$

- γ (TP, vibration normale, $D = 12,5 \text{ mm}$) = 0,805

correction par rapport au dosage en ciment (p. 117)

$$425 - 350/5\,000 = + 0,015$$

d'où :

$$\gamma = 0,820$$

- Volume de ciment :

$$V_c = 425/3,1 = 137 \text{ L/m}^3$$

- Volume des granulats :

$$V = 1\,000 \times 0,820 - 137 = 683 \text{ L/m}^3$$

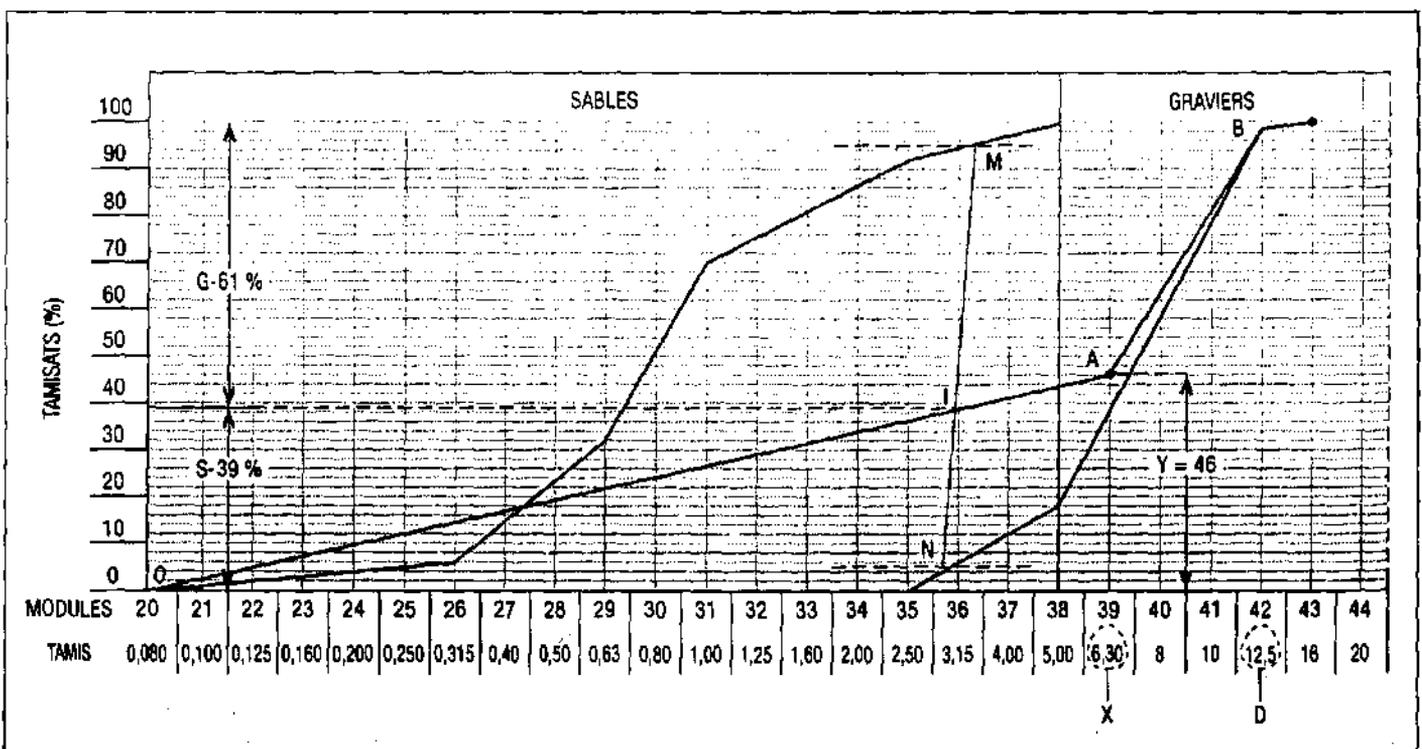


Fig. 4. Exemple pratique : détermination des proportions volumiques des granulats.

- Volume absolu de sable :

$$V_s = 0,39 \times 683 = 266 \text{ L/m}^3$$

- Volume absolu de gravier :

$$V_g = 0,61 \times 683 = 417 \text{ L/m}^3$$

• Les dosages (kg/m^3 de béton) en matériaux secs sont donc les suivants :

- sable : $266 \times 2,54 = 676$;
- gravier : $417 \times 2,6 = 1\ 084$;
- ciment = 425 ;
- eau : 226.

La densité théorique du béton frais vaut donc : 2.411.

Il reste à tester la composition par quelques essais d'étude et de convenance (NF P 18-201 et additif 1 [DTU n°21]), permettant d'effectuer les corrections nécessaires.

4. MÉTHODE DES COULIS

Cette méthode, issue de la méthode expérimentale du LCP de Baron et Lesage, permet d'établir la composition optimum d'un béton à hautes performances (BHP).

La nature de la pâte liante (plusieurs constituants supplémentaires par rapport à une pâte ordinaire : p. 101) déterminant les propriétés de BHP, cette méthode est basée sur la réalisation d'essais sur des coulis.

4.1 Principe

On prend le même squelette (nature et proportions des granulats) que celui du béton ordinaire, déterminé à partir d'une autre méthode (CES ou Baron/Lesage).

On considère un volume constant de pâte (correspondant à peu près au volume des vides du squelette).

La consistance des coulis sera mesurée par l'essai au cône de Marsch modifié (fig. 5).

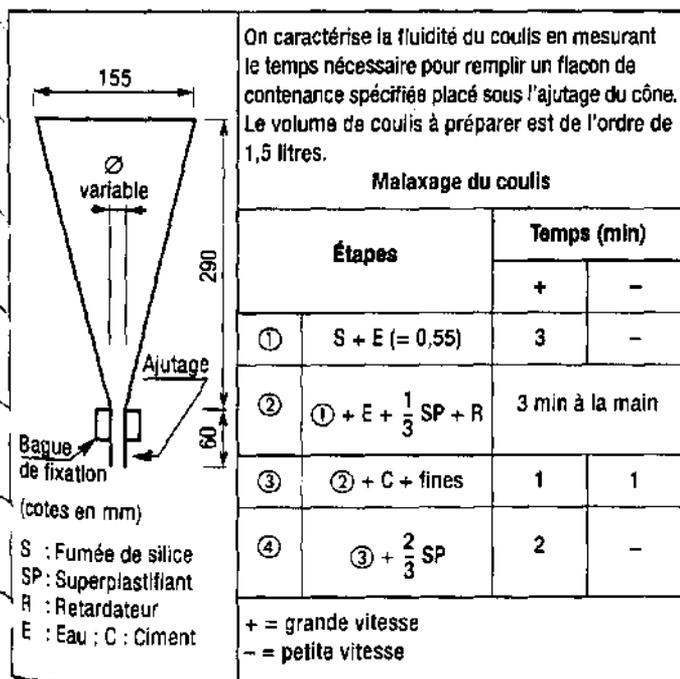


Fig. 5. Essais au cône de Marsch modifié.

4.2 Étapes de la méthode

Sept étapes sont nécessaires.

4.2.1 Formulation du BHP « 0 » de référence

On choisit la formule arbitraire suivante :

- squelette de la formule régionale, $C = 425 \text{ kg/m}^3$ (pour $20 < D < 25 \text{ mm}$), fluidifiant = 1,5 % C (extrait sec).

On vise l'obtention d'un béton fluide ($A \approx 20 \text{ cm}$) ; temps LCL < 10 s, ce qui permet de déterminer le dosage en eau.

4.2.2 Coulis de référence

Sa composition est celle de la pâte du béton de référence, déduction faite de l'eau de mouillage des granulats, soit 10 L/m^3 pour des granulats courants.

On détermine le temps d'écoulement de référence au cône de Marsch (compris entre 5 et 15 s) en réglant l'ajutage et en choisissant la taille du récipient à placer sous le cône.

On conservera par la suite ce processus opératoire.

4.2.3 Composition minérale des coulis HP

On choisit *a priori* la composition minérale de *n* coulis sachant qu'un de ces coulis sera finalement retenu.

On peut faire varier :

- la nature du ciment,
- le taux de fumée de silice (5 à 10 et au plus 20 % du poids de ciment),

et prévoir une partie de fines (additions calcaires, cendre volantes, etc.) si l'on veut diminuer la chaleur d'hydratation du BHP.

4.2.4 Dosage en superplastifiant des coulis HP

On détermine le dosage en eau de chaque coulis, permettant d'obtenir une consistance fluide mais épaisse (20 s au cône de Marsch) en présence de 0,3 % de superplastifiant du poids de ciment (en extrait sec).

On mesure ensuite l'évolution du temps d'écoulement en fonction du dosage croissant en adjuvant (la teneur en eau totale étant constante, on fabrique pour chaque mesure un nouveau coulis). La courbe obtenue (fig. 6) permet de trouver la dose de saturation (dose minimale correspondant au temps d'écoulement minimal) qui est choisie pour la suite des essais.

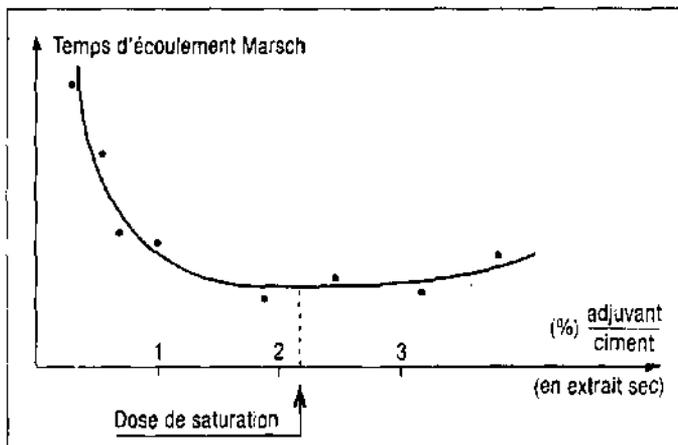


Fig. 6. Détermination de la dose de saturation d'un coulis.

4.2.5 Dosage en eau des coulis

Pour chaque coulis HP, en présence de l'adjuvant choisi, on détermine le dosage en eau d'ajout pour obtenir le temps d'écoulement de référence défini à l'étape 4.2.2.

Nota : les différents coulis obtenus permettent de confectionner des bétons à même volume de pâte et même ouvrabilité.

4.2.6 Dosage en retardateur

On mesure l'évolution du temps d'écoulement de chaque coulis pendant la durée d'utilisation prévue du BHP (par exemple 1 à 2 h).

Si ce temps augmente de façon significative, on règle le dosage en retardateur pour que le temps d'écoulement soit stabilisé pendant la durée choisie.

On peut également simuler le bétonnage par temps chaud et déterminer une relation expérimentale entre le taux de retardateur et la température du béton, utile pour l'adéquation quotidienne d'une formule de BHP aux conditions atmosphériques.

On peut de la même façon simuler le bétonnage par temps froid.

4.2.7 Choix du coulis HP

On calcule les compositions théoriques des bétons HP ayant même volume de pâte que le BHP « 0 » (cette pâte étant constituée de l'eau de mouillage des granulats et du coulis HP correspondant).

Le bon couple (ciment/adjuvant) sera celui pour lequel le rapport (eau/ciment) obtenu sera le plus faible.

La loi de Féret généralisée (fig. 7) permet alors une évaluation de la résistance en compression et une sélection de la formule de coulis retenue.

$$f_{c28} = \frac{K_g \cdot R_{c28}}{\left(1 + \frac{3,1 \frac{e}{c}}{1,4 - 0,4 \frac{-11 \frac{e}{c}}{c}}\right)^2}$$

où :

- f_{c28} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours,
- e, c, s sont les masses respectives d'eau, de ciment et de fumée de silice par mètre cube de béton,
- K_g est un paramètre dépendant de la qualité des granulats (prendre $K_g = 4,91$ pour des granulats courants),
- R_{c28} est la classe vraie ciment.

Fig. 7. Loi de Féret généralisée.

1. ESSAIS ET CONTRÔLES DE BÉTON FRAIS

1.1 Ouvrabilité

L'ouvrabilité est un paramètre qui rend compte de l'aptitude à la mise en place du béton dans un moule.

La pâte de ciment, avant sa prise, est un fluide visqueux, ayant un seuil de cisaillement. Sa déformation ne peut se produire qu'après avoir appliqué des efforts supérieurs au seuil de cisaillement. En deçà, il n'y a pas déformation.

En y incluant des granulats, on obtient du béton dont le comportement rhéologique reste similaire (sauf pour les bétons raides). Le comportement du béton frais est donc caractérisé par un seuil de cisaillement et une viscosité.

Des machines pouvant mesurer ces caractéristiques n'existent pas sur les chantiers. On se contente à l'heure actuelle d'utiliser des appareils de mesure de consistance qui « imitent » l'aptitude du béton à être mis en place comme le cône d'Abrams ou les essais à la table à secousses.

1.2 Essais d'affaissement au cône d'Abrams (NF P 18-451)

1.2.1 Mode opératoire (Fig. 1)

Quatre couches sont mises en place par piquage (25 coups par couche) dans un tronc de cône. On mesure l'affaissement après démoulage et stabilisation de l'éprouvette testée.

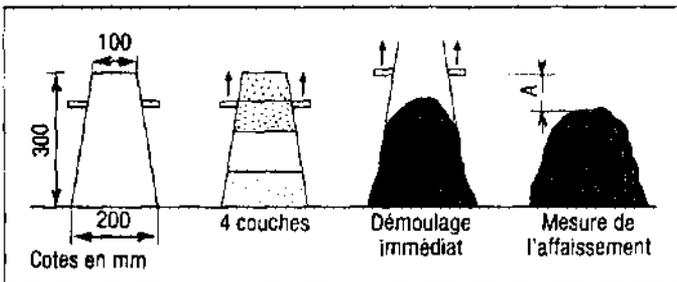


Fig. 1. Essais d'ouvrabilité : cône d'Abrams (NF P 18-451).

1.2.2 Interprétation et utilisation

On distingue quatre classes de béton en fonction de l'affaissement mesuré. Le tableau 1 donne des recommandations en fonction du type d'ouvrage à réaliser.

Affaissement A en cm	Classe de consistance	Utilisation
0 à 4	ferme (F)	Béton de propreté, fondation non armée, voirie.
5 à 9	plastique (P)	Semelle coffrée, mur de soutènement, plancher, dallage, poutre, poteau, voile.
10 à 15	très plastique (TP)	Fondation coulée en fouille, pieu, voile de faible épaisseur, paroi moulée.
> 16	fluide (FI)	Pieu, paroi moulée.

Tolérance pour les bétons prêts à l'emploi BCN (p. 110)
 (F) : ± 1 cm ; (P) : ± 2 cm ; (TP) et (FI) : ± 3 cm.

Tableau 1. Affaissement en fonction de l'utilisation du béton.

La figure 2 indique la conduite à tenir quand le béton reçu est hors tolérance.

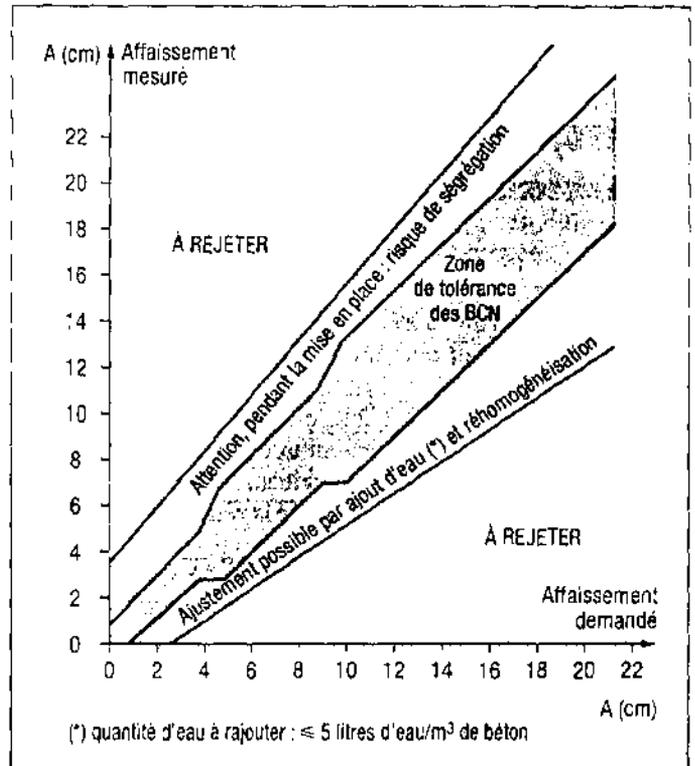


Fig. 2. Conduite à tenir pour un béton BCN hors tolérance.

Quand l'affaissement est trop grand (au-dessus de la zone de tolérance), une attention particulière doit être observée pendant la vibration : il y a risque de ségrégation.

Quand l'affaissement est trop petit, on peut ajouter de l'eau pour améliorer l'ouvrabilité, à condition de réhomogénéiser le mélange 2 minutes dans la toupie (p. 131).

1.3 Sédimentation

1.3.1 Ressuage

La pâte de ciment fraîchement malaxée est une structure floculante. Les grains de ciment, plus denses que l'eau, ont tendance à descendre (gravité). Le floculat va se tasser et une couche d'eau limpide apparaît en surface : l'eau de ressuage. Ce phénomène se produit entre la fin de la vibration et le début de la prise.

Le ressuage se produit aussi pour le béton. Le tassement dans le coffrage et une vibration non homogène risquent de provoquer une fissuration du béton avant même la prise et le durcissement.

1.3.2 Ségrégation

Les inclusions (granulats et bulles d'air) placées dans la matrice (pâte de ciment fraîche) sont soumises à leur poids propre, à la poussée d'Archimède (en considérant la matrice comme un fluide) et aux forces de liaisons (liées à la viscosité) de la pâte.

Quand ces forces de liaisons sont faibles (faible viscosité de la pâte), les granulats, plus lourds, vont descendre et les bulles d'air, plus légères, vont remonter à la surface.

Quand le béton est soumis à des chocs importants ou répétés, on peut assister à une « décohésion » des éléments les plus gros du mélange.

La ségrégation est le phénomène de séparation des éléments constitutifs du béton.

2. BÉTON DURCI

2.1 Résistance mécanique

- Le béton est un matériau composite constitué d'une matrice (la pâte de ciment durcie) et d'inclusions (les granulats).

La matrice forme après prise une structure poreuse, contenant de l'eau plus ou moins libre (selon la dimension des pores).

Les inclusions (gravier, sable, éléments fins) doivent être inertes et avoir un comportement du type élastique.

La formule de Férret fait apparaître le rôle des différents éléments constitutifs du béton sur la résistance du béton.

$$f_c = k \times \left(\frac{V_c}{V_c + V_e + V_v} \right)^2 = k \times Co^2$$

avec :

Co = compacité du béton,

f_c = contrainte de rupture en compression,

k = coefficient fonction du ciment et des granulats,

V_c = volume de ciment,

V_e = volume d'eau,

V_v = volume de l'air occlus.

La formule montre que l'augmentation du volume d'eau (V_e) et/ou du volume d'air occlus (V_v) entraîne une diminution de la résistance mécanique. Pour améliorer la résistance mécanique, il faut donc augmenter la compacité du béton en place.

On a vu (p. 121) que pour améliorer l'ouvrabilité d'un béton, on peut ajouter de l'eau. Cet ajout va diminuer la compacité et donc la résistance mécanique. Dans la composition d'un béton, il faudra donc trouver un compromis entre la résistance et l'ouvrabilité.

- Les bétons courants ont une résistance en compression comprise entre 20 et 40 MPa pour un rapport E/C (p. 116) de l'ordre de 0,5.

La résistance des bétons à hautes performances est donnée page 120.

2.2 Les essais mécaniques (NF P 18-404)

2.2.1 Essais destructifs

Ces essais sont pratiqués en laboratoire sur des éprouvettes cylindriques (16 x 32) ou prismatiques (NF P 18-400, -404, -405, -422 & -423) confectionnées à partir du béton prélevé sur la gâchée.

- Essai en compression (NF P 18-406) : fig. 3**

Après surfaçage (NF P 18-416), l'éprouvette 16 x 32 (en cm) est placée verticalement entre les plateaux d'une machine de compression (fig. 3a), conforme aux normes NF P 18-411 et -412. L'effort de compression est appliqué

progressivement, à une vitesse de mise en charge de 10 ± 4 kN par seconde. On considère, bien que l'état des contraintes dans l'éprouvette soit assez complexe, que la rupture se fait en compression simple. La contrainte a pour expression :

$$f_c = \frac{P_{max}}{S}$$

avec $S = 200 \text{ cm}^2$ pour une éprouvette 16 x 32.

Si on enregistre l'effort P en fonction du raccourcissement Δl , on obtient la courbe caractéristique de la figure 3c.

La forme de rupture caractéristique (diabolo) s'explique par l'apparition de contraintes de compression radiale au voisinage des plateaux de la machine d'essais. L'éprouvette comprimée augmente de section grâce à l'effet Poisson ($\nu = 0,2$). Cette expansion est contrariée par le frottement plateau/surface d'où cette étreinte latérale figurée en 3b.

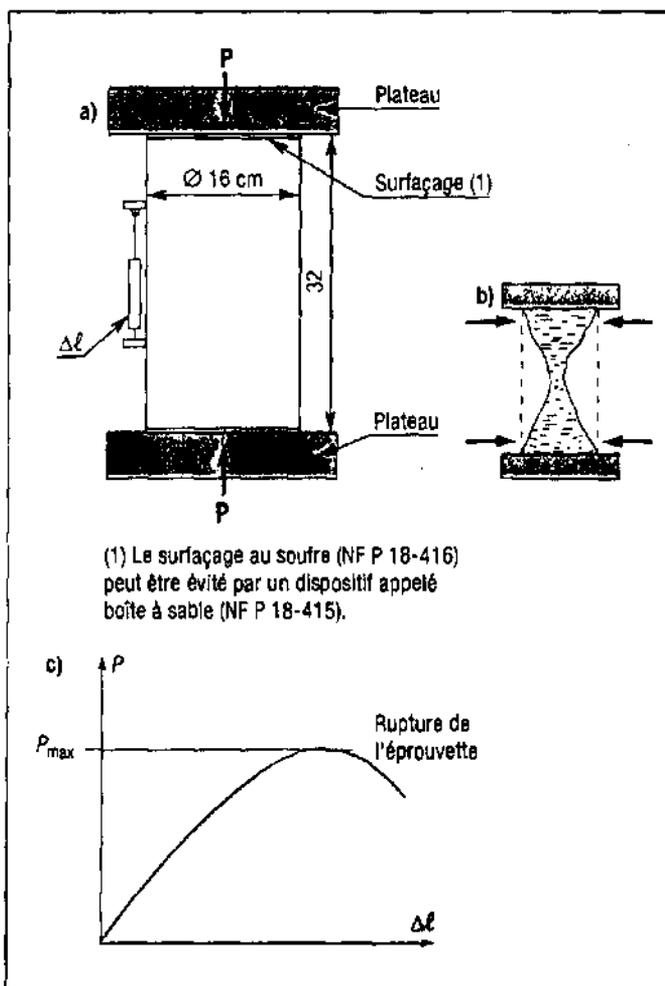


Fig. 3. Essai de compression.

- Essai de traction par fendage (NF P 18-408 : essais brésiliens)**

L'éprouvette 16 x 32 est placée horizontalement entre les plateaux d'une machine de compression (fig. 4a). La mise en charge de l'éprouvette doit être progressive et sans choc, à une vitesse de $4 \pm 0,8$ kN par seconde.

La rupture de l'éprouvette se fait suivant une fissure verticale (fendage : fig. 4b). La mécanique des milieux continus montre que ce plan moyen est le siège de contraintes de traction (fig. 4c) ayant pour valeur :

$$f_t = \frac{2 \times F_{\text{max}}}{\pi \cdot a \cdot h}$$

avec a = diamètre de l'éprouvette (16) et h = hauteur de l'éprouvette (32).

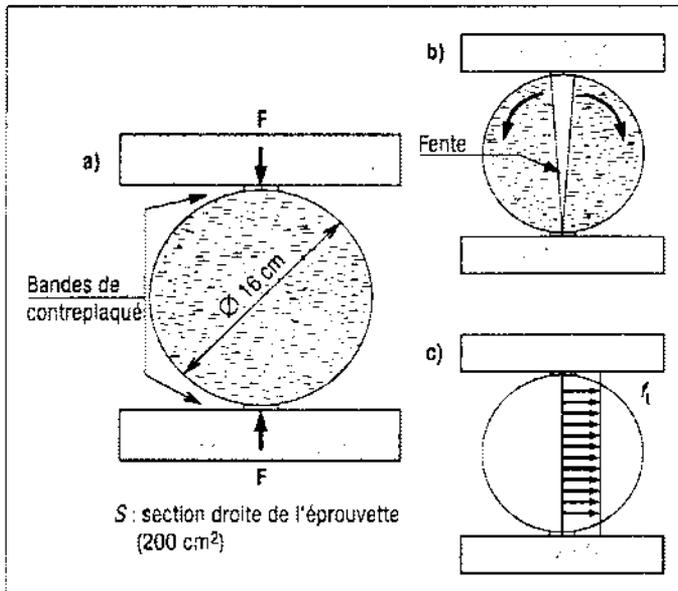


Fig. 4. Essais de traction par fendage.

2.2.2 Essais non destructifs

Ils sont pratiqués *in situ* et permettent de contrôler les performances mécaniques des bétons.

• Le scléromètre (NF P 18-417) (fig. 5)

L'appareil est composé d'une masselotte chargée par un ressort, qui est projetée sur une tige métallique en contact avec la surface du béton. L'amplitude du rebond de cette masselotte est lue sur une échelle graduée : c'est l'indice sclérométrique noté I_s . L'amplitude du rebond croît avec la résistance du béton de surface.

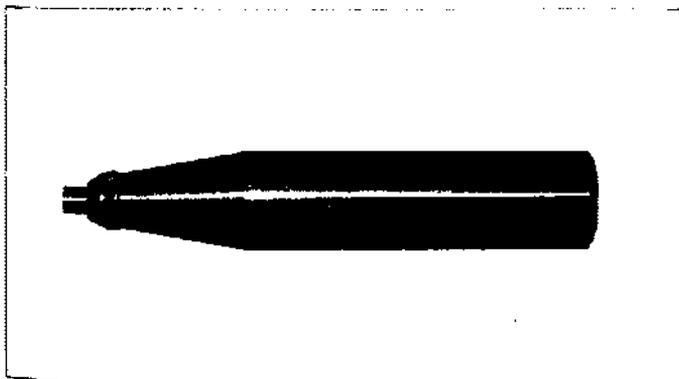


Fig. 5. Scléromètre (NF P 18-417).

Pour effectuer la mesure, on presse l'appareil contre la surface à tester jusqu'au déclenchement de la percussion de la masselotte sur la tige.

Les surfaces de béton testées doivent être brutes. L'enduit (ou la peinture) doit être éliminé ainsi que les couches de laitance et les particules étrangères qui seront poncées. Les zones présentant des nids de graviers, des écaillages, une texture grossière, une porosité élevée, des armatures affleurantes doivent être évitées.

L'appareil est étalonné pour fonctionner en position horizontale. Dans le cas d'utilisation sur des surfaces inclinées, une correction doit être effectuée (fig. 6).

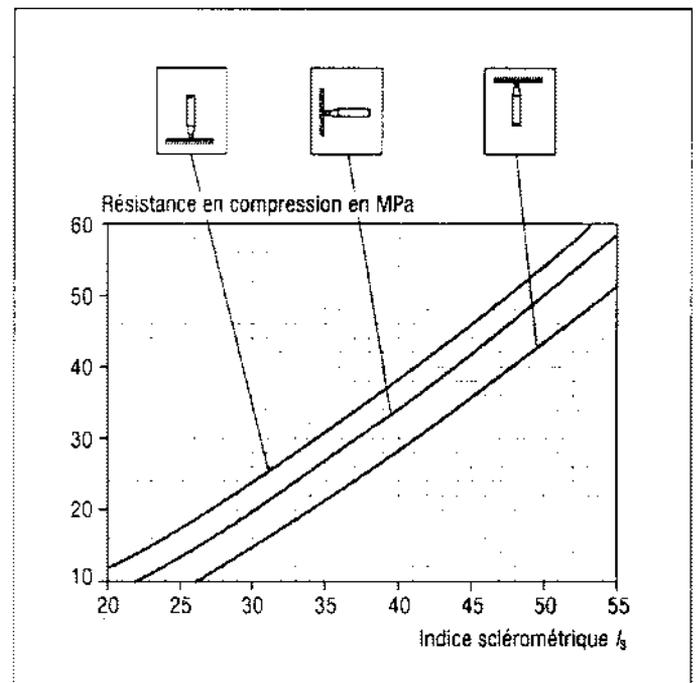


Fig. 6. Courbes de correction, relation entre I_s et la résistance mécanique.

Pour chaque zone de surface analysée, l'indice sclérométrique est la médiane des valeurs individuelles d'indice : I_{s_j} . Chaque appareil est livré avec des abaques donnant les courbes de correction ainsi que la relation entre l'indice sclérométrique I_s et la résistance en compression du béton.

La dispersion des résultats est de l'ordre de 15 à 20 % (entre 4,5 et 8 MPa).

• L'auscultation dynamique (NF P 18-418)

En mesurant la vitesse de propagation du son dans le béton, on peut obtenir des renseignements sur :

- l'homogénéité du béton, la présence de vides,
- la résistance par comparaison avec un béton témoin.

2.3 Relation entre les paramètres mécaniques

Les paramètres mécaniques dépendent de l'âge du béton, noté j et exprimé en jours. 28 jours est la valeur de référence utilisée pour définir la résistance caractéristique du béton en compression f_{c28} .

On admet (BAEL 91 A2.1.11) que pour un âge inférieur à 28 jours, la résistance f_{cj} caractéristique en compression à j jours des bétons non traités thermiquement, suit les lois suivantes (tableau 2) :

f_{cj}	$j < 28$	$28 < j < 60$	$j > 60$
$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$\frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} (1)$	f_{c28} OU expression (1)*	f_{c28} OU $1,1 f_{c28}$
$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$\frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$		

* pour les vérifications autres que la justification de la résistance des sections.

Tableau 2. Résistance f_{cj} caractéristique en compression à j jours des bétons non traités thermiquement.

- La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours peut être définie par la relation (BAEL 91 A.2.1.12) :

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

avec f_{tj} et f_{cj} en MPa.

2.4 Statistique : résistance caractéristique d'un béton (AFNOR DTU P 18-201 et additif de janvier 1999)

- Un seul essai ne suffit pas à caractériser un béton. Seule, une étude statistique peut donner des résultats représentatifs. On est donc conduit à réaliser plusieurs essais d'un même béton.

Avec n essais, on obtient n valeurs $f_1, f_2, f_3, \dots, f_{i-1}, f_i, \dots, f_n$. La résistance moyenne est la moyenne arithmétique des n valeurs :

$$f = \frac{f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_n}{n}$$

L'écart-type e caractérise la dispersion des résultats autour de cette valeur moyenne :

$$e = \sqrt{\frac{\sum_1^n (f_i - f)^2}{n - 1}}$$

La résistance caractéristique est le seuil au-dessus duquel se trouveront 90 % des valeurs de f_i :

$$f_{cj} = f - 1,28 e$$

Remarque : L'EC2 et la norme EN206 considèrent 95 % au lieu de 90 %. On pourra se reporter au *Précis de Structures de Génie Civil*, AFNOR-Nathan pour plus de détails.

• Exemple numérique

Huit essais sur des éprouvettes 16×32 ont donné les résultats suivants en MPa :

31,5 - 30 - 25,5 - 22,5 - 31 - 28 - 30,5 - 33.

- Résistance moyenne : $f = 29 \text{ MPa}$
- Écart-type : $e = 3,49$.
- Résistance caractéristique : $f_{cj} = 29 - 1,28 \times 3,49 = 24,5 \text{ MPa}$.

1. GÉNÉRALITÉS

Excepté les chantiers où l'emploi du BPE s'impose (faible quantité de béton, manque de place), c'est l'analyse du coût de revient qui détermine le choix entre la fabrication foraine et le BPE (p. 109).

Pour tout chantier (p. 98), et quelle que soit la composition de béton retenue (p. 114), la fabrication foraine impose d'approvisionner, de stocker, de doser et de malaxer les constituants du béton selon des méthodes précises à l'aide d'« outils » de fabrication (bétonnières pour les petits chantiers : p. 126, centrales de chantier pour les plus grands).

1.1 Stockage des constituants

Il doit être adapté aux besoins du chantier, en évitant aussi bien les ruptures de stock que les surstockages.

1.1.1 Le ciment

On distingue deux cas.

• Cas 1 : Petits chantiers (p. 98)

Conditionné en sacs (NF P 15-300), le ciment doit être stocké sur des palettes disposées sur un sol plat et sec. Les sacs seront protégés de la pluie, des remontées d'humidité du sol, des projections de boue et de tout choc mécanique susceptible de les déchirer. Si plusieurs types de ciment sont nécessaires, leur stockage sera séparé pour éviter erreurs et mélange.

• Cas 2 : Grands chantiers (p. 98)

Livré en vrac par camion-citerne, le ciment est déchargé pneumatiquement et stocké dans des silos (NF P 11-301) verticaux de forme cylindrique (section circulaire ou polygonale) d'une capacité supérieure à 30 t (fig. 1).

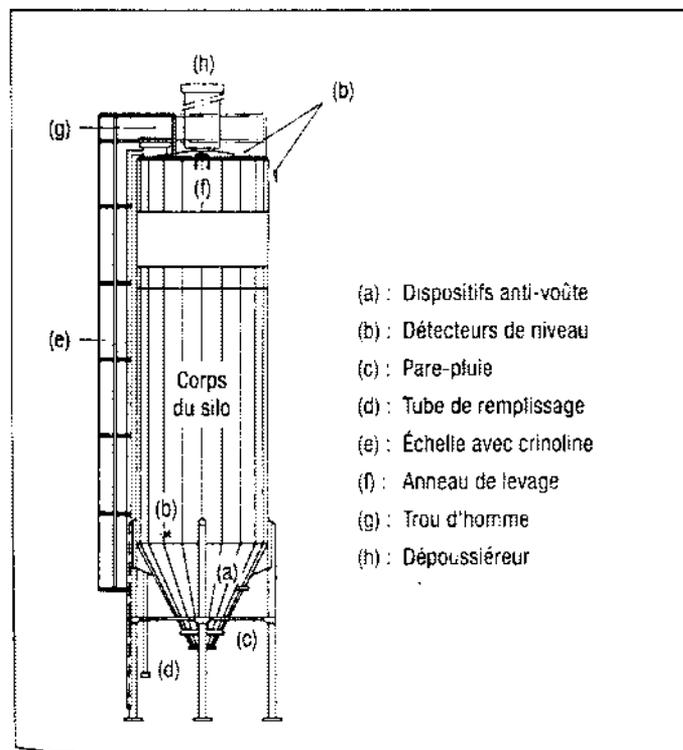


Fig. 1. Silo de stockage de ciment.

Le silo est composé des éléments suivants :

- le corps en construction métallique soudée, pour les petites et moyennes installations, dont les dimensions transversales doivent respecter le gabarit routier (p. 35). Une peinture intérieure facilitera la vidange en diminuant les frottements ;
- la partie supérieure qui comporte une cheminée (évent de décompression) équipée en général d'un dépoussiéreur, d'un trou d'homme avec fermeture étanche, d'un garde-corps, de l'arrivée de la tubulure de chargement (avec raccord type pompier) et d'anneaux de levage ;
- le cône (parfois dissymétrique « cône déjeté » limitant la formation de voûtes) qui comporte en partie inférieure le dispositif de fermeture (diamètre d'ouverture minimal recommandé : 40 cm) ;
- le piétement en tubes et profilés en acier ;
- les équipements complémentaires ; dispositifs anti-voûte (a) et détecteurs de niveaux (b).

1.1.2 Les granulats

Il faut éviter tout mélange entre des granulats de natures, d'origines ou de classes granulaires différentes (p. 101).

Une aire, en général bétonnée et légèrement inclinée (écoulement des eaux), sera aménagée et équipée si nécessaire de canalisations de distribution de vapeur, pour assurer le réchauffage des granulats.

Lorsque la place sur le chantier est réduite, on peut stocker les granulats dans des silos (fig. 2).

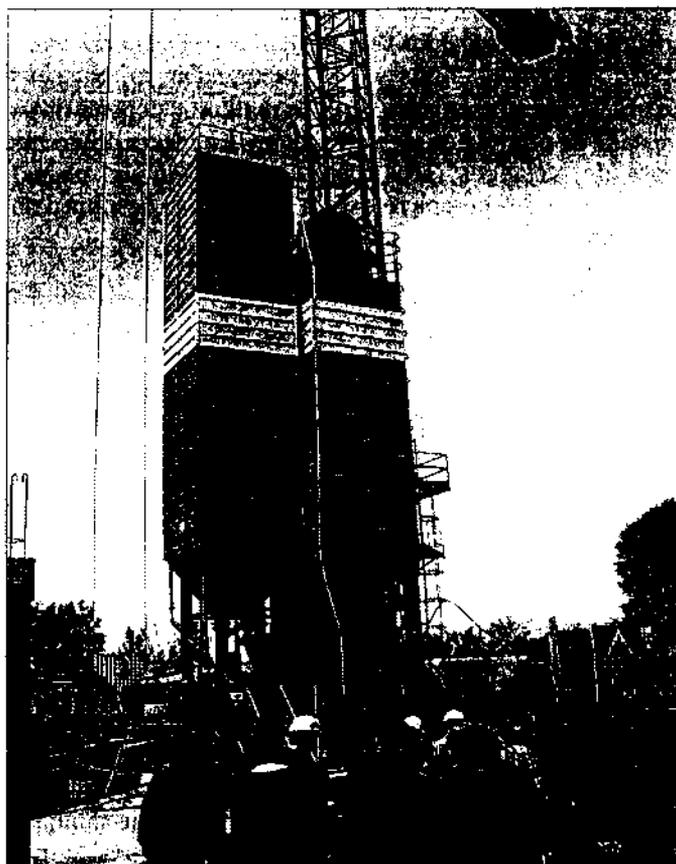


Fig. 2. Stockage vertical des granulats.

1.1.3 Les adjuvants (p. 106)

Ils sont stockés dans des bidons ou des containers fermés bien identifiés. Les précautions concernant le stockage par temps froid, ainsi que les dates limites d'emploi doivent être scrupuleusement respectées.

1.1.4 L'eau

Lorsqu'un stock tampon est prévu, il devra rester à l'abri des pollutions (matières organiques, chlorures, sulfates, etc.).

1.2 Dosage des constituants

Le ciment est acheminé du silo à la trémie de dosage, par des vis sans fin (qui assurent un débit régulier) à l'abri de l'humidité ambiante, ou par transport pneumatique.

Le dosage pondéral (préférable au dosage en volume) est assuré mécaniquement (un fléau, portant la trémie remplie de ciment, bascule lorsque le poids requis est atteint et déclenche l'arrêt de l'arrivée du ciment), ou électroniquement (l'arrêt est déclenché par un signal provenant d'une jauge de déformation).

Les granulats sont repris par skip, dragline ou par bras raclant (p. 128) et acheminés par bande, tapis ou directement par « bec verseur » jusqu'à la doseuse. La teneur en eau des granulats doit être mesurée de façon continue à l'aide de sondes (capacitives, par résistivité ou à neutrons) moyennant un étalonnage.

Le dosage en eau de gâchage sera effectué, par des compteurs volumétriques ou des pompes doseuses, déduction faite de l'apport d'eau contenue dans les granulats (p. 116).

2. FABRICATION

Le choix d'une bétonnière ou d'un malaxeur dépend de sa capacité de production, de son aptitude à malaxer différents types de mélanges (secs, plastiques, caverneux, pleins) pour donner des bétons réguliers adaptés aux besoins d'un chantier.

2.1 Bétonnières

Les bétonnières comportent une cuve munie de palettes fixes qui est animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal ou légèrement incliné. Ce mouvement assure le mélange des matériaux qui retombent par gravité.

• Bétonnières à axe incliné ou à cuve basculante

Lors du remplissage, du malaxage ou de la vidange de la gâchée, l'axe de ces bétonnières présente différentes inclinaisons. Le brassage des éléments est amélioré lorsque l'axe est faiblement incliné sur l'horizontale (15 à 20°). La vidange est obtenue par basculement de la cuve. Ces bétonnières sont utilisables pour des gâchées n'excédant pas 500 litres et pour des bétons plastiques de qualité moyenne.

• Bétonnières à axe horizontal (cylindro-coniques)

Pour des gâchées supérieures à 500 litres, le poids des matériaux rend impossible l'utilisation d'un tambour basculant. L'axe de rotation reste donc horizontal, ce qui augmente le volume de la cuve, à production équivalente.

Ces appareils, plus lourds, plus coûteux et plus robustes permettent la production d'un béton de meilleure qualité. Ils comportent, en général, deux ouvertures, l'une pour l'arrivée des matériaux, l'autre pour la vidange, obtenue par inversion du sens de rotation ou parfois par basculement d'une goulotte.

Ces bétonnières peuvent être équipées (fig. 3) de dispositifs de chargement de dosage en eau et de roulements pour leurs déplacements.



Fig. 3. Bétonnière à axe inclinée.

• Bétonnières portées : page 131.

• **Autobétonnières** (petites bétonnières portées montées sur châssis autotractés) : certaines disposent de leur propre système d'alimentation en constituants. Le béton peut être déchargé à son lieu d'utilisation (petits chantiers de VRD, équipements de chaussées, fondations de maison individuelle).

2.2 Malaxeurs

Les palettes, animées de mouvements relatifs, assurent une homogénéité du mélange supérieure à celle obtenue avec les bétonnières, grâce au déplacement relatif des composants à l'intérieur du mélange et de la cuve (auge). La plupart des malaxeurs sont à axes verticaux (fig. 4) et les déplacements sont essentiellement horizontaux).

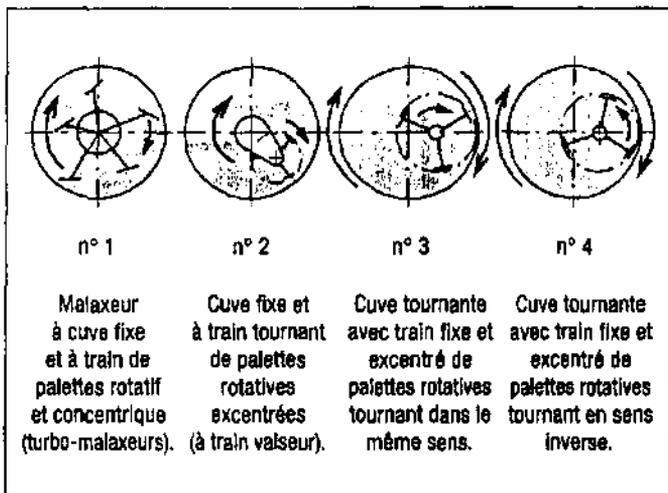


Fig. 4. Malaxeurs à axes verticaux.

Les malaxeurs à axes horizontaux (fig. 5) sont munis de palettes hélicoïdales dont les formes permettent un brassage intense du béton : ces appareils, équipés de moteurs 2 à 3 fois plus puissants que les bétonnières (à volumes égaux de béton malaxé), sont plus coûteux et consomment plus d'énergie.

Ils sont intéressants pour des débits de béton importants, des productions variées et des productions de qualité (faible dispersion des résistances).

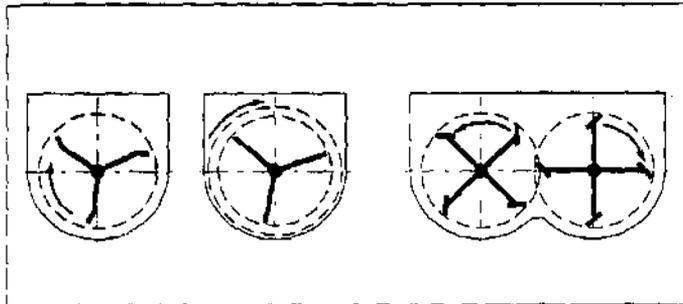


Fig. 5. Malaxeurs à auge à axe horizontal.

2.3 Caractéristiques des engins de malaxage

Elles sont données par le tableau 1.

Paramètres de malaxage	Bétonnières	Malaxeurs
Ordre d'introduction des composants	1. Gravrillons + eau 2. Ciment + reste d'eau + sable 3. Reste de gravillons	1. Ciment + eau (avec adjuvants d'hués) 2. Sable 3. Gravrillons
Vitesse de rotation N (tr/min)	< 20	20 à 30 v \ quand diamètre cuve /
Temps de malaxage	• à axe incliné : 100 à 120 s pour 40 tours • à axe horizontal : 50 à 60 s pour 20 tours 2 à 3 min pour béton très ferme ou riche en éléments fins.	• 25 à 30 s pour 8 tours

Tableau 1. Caractéristiques des engins des malaxage.

2.4 Choix des engins de malaxage (tableau 2)

Il est basé sur un paramètre DN^2 où :

- D est le diamètre de la cuve (m),
- N représente la vitesse de rotation (tr/min).

Type d'engin	DN^2
Centrale à béton de préfabrication ou de négoce	200 à 250
Centrale à béton de chantier de 8 à 150 m ³ /h	350 à 450
Bétonnières à axe incliné jusqu'à 0,6 m ³	350 à 450

Tableau 2. Valeur de DN^2 nécessaire vis-à-vis de l'utilisation de l'engin.

2.5 Centrales à béton

Les centrales à béton mobiles compactes, au gabarit routier connaissent un essor important. Transportables, montées sur remorques, elles se mettent en place sans génie civil, tout en étant dotées d'automatismes et de pesages de haute précision. Équipées de bétonnières à axe horizontal ou de malaxeurs à axe vertical (p. 126), elles peuvent débiter de 8 à 150 m³/h (voire 200 m³/h pour des centrales de BPE (p. 109)).

2.5.1 Centrale pour chantier de bâtiment

a) Généralités

Ces centrales présentent une production horaire de 6 à 40 m³/h (tableau 3).

L'opérateur affiche sur un tableau de programmation les quantités des différents constituants puis enclenche le fonctionnement automatique donnant le départ du cycle. Ces centrales peuvent également être commandées manuellement.

Les granulats, stockés en étoile (fig. 6) et chargés par bras raclant (1 à 5 selon les modèles et les fabricants), sont déversés soit directement dans une bétonnière autochargeuse soit dans une trémie de pesage pour être transportés par un tapis d'alimentation dans la bétonnière.

Le ciment stocké en silos (deux au maximum) est chargé dans une trémie de pesage, par l'intermédiaire d'une vis incorporée au silo et acheminé par une vis à ciment vers la bétonnière.

Certaines centrales sont équipées de panier porte-benne couissant qui, en fin de course, déclenche l'inversion du sens de rotation de la cuve qui se vide alors dans la benne. Dans ce cas, le cycle (dosage, transfert des granulats, malaxage et vidange) se répète automatiquement par la seule intervention du grutier qui dépose la benne.

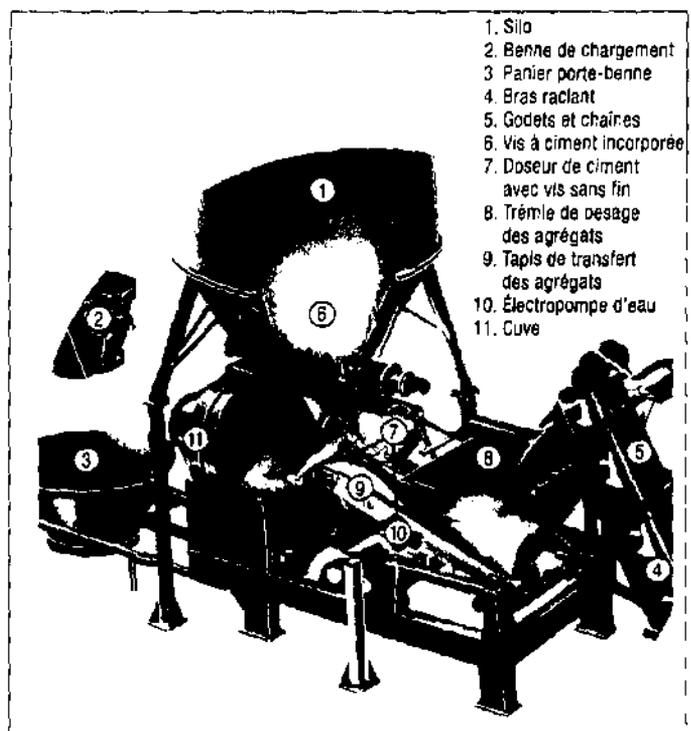


Fig. 6. Centrale type de chantier de bâtiment.

La centrale est assise sur une plate-forme (fig. 7) (terminée huit jours avant l'installation) constituée par un radier en BA (épaisseur et constitution à déduire des charges et de la nature

du sol). Le temps de montage est de l'ordre de 1 à 2 jours selon les modèles (en fonction du nombre de rayons raclants et de silos).

Caractéristiques du bras		Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids (kg)	Nombre godets	
Production horaire (m ³ /h)	0,6	8 (1)	0,6	2,8	700	31	
	1,3	8,5 (2)	0,6	2,8	900	40	
Disposition et emploi des bras raclants	14 610/16 500	15 800	14 610/16 500	16 500	15 800	16 500	
	A	B	C	D	E	F	
	Nombre de bras	1	1	2	2	2	3
	Agrégats en série	2	2	2	3	4	4
	Position	Frontale	Latérale	Frontale	Frontale, Latérale	Latérale	Latérale, Frontale
Volume de stockage (m ³)	(1)	106 à 120	75 à 90	110 à 120	145 à 165	150 à 170	190 à 215
	(2)	100 à 110	70 à 85	100 à 110	135 à 155	140 à 160	175 à 195

Les indications chiffrées (croquis A à F) correspondent aux cotes d'encombrement.

Tableau 3. Stockage des granulats (valeurs types).

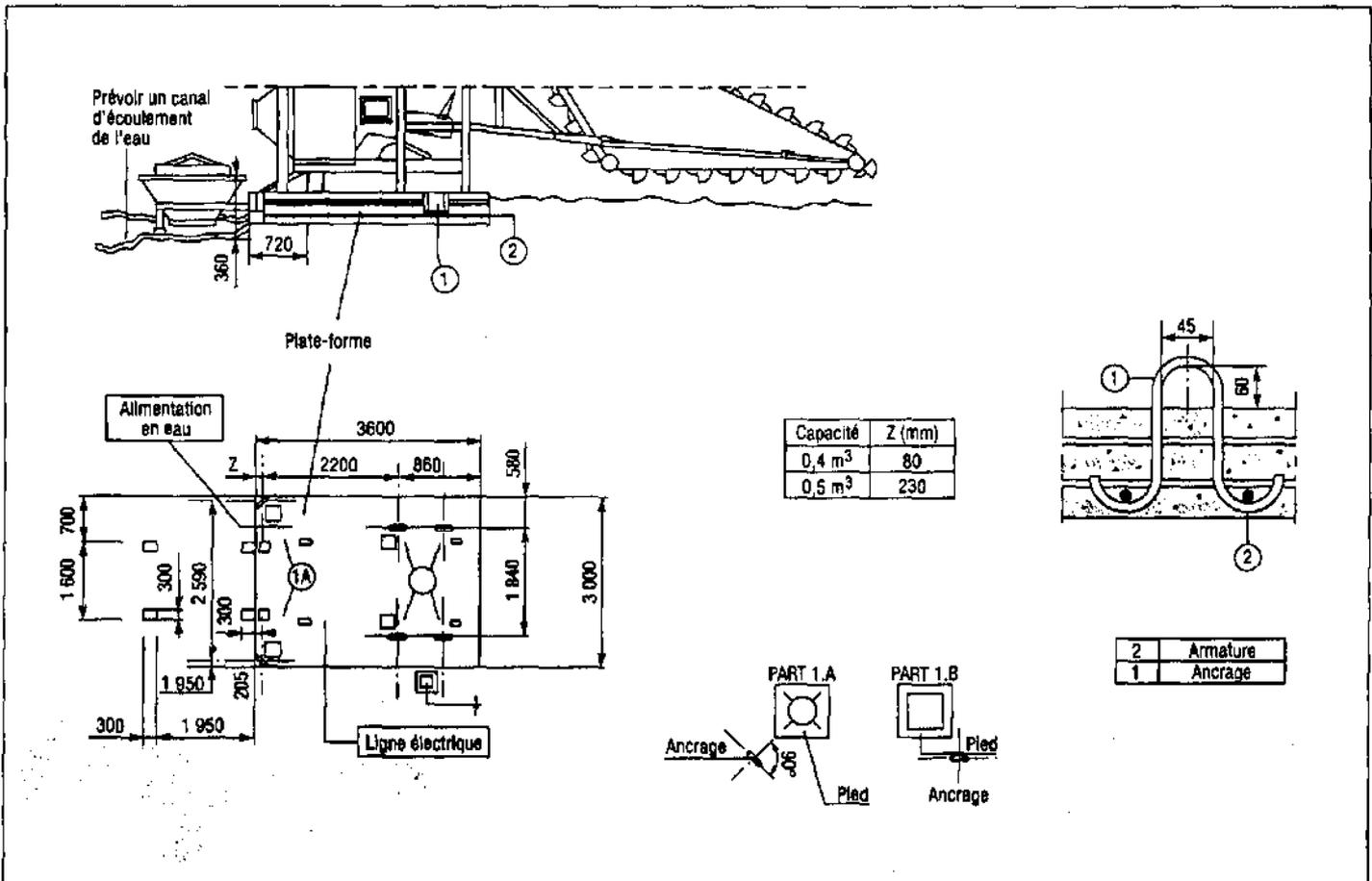


Fig. 7. Plate-forme type.

Le tableau 4 donne les principales caractéristiques des centrales de chantier de bâtiment.

Capacité de béton foisonné	Poids de la gâchée	Production horaire	Production totale	Poids de la centrale	Puissance totale	Intensité	Silo à ciment	
							Capacité	Poids
m ³	daN	m ³ /h	m ³	daN	kW	A	t	daN
0,4	900	12	1 000 à 2 000	1 800	7,5	25	30	1 750
0,5	1 150	15		2 000	11	32		
0,6	1 380	17	3 000 à 4 000	2 700	15	45	40	2 050
1	2 380	26 à 30	> 4 500	4 400	22,5	63	50	4 500
3	2 990	30 à 32		5 600	40	80		

Tableau 4. Caractéristiques principales des centrales de chantier de bâtiment.

b) Critères de choix

Le seuil de rentabilité conduisant au choix d'une centrale à béton par rapport au B.P.E. se situe entre 1 000 et 2 000 m³ de béton produit.

Il faut également considérer la production journalière, la capacité de levage de la grue, la mise en place du matériel et les caractéristiques de l'installation électrique (tableau 4).

Un choix peut être arrêté en déterminant le coût du béton produit par la centrale et en le comparant au coût du béton livré sur chantier (BPE) (tableau 5). Le calcul est analogue si l'on considère la location d'une centrale.

2.5.2 Centrale pour chantier de travaux publics

Les matériels sont plus puissants mais doivent rester malgré tout transportables au gabarit routier (p. 35).

Le stockage des granulats se fait en étoile à compartiments séparés par des murs et alimentation par dragline (fig. 8), ou dans des trémies en ligne avec alimentation par chargeur à l'aide de rampes sur un ou deux côtés ou par tapis peseur (fig. 9).

Les opérations sont gérées à partir d'une cabine de commande équipée d'un pupitre où, sur un tableau synoptique on visualise à chaque instant l'état de l'installation en fonction du déroulement des opérations. Les panneaux de commande sont répartis par fonction. La fabrication peut être assurée selon trois modes de fonctionnement : commande presse-boutons ou automatique, ou isolement des commandes et blocage de la séquence automatique en cours.

Hypothèses	Exemple avec valeur approximative d'achat de la centrale Valeur d'achat : 500 (kF) Cadences sur chantier 36 m ³ /j, soit : 756 m ³ /mois	
Matériaux	Béton dosé à 350 kg/m ³ de CPJ CEMII/B 42,5	
	Sable	= F/t × = F
	Gravier (premmélangé)	= F/t × = F
	Ciment	= F/t × = F
	Fourniture : (0)	le m ³ = F
Matériel	Amortissement du matériel (1)	
	• Sur 5 ans (en kF)	• Mensuel :
	Prix d'achat 500	$\frac{540\ 000}{5 \times 11(\text{mo} \cdot \text{s}) \times 0,9} = 10\ 910\ \text{F}$
	Entretien : (8%) 40	540
	Coût pour 1 m ³ de béton fini :	
	10 910 : 756 = 14,43 F/m ³ (HT)	
	Amenée du matériel et mise en place (2)	
	mécanicien 5 h 130 F	= 650
	camion semi-remorque 1 j	= 3 000
	radier béton	= 900
Replément, transport, mise en dépôt (3)		
mécanicien 5 h 130 F	= 650	
camion semi-remorque 1 j	= 3 000	
Montage, démontage, transport pour un chantier de 6 mois. (2) + (3) 8 200 : 756 × 6 = 1,81 F/m ³ (HT)		
Consommation horaire de la centrale (4)		
23 kW × 1,50 F = 34,50 F/heure		
Coût pour 1 m ³ de béton fini :		
34,50 : 25 (m ³ /h) = 1,38 F/m ³ (HT)		
Coût	Amortissement de la centrale (1)	: 14,43 F
	Installation et replément (2) + (3)	: 1,81 F
	Consommation (4)	: 1,38 F
	Prix de revient du m ³ HT (0) + (1) + (2) + (3) + (4)	= F

Tableau 5. Calcul du coût du béton produit par une centrale sur chantier de bâtiment.

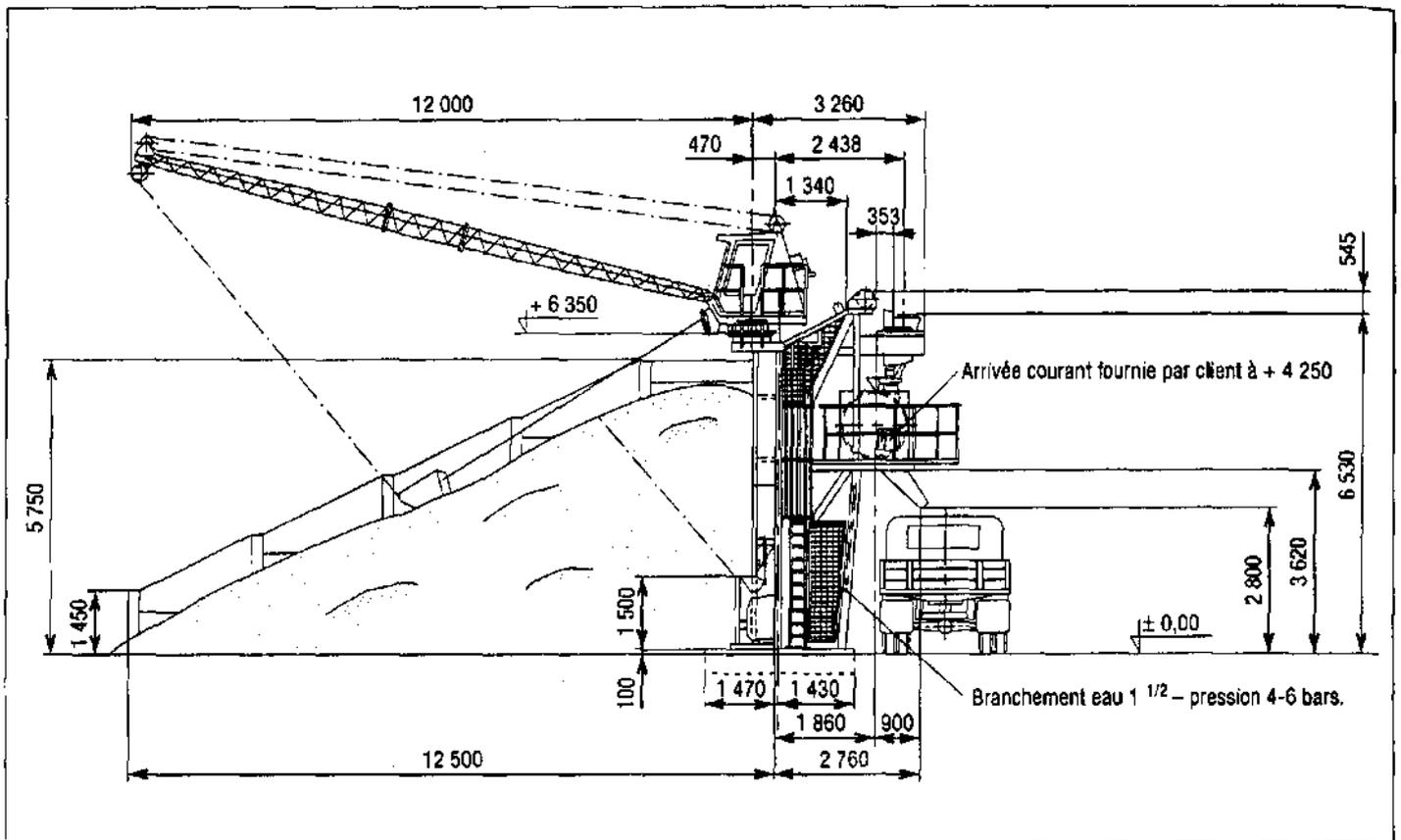


Fig. 8. Stockage des granulats en étoile.

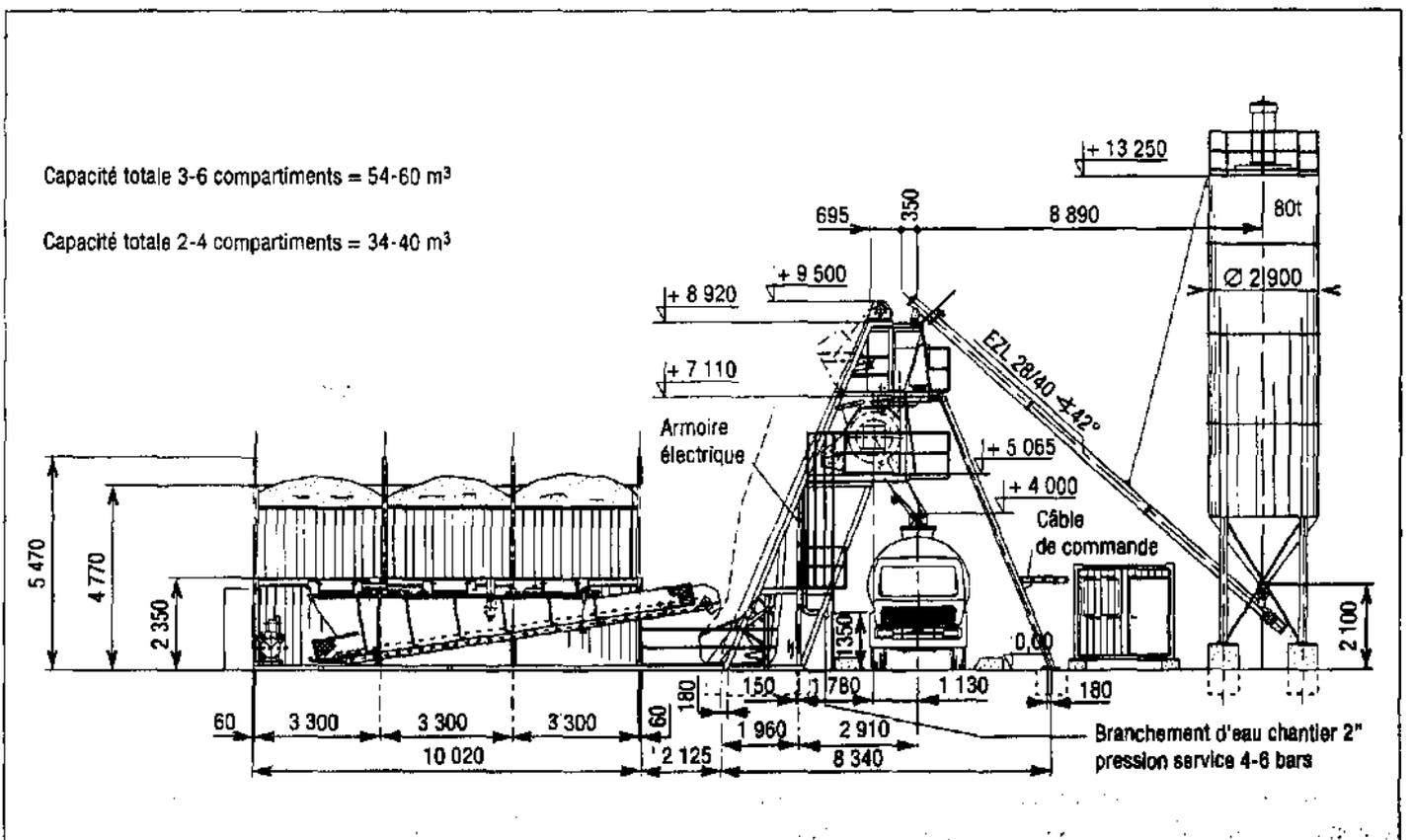


Fig. 9. Stockage des granulats en ligne.

1. GÉNÉRALITÉS

Au cours du transport, deux phénomènes sont à éviter : la ségrégation du béton (p. 121) due aux secousses et vibrations, et le raidissement du béton qui est provoqué par le début de la prise (p. 105).

Le béton doit aussi être protégé vis-à-vis des agents atmosphériques (le vent ou le soleil provoque une déshydratation en surface, la pluie risque de délayer le béton frais). La température a une incidence sur le temps de prise. Une augmentation de 10 °C peut diviser le temps de prise par deux.

Le délai de transport, temps entre la fabrication de la gâchée et la mise à disposition du béton sur le chantier, est de 1 h 30, pour une température inférieure ou égale à 20 °C. Pour une température supérieure de 10 °C, il faut réduire ce temps par deux.

Le béton doit avoir pris sa forme définitive au plus tard deux heures après sa fabrication à la centrale ($t = 20$ °C). La mise en place dans les coffrages doit se faire dans les 30 minutes suivant l'arrivée du béton.

2. TRANSPORT DU BÉTON DE LA CENTRALE DE BÉTON PRÊT À L'EMPLOI (BPE) AU CHANTIER

2.1 Camions bennes

Ils sont utilisés pour transporter du béton ferme (béton sec ou faible affaissement au cône d'Abrams) (p. 121) sur une distance maximale de 30 km. Le béton est alors protégé des agents atmosphériques par une bâche (p. 137).

2.2 Bétonnières portées ou camions toupies (fig. 1)

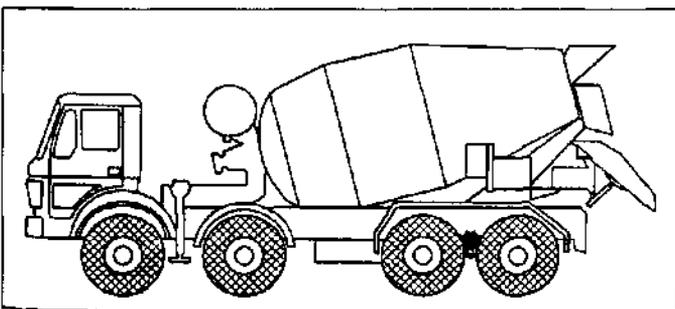


Fig. 1. Bétonnière portée ou camion toupie.

À l'heure actuelle, 95 % des centrales de béton prêt à l'emploi étant du type centrale de malaxage (p. 127), le rôle des bétonnières portées est réduit à celui du transport (sur une distance maximale de 50 km) et accessoirement celui d'homogénéisation du béton.

Leur capacité est de 6 m³, voire 9 à 10 m³ lorsque la cuve est placée sur remorque.

Elles se composent d'un châssis automoteur, d'une cuve tournant sur un axe légèrement incliné par rapport à l'horizontale (10 à 15°), d'un dispositif d'entraînement de cette cuve et d'une réserve d'eau (0,4 à 1 m³).

La cuve est de forme cylindro-conique. Son volume est environ égal à 1,7 fois le volume de béton pour lequel elle est prévue. Dans la cuve, une pale ou une lame d'acier, formant vis, déplace le béton en translation quand la cuve est en rotation. Selon le sens de rotation, le béton est déplacé vers le fond de la cuve (remplissage de la cuve et malaxage ou homogénéisation du béton) ou vers la sortie (vidange de la cuve).

La vitesse de rotation de la cuve est de 1 à 2 tours par minute pendant le transport (agitation) et de 10 tr/min en brassage (pour une réhomogénéisation).

La réhomogénéisation (après transport ou incorporation de fluidifiant) est obtenue en augmentant la vitesse de rotation de la cuve (brassage) pendant 1 à 2 minutes.

En sortie de la cuve, on évite toujours d'utiliser les 50 premiers litres.

Certaines bétonnières portées sont équipées d'accessoires (tube, tapis transporteur ou pompe à béton (p. 133)) facilitant l'approvisionnement du béton.

Les bétonnières équipées de tubes (fig. 2) permettent la mise en œuvre d'un béton fluide en contrebas.

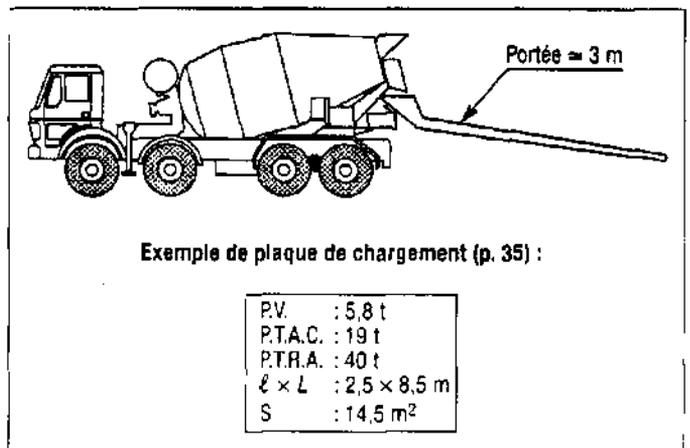


Fig. 2. Bétonnières portées équipées de tube.

Les bétonnières équipées de tapis transporteurs (fig. 3) ont les caractéristiques suivantes : le tapis est articulé en trois éléments, sa longueur développée est de 18 m au maximum. Elles permettent le déchargement du béton jusqu'à 10 m du camion sur une hauteur de 5 à 6 m (attention au risque de ségrégation en sortie de tapis).

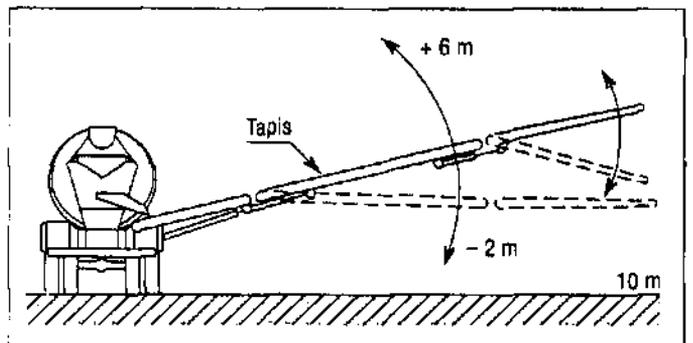


Fig. 3. Bétonnière portée munie d'un tapis transporteur articulé (ℓ = 10 m).

3. STOCKAGE TEMPORAIRE DU BÉTON

Les trémies d'attente ou trémies de reprise sont des cuves en acier de 2,5 à 9 m³, de la capacité d'une bétonnière portée (p. 131), destinées à stocker et redistribuer le béton reçu sur le chantier. Elles sont remplies à l'arrivée du camion toupie et réduisent ainsi leur temps d'immobilisation. Ce stockage provisoire peut durer de 30 minutes à 8 heures, si on utilise des bétons avec retardateur de prise (p. 108). Certains modèles sont pourvus d'un dispositif d'agitation (pales en rotation), garantissant une homogénéité correcte du béton.

Les trémies d'attente à pieds fixes sont placées sur une structure en hauteur pour permettre un remplissage par gravité des bennes distributrices ; le remplissage se fait alors par tapis roulant (fig. 4).

Pour les trémies d'attente à relevage hydraulique, le remplissage se fait en position basse et le vidage en position haute (fig. 5).

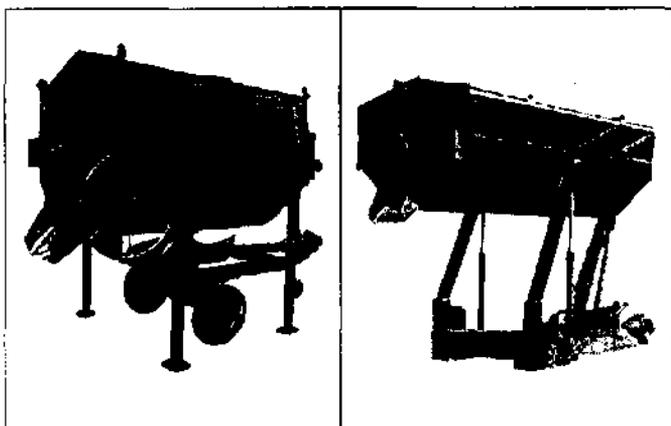


Fig. 4. Trémie d'attente sur pied.

Fig. 5. Trémie d'attente à relevage hydraulique.

4. BENNES À BÉTON, BENNES DISTRIBUTRICES (NF P 93-330)

Ces poches en acier, parfois en aluminium, assurent le transport du béton jusqu'au coffrage. Elles sont munies d'un dispositif de levage (anse ou palonnier) permettant une saisie aisée par la grue.

Le remplissage se fait par gravité dans la partie haute de la benne, après malaxage dans la centrale du chantier ou après vidange du camion toupie. Une trappe, placée en partie basse, permet de vider le béton dans le coffrage.

La commande d'ouverture de cette trappe est mécanique : par levier ou par volant. Il existe des systèmes pneumatiques dont l'ouverture est provoquée par des vérins à air comprimé. Des bouteilles de gaz comprimé sont alors placées sur la benne (bennes de forte capacité > à 2 000 litres).

Les fabricants réalisent maintenant des trappes munies de dispositif anti-souillure évitant ainsi la chute de laitance ou les projections sur des ouvrages déjà exécutés.

Les bennes les plus couramment utilisées ont une forme cylindro-conique à axe vertical (vidage central) (fig. 6) ou

incliné (vidage déporté) (fig. 7). Leurs caractéristiques sont données par le tableau 1.

Des précautions seront prises contre les risques de ségrégation du béton en limitant la hauteur de chute du béton ($h < 1$ m) et en utilisant une benne équipée d'un tuyau souple (fig. 8).

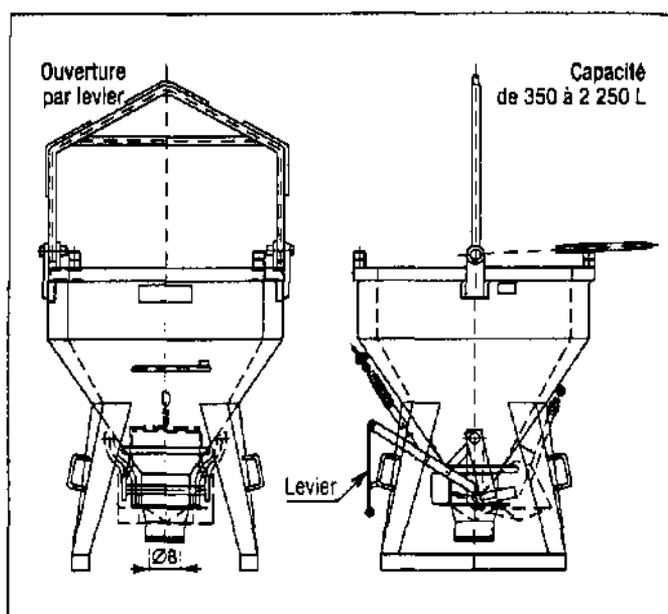


Fig. 6. Benne cylindro-conique à axe vertical à vidage central.

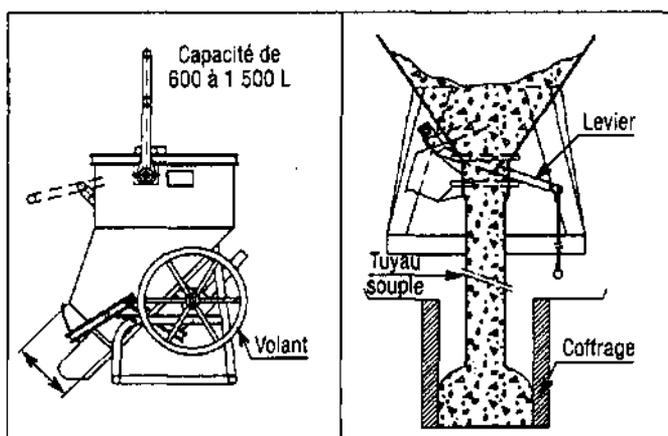


Fig. 7. Benne à vidage déporté, ouverture par volant.

Fig. 8. Benne à tuyau.

Capacité (L)	Poids à vide (kN)	Poids total en charge (kN)
350	1 à 3	9 à 11
500	2 à 3	13 à 14
1 000	3,3 à 4,3	25 à 26,5
1 500	4,5 à 6	37,5 à 39
2 000	5,7 à 6	50 à 52

Tableau 1. Caractéristiques des bennes à béton.

Le béton utilisé dans les bennes à tuyau doit être d'une consistance appropriée. L'affaissement minimum au cône (p. 121) sera de 5 à 6 cm pour des granulats roulés, et de 7 à 8 cm pour des granulats concassés.

5. POMPES À BÉTON

Lorsque les grues sont saturées (p. 203) ou démontées, ou, lorsque les accès (p. 221) sont difficiles (travaux souterrains), on a recours au pompage du béton.

Cette technique permet le transport et la distribution du béton sur de grandes distances et à des grandes hauteurs.

5.1 Principes

On dispose d'une trémie dans laquelle est versé le béton, d'un système de pompage et de tuyaux d'acier jusqu'au lieu de bétonnage.

Le pompage par tube flexible (fig. 9) est assuré par l'écrasement d'un tuyau souple par des galets en caoutchouc, entraînés par une chaîne ou un rotor. Ce système est utilisé pour des pompages courts (longueur 50 m, dénivellée 10 m) et des débits de l'ordre de 15 m³/heure.

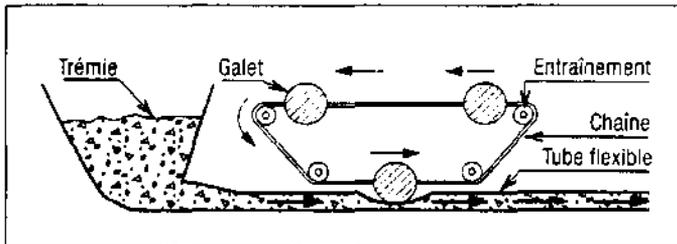


Fig. 9. Pompe à béton, à écrasement de tube flexible.

Les pompes à pistons (fig. 10) sont constituées par deux pistons travaillant en opposition. Un cylindre refoule le béton dans les tubes alors que l'autre aspire le contenu de la trémie d'alimentation. Un système de distribution par tube orientable assure la continuité du pompage.

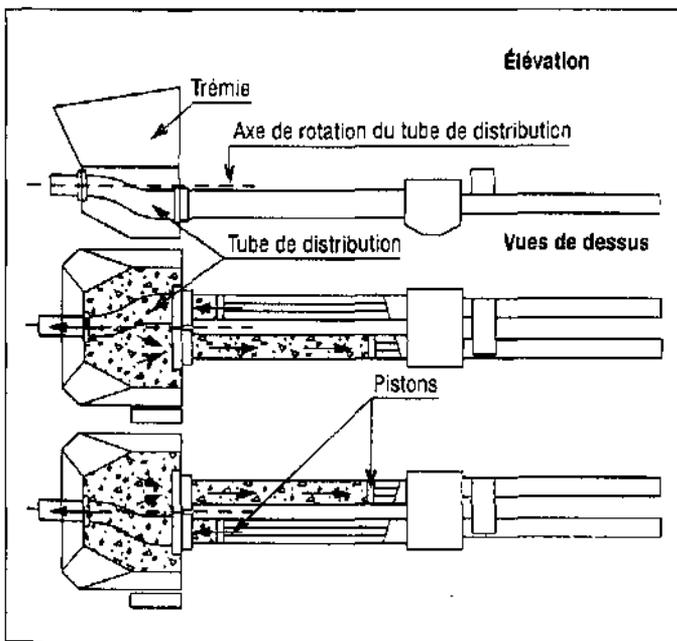


Fig. 10. Pompe à béton à piston.

5.2 Matériel

a) Pompe fixe

Elle est utilisée à demeure sur le chantier (fig. 11).

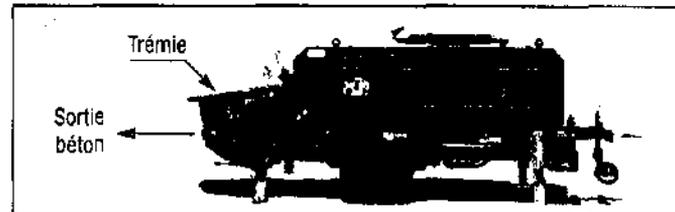


Fig. 11. Pompe fixe de chantier.

b) Système mobile

Sur certains camions-pompes, les tuyaux liés à un mât articulé permettent un bétonnage à des distances importantes (fig. 12).

Caractéristiques techniques (exemples)

Type	L _v	L _n	L _p
24	23,6	19,7	14,5
28	27,6	23,8	18,1
32	32	28,1	22
36	35,9	32	24,7
42	41,9	38	29,1
46	45,5	41,9	34,2
52	52	48,1	38,1
62	61,7	58,1	47

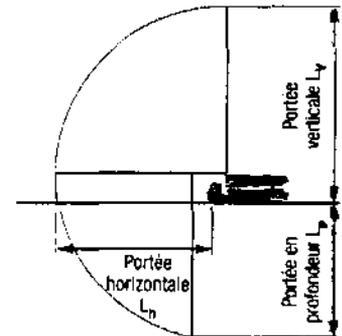


Fig. 12. Camion-pompe avec mât de distribution.

Pour d'autres chantiers, on utilise un mât monté sur une colonne tubulaire ou sur un fût de grue (fig. 13).

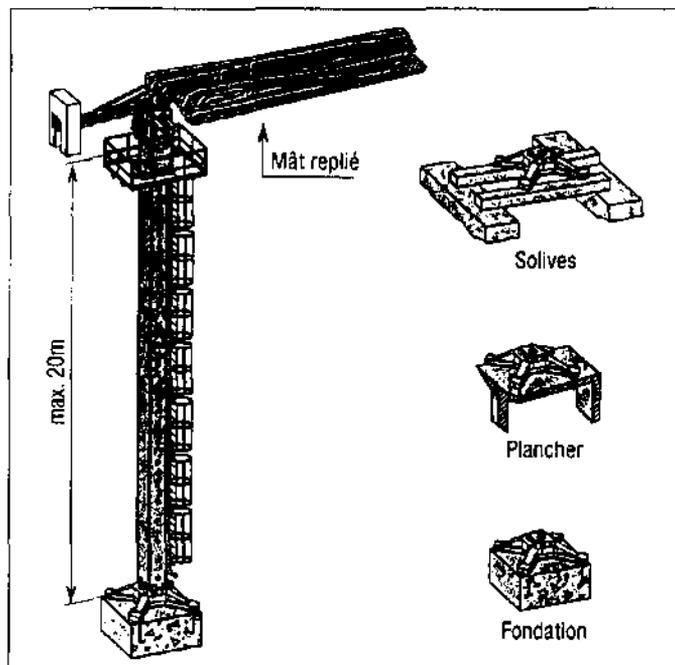


Fig. 13. Mât fixe de distribution du béton (exemple).

c) Réseau fixe

Les tubes utilisés pour réaliser le réseau de distribution sont en acier, d'épaisseur 4,5 à 10 mm selon la pression de pompage, de longueur 1, 2, 3 et 6 m. Les diamètres courants

sont de 100, 125 et 150 mm. Leurs extrémités sont munies de collerettes mâle et femelle qui, à l'aide d'un collier, permettent un accouplement aisé et étanche.

Des coudes à 90, 60, 45, 30 ou 15° servent aux changements de direction (rayon des coudes : 25 cm). Des aiguillages permettent la distribution en différents points. Les tubes doivent être liés rigidement au support sur lequel ils reposent.

En fin de réseau, ou en extrémité de mât (p. 133), le béton est mis en place dans les coffrages par un flexible spécial.

Le bétonnage terminé, un soin important doit être pris pour le nettoyage de la pompe et du réseau. Un premier nettoyage est fait à l'eau, puis une boule de mousse est alors poussée, par de l'eau ou de l'air, dans les tubes.

5.3 Dimensionnement d'une pompe

Un abaque (fig. 14) fourni par le constructeur permet de déterminer la puissance de la pompe en fonction du débit de béton en m³ par heure, du diamètre des tuyaux de distribution, de la longueur des tuyaux et de la hauteur à franchir, de l'ouvrabilité du béton.

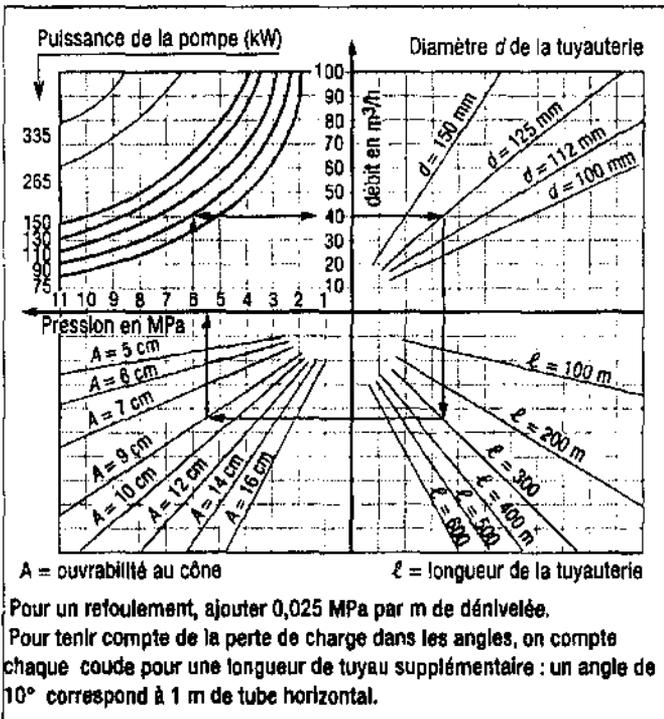


Fig. 14. Diagramme de dimensionnement d'une pompe.

• Hypothèses

- débit demandé : 40 m³/heure,
- diamètre prévu de la tuyauterie : 125 mm,
- tuyauterie : 170 m horizontal, 20 m vertical, 10 coudes à 90°, 3 coudes à 60°,
- affaissement au cône : A = 9 cm.

• Calculs et utilisation du diagramme

- On commence au point 40 m³/heure, on trace une horizontale jusqu'à la droite d = 125 mm.
- On calcule la longueur de la tuyauterie : 170 + 20 + 10 coudes à 90° + 3 coudes à 60°, 170 + 20 + 10 × 9 + 3 × 6 ≈ 300 m.

On trace donc une verticale jusqu'à la droite ℓ = 300 m puis une horizontale jusqu'à la droite A = 9 cm. On obtient alors une pression de 5,5 MPa.

- La dénivellée de 20 m entraîne une surpression de 20 × 0,025 = 0,5 MPa à rajouter. L'intersection de la verticale 6 MPa et l'horizontale 40 m³/heure nous donne un point situé sur la courbe 90 kW. On choisira alors une pompe de 90 kW avec laquelle on aura un débit de 40 m³/heure.

5.4 Critères de pompabilité d'un béton

- La teneur en éléments fins (ciment compris) doit être de l'ordre de :
 - 400 à 420 kg/m³ pour des fines inférieures à 0,16 mm,
 - 350 kg/m³ pour des fines inférieures à 0,08 mm.
- La courbe granulométrique (NF P 18-304 et p. 101) doit être contenue dans le fuseau donné figure 15.

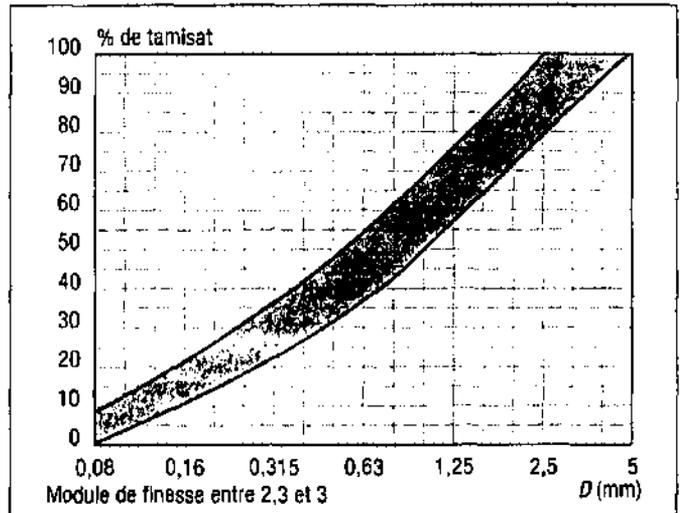


Fig. 15. Sable : fuseau recommandé pour un béton pompable.

- Le diamètre des plus gros graviers est inférieur au quart du diamètre du tuyau. Des études empiriques réalisées par l'ACI (American Concrete Institute) concernant les proportions optimales de gravier sont présentées tableau 2.

Taille des plus gros granulats	Module de finesse du sable utilisé (NF P 18-304, p. 101)			
	2,40	2,60	2,80	3,00
13 mm	0,59	0,57	0,55	0,53
19 mm	0,66	0,64	0,62	0,60
25 mm	0,71	0,69	0,67	0,65
38 mm	0,75	0,73	0,71	0,69

Volume de granulat roulé par unité de volume de béton = V_g/m³ pour différents modules de finesse du sable.

Tableau 2. Proportion de gravier recommandée (ACI) pour un béton pompé.

- La consistance du béton doit être plastique : affaissement au cône entre 5 et 15 cm (p. 114). Ainsi, le béton réalisé aura une faible viscosité et une cohésion élevée. L'adjonction d'un plastifiant réducteur d'eau (p. 107) ou d'un adjuvant anti-délavage pourra améliorer la pompabilité.

1. VIBRATION DES BÉTONS

1.1 Principe

Le mortier (ciment + eau + éléments fins) et le béton frais sont assimilés du point de vue rhéologique à un fluide de Bingham, c'est-à-dire un fluide possédant une cohésion et une viscosité (frottement interne) non négligeables.

Quand on vibre le béton frais à une fréquence supérieure à 12 000 tr/min, le mortier perd sa cohésion et sa viscosité diminue. Les granulats et les bulles d'air sont alors soumis à la poussée d'Archimède. Les bulles d'air vont remonter, contrariées par le frottement. Il y a une « désaération » du mélange.

La résistance mécanique ainsi que la durabilité augmentent car le mélange est plus compact.

Le remplissage du coffrage est facilité par la vibration qui fluidifie le béton frais.

Pendant que l'air remonte à la surface, les gros grains migrent vers le bas. Il y a une déhomogénéisation du mélange et ségrégation. Il faut donc trouver un juste équilibre entre ces deux phénomènes.

Le départ de l'air, s'effectuant en un temps plus court que la ségrégation des gros grains, il existe un temps optimum de vibration.

1.2 Matériel de vibration

1.2.1 Vibration interne (pervibration)

Elle s'effectue à l'aide d'une aiguille vibrante, constituée d'un cylindre métallique dans lequel tourne une masselotte excentrée. Cette masse est mise en rotation par l'intermédiaire d'un système mécanique, pneumatique ou électrique. Une aiguille vibrante mécanique (fig. 1) est équipée d'un flexible transmettant le mouvement d'un moteur (thermique ou électrique).

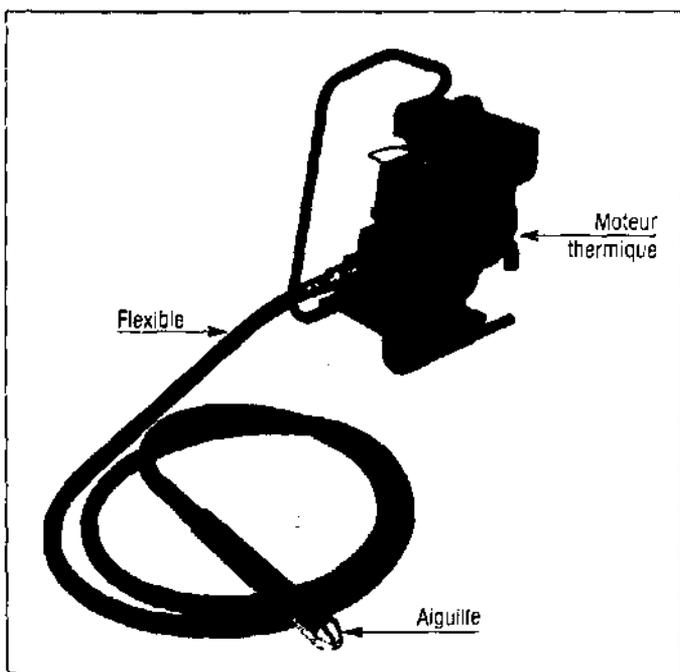


Fig. 1. Aiguille vibrante mécanique.

Dans un système pneumatique, un tuyau amène l'air comprimé jusqu'à l'aiguille.

Une aiguille électrique comprend un moteur électrique muni d'une masselotte incorporée à l'aiguille et relié par un câble à une source de courant (fig. 2).

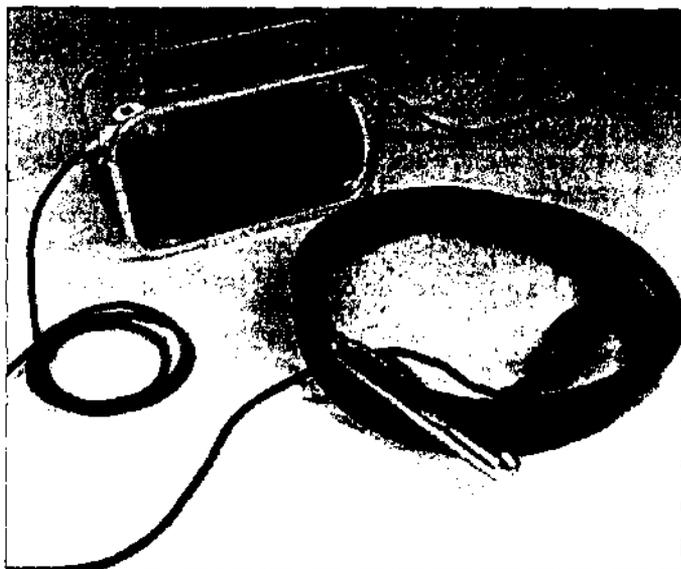


Fig. 2. Aiguille vibrante électrique.

L'aiguille vibrante étant plongée verticalement dans le béton frais, la vibration et le serrage du béton concernent un cylindre de béton dont le rayon est appelé rayon d'action de l'aiguille (fig. 3). Il dépend du diamètre de l'aiguille.

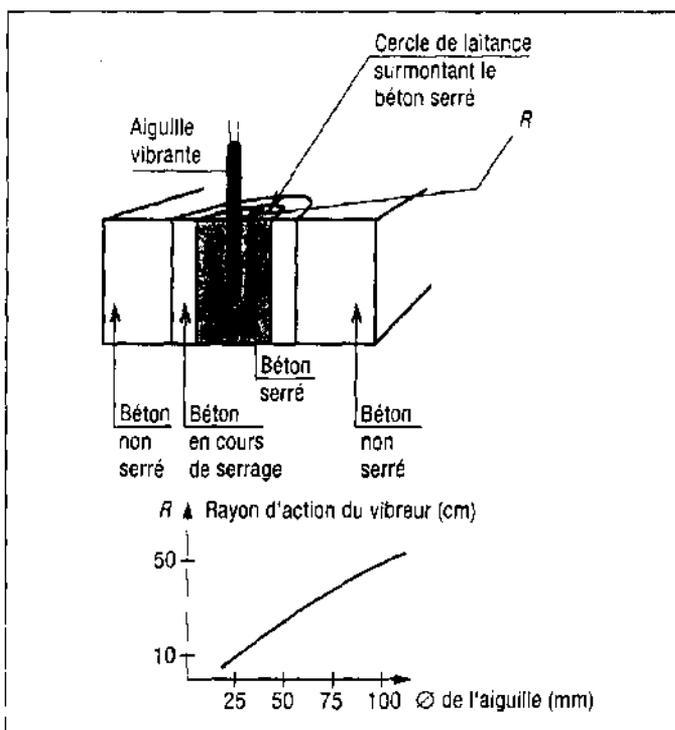


Fig. 3. Rayon d'action d'une aiguille vibrante.

Le temps de vibration optimal (tableau 1) correspond à la fin du dégagement des bulles et à l'apparition de la laitance en surface.

Temps de vibration	1 à 2 min	20 s	5 s	* (1)
Ouvrabilité du béton (NF R 18-451)	F (2)	P (2)	TP (2)	FI (2)

(1) pas de vibration, (2) voir signification page 121.

Tableau 1. Durée approximative de vibration à l'aiguille.

Une aiguille vibrante de diamètre 50 mm permet de mettre en place 2 à 3 m³ de béton par heure.

• **Recommandations :**

- La distance entre les points de vibration est donnée figure 4.
- Éviter de vibrer près de la peau du coffrage.
- Ne pas vibrer les armatures.
- Munir les armatures de cales (p. 166) pour éviter leur déplacement pendant la vibration.
- Épaisseur des couches de béton de 40 à 50 cm.
- Faire pénétrer le vibreur de 10 cm dans la couche inférieure.

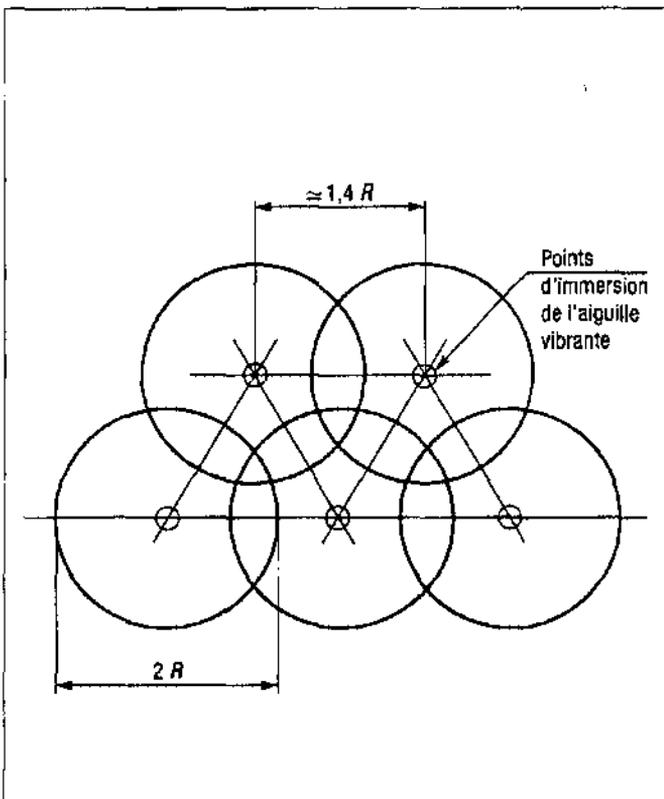


Fig. 4. Distance entre points de vibrations successifs.

1.2.2 Vibration externe

• **Vibration du coffrage**

Ces vibreurs, fixés aux coffrages, sont utilisés en préfabrication, ou sur le chantier pour des coffrages compliqués en complément de la vibration interne.

Ils sont le plus souvent constitués d'un axe et d'une masselotte excentrée. L'énergie de vibration est réglable en agissant sur la vitesse de rotation, entre 1 000 et 3 000 tours par minute, ou en modifiant l'excentrement des masselottes.

• **Vibration de surface**

Ces règles vibrantes (fig. 5), constituées d'un ou deux profilés métalliques rigides équipés d'un vibreur thermique, électrique ou pneumatique, servent à compacter le béton sur une épaisseur de 10 à 20 cm.

Ce matériel est utilisé pour les dalles (dallage, plancher, dalle de pont, etc.) réalisées en déplaçant la règle sur deux rails de niveau assurant la planéité.

On obtient des surfaces régulières et assez bien finies.

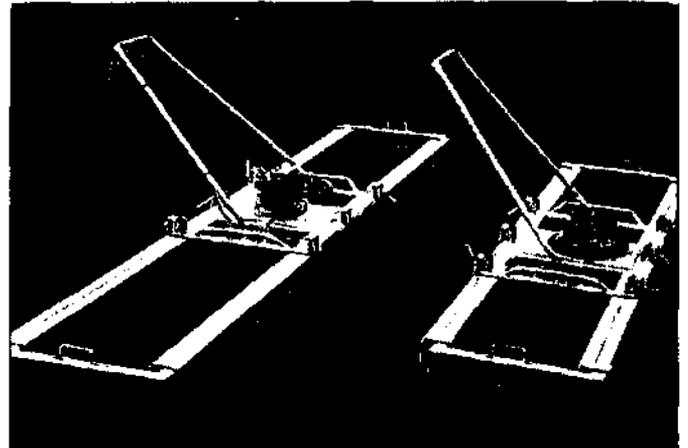


Fig. 5. Règles vibrantes.

1.2.3 Surfaçage et finition

On surface les dalles à l'aide d'une talocheuse (lisseuse rotative, truelle mécanique). Son poids est compris entre 60 et 80 daN. Cet appareil (fig. 6), constitué d'une hélice à 3 ou 4 pales, est entraîné par un moteur thermique ou électrique (70 à 110 tr/min).

L'appareil est mis en action quand le béton commence à faire prise. La laitance remonte et les pales referment les pores du béton. On obtient ainsi un excellent fini.

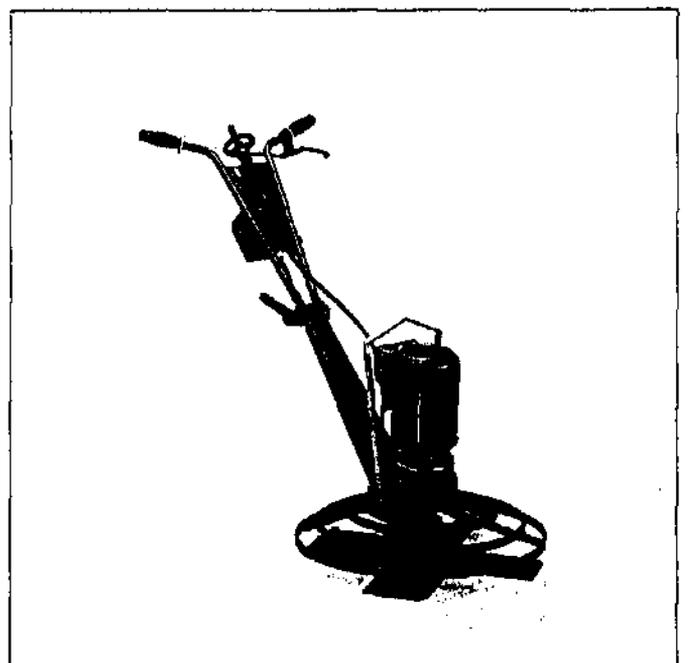


Fig. 6. Lisseuse rotative (hélicoptère).

2. CURE DU BÉTON

Dans le béton, une partie de l'eau est utilisée pour la réaction chimique, une autre partie est libre et va s'évaporer au cours du temps. Une déshydratation trop rapide des surfaces est néfaste.

Les zones non coffrées doivent être traitées rapidement après bétonnage, au moment où le béton perd son eau de ressuage. Les zones coffrées sont protégées par le coffrage, sauf si le décoffrage est effectué rapidement (8 à 48 heures), ce qui correspond alors au cas des surfaces non coffrées.

En règle générale, la cure s'impose pour toutes les surfaces soumises à des conditions ambiantes (température, vent et hygrométrie) susceptibles d'entraîner une dessiccation anormale du béton.

2.1 Méthodes de cure

2.1.1 Cure par réhumidification

Ce type de cure, à éviter en cas de gel, est réalisé par arrosage du béton ou réalisation d'un brouillard dans une enceinte enveloppant l'ouvrage, ou par mise en place de toiles perméables humidifiées en permanence.

2.1.2 Cure par protection imperméable

L'ouvrage est habillé de bâches étanches, ou bien le béton est recouvert d'un produit de cure : un film est réalisé par projection sur l'ouvrage.

2.2 Durée de cure (tableau 2)

Elle est fonction de l'atmosphère ambiante, donc de la température, du vent, de l'ensoleillement ainsi que du type de ciment mis en œuvre.

Ambiance (1)		Classe I		Classe II		Classe III	
Type (2) de durcissement	Rapide	0	1	1	2	1	2
	Moyen	1	2	2	4	4	8
	Lent	1	2	4	8	5	10

(1) Ambiance :

Classe I : béton à l'abri du soleil et du vent, humidité relative de l'air \geq à 80 %.

Classe II : autres cas que ceux visés dans les classes I et III.

Classe III : humidité relative de l'air $<$ à 50 % et, soit fort ensoleillement, soit vent fort (vitesse en régime soutenu \geq 30 km/heure).

(2) Durcissement des bétons (p. 105) :

Rapide : pour des ciments de classe 32,5 R, 42,5, 42,5 R, 52,5, 52,5 R.

Moyen : pour des ciments de classe 32,5.

Lent : pour des ciments CHF-CEM III/A ou B et CLK-CEM III/C.

☐ : $T > 10$ °C

☐ : 5 °C $\leq T \leq 10$ °C

Pour $T < 5$ °C, à défaut de protection isotherme, la cure est maintenue tant que $T < 5$ °C ; ensuite, se reporter au tableau.

Tableau 2. Durée de cure en jours.

Échafaudages

LOI 91-1414 (31/12/91), DÉCRETS 92-765 À 768 (29/07/92), 93-408 (11/01/93), CNAM R 279, NF P 93-501 & -502, NF ÉCHAFAUDAGES

1. PRINCIPAUX TYPES D'ÉCHAFAUDAGES

Un échafaudage est une construction provisoire en bois ou en métal servant de poste de travail en hauteur, de plateforme de stockage, d'étalement et de moyen d'accès.

Il s'agit d'une structure temporaire caractérisée par un montage et un démontage aisés et rapides, ainsi qu'un stockage et un transport faciles.

- L'échafaudage de sécurité assure la protection collective contre les chutes (p. 215).
- L'échafaudage d'étalement (p. 186) supporte les coffrages, et/ou les éléments préfabriqués en béton, acier, etc., avant fixation définitive, le personnel et le matériel.
- L'échafaudage de service permet l'accès des travailleurs aux différents points de l'ouvrage où ils doivent intervenir, ainsi que le stockage des matériaux et outils nécessaires à cette intervention.

Un échafaudage de service peut être :

- fixé à la façade : reposant sur le sol (fig. 1a) ou construit en encorbellement sur des consoles (fig. 1b) ;
- roulant : se déplaçant sur un plan horizontal (p. 147) ;
- volant : se déplaçant verticalement ou verticalement et horizontalement (p. 148).

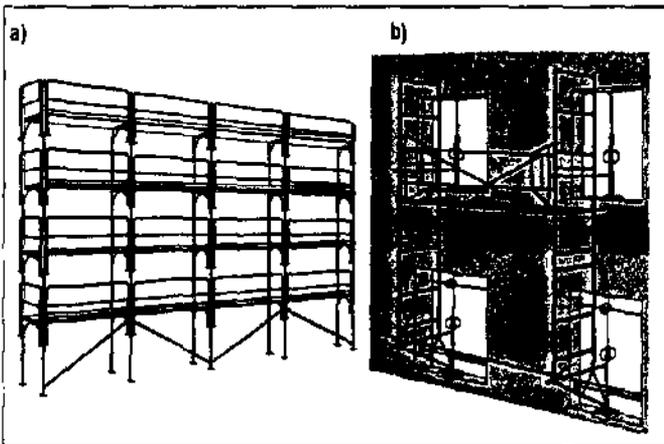


Fig. 1. Échafaudages de service.

2. ÉCHAFAUDAGES PRÉFABRIQUÉS FIXES (SOLIDAIRES DE LA FAÇADE)

2.1 Généralités

2.1.1 Analyse des besoins

Pendant la préparation du chantier, il est indispensable d'analyser les besoins de l'utilisateur :

- À quels types de travaux va servir l'échafaudage ?
- Par combien de personnes sera-t-il utilisé ?
- Sera-t-il employé pour le stockage des matériaux ?
- Quelle est la géométrie de l'ouvrage à épouser ?
- Y a-t-il des contraintes particulières (entrées d'immeubles, de garages, ou de commerces) ?
- À quelle distance du mur doit-on placer l'échafaudage ?

- Comment se comportera le sol sur lequel s'appuie l'échafaudage (portance du sol) ?
 - Comment va-t-on amarrer l'échafaudage ?
 - L'échafaudage sera-t-il bâché ?
 - Quelle est l'exposition au vent sur le lieu d'utilisation ?
- Il faut réaliser des plans (élévation et vue en plan) du montage, même s'ils ne sont obligatoires que pour des hauteurs supérieures à 31 m.

L'entreprise doit utiliser des matériels de qualité tels que ceux disposant de certificats de qualification, illustrés par la figure 2.



CERTIFICAT DE QUALIFICATION

CE CERTIFICAT GARANTIT LES QUALITÉS DE CET ÉCHAFAUDAGE
SUIVANT LA NORME EUROPÉENNE ND 1000
LES NORMES FRANÇAISES P. 93 501 ET P. 93 502

AFNOR
Association Française de
Normalisation
Tour Europe 1000 7
93501 Paris La Defense

Le matériel d'échafaudage
CRAB est revêtu de
l'estampille de la marque
NF ÉCHAFAUDAGES.
délivrée par l'AFNOR.
Sa fabrication a été
contrôlée par le CEBTP,
laboratoire de la marque

CEBTP
Centre Experimental de
Recherches et d'études du
Bâtiment et des Travaux
Publics
B.P. 37 - Domaine Saint Paul
78470 Saint-Paul, les Chênes

crab 25

GALVANISÉ À CHAUD

**Échafaudage multiniveau, multidirectionnel
à Clavetage Rapide Auto-Basculant**

Mailles	Travées
0,70 m et 1,00 m	0,70 m à 3,00 m

CHARGES ADMISSIBLES

Plancher PANACIER	classe 4	300 daN/m ²
Plancher PANATRAP	classe 3	200 daN/m ²
Amarrages	550 daN > 300 daN	
Appuis	1800 daN	
Accès	300 daN / marche-échelle	

CODE PRODUIT

Fixe	Variable
NF 03 TJ 25 P	- 93 44 A

Logo AFNOR

Numéro d'agrément

Référence usine

Famille

Type préfabriqué

Lot de 300 pièces
contrôlées usine

Semaine de lancement

Année de lancement

Fig. 2. Exemple de certificat de qualification (doc. Entrepose échafaudages).

Au cours du chantier, l'échafaudage nécessite des vérifications périodiques et notamment les liaisons, les ancrages et les appuis.

2.1.2 Protection des travailleurs contre les chutes

Les échafaudages sont munis de garde-corps (fig. 3) préfabriqués ou confectionnés sur place à l'aide de tubes et de colliers. Ils doivent correspondre aux spécifications du décret du 8 janvier 1965 (art. 115) et de l'arrêté du 30 novembre 1990 :

- **Côté extérieur** : les planchers de travail doivent être munis, y compris aux extrémités, de deux lisses et d'une plinthe.
- **Côté intérieur** : trois cas sont possibles selon la distance D entre le mur de façade et le plancher de travail :
 - à moins de 20 cm de la façade : pas de protection particulière,
 - entre 20 et 40 cm de la façade : un garde-corps doit être placé à une hauteur comprise entre 70 et 90 cm au-dessus du plancher,
 - au-delà de 40 cm : même protection que côté extérieur.

Les autres textes, à consulter, en ce qui concerne la sécurité sont :

- La loi 91-1414 du 31/12/91.
- Les décrets 92-765 à 768 du 29/07/92.
- Les décrets 93-40 et 93-41 du 11/01/93.

2.1.3 Terminologie (NF HD 1 000) ; figure 4

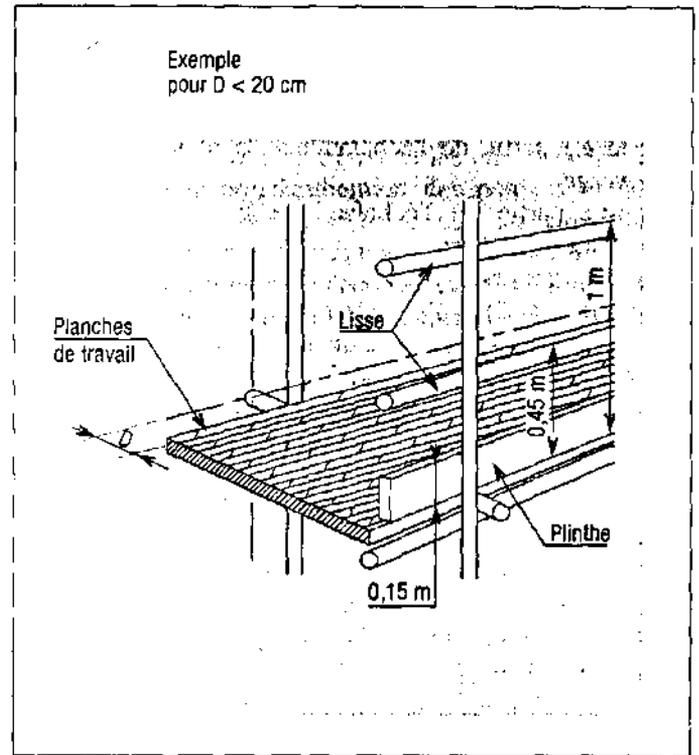


Fig. 3. Protection des travailleurs contre les chutes.

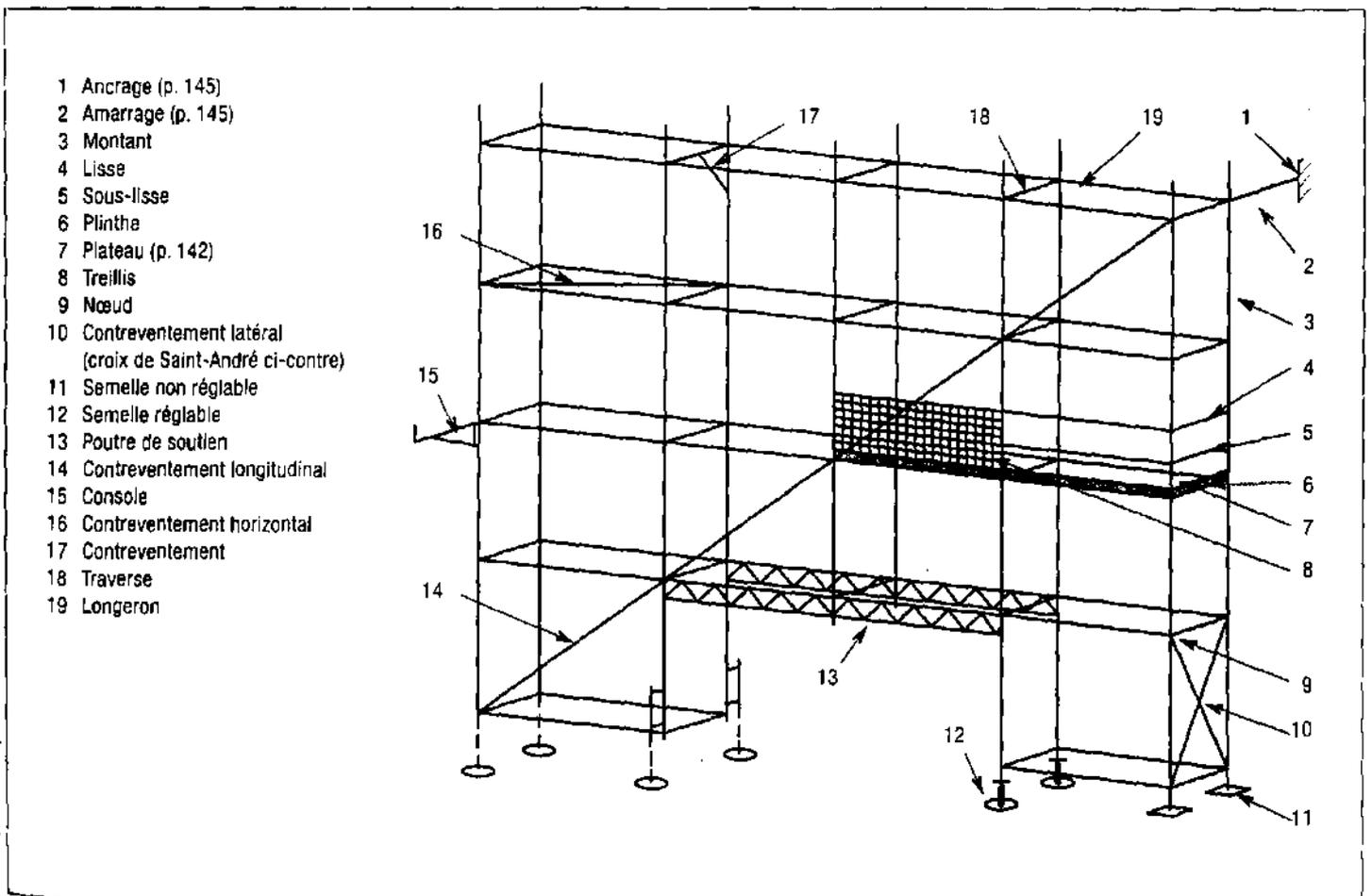


Fig. 4. Identification des différents éléments pouvant appartenir à un échafaudage en éléments préfabriqués.

- **Ancrage (1)** : ensemble de pièces solidaires de l'ouvrage sur lequel s'accroche l'amarrage (p. 145).
- **Amarrage (2)** : dispositif reliant un échafaudage à une construction existante (p. 145).
- **Arrière** : partie de l'échafaudage la plus éloignée de l'ouvrage.
- **Avant** : partie de l'échafaudage la plus proche de l'ouvrage.
- **Boulin** : traverse.
- **Console (15)** : élément ou ensemble d'éléments, destiné à constituer un plancher de circulation ou de stockage en porte à faux de l'échafaudage (p. 147).
- **Contreventement (10, 14, 16, 17)** : tubes mis en place pour limiter la déformation de l'échafaudage et reprendre les efforts horizontaux. Le contreventement, le plus souvent obtenu par triangulation, donne sa rigidité à l'échafaudage (p. 141).
- **Croix de Saint-André (10)** : éléments disposés en croix dans un même plan vertical de l'échafaudage, destinés à assurer le contreventement (p. 141).
- **Diagonale** : voir contreventement.
- **Garde-corps (p. 139)**.
- **Lisse (4), sous-lisse (5), longeron (19), traverse (18)** : éléments horizontaux reliant entre eux les montants.
- **Maille (travée)** : ouverture entre deux montants (ou poteaux) consécutifs, parallèle à la façade.
- **Montant (3)** : élément vertical d'un échafaudage.
- **Nœud (9)** : point où concourent deux ou plusieurs éléments longilignes. Par extension, ce terme désigne aussi l'élément de liaison.
- **Plancher (7) ou plateau** : surface de travail ou de stockage.
- **Platine ou semelle (11, 12)** : plaque rigide permettant de répartir la charge du poteau sur une plus grande surface d'appui (p. 145).
- **Plinthe (6)** : élément de protection installé en rive de plancher, appelé aussi parfois garde-pied.
- **Porte-planche** : support intermédiaire destiné à réduire la portée des planches.
- **Poteau** : montant prenant appui sur le sol.
- **Poutre de soutien (13)** : élément préfabriqué ou non, destiné à résister à des charges sur des longueurs supérieures à la maille.
- **Semelle réglable (12)** : platine de pied munie de vis et écrous permettant le réglage en hauteur des montants.
- **Trame** : espace entre deux niveaux.
- **Vérin** : élément servant à la mise à niveau des poteaux (p. 144). On les utilise aussi en ancrage pour bloquer un tube entre les tableaux d'une fenêtre (p. 145).

2.2 Conception générale

Après avoir déterminé les actions mécaniques agissant sur un échafaudage, on vérifie la stabilité de l'ouvrage. On peut alors dimensionner les montants verticaux. Comme pour toute structure spatiale, on met en place des dispositifs assurant le contreventement.

2.2.1 Actions mécaniques sur un échafaudage

- **Poids propre (ordre de grandeur) (tableau 1)**

Élément	Structure	Plancher	Bâche
Poids propre kN/m ²	0,1 (1)	0,12	0,03

(1) en kN par m² de façade

Tableau 1. Poids propre d'un échafaudage.

- **Charge d'exploitation (NF HD 1 000) (tableau 2)**

Type de travaux	Classe	Charge d'exploitation en kN/m ²
Contrôle et travaux avec outils légers sans stockage	1	0,75
Travaux d'inspection et opérations qui n'impliquent pas de stockage de matériaux, sauf ceux immédiatement nécessaires (par exemple peinture, ravalement, travaux d'étanchéité, plâtrage)	2	1,5
	3	2
Travaux de briquetage, bétonnage, plâtrage	4	3
	5	4,5
Travaux de maçonnerie lourde et gros stockage de matériaux	6	6

Tableau 2. Charges d'exploitation sur les planchers des échafaudages de service en éléments préfabriqués.

- **Les efforts horizontaux dus au vent peuvent être calculés en utilisant les pressions obtenues à l'aide des règles Neige 96 et Vent 65 (AFNOR DTU P 06-002) ou de l'Eurocode 1.**

Ces actions sont détaillées dans le *Précis de Structures de Génie Civil*, AFNOR-Nathan.

Cette pression s'applique sur la surface projetée de l'échafaudage et varie en fonction de la hauteur (fig. 5).

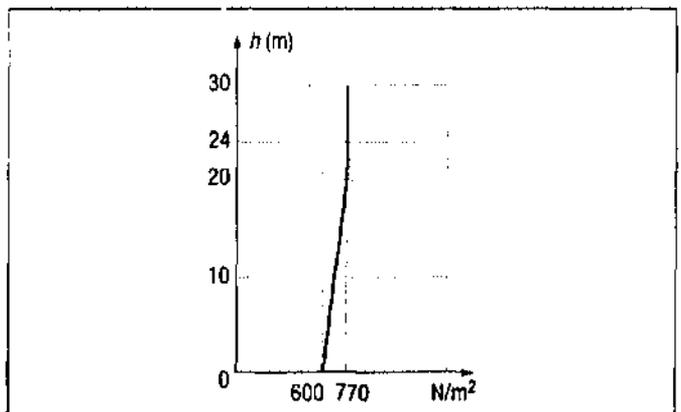


Fig. 5. Pression du vent en fonction de la hauteur au-dessus du niveau du sol.

2.2.2 Stabilité globale d'un échafaudage

La stabilité globale d'un échafaudage doit être vérifiée en envisageant que le vent souffle selon deux directions. On suppose que l'échafaudage est un solide indéformable au sens de la statique.

• **Vent perpendiculaire à la façade (fig. 6) F_n**

Cet effort F_n provoquerait un basculement de l'échafaudage s'il n'y avait pas de liaisons avec la façade. Les ancrages et les amarres seront étudiés pour reprendre ces efforts, ainsi que ceux dus aux irrégularités de montage.

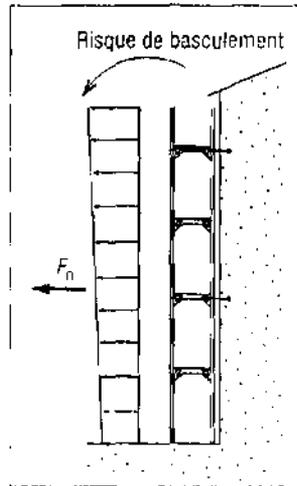


Fig. 6. Vent perpendiculaire à la façade.

• **Vent parallèle à la façade (fig. 7 et 8) F_p**

Deux effets distincts sont à envisager :

- Un glissement possible des semelles de l'échafaudage sur le sol (fig. 7). En adoptant un coefficient de sécurité de 1,5, on arrive aux relations suivantes :

$$F_t > 1,5 \times F_p \quad \text{avec } F_t = 0,5 P$$

(0,5 est la valeur du coefficient d'adhérence semelle sur sol).

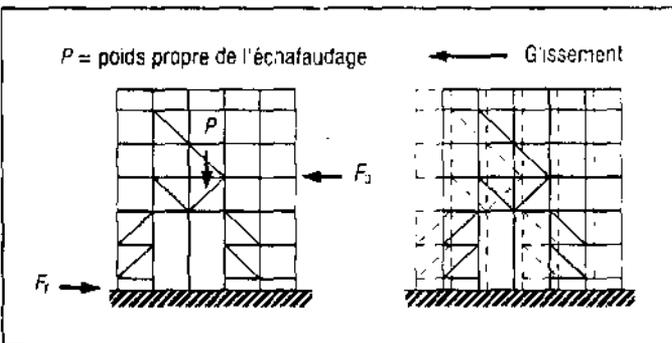


Fig. 7. Vent parallèle à la façade : glissement.

- Un risque de basculement autour du point O (fig. 8).

$$\begin{aligned} &Mt \text{ stabilisateur} > 1,5 \times Mt \text{ de renversement} \\ &\text{avec } Mt \text{ stabilisateur} = P \times h \\ &\text{et } Mt \text{ de renversement} = F_p \times v \end{aligned}$$

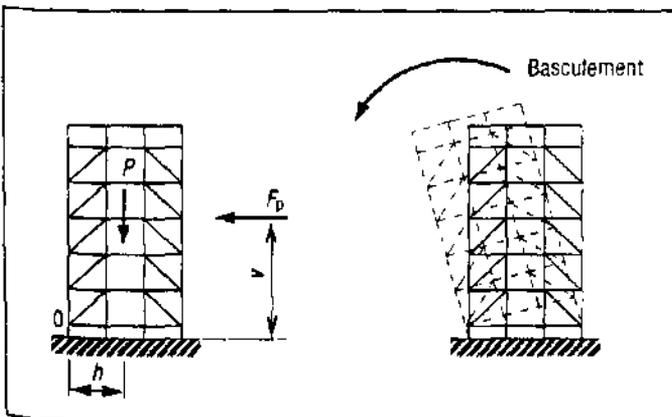


Fig. 8. Vent parallèle à la façade : basculement.

Lorsque les relations ci-dessus ne sont pas vérifiées, on doit prévoir des systèmes de blocage des socles et un haubanage, et augmenter le poids de l'échafaudage avec des lest.

2.2.3 Reprise des efforts verticaux

Chaque montant vertical transmet les efforts jusqu'au sol. Pour vérifier le non-flambement des poteaux et la contrainte sous les semelles, on étudie les trois cas de chargements donnés dans la norme NF P 93-502 :

- cas 1 : poids propre de l'échafaudage + charge d'exploitation totale sur le plancher supérieur + demi-charge d'exploitation sur le plancher immédiatement inférieur,
- cas 2 : idem cas 1 + effort du vent en service,
- cas 3 : poids propre de l'échafaudage + demi-charge d'exploitation sur le plancher supérieur + effort du vent hors service.

Remarque : Les échafaudages préfabriqués, marqués NF, sont stables pour une hauteur inférieure ou égale à 30 m.

2.2.4 Contreventement des échafaudages

Les dispositifs de contreventement ont pour objectif de rigidifier la structure et de limiter les déformations (Précis de structures de Génie Civil AFNOR-Nathan : chapitre Distribution des charges). L'échafaudage étant une structure spatiale, on doit avoir un contreventement suivant trois plans (p. 139).

Le contreventement de la façade est souvent réalisé à l'aide de tubes placés en diagonale, qui doivent converger aux nœuds. Leur longueur (entre deux points de liaisons) ne doit jamais dépasser 80 fois leur diamètre (pour un tube de diamètre 48,3 mm, on prendra une longueur maximale de 3,60 m).

On est alors conduit à des solutions semblables à celles décrites figure 9. Les deux travées d'extrémité sont contreventées en opposition et on limite le nombre de travées consécutives non contreventées à 3 ou 4. Les travées intérieures contreventées servent principalement à diminuer les jeux possibles de la structure.

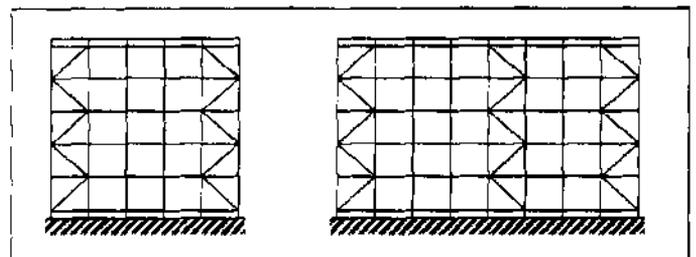


Fig. 9. Contreventement : exemples de solutions avec croix de Saint-André.

2.3 Échafaudages en tubes et colliers (NF A 49-500, -502 & -580)

Ils sont constitués de tubes en aciers, de nuance Fe E 235, assemblés entre eux par des pièces de liaisons (colliers ou raccords).

- Les tubes utilisés sont de section circulaire et d'une masse maximale de 25 kg. Ils sont soudés par rapprochement (\varnothing 48,3 mm, épaisseur 3,2 ou 4 mm pour les plus courants) et protégés de la corrosion par peinture, galvanisation ou encore par électrozingage.

On peut prolonger les tubes grâce à un goujon (fig. 10) :

- seul, si l'effort transmis est uniquement en compression,
- avec un collier supplémentaire, s'il y a possibilité de traction.

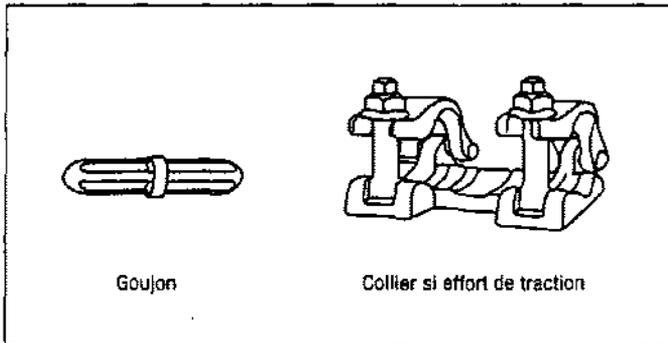


Fig. 10. Système de prolongement des tubes.

• Les colliers ou raccords :

- à boulons (2 ou 4 boulons) en acier moulé ou forgé (fig. 11),

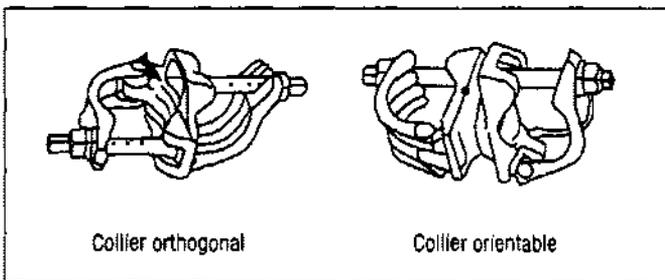


Fig. 11. Colliers à boulons.

- ou bien encore à clavettes imperdables (fig. 12).

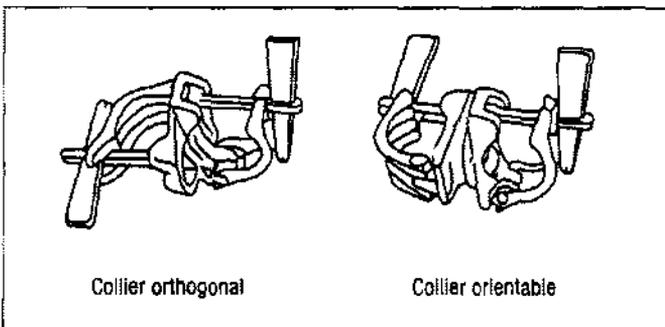


Fig. 12. Colliers à clavettes.

Le serrage doit assurer le non-glissement des tubes et ne doit pas introduire de déformations des éléments.

Remarque : Pour les colliers à boulons, le couple de serrage est de l'ordre de 40 à 70 m.N. Une clef dynamométrique doit être conservée en permanence sur le chantier pour effectuer et/ou contrôler le serrage.

• Les planchers de travail (fig. 13) sont le plus souvent en planches séparées (épaisseur 40 mm minimum, parfois 50). Ils sont étudiés de façon à supporter les charges d'exploitation de l'échafaudage (le minimum étant de 1,8 kN/m² uniformément répartie et 0,9 kN de charge concentrée). La contrainte normale maximale en flexion des planches peut être prise égale à 7,5 MPa.

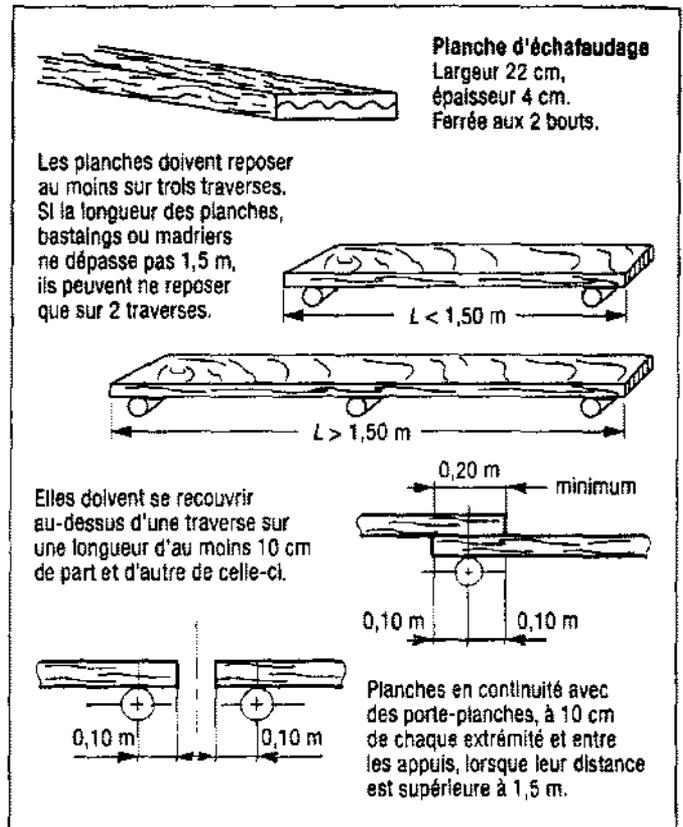


Fig. 13. Planchers de travail

2.4 Échafaudages à cadres préfabriqués (fig. 14)

On utilise des éléments préfabriqués bidimensionnels appelés cadres.

Ils sont constitués de tubes, en acier ou aluminium (\varnothing 48,3 mm épaisseur 3,2 ou 4 mm), soudés entre eux en usine.

Les cadres remplacent les montants et les traverses et contribuent au contreventement.

Ils sont prévus pour recevoir des planchers complets, des garde-corps préfabriqués et des éléments assurant le contreventement. Ils s'emboîtent les uns dans les autres et sont retenus par des clavettes ou goupilles.

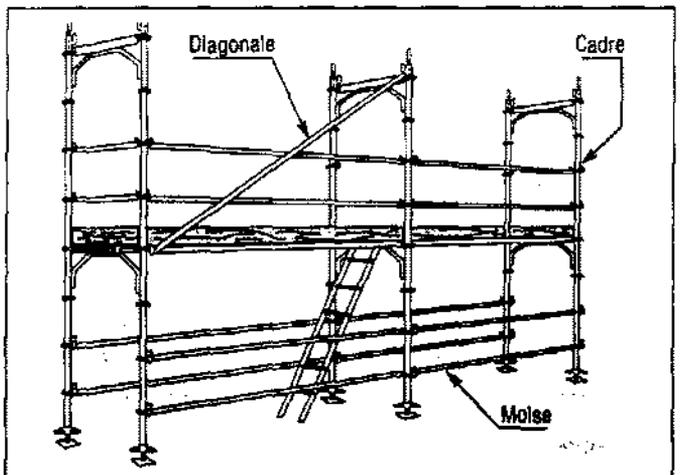


Fig. 14. Vue générale d'un échafaudage à cadres préfabriqués.

Les fabricants proposent des systèmes complets permettant de nombreuses possibilités.

Remarque : Pour des problèmes de compatibilité, on évitera d'utiliser des éléments de fabrications différentes.

Les systèmes comprennent ainsi :

- des cadres et des consoles permettant d'augmenter la surface de plancher et/ou de s'adapter aux saillies et retraits de la façade (fig. 15) ;

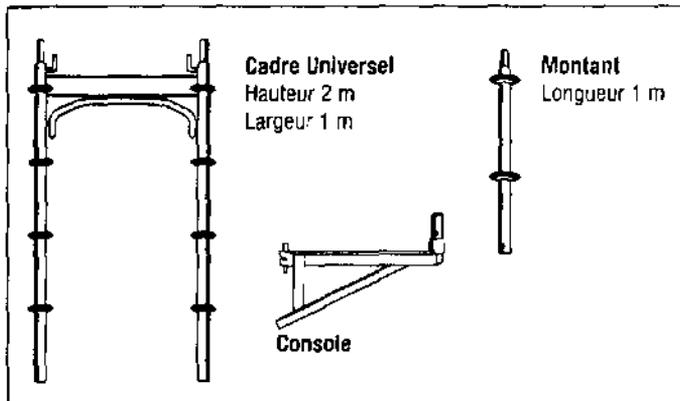


Fig. 15. Cadre, console et montant.

- des garde-corps (participant ou non au contreventement) réalisés à l'aide de moises (fig. 16) ;

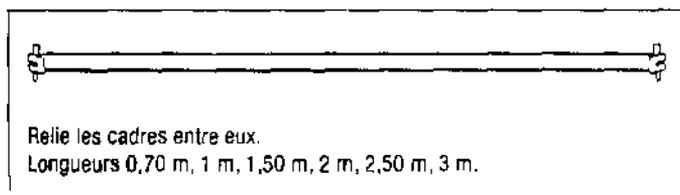


Fig. 16. Moise.

- des planchers, avec ou sans plinthe (fig. 17) : les planchers (fig. 17) sont le plus souvent constitués de plateaux préfabriqués adaptés dimensionnellement, ils peuvent participer au contreventement de l'échafaudage dans le plan horizontal.

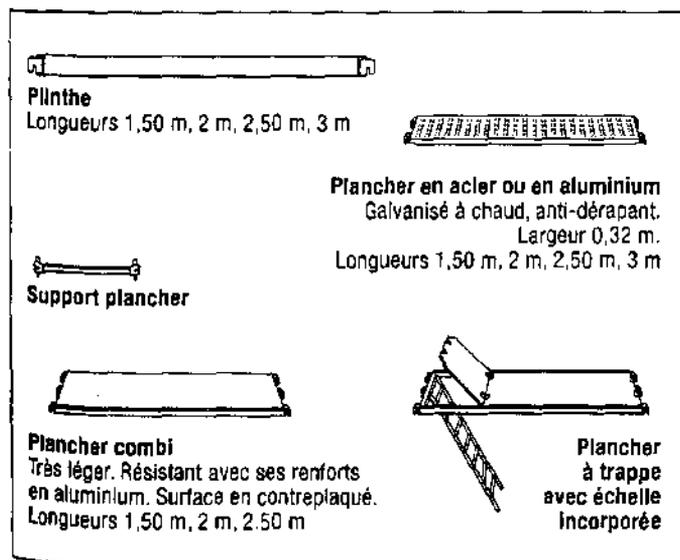


Fig. 17. Plancher d'échafaudage à cadres préfabriqués.

- des systèmes d'appuis réglables, divers éléments de contreventement (plan vertical), des éléments de liaison avec la façade (fig. 18) ;

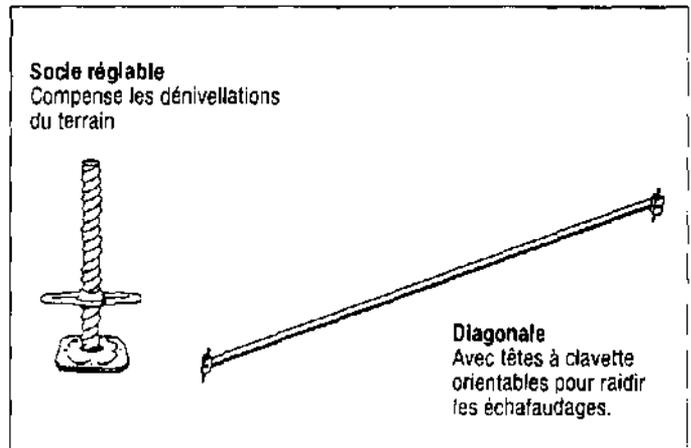


Fig. 18. Socle réglable et diagonale de contreventement.

- des poutres de franchissement d'obstacles (fig. 19) ;

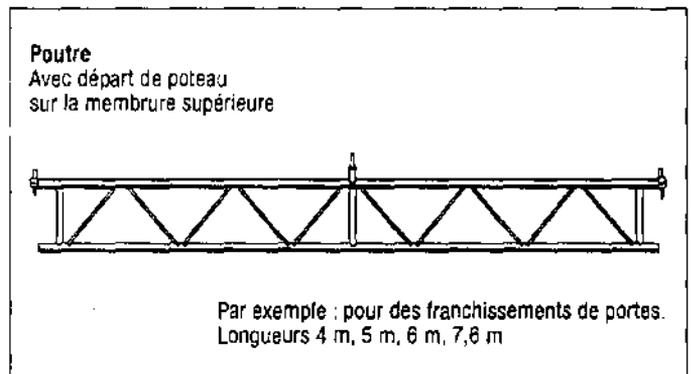


Fig. 19. Poutre de franchissement.

Nota : Certains types d'échafaudages à cadres préfabriqués sont conçus pour être montés en toute sécurité. Dans ce cas, le monteur peut placer un garde-corps déplaçable, ou intégré à la structure à partir de l'étage inférieur avant de monter le plancher du niveau supérieur.

Dans les autres cas, le personnel chargé du montage doit être équipé d'un Équipement de Protection Individuelle (EPI : page 211) type harnais, ou dispositif antichute à enrouleur, à fixer en partie haute de la construction.

2.5 Échafaudage à éléments modulaires ou linéaires (échafaudage universel)

Cette dernière génération d'échafaudages associe la souplesse des systèmes à tubes et colliers et la facilité de mise en œuvre des échafaudages à cadres préfabriqués.

Le système utilise des tubes en acier galvanisé ou en aluminium (diamètre 48,3 mm ; épaisseur 3,2 ou 4 mm).

Ce système polyvalent peut s'adapter à de nombreuses situations grâce à l'utilisation de quatre éléments de base.

• **Élément 1 :** les montants verticaux (fig. 20), superposables par emboîtement, comportent des attaches soudées à distance fixe.

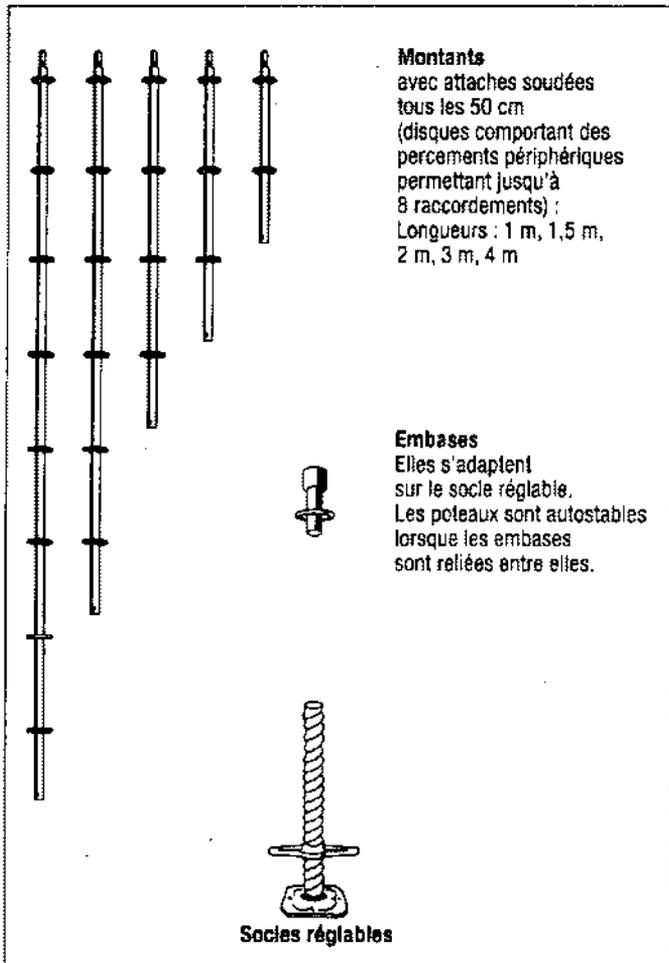


Fig. 20. Montants verticaux.

- **Élément 2** : les traverses (porte-planche ou support de plancher) et longerons (fig. 21) possèdent à leurs extrémités des pièces de liaisons permettant la fixation des montants sur les attaches.



Fig. 21. Traverses (moises).

- **Élément 3** : les diagonales (fig. 22), conçues suivant le même principe que les traverses et longerons, assurent le contreventement vertical (et horizontal si le plancher est constitué de planches).

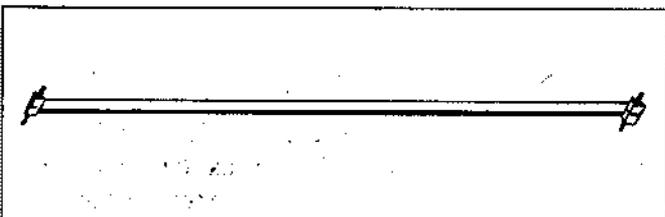


Fig. 22. Diagonales.

- **Élément 4** : les planchers autoportants (fig. 23) assurent le contreventement horizontal.

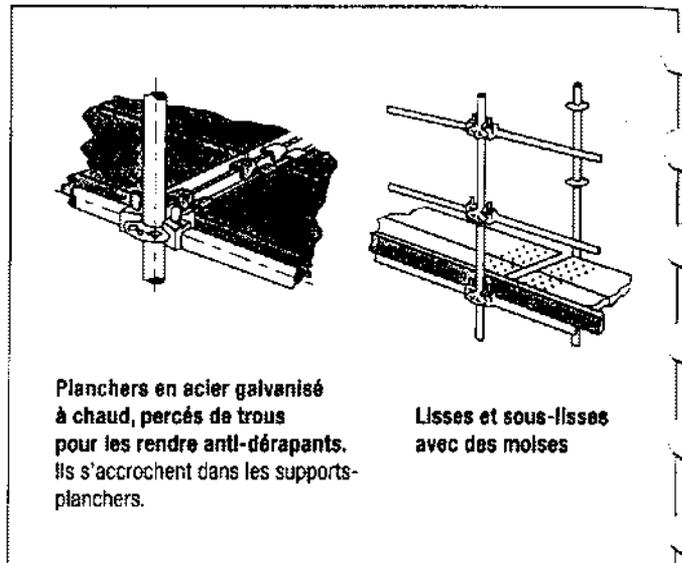


Fig. 23. Planchers autoportants.

- D'autres accessoires, permettant de résoudre des cas particuliers, sont proposés par les fabricants. Le principe de montage est présenté figure 24.

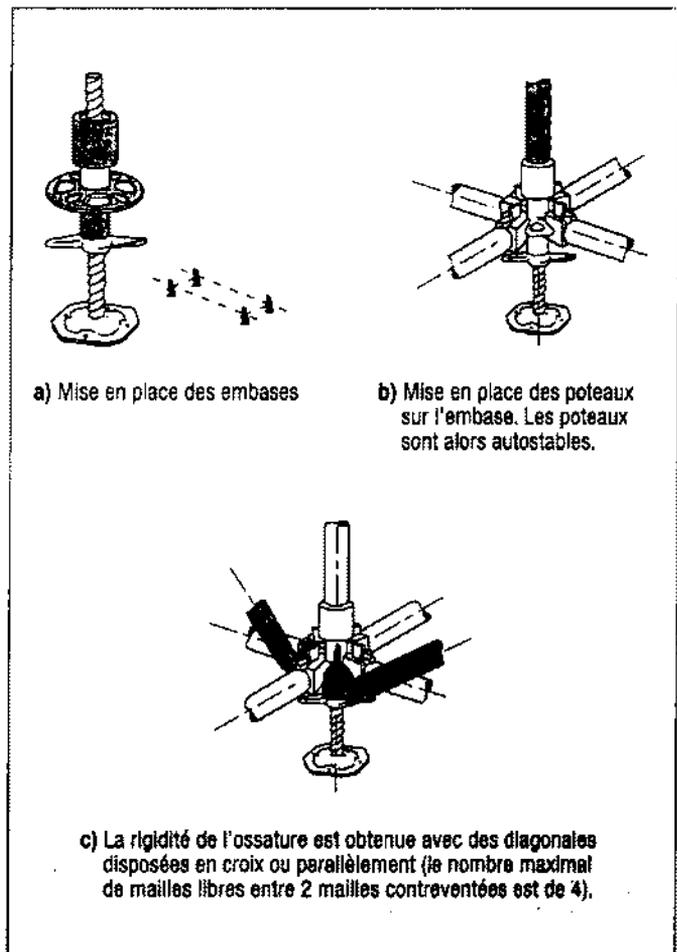


Fig. 24. Mise en place de l'embase sur le socle.

Les dimensions courantes d'une maille sont les suivantes :

- hauteur libre minimale entre planchers : 1,90 m,
- hauteur libre minimale de circulation : 1,80 m,
- largeur minimale de circulation : 0,60 m,
- portée d'une travée : entre 1 et 3,60 m,
- les montants verticaux doivent être (comme pour les échafaudages du type tubes et colliers) reliés tous les 2 m dans deux directions perpendiculaires (un nœud environ tous les 2 m).

2.5 Points d'appuis des échafaudages

2.5.1 Appuis sur le sol

Les fabricants proposent des semelles dont les dimensions minimales sont les suivantes : surface (S) (140 cm²), plus petite dimension (100 mm) et épaisseur (5 mm).

Les efforts verticaux P_u transmis au terrain sont déterminés en effectuant une descente de charge verticale (dans le cas de charge 1, voir page 141).

Lorsque la contrainte sous la semelle est supérieure à la contrainte de calcul du sol q , on augmente la surface S en contact avec le terrain (fig. 25) soit en interposant des cales en bois (bastaing ou madrier), soit en doublant les cales qu'on coiffe ensuite d'une cale complémentaire (fig. 25), afin d'obtenir :

$$\frac{P_u}{S} \leq q$$

L'utilisation de corps creux (brique ou parpaing) pour effectuer ce calage est strictement proscrite.

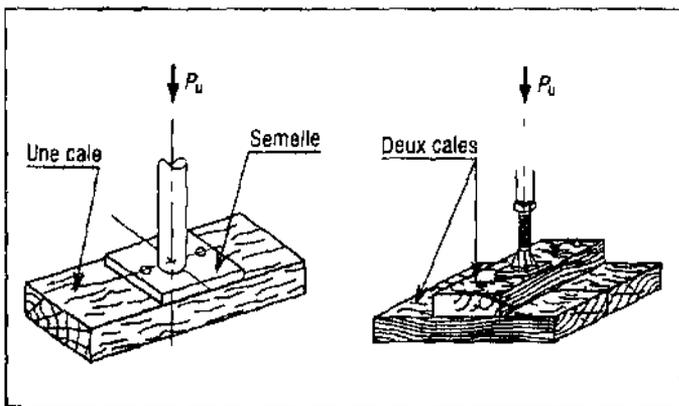


Fig. 25. Appuis des semelles sur le sol.

2.5.2 Ancrage sur la façade

Un échafaudage est considéré comme autostable quand sa hauteur est inférieure à quatre fois sa largeur. Au-delà, il faut le lier à la façade. La fixation sur la façade doit reprendre un effort horizontal minimal de 3 kN.

• Des calculs classiques de reprise d'efforts horizontaux dus au vent et aux imperfections de montage conduisent à préconiser les valeurs suivantes (fig. 26) :

- pour un échafaudage complètement bâché, une amarre pour 10 à 12 m² de façade,
- pour un échafaudage non bâché, une amarre pour 24 à 25 m².

Remarque : Tous les montants doivent être amarrés (on conseille 8 m entre deux amarres sur un même montant).

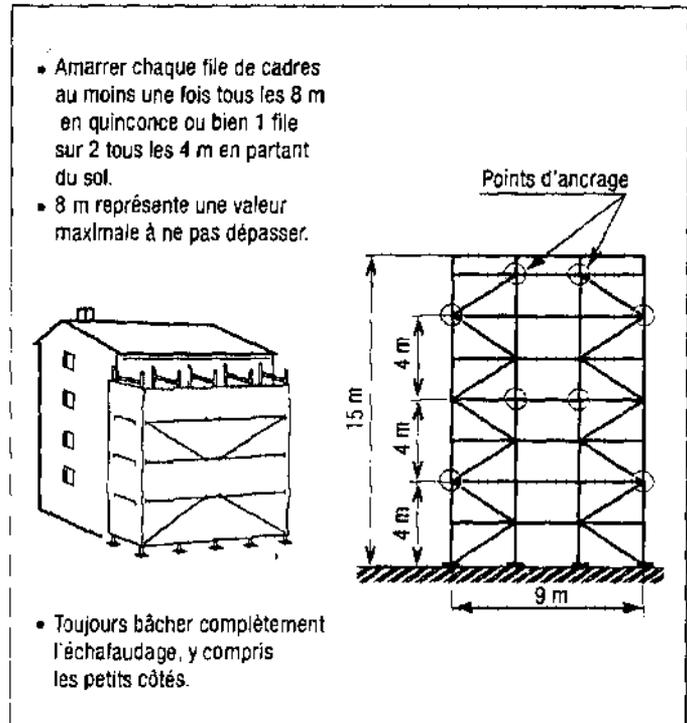


Fig. 26. Disposition des amarres.

• La méthode classique (fig. 27) consiste à utiliser les ouvertures de la façade pour y veriner, à l'horizontale, un étréssillon (ou étançon) pris entre deux cales de contreplaqué. On y fixe ensuite, grâce à un collier, un tube d'ancrage s'accrochant dans l'échafaudage (sur un montant, une traverse ou un longeron, mais jamais à plus de 200 mm d'un nœud). L'effort horizontal repris par ce type d'ancrage est de l'ordre de 5 kN (valeur d'utilisation).

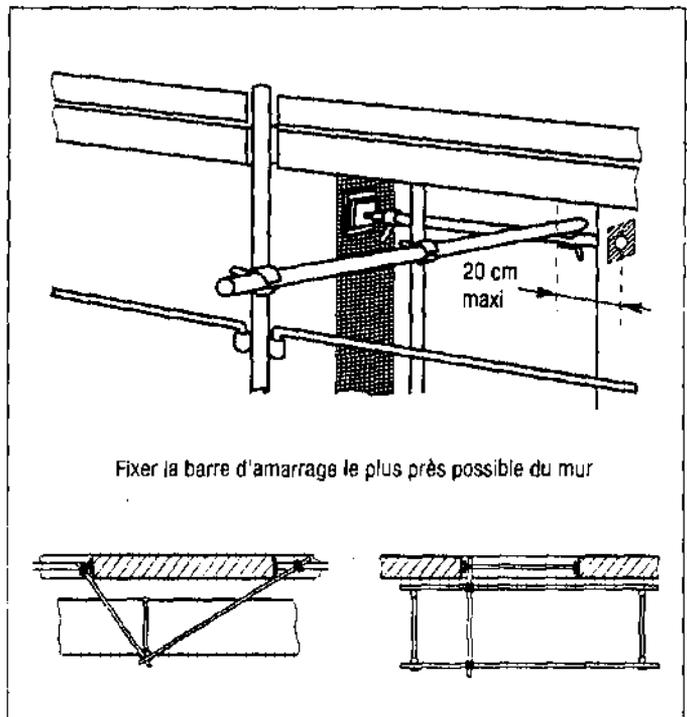


Fig. 27. Ancrage à l'aide d'étréssillon.

- Une méthode (fig. 28), permettant de se fixer sur une façade sans ouverture, se développe actuellement. Elle consiste à placer des chevilles métalliques à expansion dans le voile de façade (mur plein et résistant) et y placer des vis (\varnothing 12 à 14 mm) munies d'un anneau fermé qui servira ensuite de point de fixation de l'amarre. Ces trous sont ensuite rebouchés à la résine ou au mortier. L'effort horizontal repris par ce type d'ancrage est de l'ordre de 6 kN (valeur de rupture > 15 kN).

Remarque : Cette technique permet un positionnement optimal des points d'ancrage, mais elle est souvent peu appréciée car elle touche à l'intégrité de la façade.

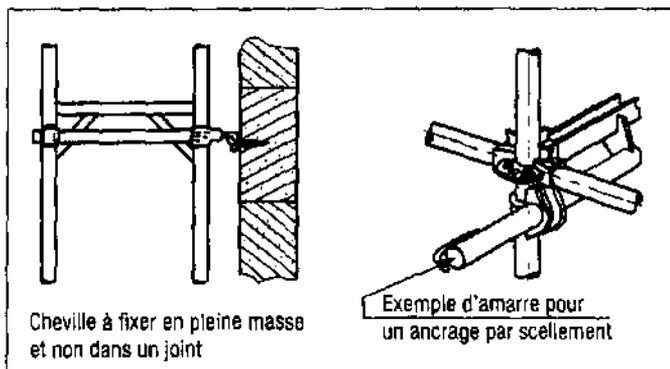


Fig. 28. Ancrage par scellement.

2.7 Points particuliers d'un échafaudage

2.7.1 Accès

L'accès au plancher de l'échafaudage peut se faire par le bâtiment, par des échelles verticales ou inclinées situées à l'intérieur de l'échafaudage (fig. 29), ou bien par des escaliers incorporés dans les planchers de travail (ou accolés à l'extérieur) et protégés par des garde-corps d'un même type que celui des planchers de travail (fig. 29).

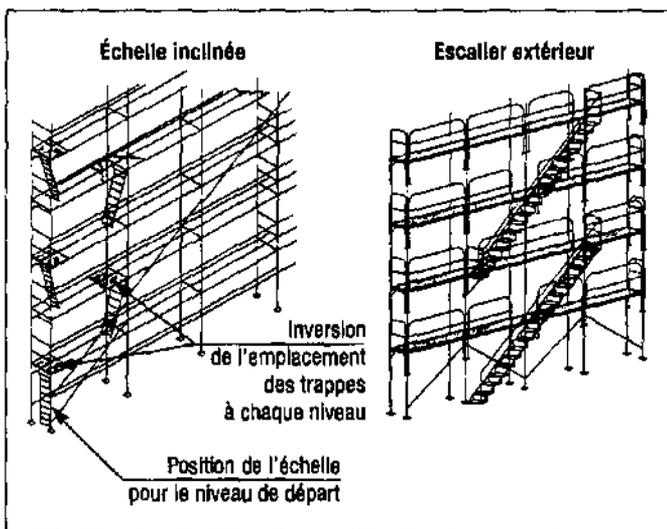


Fig. 29. Accès au plancher.

Dans le cas d'utilisation d'échelles intérieures, l'accès au plancher se fait par une trappe de $0,50 \times 0,50$ m minimum se refermant automatiquement, ou par une trémie protégée par un portillon à fermeture automatique.

2.7.2 Protection des passants

C'est un point essentiel dans le cas d'un chantier sur rue. Pour améliorer la circulation sous l'échafaudage, il existe des cadres de départ plus larges afin de rendre possible le croisement des piétons (fig. 30).

Pour les protéger des chutes diverses, il faut aussi prévoir un bâchage complet de l'échafaudage ou placer des pare-gravois (fig. 31).

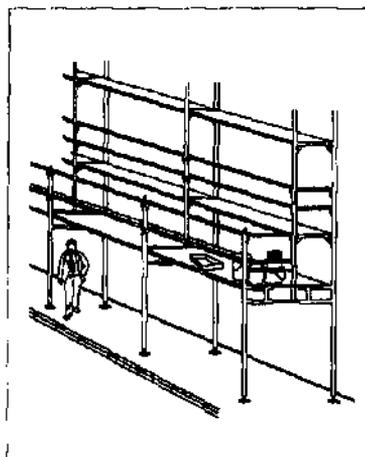


Fig. 30. Amélioration de la circulation des piétons.

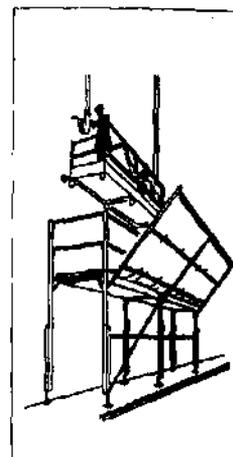


Fig. 31. Pare-gravois.

Ces pare-gravois peuvent être constitués de tubes inclinés sur lesquels on fixe des tôles d'acier, ou une bâche.

2.7.3 Franchissement important (Fig. 32)

Pour libérer un passage de gabarit important, il faut supprimer un ou plusieurs points d'appuis.

On utilise alors des poutres de soutien ou de passage (longueur : deux ou trois mailles d'échafaudage).

Il faudra vérifier de façon précise les montants situés de part et d'autre des poutres et la surface de leur appui.

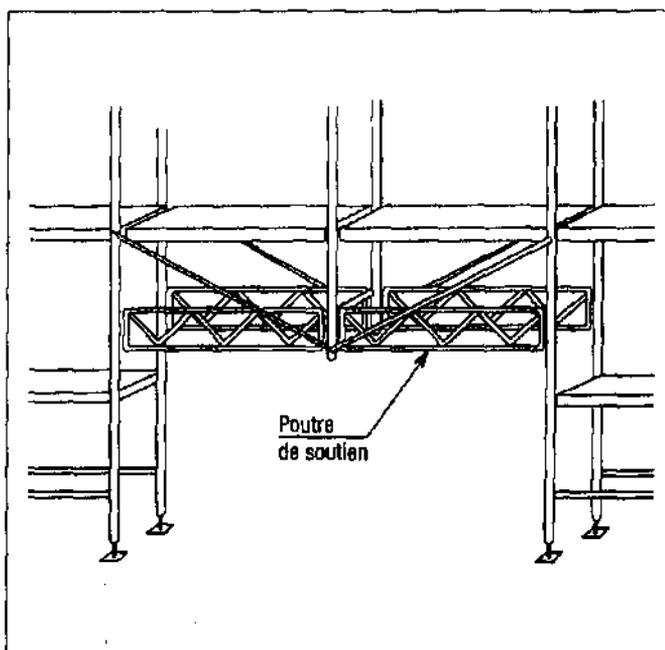


Fig. 32. Poutre de franchissement.

2.7.4 Points singuliers de la façade

• Façade en retrait ou en débord (fig. 33)

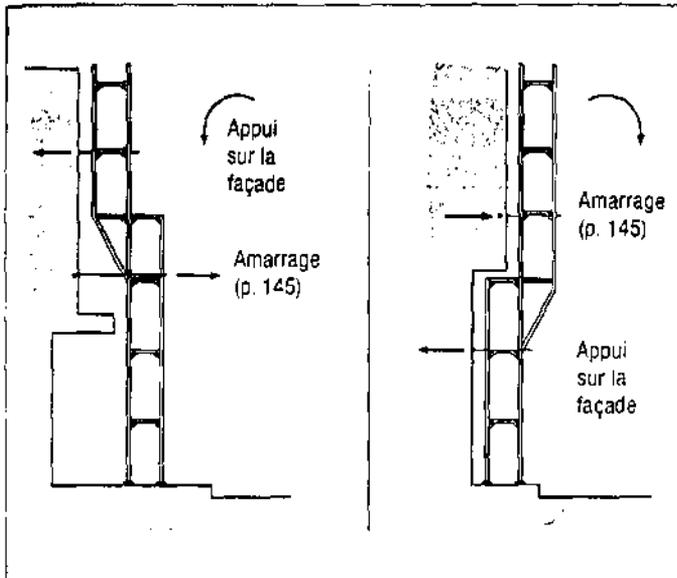


Fig. 33. Façade en retrait ou en débord.

• Passage de balcon (fig. 34)

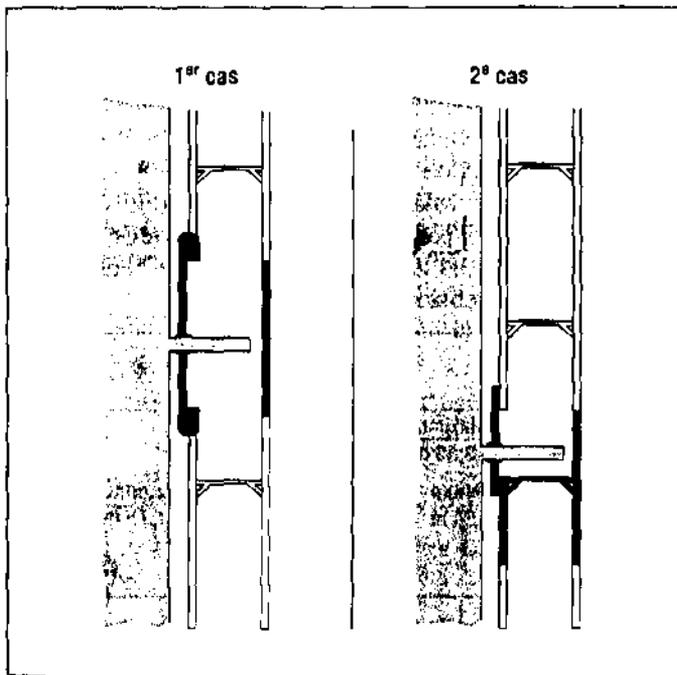


Fig. 34. Passage de balcon.

3. ÉCHAFAUDAGES PRÉFABRIQUÉS ROULANTS (NF P 93-510)

Ils sont utilisés pour des travaux de second œuvre ou encore d'entretien, sur des sols plats (pente maximale 2 %), durs et résistants (fig. 35). Ils ont une hauteur courante de 3 à 9 m.

Remarque : La norme HD 1004 concerne les échafaudages roulants réalisés en éléments préfabriqués de hauteur maximale de 12 m à l'intérieur et de 8 m à l'extérieur.

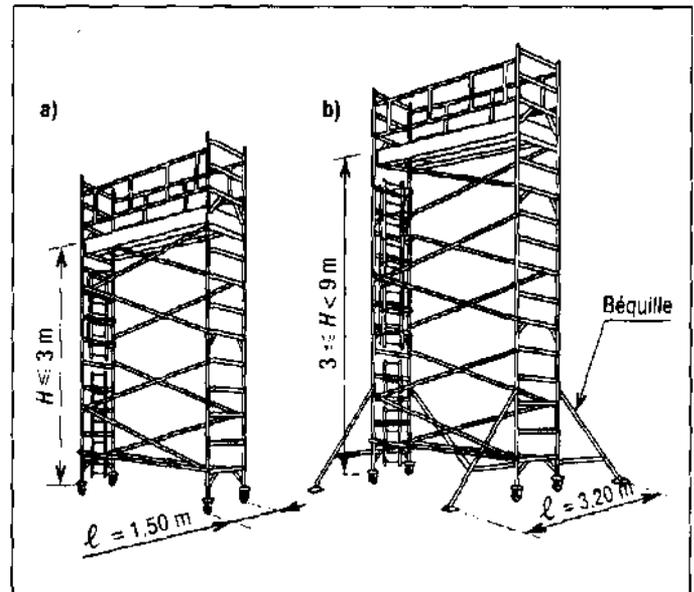


Fig. 35. Echafaudages roulants.

Il existe aussi des tours carrées (fig. 36), plus stables que les échafaudages décrits à la figure 35.

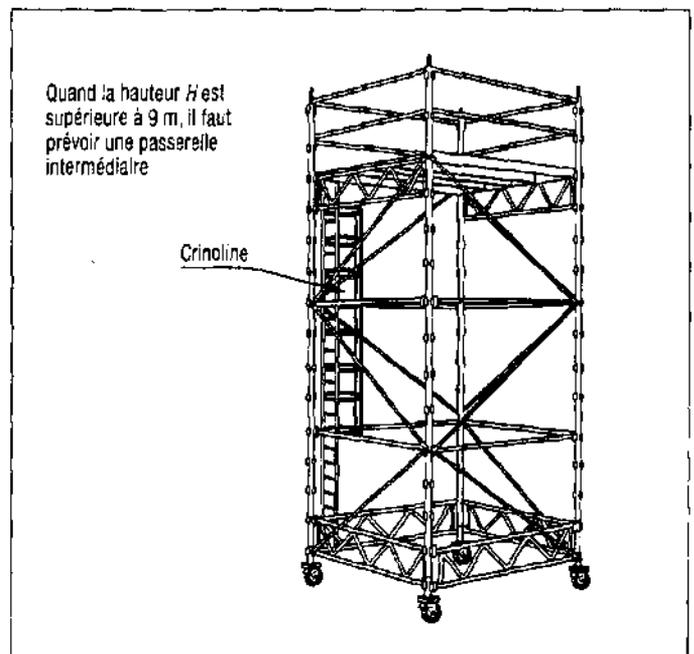


Fig. 36. Tour carrée.

3.1 Conception

Ces échafaudages sont réalisés à partir d'un échafaudage, de pied à cadres préfabriqués, muni d'une base roulante et d'éléments préfabriqués spécialement conçus à cet effet (acier ou alliage d'aluminium).

La rigidité de la structure est assurée :

- pour le contreventement horizontal, par les planchers préfabriqués,
- pour le contreventement vertical :
 - parallèle à la façade, par les garde-corps ou des diagonales,
 - perpendiculaire à la façade, par le cadre lui-même.

Il n'y a pas risque de basculement quand la hauteur (H) du plus haut plancher est inférieure à 3,5 fois la plus petite dimension de sa base (ℓ).

$$\frac{H}{\ell} < 3,5 \quad \text{et} \quad \ell > 1 \text{ m}$$

En pratique, lorsque H est supérieure à 3 mètres, on place des béquilles, réglables à l'aide de vérins, pour augmenter ℓ (fig. 35b).

On peut également utiliser des amarres et former ainsi des échafaudages fixes de pied.

3.2 Sécurité

La protection contre les chutes est identique à celle mise en œuvre pour les échafaudages de pied (p. 139).

Le mode d'accès au plancher de travail (tableau 3) est fonction de sa hauteur au-dessus du sol (H).

H (m)	Mode d'accès
< 2,2	par le côté extérieur
> 2,2	par l'intérieur au moyen d'échelles installées au fur et à mesure Lorsque $H > 3$ m, on place une crinoline sur l'échelle verticale et les planchers sont munis d'une trappe d'accès

Tableau 3. Mode d'accès au plancher de travail.

Remarque : Un cadre peut être considéré comme une échelle si la hauteur entre les barreaux est comprise entre 25 et 30 cm. Quand la hauteur entre deux planchers est supérieure à 9 m, on place un plancher intermédiaire.

Pendant le déplacement de l'échafaudage, aucun travailleur ne doit se tenir sur l'échafaudage ; le parcours ne doit pas comporter de risque de contact électrique, le sol de roulement doit être plat et dépourvu d'irrégularité pouvant entraîner le renversement de l'échafaudage.

Si le sol est meuble ou trop irrégulier, on réalise un chemin de roulement (fig. 37).

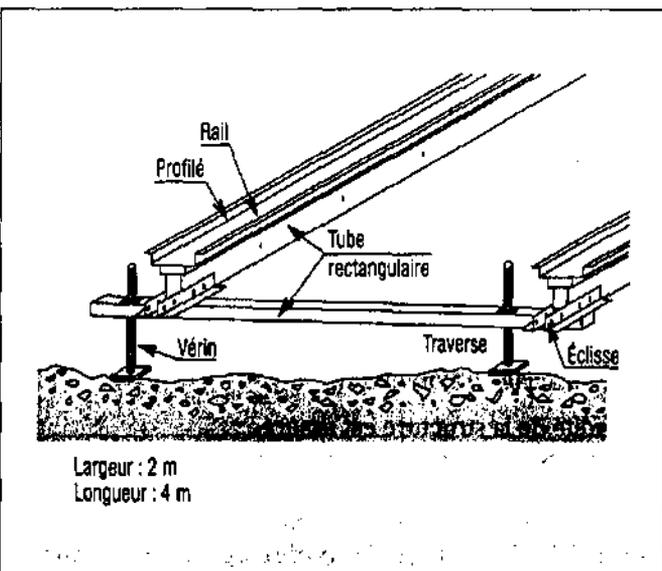


Fig. 37. Chemin de roulement.

L'échafaudage, en position de travail, doit être immobilisé :
 - quand les roues sont porteuses en position d'utilisation, le système de blocage des roues doit être activé (fig. 38a),
 - quand les roues ne sont pas porteuses, les roues doivent être relevées et un système de vérins bloque l'échafaudage (fig. 38b).

Les roues doivent toujours être solidaires, par construction, de l'échafaudage.

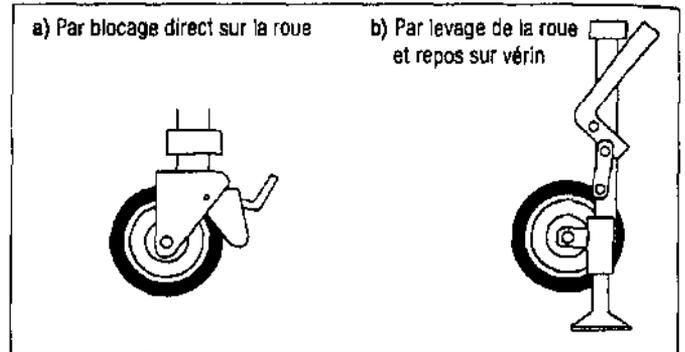


Fig. 38. Blocage des roues.

4. ÉCHAFAUDAGES VOLANTS ET PLATES-FORMES SUSPENDUES (DÉCRET DU 8.01.65, ARRÊTÉS DU 22.08.83 ET DU 10.04.89)

Ils servent à des travaux en hauteur ne nécessitant pas l'édification d'un échafaudage complet (travaux d'entretien, de peinture, d'isolation par l'extérieur, etc.).

Les échafaudages volants sont constitués (fig. 39) d'un plateau suspendu par des câbles métalliques (ou de cordages) fixés dans la partie supérieure du bâtiment, et d'organes de suspension et de manœuvre.

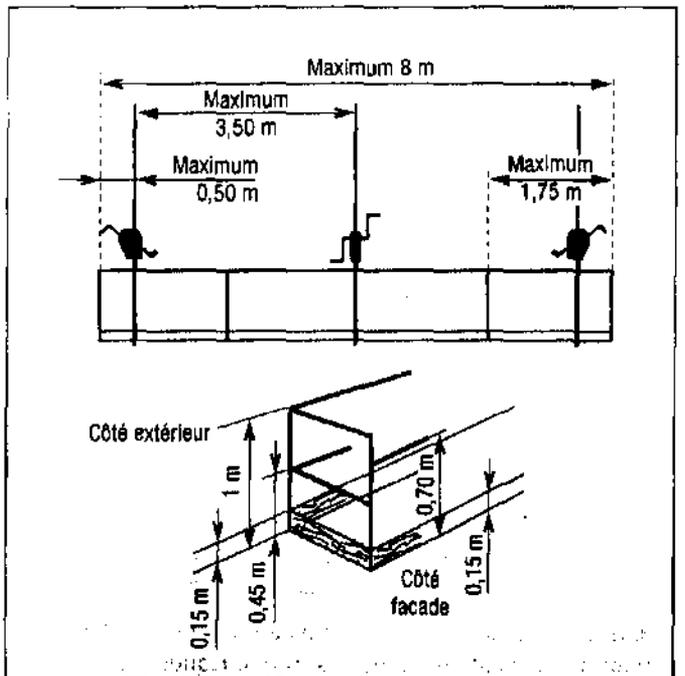


Fig. 39. Échafaudage volant à plateau monobloc.

- **Les échafaudages volants légers** (dits de peintre au sens de la norme NF P 93-301) sont en bois. Ils peuvent reprendre une charge d'exploitation de $0,7 \text{ kN par m}^2$ et leur longueur est limitée à 6 m.
- **Les autres échafaudages (de gros œuvre)** n'ont pas de normes spécifiques. Ils sont construits pour reprendre une charge d'exploitation de $1,8 \text{ kN par m}^2$. Ils sont en métal, le plus souvent en alliage d'aluminium, afin de réduire leur poids.

Pour la sécurité, on en distingue néanmoins deux types en fonction de la longueur du plateau de travail :

- type 1 : le plateau « monobloc » (longueur entre 2 et 8 m) doit comporter un garde-corps de $0,70 \text{ m}$ côté travail et un garde-corps de 1 m sur les trois autres côtés,
- type 2 : le plateau « modulaire » (longueur supérieure à 8 m) doit comporter un garde-corps de $1,10 \text{ m}$ sur les quatre côtés. Il doit, de plus, être réceptionné sur chaque chantier avant la première utilisation.

4.1 Dimensions et conception

Il existe des **dérogations possibles** sur la longueur maximale de 8 m quand on utilise des treuils électriques (largeur minimale du plateau : 55 cm).

Une **plinthe** de $0,15 \text{ m}$ ceinture le plateau (côté intérieur, elle n'est pas obligatoire mais recommandée).

Il est conseillé d'équiper le plateau de **butées réglables** (le plus souvent : des roulettes en caoutchouc) prenant appui sur la façade de l'édifice.

Quand la **longueur du plateau** est inférieure à 3 m, on peut se limiter à deux étriers de suspension.

Nota : L'arrêté du 20/8/83 prolonge cette longueur jusqu'à 8 m si le plateau a une résistance suffisante.

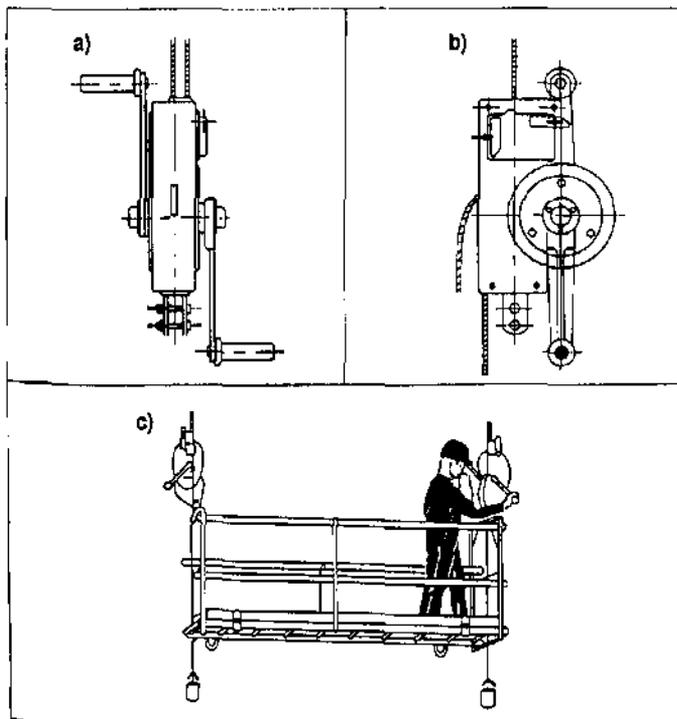


Fig. 40. Treuil manuel.

4.2 Treuils

Ils peuvent être manuels ou mécaniques (fig. 40a) pour des échafaudages dont le plateau ne dépasse pas 8 m, ou électriques (fig. 41).

On utilise trois treuils par plateau si celui-ci n'est pas renforcé. Dans le cas contraire, deux treuils suffisent s'ils sont équipés de « sécurichutes ».

Remarque : Un treuil avec « sécurichute » comporte deux câbles (fig. 40a et 40b). Le câble assurant la sécurité est maintenu tendu par un contrepoids (fig. 40c).

Les échafaudages motorisés (fig. 41) utilisent deux treuils électriques munis de « sécurichute » avec câble indépendant. Ils comportent un limiteur de charge, un limiteur d'inclinaison, un limiteur de vitesse, deux systèmes de freinage indépendants, un système de fin de course, provoquant l'arrêt automatique.

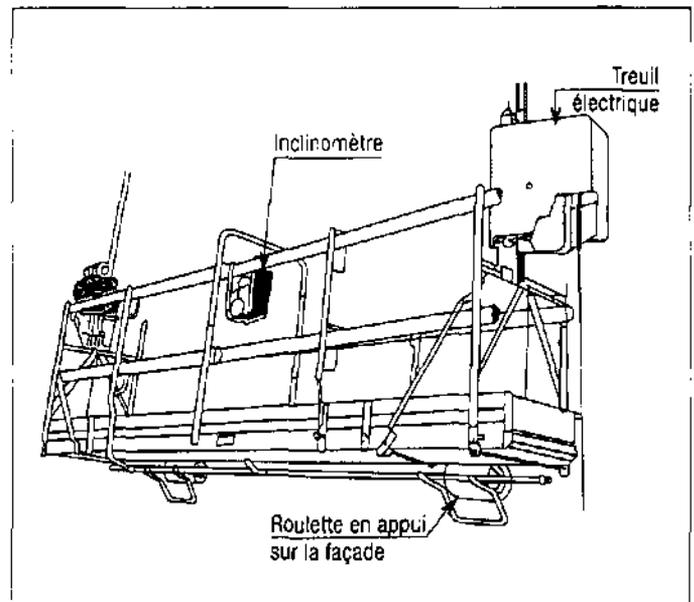


Fig. 41. Échafaudage volant motorisé.

4.3 Dispositifs d'accrochage sur l'édifice

L'accrochage de l'échafaudage volant est un point essentiel pour la sécurité. Le point d'attache supérieur du câble doit toujours être placé au droit des étriers pour que la suspente reste verticale. Les solutions dépendent du type de toiture rencontrée.

Remarque : Quand la hauteur dépasse 30 m, il faut prévoir un guidage vertical du plateau.

4.3.1 Toiture terrasse

Ces toitures offrent en général une surface plane, bordée par des acrotères.

On peut utiliser des consoles d'acrotère ou des potences (une par câble : une pour le câble de travail, une pour le câble de sécurité) à condition d'avoir l'accord du maître d'œuvre ou du maître d'ouvrage indiquant que l'acrotère possède une résistance suffisante (fig. 42). Le serrage de la console doit être effectué en tenant compte des éventuels problèmes de poinçonnement de l'étanchéité.

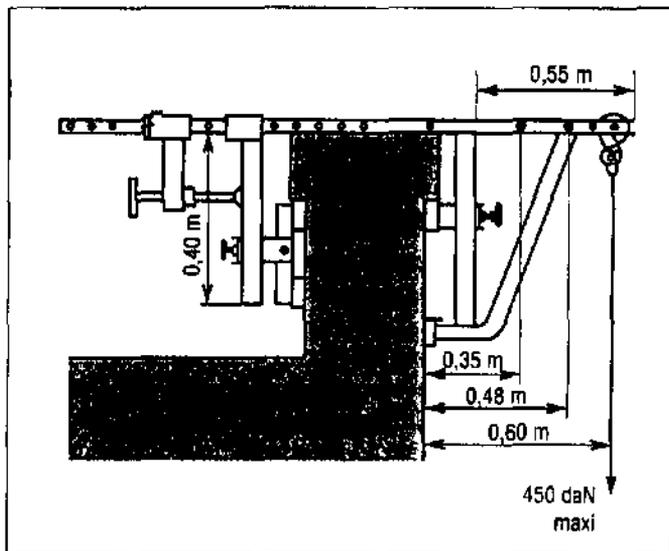


Fig. 42. Accrochage d'un échafaudage volant sur acrotère.

Quand l'acrotère est trop petit ou de résistance insuffisante, on utilise une bigue ou une poutre de suspension (fig. 43) munie d'un dispositif d'équilibrage.

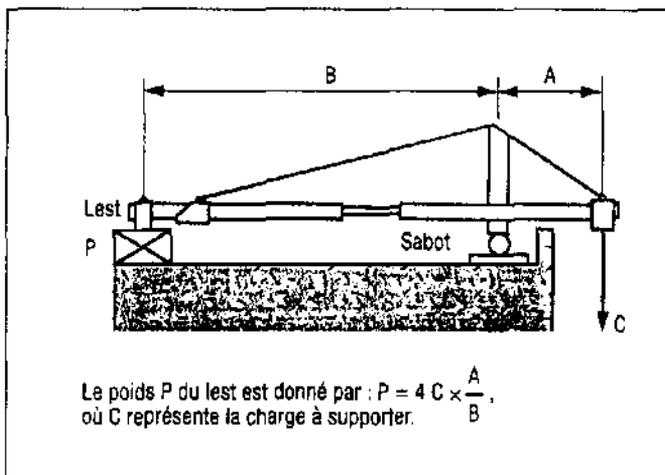


Fig. 43. Poutre de suspension.

Remarque : L'utilisation de matières consommables ou instables comme lest est prohibé.

Le système peut être fixe (lancée fixe) ou encore mobile et permettre ainsi un déplacement horizontal aisé de l'échafaudage.

Dans ce cas, on réalise un chemin de roulement afin d'éviter une détérioration de l'étanchéité ou bien on utilise une solution du type de celle décrite à la figure 44.

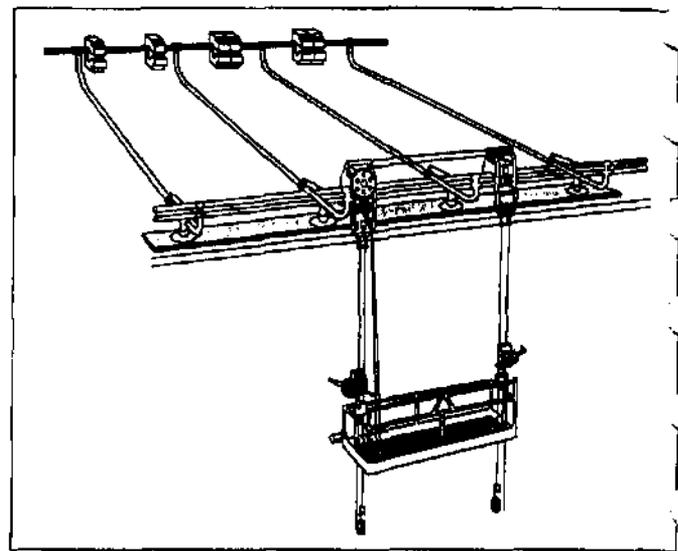


Fig. 44. Échafaudage roulant sur chemin de roulement.

4.3.2 Toiture inclinée

On utilise alors des chèvres, maintenues en place par des amarres elles-mêmes accrochées à un point fixe et résistant du bâtiment (fig. 45). Pour ne pas exercer sur la chèvre et sur la fixation un effort trop important, l'amarre doit former un angle d'au-moins 60° avec le plan de la chèvre.

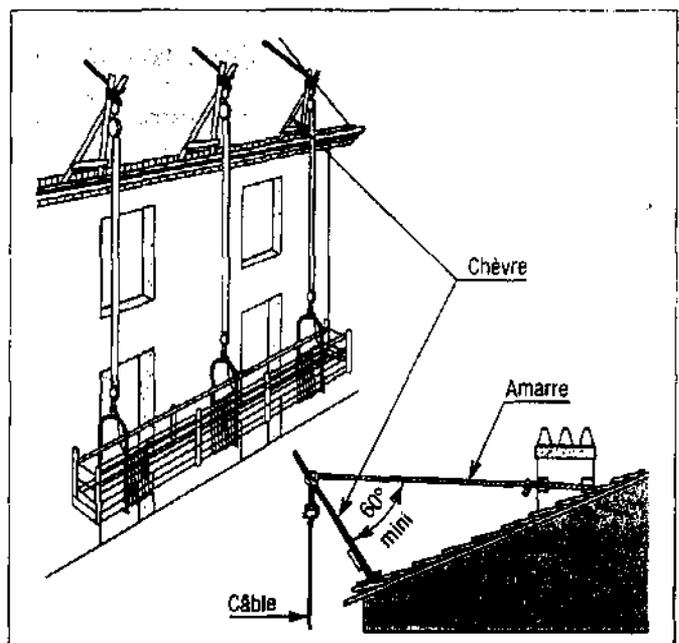


Fig. 45. Chèvre pour toiture inclinée.

Coffrage : constitution et critères de choix

AFNOR DTU P 18-201 (DTU N°21)

1. GÉNÉRALITÉS

Le béton frais a l'aptitude d'épouser une forme appelée coffrage qui le moule lorsqu'il est encore à l'état pâteux. Le coffrage est donc une structure provisoire, utile pour mouler le matériau plastique, en attendant sa prise puis son durcissement.

Le terme moule est souvent réservé aux coffrages utilisés, à poste fixe, pour la préfabrication d'éléments en usine.

La figure 1 illustre différentes situations où des coffrages sont mis en œuvre dans un bâtiment.

1.1 Classification

Les coffrages-outils, sur les chantiers, sont à chaque utilisation mis en place, stabilisés (p. 168) et réglés en position (opérations de manutention et de coffrage).

Après exécution de l'élément souhaité, ils sont déplacés (opérations de décoffrage et manutention), en suivant un avancement (cyclage : p. 203) et en respectant des phases d'exécution (modes opératoires) qui intègrent des mesures de prévention adéquates (p. 211) pour obtenir l'ouvrage projeté.

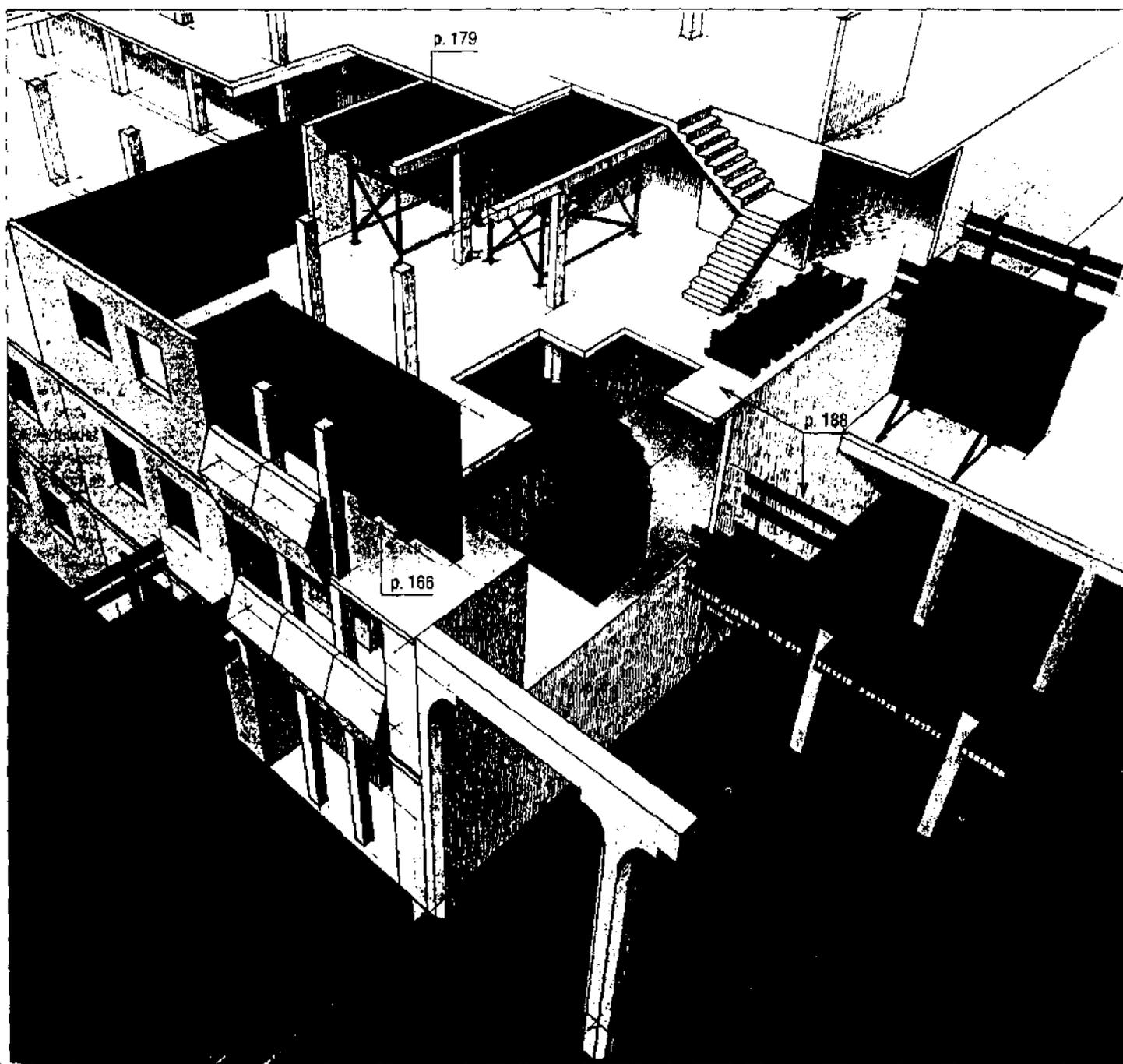


Fig. 1. Exemples de coffrages.

Parmi les coffrages-outils, on distingue deux grandes familles :

- les coffrages **standardisés** permettant de réaliser des ouvrages de dimensions différentes, avec le même outil (banche : p. 153, poteau dit « en aile de moulin » : p. 170),
- les coffrages ne pouvant servir que pour une (ou des) dimension(s) imposée(s) :
 - poteaux ronds ou carrés (p. 170),
 - les coffrages conçus pour réaliser une petite série de pièces identiques, notamment en préfabrication.

Les coffrages **manuportables** (15 à 40 daN/m²), composés de petits panneaux (poids maximal d'environ 75 daN), ne sont pas abordés.

Lorsque la réalisation d'un moule réutilisable devient trop coûteuse, on emploie des coffrages **traditionnels** (CTB-X et bastaing : p. 158) sont mis en œuvre, *in situ*, par exemple pour réaliser un ouvrage complexe, ou des coffrages perdus (pas de réemploi possible) limités à des formes simples (coffrage par poteaux ronds ou carrés : p. 170, par exemple).

Les coffrages de plancher peuvent être **collaborants** : entrevous (p. 180), prédalle (p. 182), bac acier...

Les coffrages **particuliers** (grimpants, glissants, tables, bacs acier, tunnel, coffrages gonflables, coffrages d'escaliers...) sont abordés page 174.

1.2 Mise en œuvre

- Les tolérances à obtenir sont détaillées pages 155 à 157.
- Les techniques de réalisation sont abordées :
 - page 163 pour les éléments verticaux,
 - page 179 pour les éléments horizontaux.
- La mise en place des armatures est abordée pages 180 à 184 et page 165. Les mannequins, les huisseries banchées et autres insertions sont détaillés page 165.
- La mise en œuvre du béton est traitée à partir de la page 131.

2. PRINCIPAUX CONSTITUANTS

Quelle que soit la nature du coffrage, on retrouve les mêmes constituants.

- Une **peau de coffrage** détermine l'aspect final (forme et texture) de la pièce moulée (tableau 1).
- Une **ossature limite** les déformations de la peau de coffrage, essentiellement dues à la poussée du béton frais (p. 157) pour les parois verticales, (au poids propre du béton frais, du coffrage et aux charges d'exploitation pour les parois horizontales (p. 192)). Elle définit la surface à engendrer et transfère les efforts à une structure résistante, composée de raidisseurs, qui reportent les actions aux points d'appuis.

- Des tiges d'entretoise (détail fig. 2), des béquilles de stabilité, des étaitements permettent le réglage en position des surfaces coffrantes.
- Des éléments intégrés au coffrage (détaillés p. 164) ou indépendants (p. 215) permettent au personnel de travailler en toute sécurité.

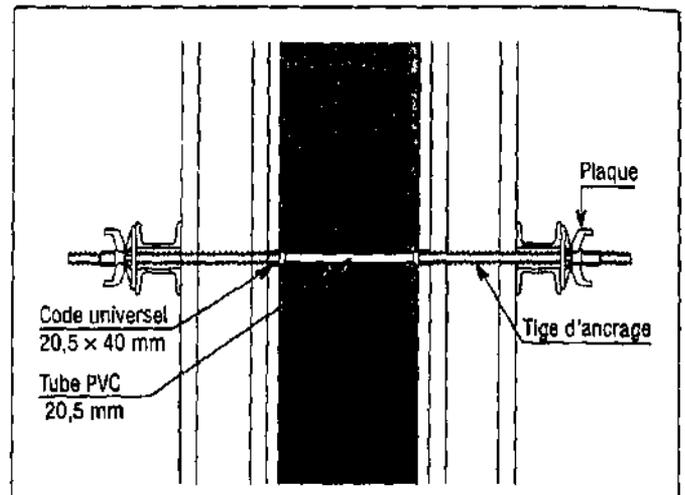


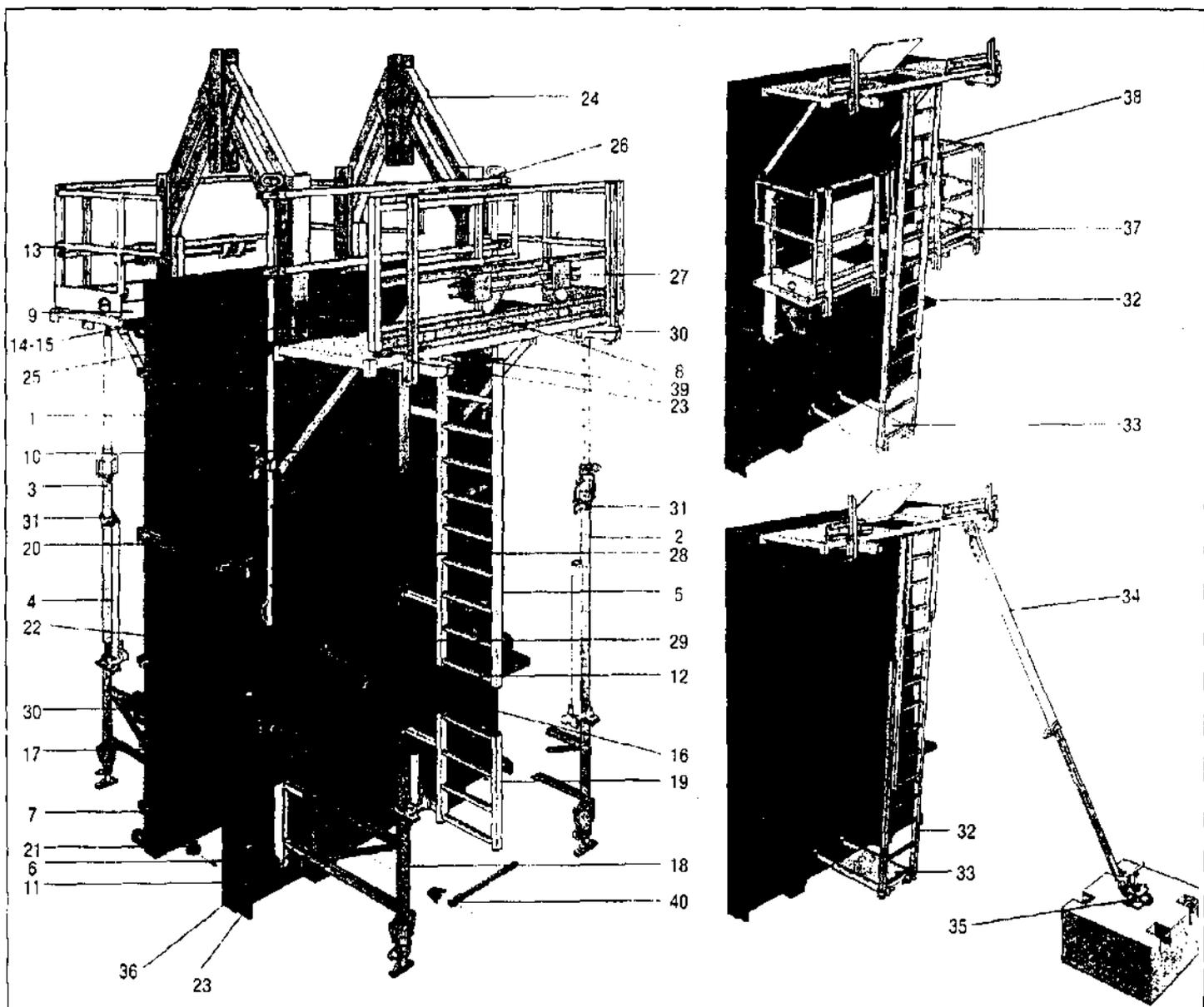
Fig. 2. Détail sur tige d'entretoise (exemple).

Le tableau 1 définit des critères de choix pour la constitution d'un coffrage.

	Forme	Aspect	Coulage	Réemploi	Exemple
Métal	simple	joints visibles, bullage fréquent, lisse	Chantier	< 150	Voile préfabriqué ou panneau de façade
	complexe				
	quelconque	correct, bullage léger, petits reliefs	Usine	> 150	Escalier
	simple				
Bois	régliée	moyen, veiné, bullage discret	Sur place	< 20	Planches assemblées
	courbure possible	bullage important si rigidité peau trop faible	En place ou en usine	< 70	Panneaux CTB filmé (p. 159) particules fibres
				< 10	
				< 50	
Divers	circulaire (p. 172)	attention aux joints	En place	< 20	Plastique flexible
	circulaire ou carrée (p. 170)	joints visibles, bullage lisse	En place	1	Carton

Tableau 1. Constitution d'un coffrage : critères de choix.

La figure 3 définit la terminologie courante des éléments d'une banche.



- | | | |
|---|--|---|
| 1. Banche : hauteur 2,80 m. (autres hauteurs sur demande), longueur 0,60 m - 0,90 m - 1,20 m - 2,40 m
Tôle coffrante : épaisseur 4 ou 5 mm | 14. Rehausse hauteurs
0,20 m - 0,25 m - 0,30 m - 0,40 m | 27. Stockage des tiges traversantes hautes |
| 2. Étai pied de banche tirant-poussant | 15. Surhausse hauteur 0,50 m | 28. Boîte à accessoires |
| 3. Étai pied de banche double effet | 16. Vis et écrou de superposition | 29. Stockage des tiges traversantes basses |
| 4. Bracon d'étau avec chape moulée | 17. Sous-hausse hauteurs
0,60 m - 0,75 m - 1,00 m - 1,25 m - 1,50 m | 30. Étrier d'ancrage d'étais de stabilité à curseur |
| 5. Échelle d'accès perpendiculaire | 18. Cadre de sous-hausse repliable | 31. Coïller anti-rotation |
| 6. Écrou de positionnement et d'assemblage | 19. Échelle d'accès de sous-hausse | 32. Échelle d'accès parallèle télescopique |
| 7. Vis de positionnement et d'assemblage. | 20. Réglette équipée | 33. Marche pied |
| 8. Panneau garde-corps avec plinthe | 21. Bouchon plastique Ø 50 | 34. Étais de stabilité à curseur (collsables) |
| 9. Plate-forme de bétonnage avec trappe composite | 22. Tige traversante Ø 23, écrou et flasque de serrage | 35. Ancrage sur lest béton |
| 10. Bras support de plate-forme | 23. Broche verrou Ø 12 x 48 avec épingle | 36. Remplissage profil bas (option) |
| 11. Vérin de base | 24. Auto-stabilisateur | 37. Plate-forme Intermédiaire avec trappe composite |
| 12. Tête de poteau moulée | 25. Vis de fixation centrale d'auto-stabilisateur | 38. Garde-corps d'about extensible et repliable |
| 13. Panneau garde-corps d'about 700 extensible et repliable | 26. Protection frontale colisable télescopique. | 39. Poignée de maintien |
| | | 40. Clé de manœuvre Ø 36 |

Fig. 3. Principaux constituants (banche Hussor R170 « T10 »).

Conception et dimensionnement des coffrages

AFNOR DTU P 18-201 (DTU N° 21)

1. CONCEPTION D'UN COFFRAGE (Fig. 1)

Un coffrage doit permettre d'obtenir les formes, l'aspect et les dimensions, exigées dans les Plans d'Exécution des Ouvrages (PEO : AFNOR DTU P 18-201) et les autres pièces du marché (Cahier Clauses Techniques Particulières (p. 1)....).

Dans la plupart des cas, il doit être démontable, léger, simple, modulaire, pour être économique.

L'aspect final du béton dépend de nombreux paramètres parmi lesquels on trouve :

- l'interface peau-béton moulé : la peau de coffrage doit être propre, préservée de tout défaut (épaufrures, chocs, aspérités) et soigneusement huilée à chaque usage,

- l'étanchéité entre panneaux de coffrage (exemple p. 170) ou aux contacts avec les parties déjà coulées. Il faut éviter que des fuites de laitance laissent apparaître des granulats au moment du décoffrage ou créent une hétérogénéité d'aspect,

- la rigidité du coffrage, vis-à-vis des actions mécaniques appliquées afin de respecter les dimensions finies de l'ouvrage (p. 155) et les tolérances de planéité (p. 156).

En règle générale, la meilleure solution en matière de technique de coffrage s'obtient si celle-ci est élaborée sur la base d'un dialogue avec le conducteur de travaux, le chef de chantier ou le responsable de la préparation des travaux.

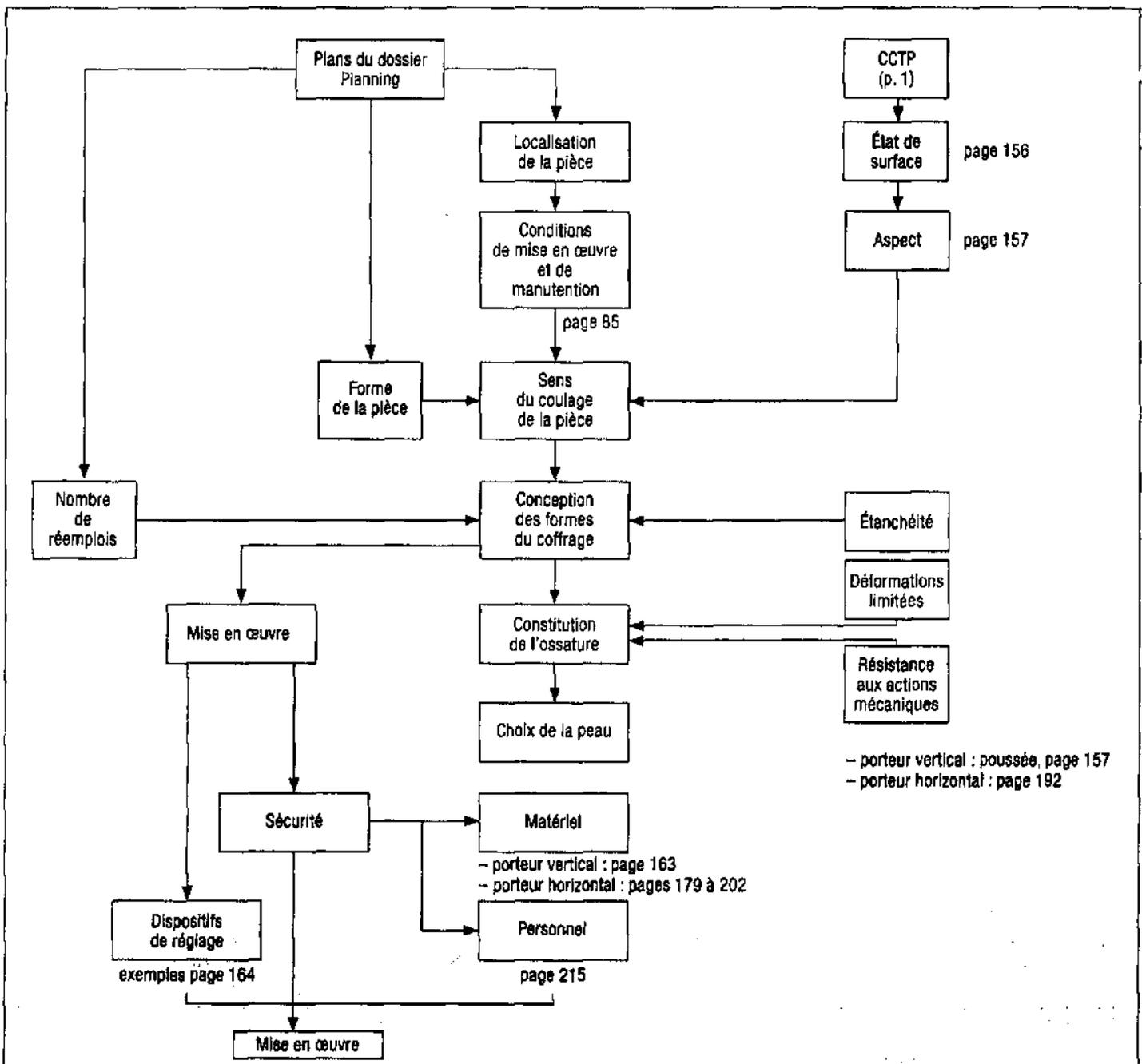


Fig. 1. Conception d'un coffrage : aide-mémoire.

Au cours de ces échanges qui précisent les conditions particulières du chantier, et à partir de l'expérience issue de l'étude de nombreux projets, des ingénieurs spécialistes (de l'entreprise ou bien dépendant d'agences locales de sociétés commercialisant des matériels de coffrage) aident les responsables de travaux à définir une solution optimisée de coffrage. Pour les tâches et constructions spéciales, comme les tunnels, les ponts, les barrages, ou les coffrages auto-grimpants, des études spécifiques plus approfondies sont nécessaires, concernant les éléments constituant le coffrage et la technologie de mise en œuvre. Ces études débouchent sur des coffrages plus complexes, comme celui illustré par les figures 2 et 3.

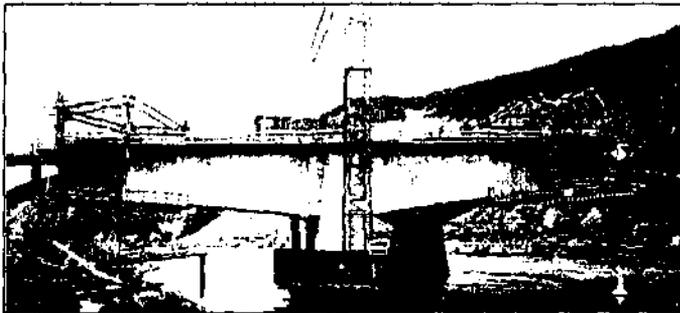


Fig. 2. La construction du pont progresse régulièrement vers les rives droite et gauche en partant de la pile érigée dans la rivière. Une solution de coffrage rationnelle a été élaborée par une coopération entre les sociétés exécutantes et la société PERI. L'étude du coffrage a été réalisée par le bureau d'études. Le coffrage est constitué à 90 % de pièces de série pouvant être louées.

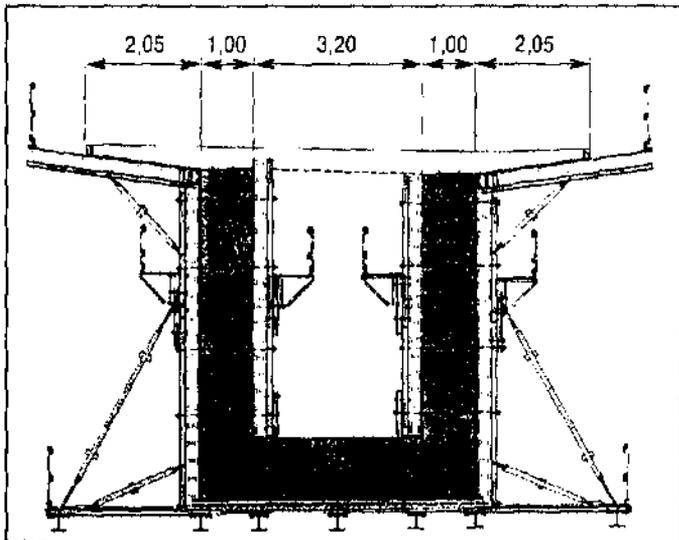


Fig. 3. Vue du coffrage construit en équipement mobile de part en d'autre de la pile du pont.

2. DIMENSIONS FINIES DE L'OUVRAGE

Par suite de l'imprécision des moyens d'exécution, aucun ouvrage ou élément d'ouvrage ne peut être réalisé à la dimension exacte. On assigne à cette dimension deux limites, l'une maximale et l'autre minimale. La différence entre ces limites est appelée tolérance.

Deux familles de tolérances sont à prendre en compte: - l'une sur les dimensions et la position des ouvrages finis, - l'autre sur l'état de surface des éléments en béton. Le fascicule n°65 et la norme NF P 18-201 (DTU n°21) donnent les tolérances suivantes pour tout ouvrage en béton armé ou précontraint :

- Tolérance sur toute dimension (fig. 4) mesurée entre :
 - parements opposés,
 - arêtes ou intersection d'arêtes.

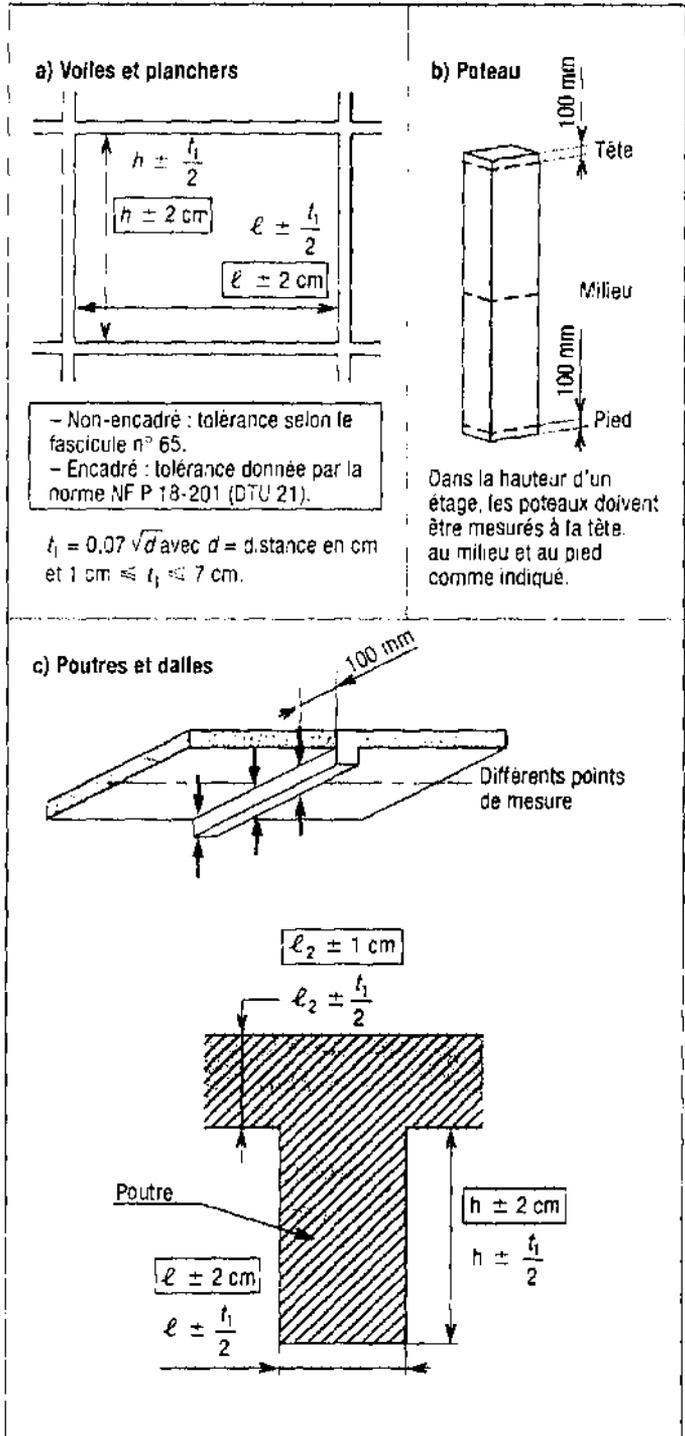


Fig. 4. Dimensions entre parements.

• Défaut d'aplomb et d'horizontalité (fig. 5 et 6).

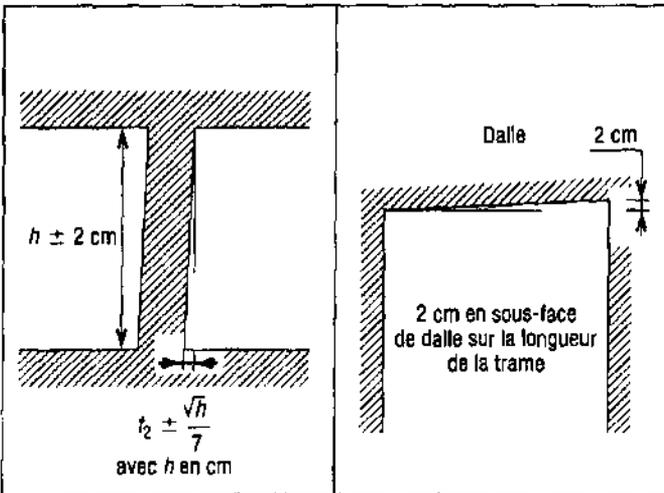


Fig. 5. Défauts d'aplomb. Fig. 6. Défauts d'horizontalité.

* Tolérances de rectitude d'une arête de longueur ℓ :

- en élévation : $\max(\sqrt{\ell}/20 \text{ et } 1 \text{ cm})$,
- en plan : $\max(\sqrt{\ell}/10 \text{ et } 1 \text{ cm})$.

* Tolérances spécifiques à certains éléments :

- axes d'une trame : implantation à $\pm 1 \text{ cm}$,
- petits ouvrages (trémie, réservation) : implantation à $\pm 2 \text{ cm}$ (fig. 7),
- parois à parements verticaux ayant le même plan axial (fig. 8) :

$$e_1 < \min \text{ de } (e/15 \text{ et } 3 \text{ cm}), \text{ et } e_2 < 2 \text{ cm.}$$

Le cumul des écarts sur la hauteur totale du mur doit être inférieur à 6 cm.

- dallage :

* horizontalité ou pente : tolérance en cm = $0,8\sqrt{L}$ où L représente la longueur sur laquelle on effectue la mesure en m.

* épaisseur : moyenne des mesures supérieure à 90 % de l'épaisseur prescrite ; écart-type (p. 124) inférieur à 1,5 cm.

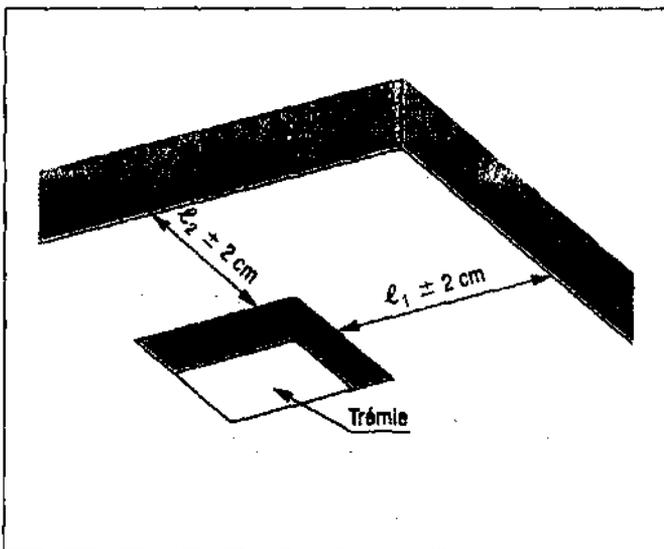


Fig. 7. Implantation de petits ouvrages.

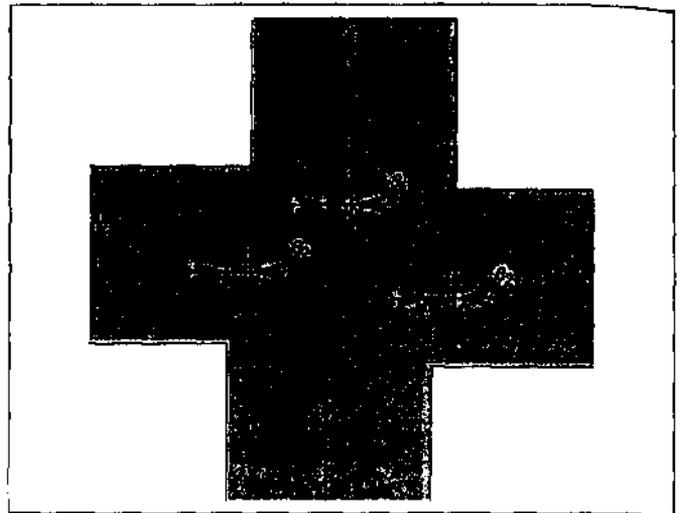


Fig. 8. Paroi à parements verticaux.

3. PAREMENT DES ÉLÉMENTS EN BÉTON (NF P 18-503)

Les surfaces des ouvrages du bâtiment ou des travaux publics en béton, coulés en place ou préfabriqués, présentent des caractéristiques différentes liées à la planéité de la surface (lettre P), à la texture (lettre E) représentative du bullage de la surface, et à la teinte du béton (lettre T).

3.1 Planéité (P)

Elle est définie par la flèche maximale (fig. 9), mesurée en déplaçant une règle de 2 m (fig. 9) et un régllet de 20 cm en tous sens sur la surface considérée (fig. 10) :

$$f_{\max} = a - b$$

Nota : Le chapitre Éléments de topométrie appliquée donne page 228 des méthodes de mesure de la planéité des surfaces.

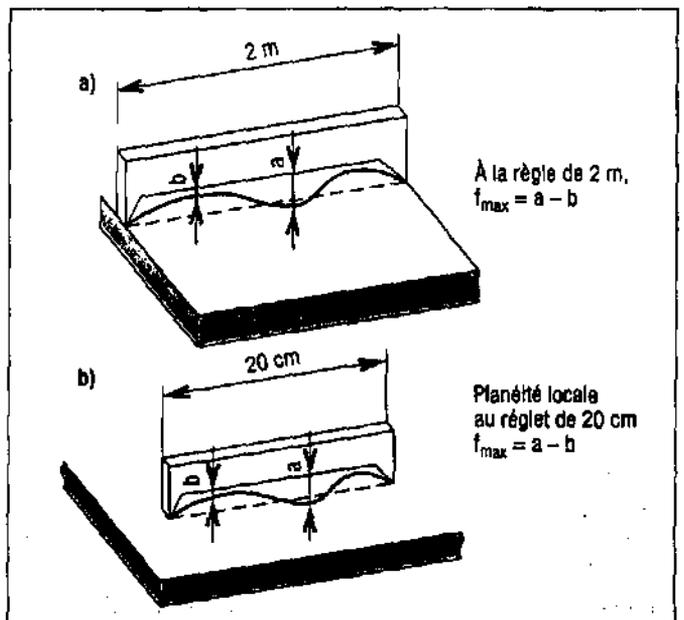


Fig. 9. Mesure de la planéité.

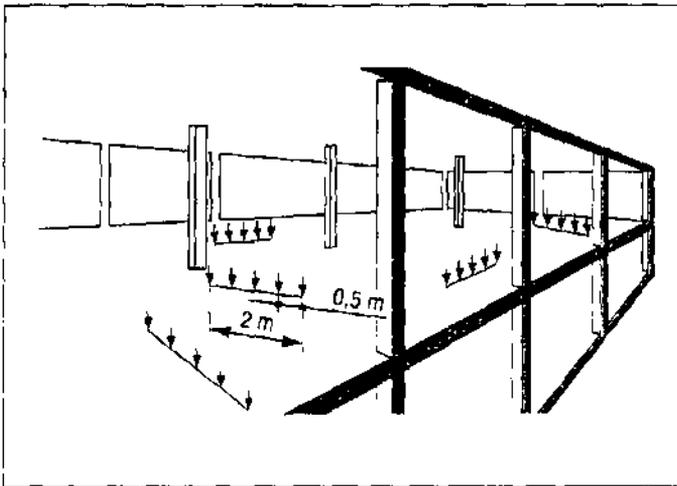


Fig. 10. Position des points de mesure à la règle de 2 m. Il est ainsi défini cinq types de parement, de P(0) à P(4), dont les caractéristiques sont données tableau 1.

Type de parement	Désignation	Règle de 2 m	Réglet de 20 cm
Élémentaire	P(0)	-	-
Ordinaire	P(1)	15 mm	6 mm
Courant	P(2)	7 mm	2 mm
Soigné	P(3)	5 mm	2 mm
	P(4)	À préciser au marché	

Tableau 1. Classification générale de la planéité pour un ouvrage en béton armé composé avec des granulats courants (AFNOR DTU P 18-201).

Pour les dalles, planchers et dallages, on utilise une autre classification donnée tableaux 2 et 3.

Désignation de l'ouvrage	Règle (tolérances en mm) de 2 m	Réglet (tolérances en mm) de 20 cm	Aspect
Béton brut	-	-	-
Béton surfacé à parement courant	10	3	régulier
Béton surfacé à parement soigné	7	2	fin et régulier
Béton à chape incorporée	7	2	fin et régulier
Chape rapportée	5	2	fin, lisse et régulier
Dalle préfabriquée à parement courant	7	2	fin et régulier
Dalle préfabriquée à parement soigné	5	1	fin et régulier

désaffleurement au droit des joints ≤ 3 mm

Tableau 2. Planéité des dalles et planchers (AFNOR DTU P 18-201).

Désignation du type de dallage	Règle de 2 m (mm)	Réglet de 20 cm (mm)	Désaffleure (mm)
Béton brut	15	15	-
Béton surfacé courant	10	4	4
Béton surfacé soigné	10	3	3
Chape incorporée	10	3	3
Chape rapportée	6	3	3

Tableau 3. Classification de la planéité d'un dallage (Annales ITBTP n°482).

3.2 Texture, aspect (E)

Elle prend en compte trois critères évalués de 0 à 4 : le bullage moyen, l'existence ou non de zones de bullage concentrées, les défauts localisés.

3.3 Teinte (T)

Elle est appréciée par référence à une échelle de gris définissant sept niveaux.

3.4 Exemples de désignation

- P(1), E(1-1-0), T(0) correspond au parement ordinaire du DTU n°21.
- P(3), E(3-2-2), T(3) correspond au parement fin du fascicule n°65.

4. POUSSÉE DU BÉTON FRAIS (NF P 18-451)

Les éléments de coffrage verticaux ou inclinés subissent, de la part du béton frais, une poussée perpendiculaire à la face coffrante.

Les facteurs influençant la pression exercée sur le coffrage sont :

- le poids volumique du béton (γ en kN/m^3),
- l'ouvrabilité mesurée au cône d'Abrams (A en cm),
- la hauteur de béton frais (h en m),
- la dimension minimale du coffrage (d en mm),
- la vitesse de remplissage ou vitesse de levée du béton (v en m/h).

Nota : La pression n'est jamais supérieure à 150 kPa.

Remarque : Le dimensionnement des coffrages horizontaux est traité p. 192.

4.1 Calcul des pressions

Trois phénomènes sont à prendre en compte. La poussée P à retenir est la plus faible des trois valeurs :

$$p = \min \text{ de } (p_1, p_2, p_3).$$

4.1.1 Poussée du béton frais p_1 (fig. 11)

En considérant le béton frais comme un fluide, la répartition de la pression p_1 est du type hydrostatique tant que $p_1 < 150 \text{ kPa}$. Elle vaut :

$$p_1 = \gamma \times h \quad \text{avec } \gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

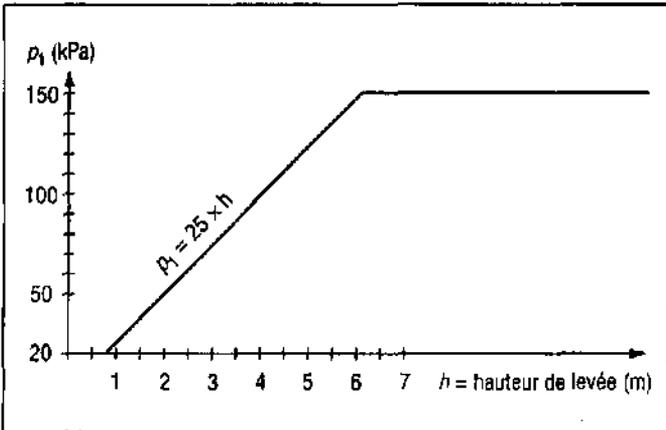


Fig. 11. Poussée hydrostatique du béton.

4.1.2 Effet de voûte p2 (fig. 12)

Entre les deux parois d'un coffrage, un effet de voûte peut se produire quand l'affaissement A du béton au cône est inférieur à 7,5 cm et quand il n'y a pas de vibration externe. Cet effet est fonction de la plus petite dimension du coffrage d et de la vitesse de levée du béton v.

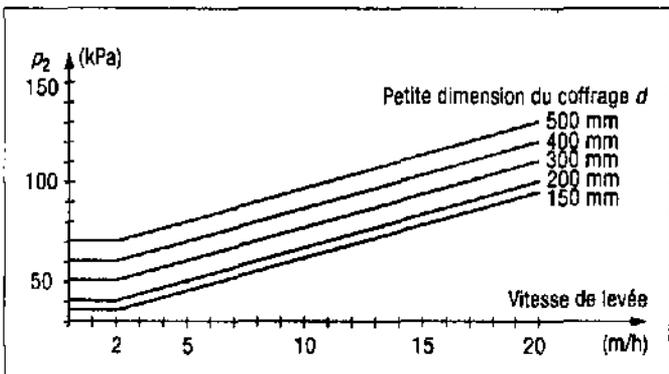


Fig. 12. Effet de voûte/ou effet d'arc en fonction du coffrage (p2).

4.1.3 Effet de la prise du béton p3 (fig. 13)

Le durcissement progressif du béton provoque une poussée caractérisée par le paramètre p3. Les valeurs sont données pour une température du béton la plus défavorable (< 5 °C).

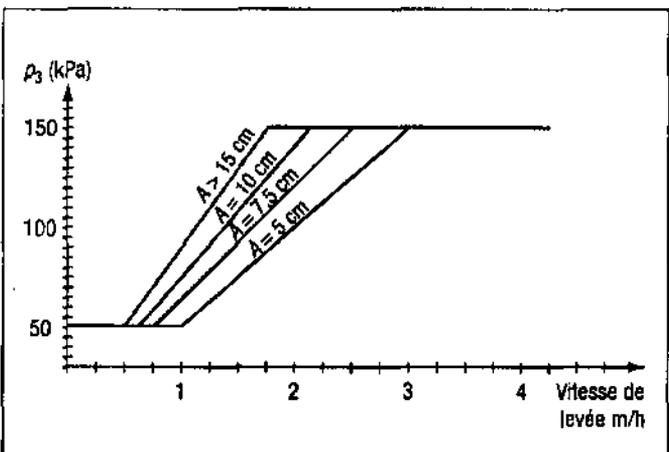


Fig. 13. Effet de durcissement du béton en fonction de l'ouvrabilité du béton (p3) (affaissement A au cône en cm).

4.2 Exemple d'utilisation

Évaluons la poussée sur une banche utilisée pour couler un voile de bâtiment d'épaisseur 16 cm, de hauteur 2,75 m, avec un béton d'affaissement au cône de 7,5 cm. La vitesse de remplissage (bâtiment courant) est de l'ordre de 10 m/h. On trouve donc :

- poussée hydrostatique p1 = 68,75 kPa,
- effet de voûte p2 = 61 kPa,
- effet de prise p3 = 150 kPa.

On obtient alors la répartition de la poussée dessinée figure 14.

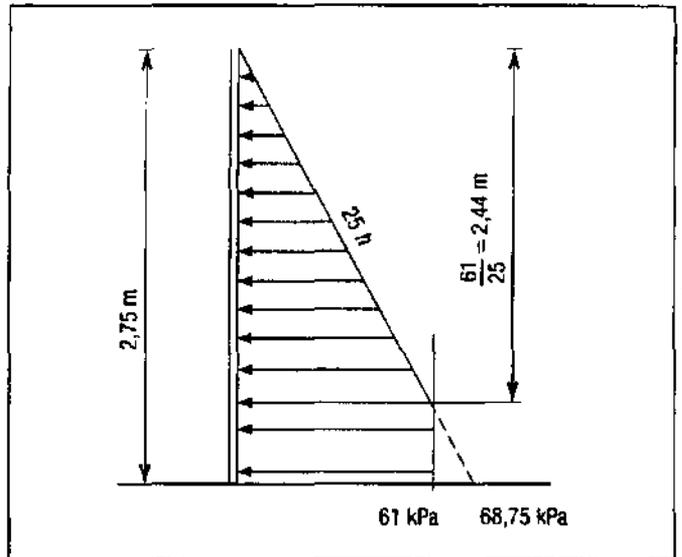


Fig. 14. Poussée du béton sur le coffrage d'un voile de 16 cm.

5. TERMINOLOGIE RELATIVE AUX BOIS MASSIFS UTILISÉS SUR LES CHANTIERS (NF B 50-002)

Le bois est un tissu végétal, dont il existe de nombreuses essences, classées en deux grandes familles :

- **Les feuillus** (chêne, châtaignier, ormes...) sont les plus nobles. Ces essences sont réservées pour la construction d'ouvrages durables (charpentes, meubles...).
- **Les résineux** (épicéa, sapin, pin...) à croissance rapide, sont utilisés pour les bois de coffrage, sous diverses formes : bois massifs, panneaux, poutrelles (p. 161).
Remarque : La catégorie 3 (bois de qualité courante) est recommandée pour le bois de coffrage.

5.1 Dimensions des résineux : tableaux 4 et 5

Les sections de calcul prennent en compte les variations dimensionnelles du bois scié, au cours du séchage, et diffèrent des sections nominales :

$$S \text{ nominale} = b \times h \quad (\text{mm}^2)$$

$$S \text{ calcul} = (b - 3) \times (h - 3) \quad (\text{mm}^2)$$

Les sciages français ont une longueur prédéterminée :

- sapin, épicéa : 1 à 12 m par module de 0,50 m,
- pin : par module de 30 cm jusqu'à 3 m, puis par module de 50 cm au-delà.

hauteur <i>h</i>	Largeur <i>b</i>											
	27	40	63	75	110	115	125	150	160	175	200	225
15												
18												
22												
27												
32												
38												
50												
63												
75												
100												
115												
125												
150												
200												
225												

Sections courantes disponibles sur stock.
Sections fréquemment débitées.

Tableau 4. Sections standardisées (degré d'humidité H % = 20 %
h et b en mm).

Désignation	Rapport des côtés <i>r</i>	Section <i>e</i> = épaisseur (mm) <i>b</i> = largeur (mm)
Planche	$r \geq 4$	$22 \leq e \leq 55$
Madrier	$2 \leq r \leq 3$	75×105 à 105×225
Bastaing	$2 \leq r \leq 3$	55×155 à 65×185
Chevron	$r \sim 1$	$40 \leq b \leq 120$

Tableau 5. Débits courants de résineux.

5.2 Contraintes admissibles (AFNOR DTU P 21-701 (Règles CB 71))

Le bois présente les particularités suivantes : une orientation des fibres lui confère un sens privilégié, le sens axial des fibres, et une grande hétérogénéité. Il en résulte que son comportement est anisotrope, c'est-à-dire que ses propriétés mécaniques et physiques varient selon la direction des actions appliquées.

Nature de la sollicitation	Contrainte admissible (MPa)
Compression transversale	2,2
Cisaillement longitudinal	1,2
Flexion et compression	10,9
Module de déformation longitudinal, effort tranchant inclus (MPa)	11 000

Tableau 6. Caractéristiques mécaniques des résineux (H % = 15 %, catégorie 2).

Les caractéristiques mécaniques des bois massifs prennent en compte les défauts du bois, une humidité de 15 %, l'essence (résineux : sapin et pin sylvestre), et le classement technologique (catégorie 2).

Le degré d'humidité exprime la quantité d'eau que le bois renferme, exprimée en pourcentage de son poids à l'état anhydre.

Les deux exemples détaillés ci-après indiquent les coefficients de correction à appliquer (CB 71 § 4, 90, § 3, 13) sur les contraintes admissibles nominales (tableau 6) pour tenir compte de ces défauts.

- **Exemple 1** : le bois d'un étalement ou d'un coffrage (p. 185) est mis en œuvre dans des zones non couvertes, non abritées (degré d'humidité maximal : 22,5 %), ce qui conduit à minorer les contraintes admissibles par 0,85 en flexion pour les filières, et 0,7 en compression, au niveau de la surface d'appui sur la tête d'un étai.
- **Exemple 2** : le bois sous les pieds d'étais (p. 200) est mis en œuvre sur le sol d'appui, éventuellement saturé (degré d'humidité maximale : 30 %), ce qui conduit à minorer, pour les justifications de la cale (p. 200), la contrainte admissible en compression transversale par 0,4 pour un appui sur sol compacté, et 0,5 pour un appui sur béton.

6. PANNEAUX DE CONTREPLAQUÉS

Des feuilles de bois sont superposées et collées, de manière que le sens des fibres d'un pli soit perpendiculaire à celui du pli précédent.

Le nombre de plis est toujours impair de manière à avoir le fil du bois des plis extérieurs dans le même sens.

Remarque : Certains contreplaqués dits « filmés » sont revêtus pour obtenir un béton d'un bel aspect et un nombre plus élevé de réemplois : le support est imprégné d'une résine, les chants des panneaux sont généralement protégés par une peinture spéciale destinée à limiter la pénétration de l'eau et donc le gonflement des bords.

Les panneaux portent une marque d'identification, correspondant à l'une des marques de qualité :

- NF extérieur CTB-X et NF coffrage CTB-X : ces contreplaqués résistent à une humidité élevée, aux intempéries. Ils sont destinés à des emplois extérieurs. L'emploi des panneaux de CTB-X coffrage est limité par l'usure des faces (nombre de réemplois important).
- NF coffrage CTB-O : ce contreplaqué est destiné à des emplois présentant un risque d'humidification temporaire. Le nombre de réemplois du CTB-O est plus limité.

La figure 15 donne des conseils concernant la mise en œuvre. Les dimensions commerciales sont détaillées dans le tableau 7.

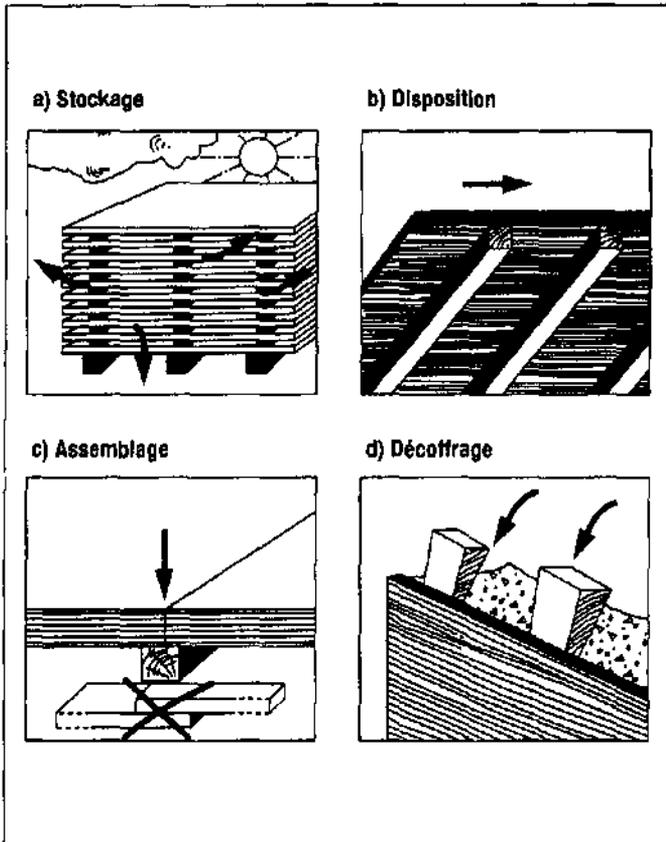
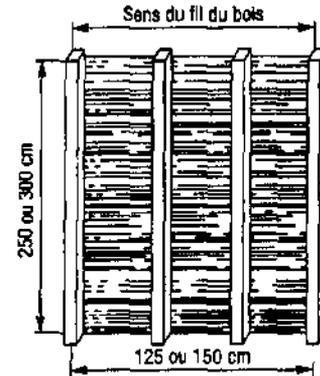


Fig. 15. Mise en œuvre.

Plasti Bétonex S [®] (p. 159)		Unités	Épaisseur e (mm)				
			12	15	18	21	
Poids moyen		daN/m ²	7,2	8,6	10,3	12	
Nombre de pils			7	9	11	13	
Sens du fil du bois	Fils long	Contrainte de rupture en flexion	MPa	55	60	65	65
		Module d'élasticité longitudinale E	MPa	7 000			
	Fils travers	Contrainte de rupture en flexion	MPa	36	40	35	40
		Module d'élasticité longitudinale E	MPa	3 500	3 800	3 500	3 900
Valeur recommandée		Rayon minimal de coffrage = 25 fois l'épaisseur e					
Format		cm					
150 x 300			x	x	x		
125 x 250			x	x	x	x	
Exemple de désignation : NF Coffrage CTB x 250 x 125 x 12 (1).							
(1) Dans cette désignation, la première dimension (250) donne le sens du fil : ici fil long. Le fil du bois des pils extrêmes est donc parallèle au grand côté de la plaque.							

Tableau 7. Caractéristiques d'un contreplaqué NF coffrage CTB-X (NF B 54-161).

a) **Plastibétonex S (NF Coffrage CTB-X)**
 Panneau de coffrage approprié aux coffrages industriels (tables, banches) exigeant un grand nombre de réemplois et une finition parfaite. Les supports sont considérés perpendiculaires au fil du bois (donc parallèles à la plus grande dimension du panneau).



b) **Rollply (NF Extérieur CTB-X) : 250 x 122 x e**
 Coffrages traditionnels mais non répétitifs, béton légèrement rugueux mais fin et régulier. Approprié pour une utilisation dans les parkings, garages, locaux industriels, soubassements... Les supports sont perpendiculaires au fil du bois, donc perpendiculaires à la plus grande dimension du panneau (faces en fil long).

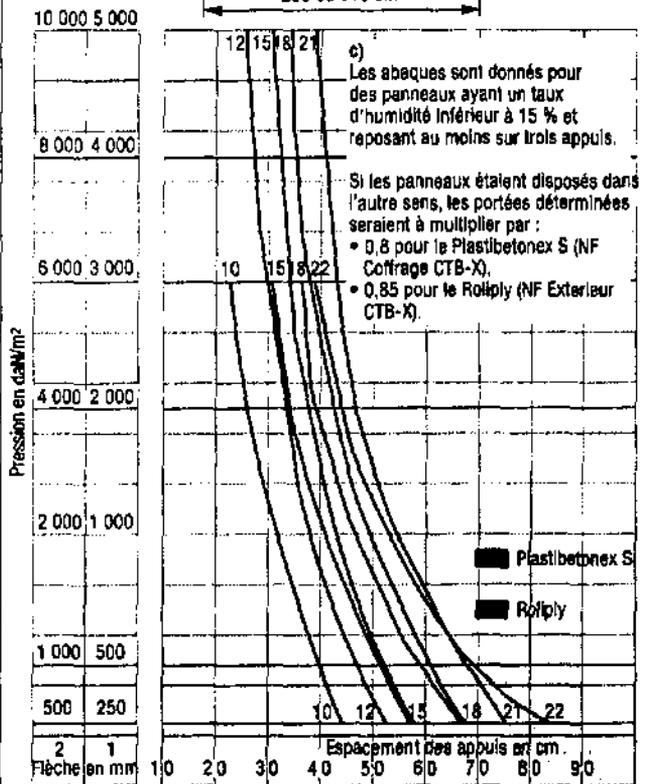
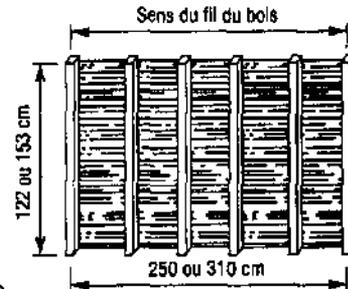


Fig. 16. Abaque de dimensionnement.

Cette page montre comment on peut exploiter des abaques de dimensionnement fournis par un fabricant.

Le premier exemple concerne le choix de l'épaisseur d'un contreplaqué pour coffrer un voile en BA de hauteur 2,50 m. Le second permet de déterminer l'espacement de raidisseurs pour coffrer une dalle ($e = 200$ mm).

• Exemple n°1

- Choisir l'épaisseur d'un contreplaqué Plastibetonex S (fig. 16b), pour coffrer un voile en BA de hauteur 2,50 m.
- La déformation admissible de la surface est limitée à 2 mm.
- La poussée maximale est estimée à 60 kN/m² (p. 157) si l'on admet les conditions suivantes :
 - température = 15 °C,
 - béton plastique, sans adjuvant, dosé à 350 kg/m³ de CPJ, normalement vibré,
 - vitesse de coulage = 10 m/h.
- Les raidisseurs verticaux sont des bastaings ($e = 60$ mm) espacés de 41,7 cm entre axes : il faut toujours retenir un espacement ($1\ 250/3 = 417$ mm par exemple) qui permette de les répartir régulièrement sous chaque panneau (fig. 16).
- Utilisation de l'abaque :
 - tracer une verticale à partir de la portée du panneau ($41,7 - 6,0 = 35,7$ cm),
 - tracer une horizontale, issue de la valeur estimée pour la poussée (6 000 daN/m²), lue dans la colonne 2 mm.

Le panneau adéquat a donc au moins une épaisseur de 15 mm.

• Exemple n°2

- Hypothèses : contreplaqué Plastibetonex S (fig. 16a) ($250 \times 125 \times 18$).
- Les raidisseurs secondaires sont des bastaings ($e = 60$ mm).
- La déformation admissible de la surface est limitée au $1/400^{\circ}$ de la portée du panneau, pour cet exemple.
- Poids volumique du béton : 25 kN/m³.

- Charge de chantier : 2 kN/m² (p. 192).

- Utilisation de l'abaque :

- tracer une horizontale, issue de la valeur estimée pour la charge au m² ($0,20 \times 25 + 2 = 7$ kN/m² = 700 daN/m²), lue dans la colonne 1 mm (flèche absolue permettant probablement de respecter la déformation admissible).
- à l'intersection avec la courbe correspondant au contreplaqué d'épaisseur 18 mm, tracer une verticale qui donne l'espacement maximal des raidisseurs : 54 cm.

Il conviendra de retenir un espacement pratique de $1\ 250/3 = 417$ mm pour répartir régulièrement des bastaings sous chaque panneau ($357/400 = 0,9 < 1$ mm : vérifié).

7. POUTRELLES

Le tableau 8 donne les caractéristiques mécaniques d'éléments en bois massifs pouvant servir de poutrelles. Pour améliorer les performances des profilés, les fabricants ont mis au point des poutrelles industrialisées en bois ou composites (associant bois et métal). Les tableaux 9 et 10 donnent des caractéristiques de produits couramment utilisés sur les chantiers.

Désignation	Poids (daN/m)	Section (mm ²)		Module d'inertie I/v (cm ³)	E (MPa)	Moment résistant (kN.m)
		Sciage	Calcul			
Bastaing	4,7	63 x 165	60 x 162	258	10 000	2,06
Madrier	6,8	75 x 200	72 x 197	433	10 000	3,46
Madrier	8,3	80 x 230	77 x 227	595	10 000	4,76

$M_R = \bar{\sigma} \frac{I}{v}$

Les modules d'inertie des pièces sur chant prennent en compte le coefficient correcteur sur la hauteur de la section de la pièce : CB 71 § 3,23-11.

Tableau 8. Principales caractéristiques des bois massifs (chantier).

Marque	Type	Poids linéique (daN/m)	Section b x h (cm)	I _x (cm ⁴)	Module d'inertie I/v (cm ³)	EI _{xx} (kNm ²)	Moment fléchissant résistant M _R (kN.m)	Effort tranchant résistant V _R (kN)	Longueurs commerciales courantes (m)
DOKA	H 16	3,5	6,5 x 16	2 420	302,5	250	3,30	9	2,45 ; 2,90 ; 3,60 ; 3,90 ; 4,90 et 5,90
	H 20	5	8 x 20	4 650	465	450	5,00	11	
	H 30	8	9 ⁷ x 30 ⁵	18 857	1 236,5	1 825	13,50	15	
	H 36	9	9 ⁷ x 36 ⁵	29 178	1 599	2 824	17,00	17	
PERI	VT 16K	4,6	8 x 16	2 420			3,5	8,5	0,90 à 6,00 m (pas de 0,30 m)
	VT 20K	5,92	8 x 16	4 290			5,0	11,0	
	GT 24	5,6	8 x 24	8 000			7,0	14,0	
SGB	SGB 20	5,0	8 x 20	4 685	468		5,0	11,0	2,45 ; 2,60 ; 3,30 ; 3,60 ; 4,50 et 2,90 à 6,90 (pas de 1,00 m)

Tableau 9. Principales caractéristiques de poutrelles industrialisées en bois.

Marque	Type	h (cm)	b (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	I_{xy} (cm ⁴)	E (MPa)	F (MPa)	
HUSSOR	(1) (2) (3)	80/160	4,10	80 × 160 (15,20 cm ⁴)	460	57,3	102	25,5	7 000

- (1) Utilisation sur chant : moment fléchissant résistant $M_R = 8,10$ kNm
effort tranchant résistant $V_R = 25$ kN
(2) Utilisation à plat : moment fléchissant résistant $M_R = 3,6$ kNm
effort tranchant résistant $V_R = 13$ kN
(3) La figure 17 donne des abaques permettant de limiter les calculs théoriques (p. 192), pour utiliser ces poutrelles.

Tableau 10. Poutrelles industrielles (doc. Hussor).

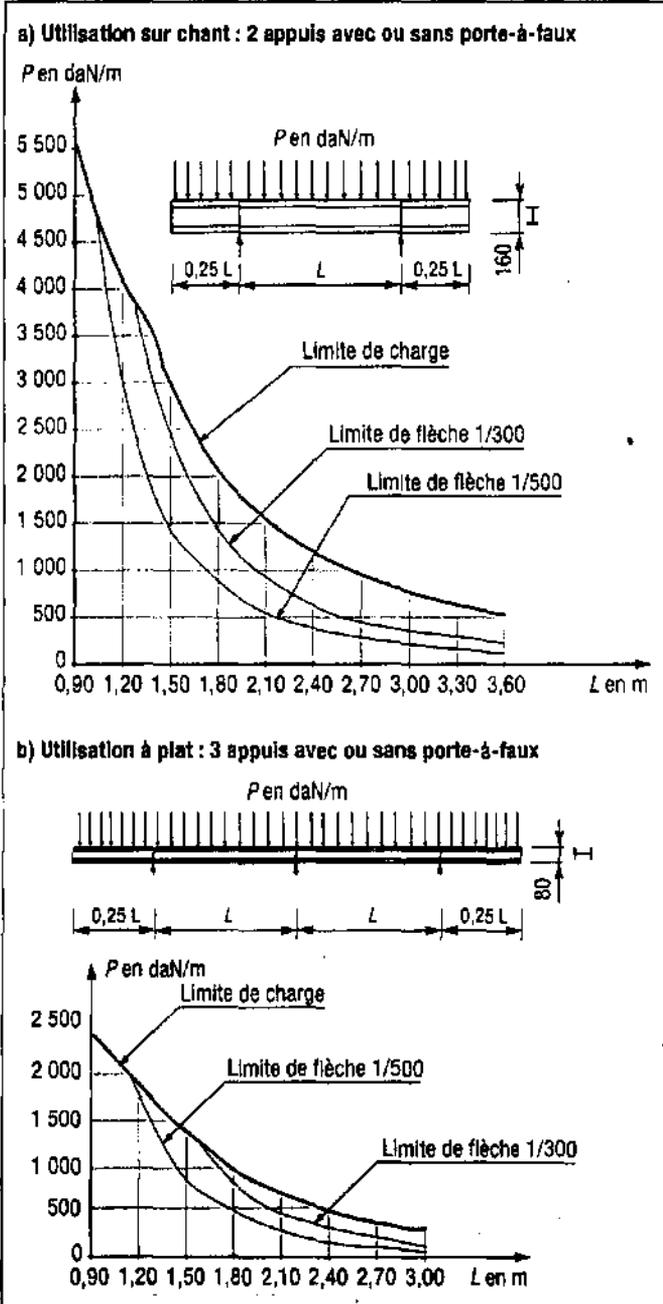


Fig. 17. Abaques d'utilisation d'une poutre mixte (doc. poutrelle Hussoralu 80/160).

Profil PHAL	
P₁ (1)	
– Moment d'inertie :	946 cm ⁴
– Module d'inertie :	102,2 cm ³
– Module d'élasticité :	700 000 daN/cm ²
– Moment fléchissant résistant :	1 130 daN.m
– Effort tranchant résistant :	5 250 daN
– Réaction sur appui Intermédiaire :	7 500 daN
– Poids (sans fourrure) :	5,70 daN/m
– Poids (avec fourrure) :	6,40 daN/m
P₂ (1)	
– Moment d'inertie :	543 cm ⁴
– Module d'inertie :	65,8 cm ³
– Module d'élasticité :	700 000 daN/cm ²
– Moment fléchissant résistant :	750 daN.m
– Effort tranchant résistant :	4 450 daN
– Poids (sans fourrure) :	4,20 daN/m
– Poids (avec fourrure) :	4,80 daN/m
P₃ (1)	
– Moment d'inertie :	431 cm ⁴
– Module d'inertie :	52 cm ³
– Module d'élasticité :	700 000 daN/cm ²
– Moment fléchissant résistant :	610 daN.m
– Effort tranchant résistant :	3 700 daN
– Poids (sans fourrure) :	3,25 daN/m
– Poids (avec fourrure) :	3,80 daN/m
(1) Longueurs commerciales courantes : P ₁ = 2,60 m ; 3,00 m ; 3,60 m ; 3,90 m ; 4,80 m ; 5,20 m. P ₂ et P ₃ : 2,40 m ; 3,60 m.	

Tableau 11. Poutrelles industrialisées mixtes (doc. Mills).

Banches pour ouvrages en béton : constitution et mise en œuvre

NF P 93-350

1. GÉNÉRALITÉS

Les banches de fabrication industrielle (NF P 93-350) sont des coffrages outils qui, accouplés face à face, permettent de réaliser des murs d'une hauteur de 1 à 3 mètres (p. 164) (fig. 1).

Elles sont souvent insérées dans un train de banches (p. 203) au cours des cycles, et peuvent être équipées simultanément de réhausse, et/ou de sous-hausses et éventuellement de rallonges (p. 164).

Un cycle est une série complète d'opérations et de situations se succédant dans un ordre déterminé, qui se renouvelle de façon identique (p. 203).

Réalisées en un panneau, munies de tous les équipements nécessaires à leur utilisation, elles constituent un poste de travail et doivent assurer la sécurité du personnel affecté à leur mise en œuvre. Elles sont alors dites « monoblocs » et permettent l'obtention des parois verticales courantes (p. 165).

Pour l'entretien ou le transport, les équipements peuvent être désolidarisés du panneau, mais ils forment un ensemble indissociable durant l'utilisation de la banche.

Chaque panneau porte une marque inaltérable indiquant le nom ou le sigle du fabricant, l'année de fabrication, le poids au mètre carré de banche équipée, la capacité de charge du dispositif de manutention, et la référence de la norme (NF P 93-350).

La norme peut servir de guide pour la fabrication de banches traditionnelles, sur chantier, avec des éléments séparés non industrialisés.

2. CONSTITUTION ET TERMINOLOGIE

Une banche comporte :

- une face coffrante raidie par une ossature,
- des points d'appuis permettant de la régler dans le plan vertical et dans le plan horizontal (béquilles réglables, tiges d'entretoises, vérins de pieds...),
- des dispositifs de stabilisation vis-à-vis de l'action du vent, quelle que soit sa direction,
- des équipements comprenant un poste de travail et ses accès, des dispositifs de préhension.

La figure 2 précise la terminologie des différents éléments constitutifs d'une banche.

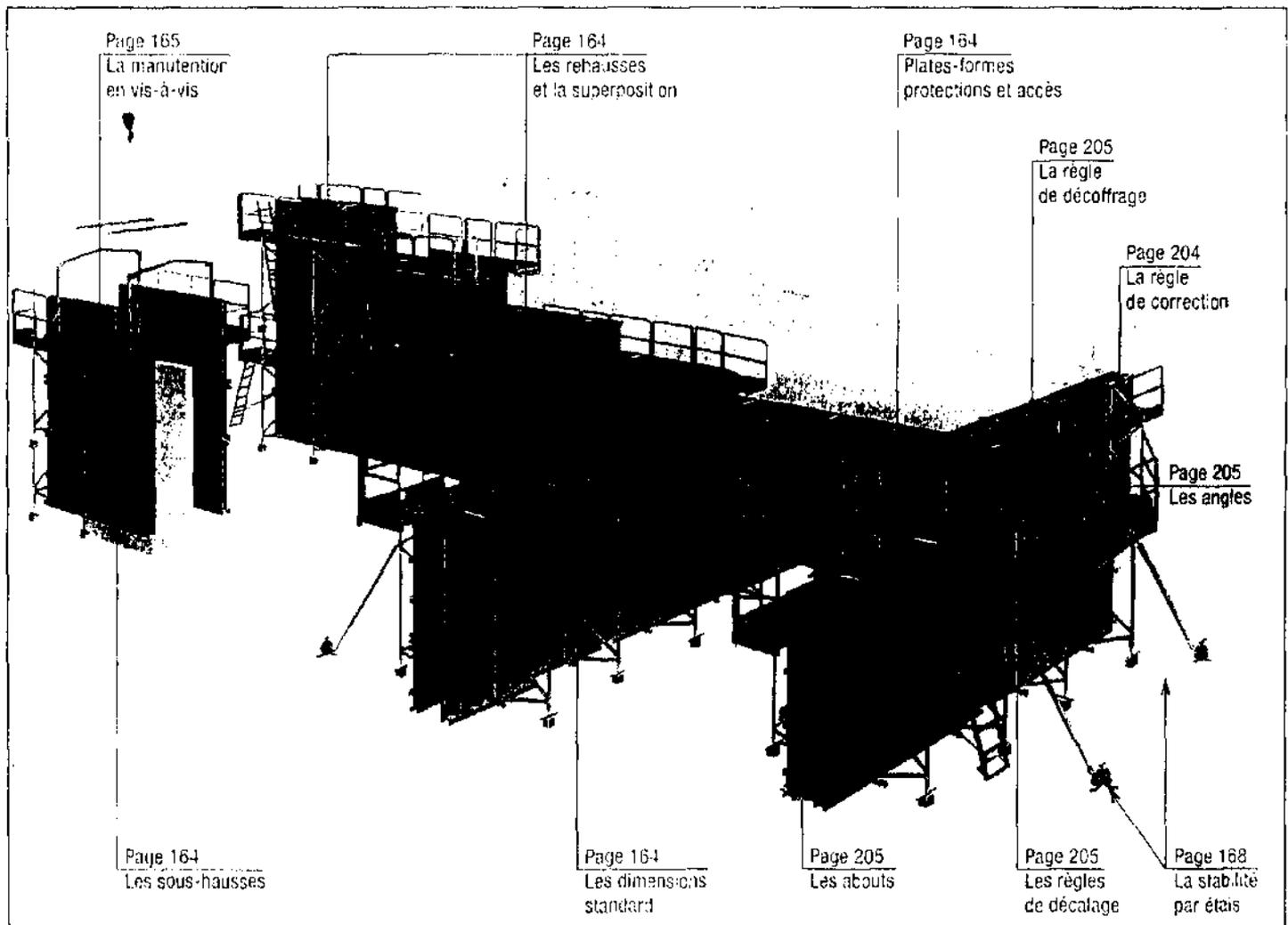


Fig. 1. Repérage des différents constituants des trains de banches.

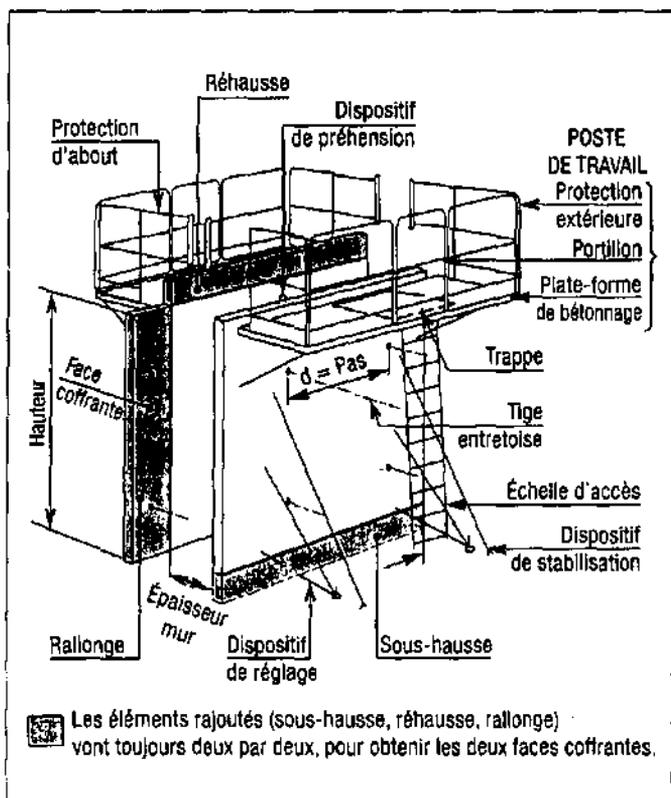


Fig. 2. Désignation des différents éléments constitutifs d'une banche.

La face coffrante est la surface en contact avec le béton. Elle est destinée à assurer la planéité, à donner la texture du parement (p. 156) et à garantir la durabilité du coffrage. Elle peut être constituée d'un autre matériau que celui de l'ossature et participe à la résistance.

L'ossature est le principal élément résistant à son propre poids, la pression du béton (p. 157) et aux charges de service : circulation normale du personnel, efforts dus au vent, efforts dus à la manutention.

Le module est l'unité dimensionnelle choisie comme accroissement pour l'écartement entre files verticales d'entretoises.

Le poste de travail correspond à la plate-forme de bétonnage plane (> 0,50 m), résistante, antidérapante, fixée sur l'ossature, installée à la partie supérieure de la banche. Elle est équipée de protections, d'une échelle d'accès munie d'une protection débouchant sur un portillon (élément articulé dans le garde-corps de la plate-forme, s'ouvrant vers l'intérieur de la plate-forme) ou une trappe dans la surface de la plate-forme (avec fermeture automatique). Une protection contre les chutes vers le niveau inférieur (garde-corps comprenant une lisse à 1 m et une sous-lisse à 0,45 m de hauteur, complété par une plinthe de 0,15 m de hauteur, par exemple, occupant au minimum les côtés extérieurs de la plate-forme) est prévue.

Une protection d'about (escamotable ou amovible) assure la continuité de la protection en débordant de la surface coffrante.

La réhausse est un élément d'ossature et de surface coffrante monté au-dessus d'une banche pour augmenter sa hauteur. On l'utilise lorsque la hauteur de bétonnage est supérieure à la hauteur de la banche standard.

La sous-hausse est un élément similaire placé au niveau inférieur.

Une rallonge permet d'allonger une banche.

3. ENSEMBLES STANDARD (TABLEAUX 1 À 4)

Les fabricants disposent d'une gamme complète, comprenant des banches droites, des réhausse, sous-hausse et divers abouts. Ces composants, en métal ou en bois, peuvent s'adapter aux contraintes dimensionnelles du chantier par des dispositifs tels que les règles de correction, les règles de décalage, ou les coffrages d'angles (p. 205). Les coffrages cintrables ou circulaires sont présentés page 172.

Ces matériels permettent d'obtenir un excellent parement au décoffrage grâce à une bonne planéité des surfaces et un affleurement très précis des panneaux.

	Banche (1) (m)	Sous-hausse (m)	Réhausse (m)	Poids moyen (daN/m ²)
Coffrage métal	2,52	0,60	0,20	100
	2,60	0,75	0,25	
	2,70	0,85	0,30	
	2,80	1,00	0,40	
	3,00	1,25	0,45	
	-	1,50	-	

Tableau 1. Banche Hussor RI 70 sans contre-flèche (HUSSON).

	Banche (2) (m)		Sous-hausse (m)		Réhausse (m)		Poids moyen (daN/m ²)	
Coffrage métal	2,52	2,52	0,50	0,50	0,23	0,25	105	125
	2,60	2,60	1,00	1,00	0,50	0,50		
	2,70		1,50	1,50				
	2,75							
	2,80	2,80						

Tableau 2. Banche colisable (Outlnord) B 8 000.

	Banche (3) (m)	Sous-hausse (m)	Réhausse (m)	Poids moyen (daN/m ²)
Coffrage métal	2,5 à 4,90 (pas de 0,3)	1,60 1,90 2,20	0,47 0,70	55
	4,9 puis 5,5 à 11,50 (pas de 1,20)	-	-	60

Tableau 3. Banche « La Finlandaise » (Ricard).

Robot	Modules standard disponibles						
RI 70 (1)	0,6	0,9	1,20	-	2,40	-	3,60
Colisable B 8 000 (2)	0,625	-	1,25	-	2,50	-	-
	0,625	-	1,25	-	2,50	-	-
Finlandaise (3)	-	-	1,20	1,50	2,40	3,00	-

- (1) Encombrement en position ouverte 3,06 m hors tout.
 (2) Encombrement en position ouverte 3,00 m hors tout.
 (3) Banche 1 face : encombrement 1,00 m hors tout.

Tableau 4. Modules disponibles en standard.

4. MISE EN ŒUVRE DE BANCHES

4.1 Décoffrage des voiles réalisés

Le décoffrage des éléments coulés la veille (en général) comprend cinq opérations :

- enlèvement des tiges traversantes (entretoises),
- démontage des fixations apparentes des mannequins,
- désaccouplement des abouts et éventuellement des colis,
- déplacement du coffrage à l'aide de la grue (fig. 3, 4a et 4b) ; dans le cas des banches équipées d'un dispositif d'accouplement, le levage d'un couple de banches est effectué à la grue à l'aide d'un palonnier. Les compas ou ciseaux d'auto-stabilité s'ouvrent et le décoffrage du train de banches s'effectue,
- mise en place du coffrage à son nouveau poste de travail ou stockage provisoire (stabilité : p. 168).

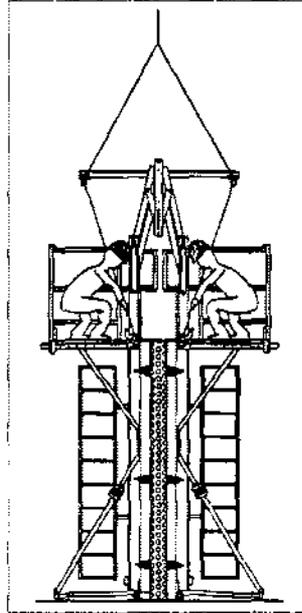


Fig. 3. Désaccouplement et arrimage aux élingues.

4.2 Mise en place de banches

Elle comporte trois étapes.

- **Étape 1** : implantation du voile à couler (matériels couramment utilisés (p. 228) et tolérances détaillées p. 155),
- **Étape 2** : mise en place d'une face coffrante, contre une talonnette (fig. 5) sur laquelle on alignera le coffrage (certains CCTP interdisent les talonnettes en béton).

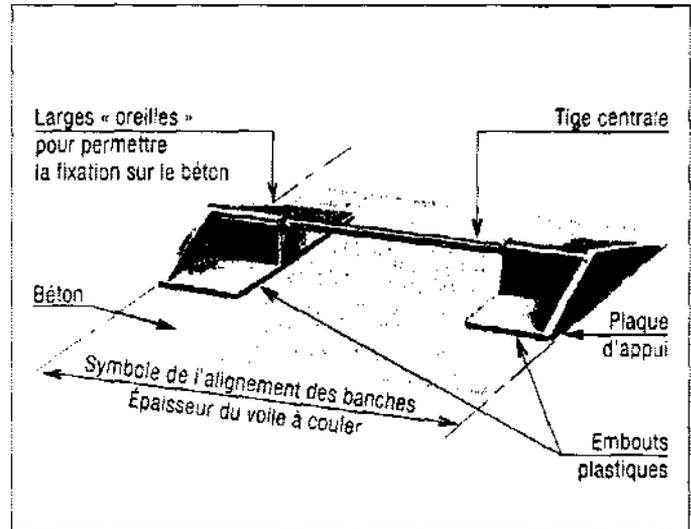


Fig. 5. Talonnette en plastique.

- **Étape 3** : mise en place des réservations, des mannequins, des armatures et calage (p. 166) : figure 6.

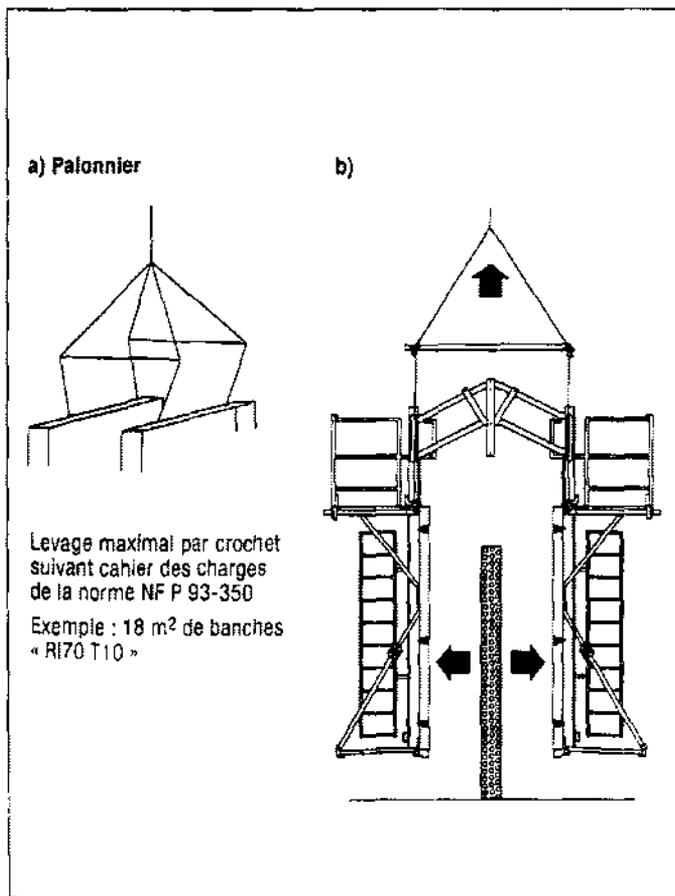


Fig. 4. Manutention.

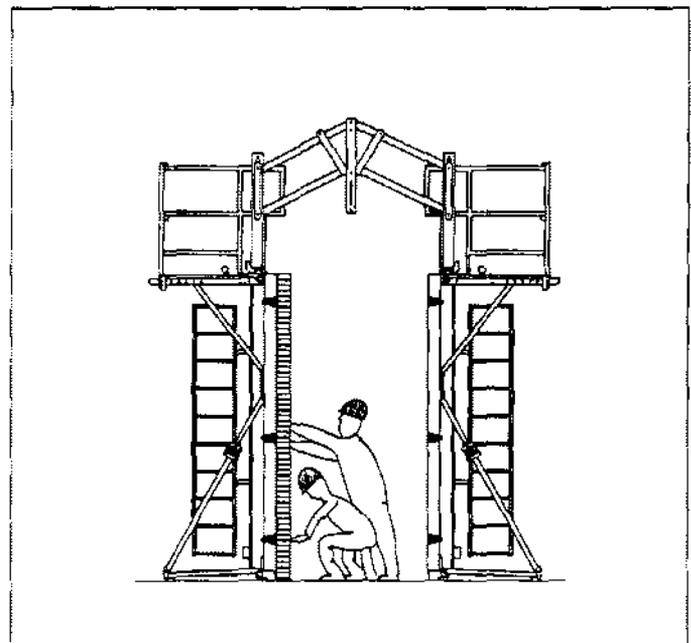


Fig. 6. Mise en place du ferrailage et des inserts (p. 166)

4.2.1 Mise en position des armatures

Les armatures doivent être mises en place conformément au plan du Bureau d'Études notamment en respectant un enrobage correct (tableau 5), et disposées de manière à ne pas perturber le coulage du béton.

Enrobage (mm)	Utilisation
10	• Parois situées dans les locaux couverts et clos, qui ne seraient pas exposées aux condensations.
30	• Parois coffrées ou non qui sont susceptibles d'être soumises à des actions agressives, des intempéries, des condensations ou encore, d'être au contact d'un liquide.
50	• Ouvrages à la mer, exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ouvrages exposés aux atmosphères très agressives.

BAEL Art. A.7.1.: l'enrobage e correspond à la distance de l'axe d'une armature (principale ou secondaire) à la paroi la plus proche, diminuée du rayon nominal de cette armature. L'enrobage minimal doit aussi tenir compte de la dimension maximale des granulats (p. 101) et de l'ouvrabilité du béton (p. 121). Le respect de l'enrobage exige une densité suffisante de cales ou d'écarteurs entre les armatures et le coffrage, des carcasses rendues suffisamment rigides par l'adjonction d'armatures secondaires qui ne résultent pas de calculs.

Tableau 5. Enrobage minimal.

La reprise de bétonnage est améliorée lorsque la surface de la reprise est rugueuse, propre et humide.

Les armatures doivent généralement être liées aux armatures en attente sortant des éléments déjà coulés sur lequel le coffrage vient s'appuyer.

L'emploi de cales en béton ou en plastique (fig. 7) est bien évidemment recommandé.

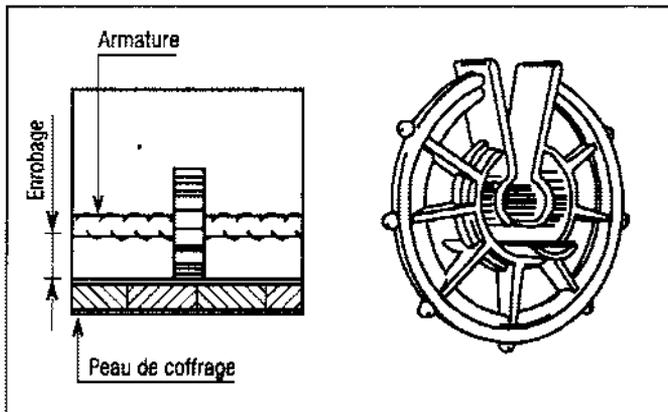


Fig. 7. Cales en plastique.

La prévention de blessures térébrantes par des armatures en attente conduit à adopter une des solutions suivantes (fig. 8) :

- formes extérieures des attentes adaptées (crosses),
- mise en place de sécurités (boîtes, bouchons).

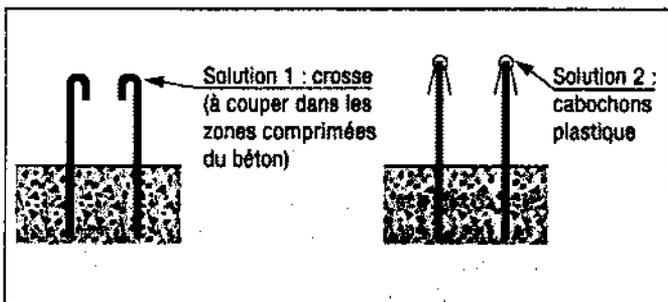


Fig. 8. Protection des armatures en attente

4.2.2 Mise en position des inserts

Afin de réaliser les réservations, il existe une large gamme d'accessoires. Leur conception et l'utilisation fréquente de supports magnétiques permettent de prolonger la durée de vie du coffrage en évitant les percements (fig. 9 à 11).

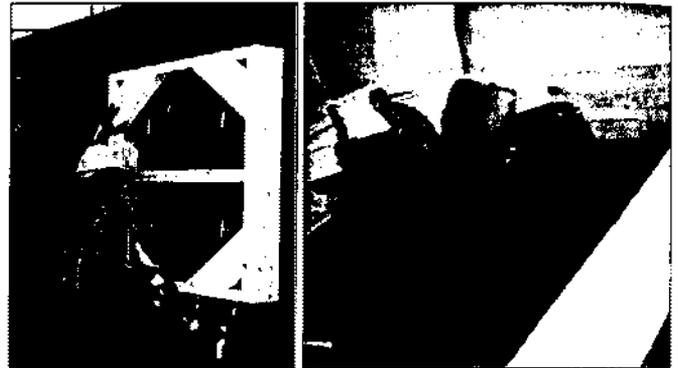


Fig. 9. Mise en place d'un mannequin bois avec des fixations magnétiques.

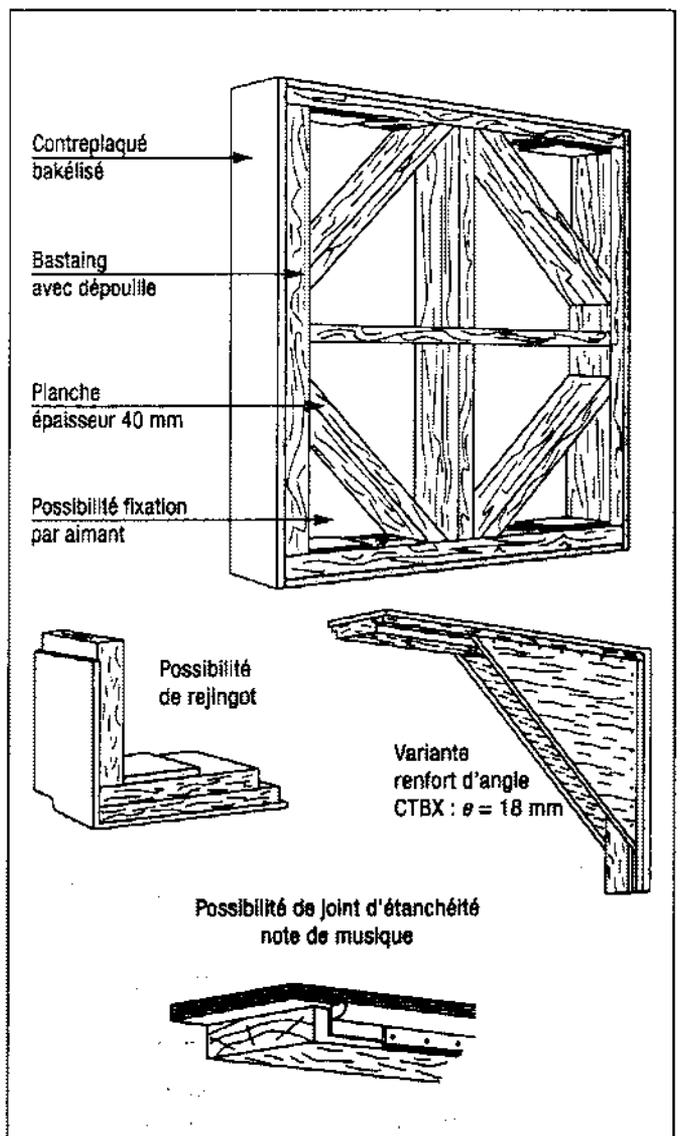


Fig. 10. Mannequin monobloc avec fruit de décoffrage.

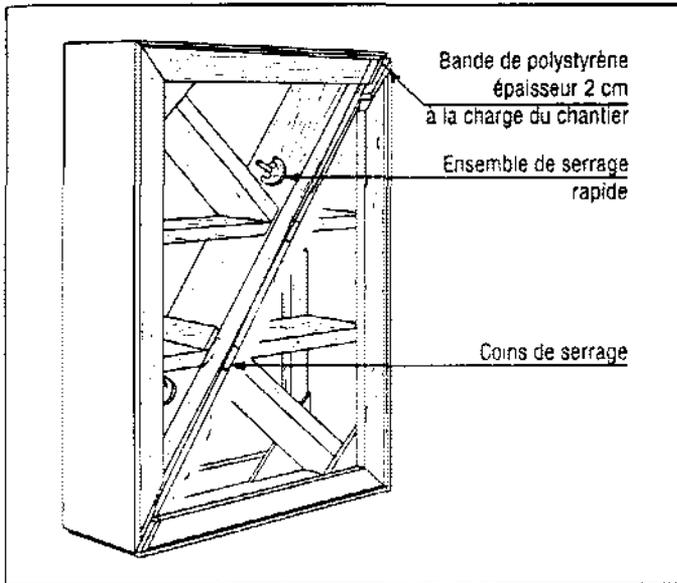


Fig. 11. Mannequin démontable.

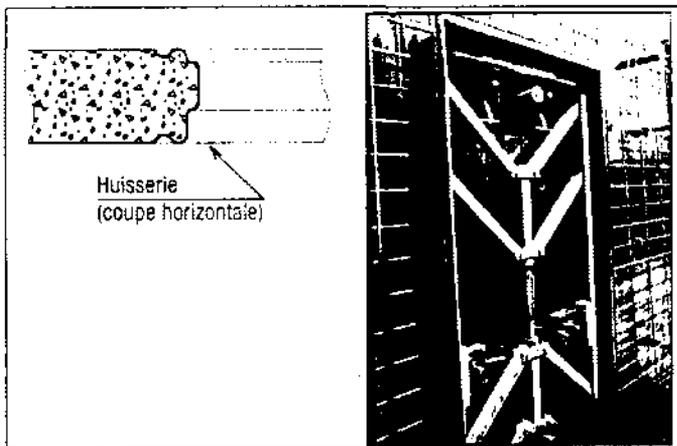


Fig. 12. Huisserie banchée

L'ossature en acier avec habillage contre-profilé de l'huisserie banchée (fig. 12 et 13) est destinée à renforcer au cours du bétonnage les huisseries à bancher.

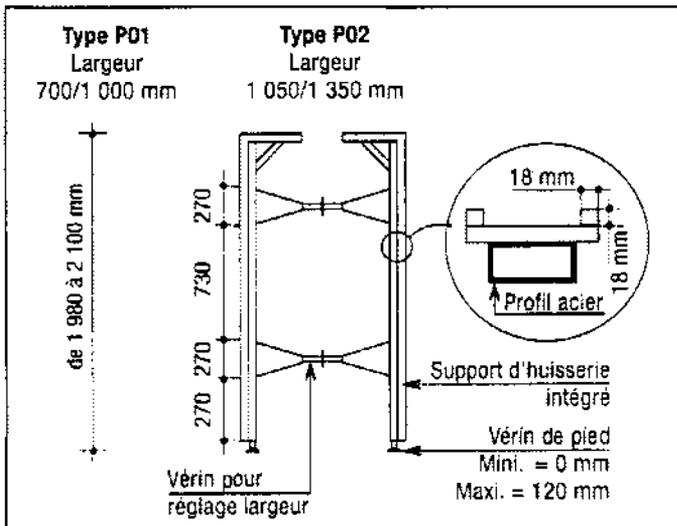


Fig. 13. Exemples de dimensions disponibles (Ricard).

4.2.3 Fermeture et serrage du coffrage

On vérifiera le coffrage avant coulage (point d'arrêt généralement prévu par le PAQ !), sans oublier de contrôler les positions des réservations et des armatures. Les tiges traversantes munies d'écarteurs permettent d'obtenir l'épaisseur voulue (fig. 14 à 15).

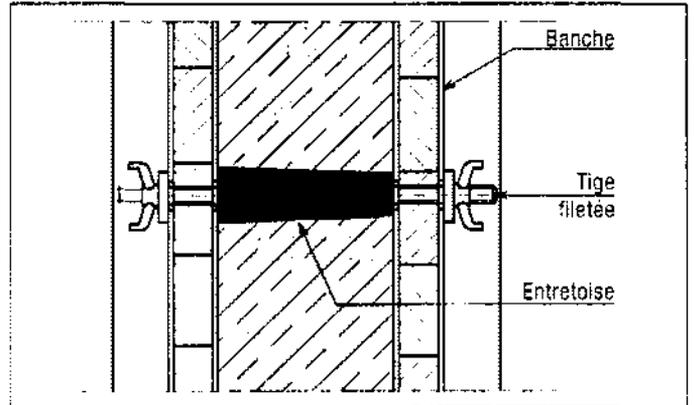


Fig. 14. Entretoise conique.

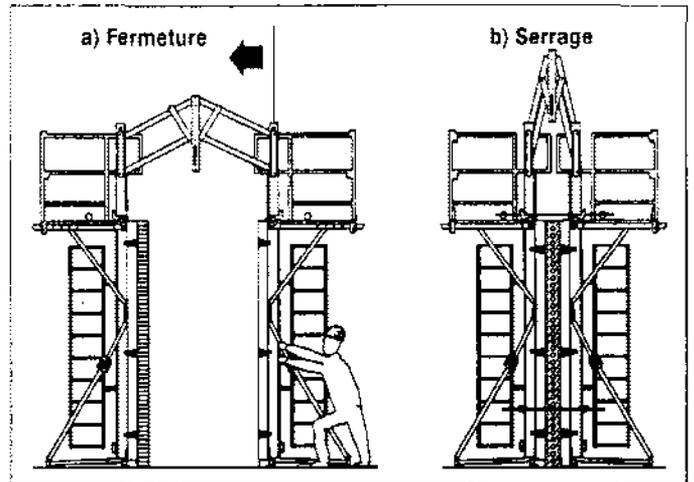


Fig. 15. Fermeture et serrage du coffrage.

4.3 Mise en place du béton (fig. 16)

Elle doit respecter les consignes du Plan d'Exécution des Ouvrages (AFNOR DTU P 18-201) établi par le bureau d'études, notamment la position et l'aspect des reprises, et la qualité du béton.

Les effets de parois et ségrégation seront réduits de trois façons :

- Utiliser les moyens de mise en œuvre adaptés (goulotte, fenêtre de mise en place découpée dans la face coffrante si la hauteur totale à couler est importante) (fig. 16) ;

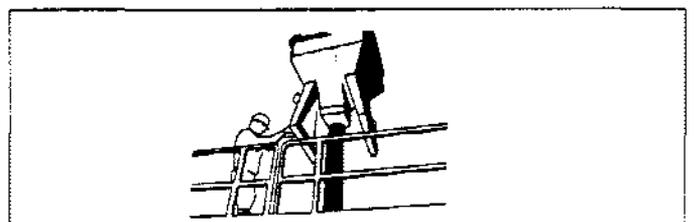


Fig. 16. Arrivée de la benne au-dessus du coffrage.

- Couler par passe (hauteur) de 0,3 à 0,8 m dans les voiles (fig. 17) ;

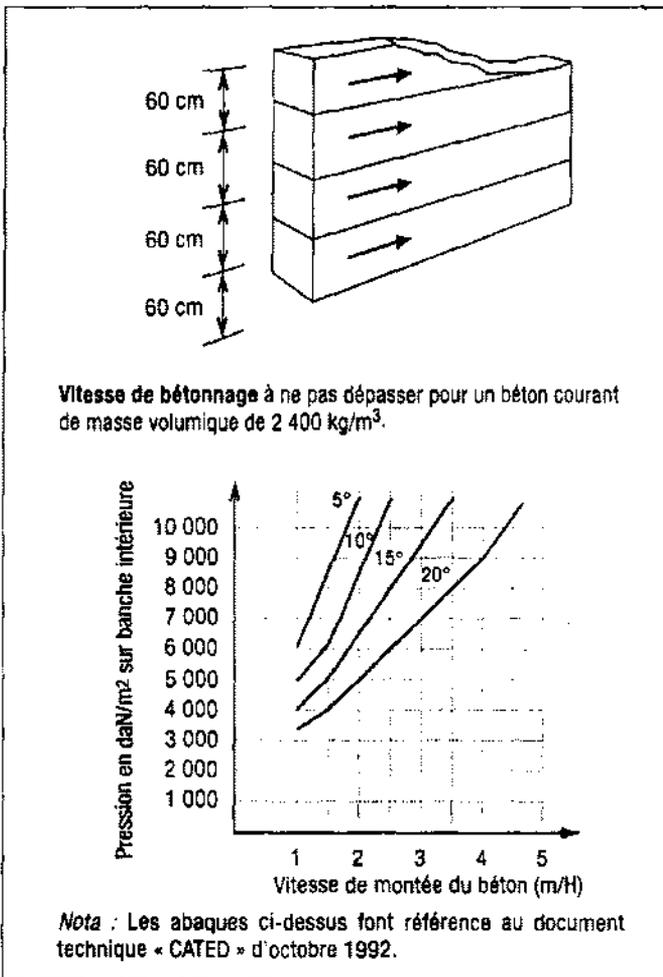


Fig. 17. Déversement du béton par couches successives.

- Vibrer à chaque passe (fig. 18).

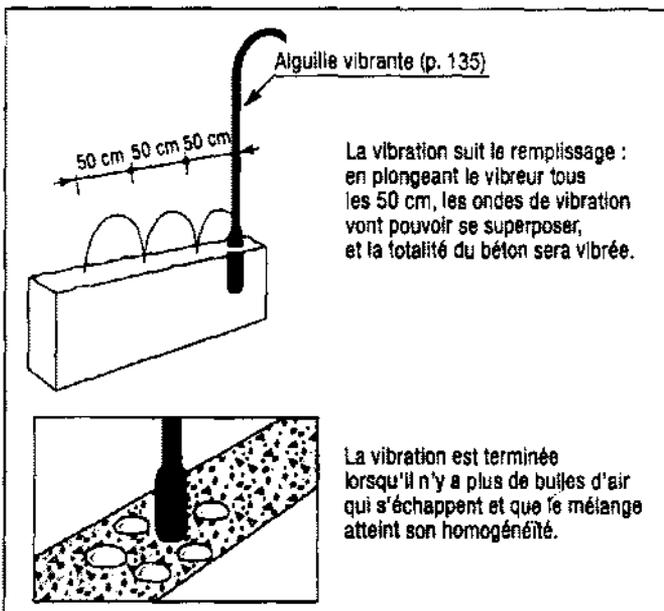


Fig. 18. Aiguille vibrante.

5. CONDITIONS GÉNÉRALES DE STABILITÉ DES BANCHES

La norme (NF P 93-350) définit les actions mécaniques à considérer, les sollicitations à calculer et les vérifications qu'il faut effectuer pour dimensionner une banche et s'assurer des conditions de sa stabilité, notamment vis-à-vis du vent.

La vitesse du vent peut être mesurée par un anémomètre placé au sommet de la grue (NF E 52-052). Il convient d'arrêter la manutention des banches au-delà de 60 km/h.

5.1 Stabilisation par ancrage arrière (art. 170 du décret du 8/01/1965 : étaielement provisoire des éléments préfabriqués lourds) (fig. 19)

Des étais rigides sont d'une part, fixés à demeure sur la partie arrière de la banche, d'autre part, ancrés par une « araignée », vissée dans une douille noyée dans les parties résistantes de l'ouvrage ou dans des lests déplaçables prévus à cet effet (procédé plus sûr). Ces étais permettent le ripage de la banche, le réglage de sa verticalité et sont à double effet.

La dalle doit avoir une résistance suffisante et les efforts d'arrachement ou de poussée doivent être répartis convenablement. Le lest doit avoir été correctement déterminé (fig. 23) par le constructeur en fonction des conditions d'emploi préconisées.

Le poids du lest sera alors pris en compte pour déterminer les matériels de manutention (grue, élingues ou palonnier) ainsi que pour les supports de ce coffrage.

Le guide pratique « Coffrages du bâtiment » édité par l'OPPBTP détaille la démarche des justifications.

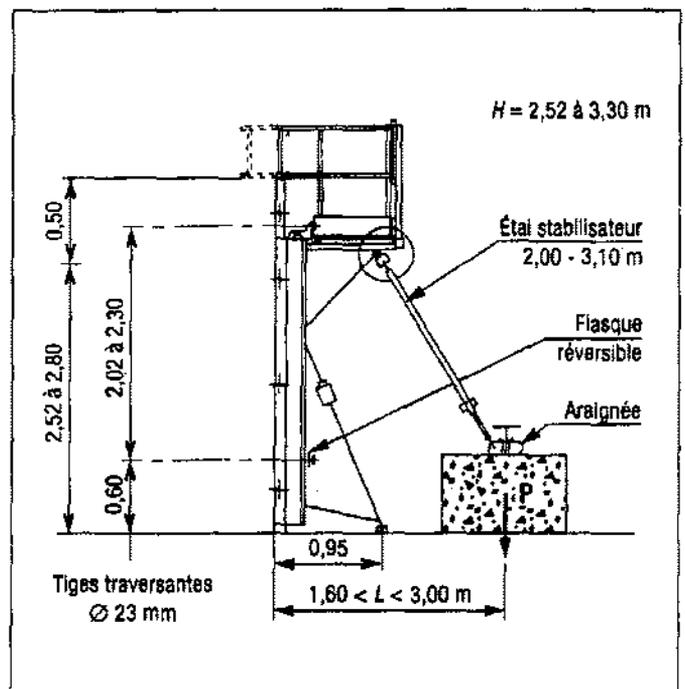


Fig. 19. Stabilisation par ancrage arrière.

Deux étais au moins sont nécessaires par élément isolé ou de moins de 5 m de large (fig. 20a et 20c).

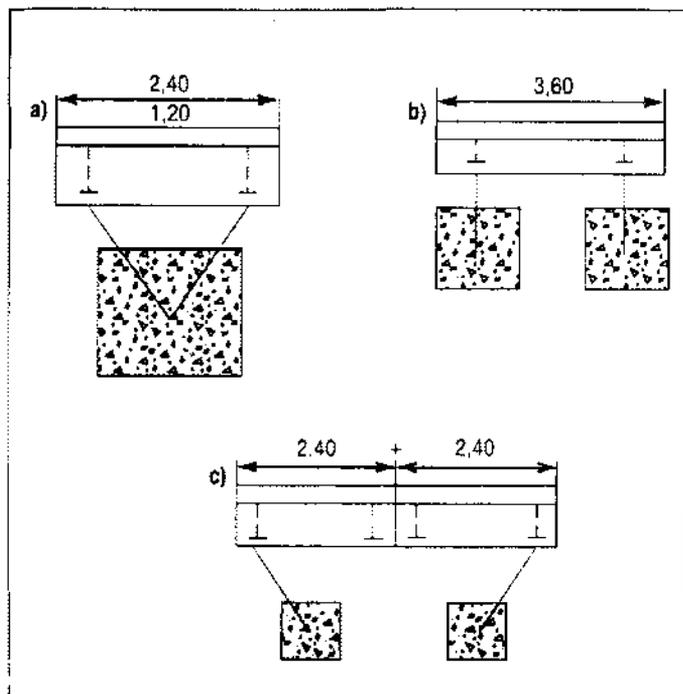


Fig. 20. Position des étais stabilisateurs.

- **Avantage** : indépendance de chaque face coffrante.
- **Inconvénient** : le dispositif de stabilisation n'est pas automatiquement installé.

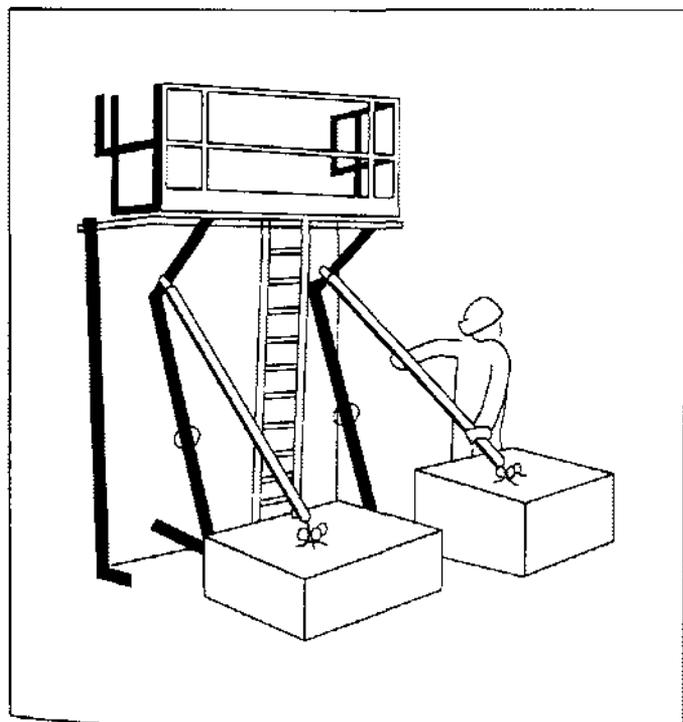


Fig. 21. Stabilisation par ancrage arrière.

Ce procédé est inutilisable sur les consoles pignons (fig. 20). Un étaieement de la dalle est parfois nécessaire et les déplacements du coffrage sont plus délicats.

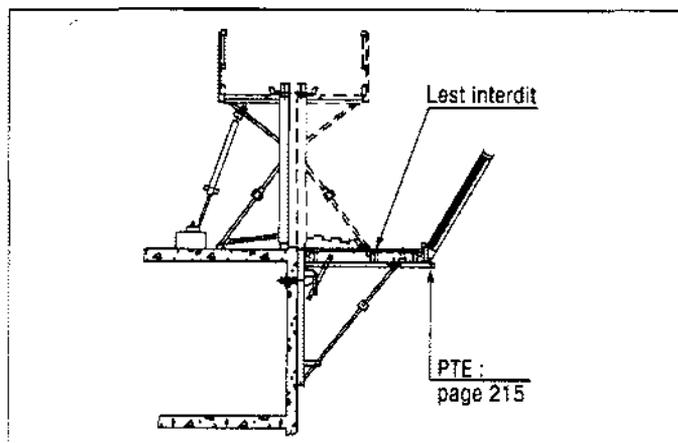


Fig. 22. Cas des plates-formes de travail en encoffrement.

5.2 Stabilisation par couplage

Les banches sont couplées deux à deux en position verticale. Elles sont maintenues par, au moins, deux dispositifs à écartement variable situés en partie haute (ciseaux écarteurs (p. 167), compas (p. 167)).

Le mouvement des banches est facilité par des roues ou galets escamotables situés en partie inférieure. L'auto-stabilité est assurée jusqu'à la hauteur maximale en position ouverte, jusqu'à 3,60 m en phase de bétonnage. Le personnel doit être informé des conditions dans lesquelles l'auto-stabilité est assurée. En dehors de ces cas, il faut recourir aux solutions précédentes et ajouter un étai de stabilité.

L'engin de levage est deux fois plus sollicité qu'avec la solution de la stabilisation par ancrage arrière.

Nota : La figure 23 n'est pas un schéma mécanique. Elle sert à visualiser les différents termes de la légende, utiles au dimensionnement du lest.

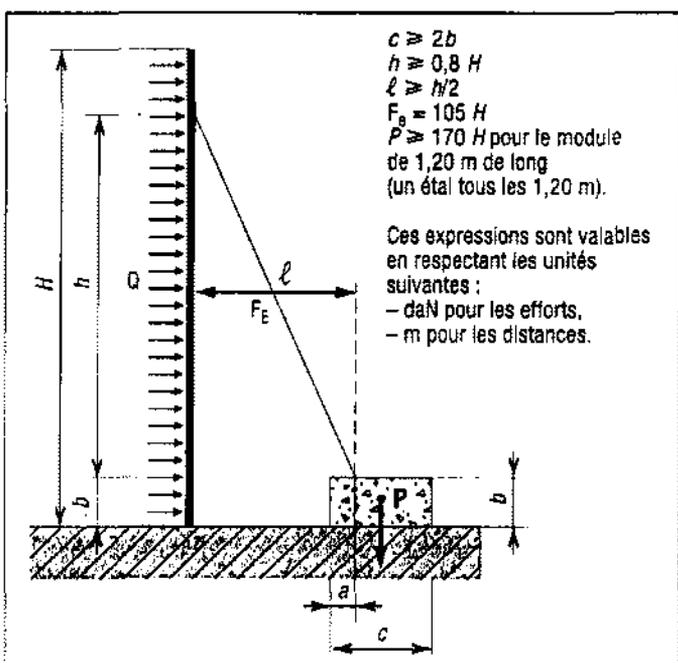


Fig. 23. Éléments pour le calcul de la valeur du contreponds en béton ($\rho = 2300 \text{ daN/m}^3$) et de sa position.

Réalisation des poteaux : coffrages, préfabrication

NF P 93-350 & -352, CNAM R 280

Le poste de travail et ses accès sont protégés contre les chutes de hauteur tant à l'extérieur du coffrage qu'à l'intérieur. Ce dernier risque est généralement limité pour les poteaux de bâtiment. Toutefois, il est souhaitable d'avoir un coffrage dépassant la plate-forme de travail.

Les dispositifs assurant la stabilité du coffrage sont disposés au moins dans deux plans verticaux à peu près orthogonaux (fig. 1). Ceux travaillant à la traction (stabilisation par ancrage arrière sur douilles : p. 168) sont déconseillés au profit des fermes d'appuis (fig. 1) ou des lests (p. 169).

La mise en place du coffrage et le bétonnage sont sensiblement identiques aux opérations évoquées (p. 165) pour les banches.

1. COFFRAGES OUTILS RÉUTILISABLES

Il existe deux types de coffrages outils réutilisables.

- le coffrage « ailes de moulin » (fig. 1),
- le coffrage à deux demi-coquilles indépendantes : la feuillure à emboîtement automatique assure une bonne étanchéité (fig. 2).

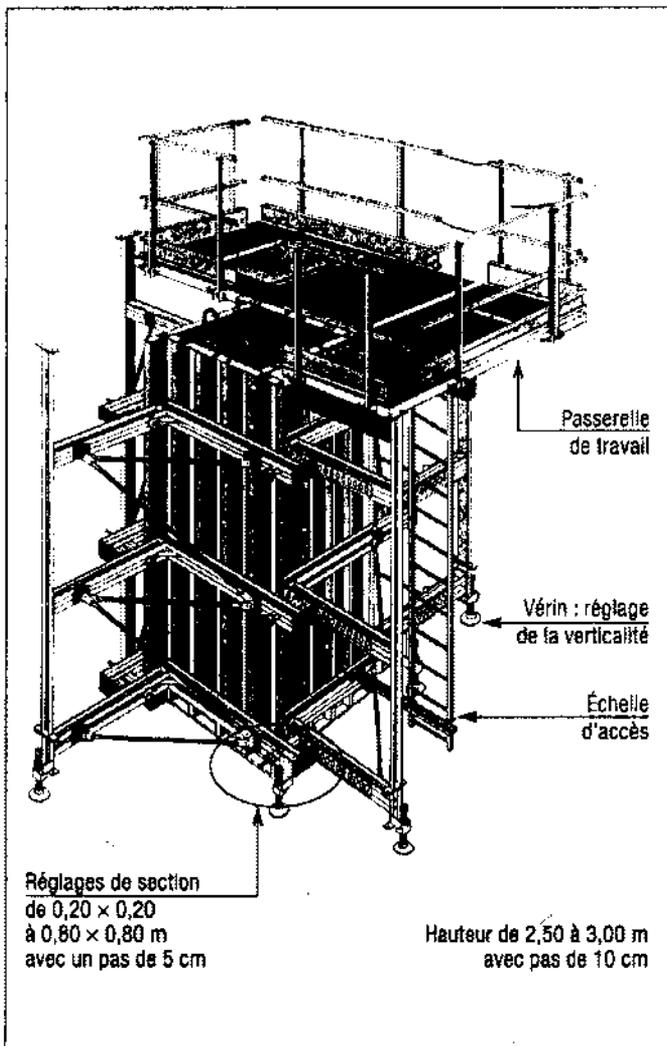


Fig. 1. Coffrage outil métallique.

Nom commercial	Hauteur (pas de 300 mm)	Forme	
		Ø	Ø
Contour (1)	2 500 à 4 000	à partir de 200 mm avec un pas de 1 mm	200 à 900 mm avec un pas de 50 mm
La Finlandaise (2)	4 000 à 12 000		

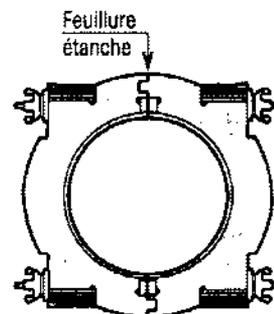
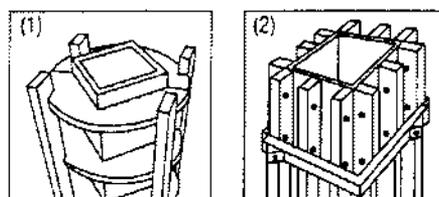
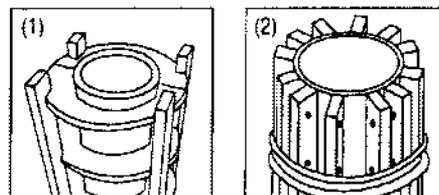


Fig. 2. Coffrages outils en bois (doc. Ricard).

2. COFFRAGES PERDUS

Nous nous limiterons aux tubes obtenus par « spirilage » de matériaux composites (bandes de cartons contrecollées entre elles et revêtues d'un film étanche). Légers, ils sont peu déformables. Le décoffrage s'effectue au moyen d'un outil tranchant. Le stockage des coffrages doit être soigné, à l'abri des intempéries.

Ces tubes, manportables, doivent être maintenus :

- en tête, par un carcan, enserrant le coffrage, qui permet la fixation d'étais tirant-poussant,
- vers le bas, par un deuxième carcan relié au pied de l'étais par un bracon,
- en pied, par un système de blocage approprié : talonnette, carcan...

La plate-forme de travail pour le bétonnage est le plus souvent une plate forme individuelle roulante (NF P 93-352).

Pour les poteaux de grandes dimensions, on enserre le coffrage dans un petit échafaudage.

Les dimensions courantes de coffrages perdus sont données tableau 1.

Coffrage rectangulaire prêt à poser	
Ø (mm)	Hauteur maximale de coulage (m)
200 × 200	hauteur standard de 4 mètres
250 × 250	
300 × 300	
400 × 400	
200 × 250	hauteur standard de 4 mètres
200 × 300	
300 × 400	
Coffrage circulaire prêt à poser	
Ø (mm)	Hauteur maximale de coulage (m)
200	12
250	10
300	8
350-400-450	7
500 à 700 (pas de 50 mm)	6
800-900	

Tableau 1. Dimensions courantes de coffrages perdus.

3. POTEAU PRÉFABRIQUÉ

Cette solution technologique est généralement choisie quand la structure étudiée est essentiellement constituée d'une charpente industrialisée (poutres en béton précontraint par fils adhérents et poteaux).

Les bâtiments concernés sont le plus souvent des bâtiments à usage tertiaire ou industriel.

Pour assurer la stabilité d'ensemble, on choisit le plus souvent d'encastrer les poteaux principaux dans leurs fondations.

Cette solution est illustrée par les figures 3 à 5.

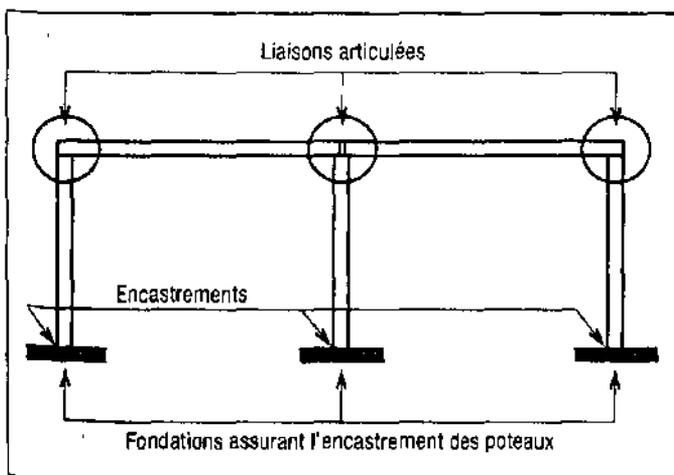


Fig. 3. Liaison étudiée : encastrement en pied de poteau.

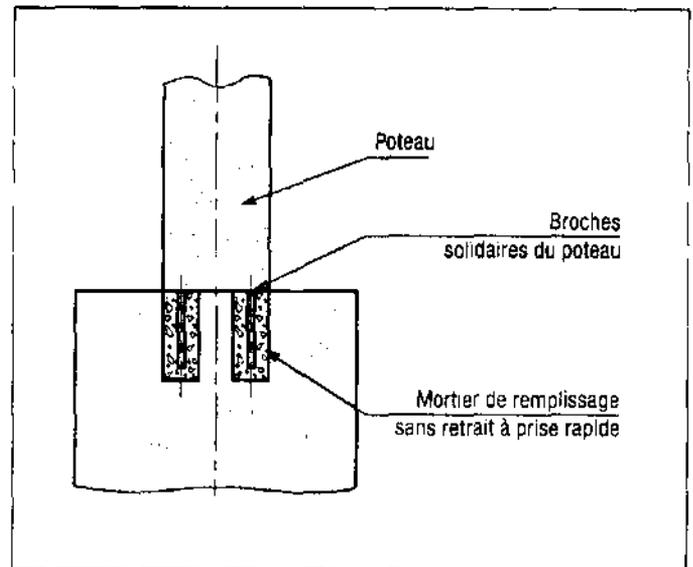


Fig. 4. Liaison par brochage.

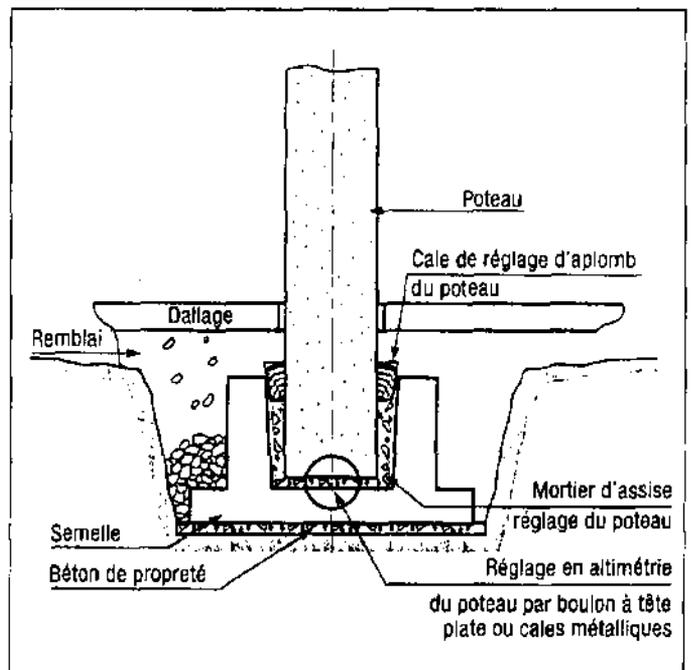


Fig. 5. Liaison par encastrement.

Le réglage en verticalité est assuré par deux étais stabilisateurs à double effet (p. 168), au moins placés sur deux faces perpendiculaires.

La verticalité du poteau est contrôlée selon le mode opératoire indiqué page 236. L'altimétrie du poteau est obtenue à l'aide du coulage en pied de poteau.

Remarque : Le lecteur pourra se reporter au *Précis de Structures de Génie civil* (AFNOR - Nathan) pour d'autres détails.

Voiles courbes

1. INTRODUCTION

Pour les voiles courbes, on a recours à un coffrage à rayon fixe ou bien à un coffrage cintrable (rayon de courbure réglable).

Ces coffrages outils sont constitués de manière analogue aux banches abordées page 163.

Ce chapitre présente les deux solutions courantes.

2. COFFRAGE COURBE À RAYON FIXE

Il est possible de les faire fabriquer pour n'importe quel rayon de courbure. Toutefois, cet outil est spécifiquement adapté à l'ouvrage à réaliser. Il doit généralement être amorti sur le chantier, ce qui limite son utilisation. La figure 1 illustre une solution où tous les éléments constituant le coffrage sont en bois.

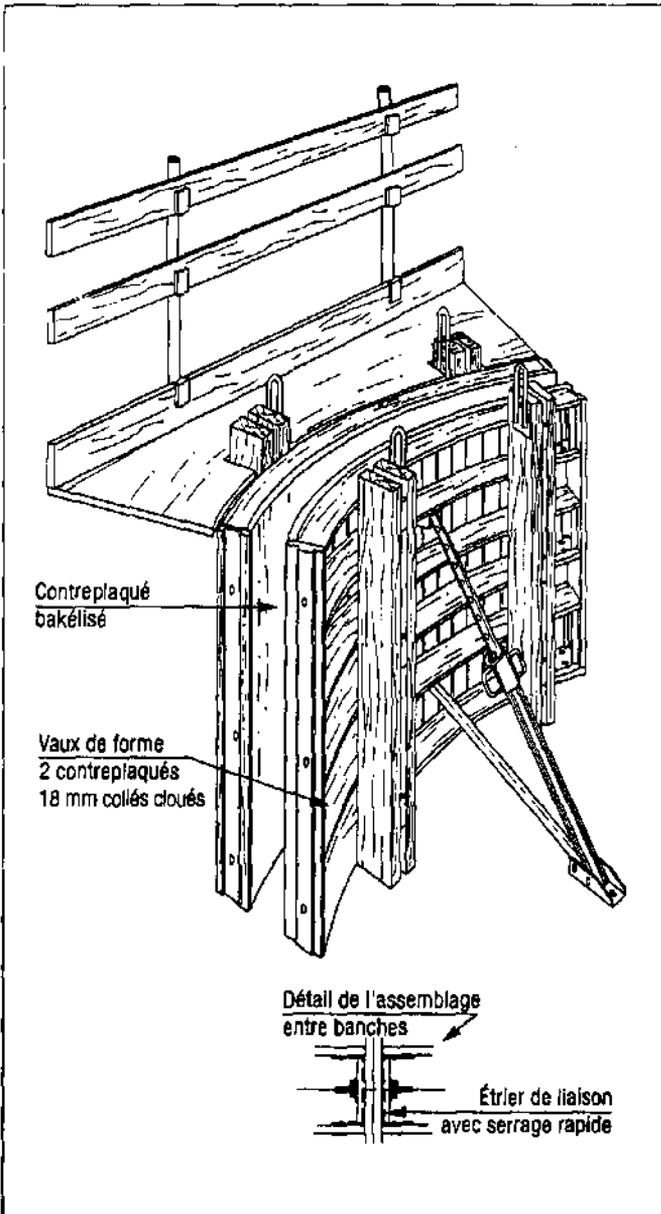


Fig. 1. Coffrage courbe à rayon fixe.

3. COFFRAGE COURBE À RAYON VARIABLE

La peau coffrante est cintrée grâce à des vérins : figure 2. Le système de réglage permet une adaptation des rayons de courbure continu. Les différents produits existants permettent de réaliser toute voile circulaire ou conique, à partir de 3,50 m de diamètre.

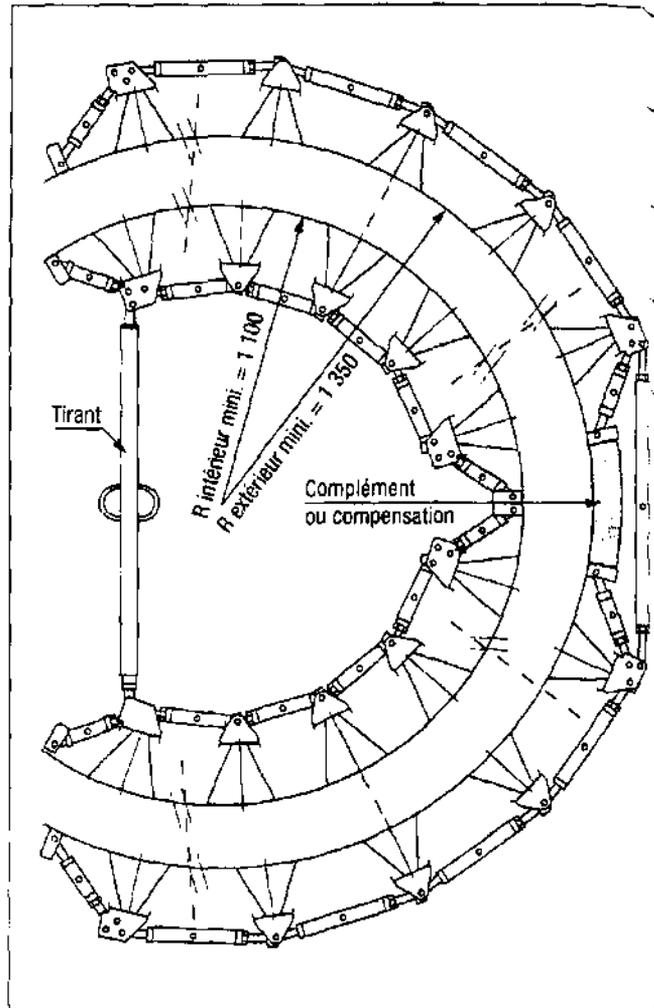


Fig. 2. Rayon minimal de coffrage avec position des entretoises et des compléments (doc. Outinord).

Panneau	Réhausse	Sous-hausse	Divers
3 000 × 2 500 ext.	500 ext.	1 000 × 2 500 ext.	Pression admissible 8 000 daN/m ²
3 000 × 2 400 int.	500 int.	1 000 × 2 400 int.	
Banche additionnelle (mm) : 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180 à 300.			

Tableau 1. Matériel standard (CCRV 8 000 Outinord).

Panneau	Réhausse	Sous-hausse	Divers
2 800 × 2 400 ext.	400 500	1 000	• Pression admissible 8 000 daN/m ² droit 10 000 daN/m ² cintré • R mini Intérieur : 1,25 m
2 800 × 2 300 int.		1 250	
2 800 × 2 200 int.		1 500	
2 800 × 2 100 int.			
Banches complémentaires (m) : 1,67 ; 1,57 ; 0,94 ; 0,89.			

Tableau 2. Banche cintrable RI 70 « C » (doc. Hussor).

3.1 Préparation et détermination des panneaux

Les données de base à connaître sont le développé à coffrer obtenu par un métré à partir des plans d'exécution, le planning et le nombre de rotations prévues (p. 203) pour déterminer le nombre de panneaux à partir des dimensions standard (tableau 1).

On procède ensuite de la manière suivante ; en trois étapes.

- **Étape 1** : Détermination d'une valeur moyenne des différents rayons à réaliser.

On notera par la suite :

L_i : largeur du panneau intérieur

L_e : largeur du panneau extérieur

R_i : rayon intérieur

R_e : rayon extérieur

On pose : $K = \frac{R_e \times L_i}{R_i \times L_e}$

- **Étape 2** : Calcul de la largeur du panneau intérieur :

$$L_i = L_e \frac{R_i}{R_e}$$

- **Étape 3** : Valeurs de compensations « C » à prévoir.

- Compensation extérieure si $R \leq R_m$

$$C_e = L_e \frac{R_e}{R_i} - L_e = L_e (K - 1)$$

- Compensation intérieure si $R > R_m$

$$C_i = L_e \frac{R_i}{R_e} - L_i = L_i \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$$

Exemple :

Voiles d'épaisseur 0,20m.

Rayons de 4 à 8,00 m à réaliser.

Rayon moyen retenu : $R_m = 6,00$ m.

Largeur du panneau intérieur L_i :

$$L_i = 2,50 \times \frac{5,80}{6,00} = 2,42 \text{ m}$$

Utilisation pour des rayons de $\frac{4,00}{4,20}$

Compensation :

$$C_e = 2,42 \times \frac{4,20}{4,00} - 2,50 \text{ m} = 0,041 \text{ m}$$

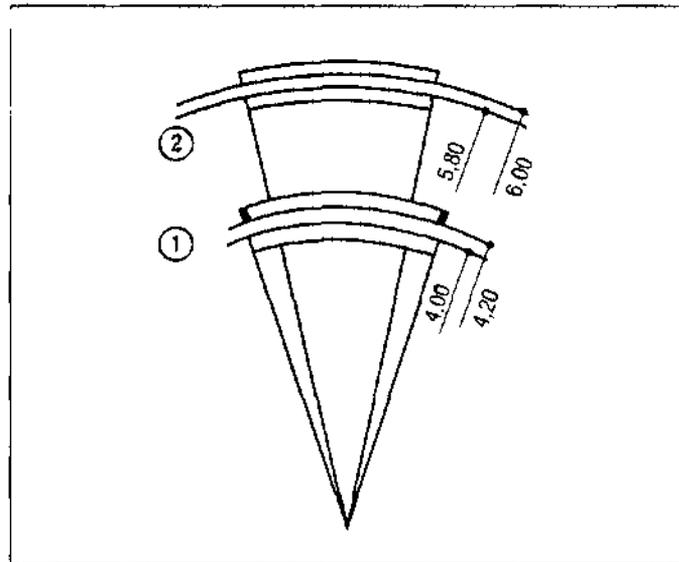


Fig. 3. Exemple.

3.2 Mise en œuvre

Pour faciliter le réglage du coffrage, il est recommandé de s'appuyer sur une talonnette ou amorce, réalisée au préalable (p. 165). Dans le cas contraire, il faut avoir préparé un gabarit pour s'assurer du réglage correct du rayon.

Coffrage grimpant

1. GÉNÉRALITÉS

Les coffrages grimpants sont mis en œuvre partout où le coffrage est relevé après chaque levée de bétonnage, comme par exemple :

- les immeubles d'habitation ou les bâtiments industriels,
- les piles de pont,
- les silos,
- les tours de télécommunication et de télévision.

Ils sont utilisés sur les ouvrages de grande hauteur, pour réaliser des voiles verticaux ou inclinés (jusqu'à $\pm 15^\circ$).

Généralement, le coffrage et l'appareillage grimpant sont combinés, de telle sorte qu'ils peuvent être déplacés à la grue en une seule unité : le temps d'utilisation de la grue se limite donc au strict minimum.

Ce chapitre se limite à présenter la cinématique particulière de ces coffrages au cours des différentes phases de mise en œuvre : figures 1 à 6. Les coffrages glissants ne sont pas abordés ici.

2. MISE EN ŒUVRE

Pour la première levée de bétonnage, l'unité de décoffrage est positionnée sur une filière de démarrage, qui doit être fixée au sol (fig. 1).

Nota : Pour la clarté des figures 1 à 6, seul le coffrage d'une face est représenté.

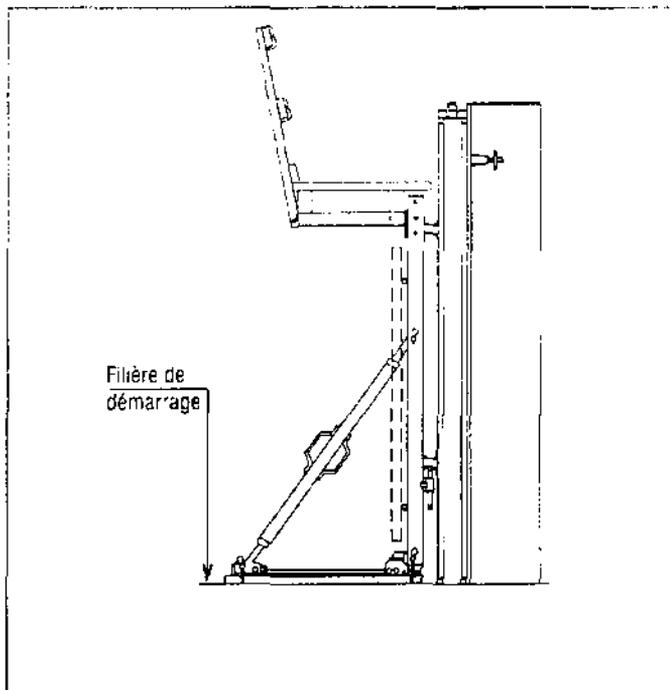


Fig. 1. Première levée de bétonnage.

Les consoles de grimpant et les platelages sont déjà montés ; il suffit d'accrocher cet ensemble.

L'unité de décoffrage et le coffrage sont soulevés et fixés sur les consoles (fig. 2).

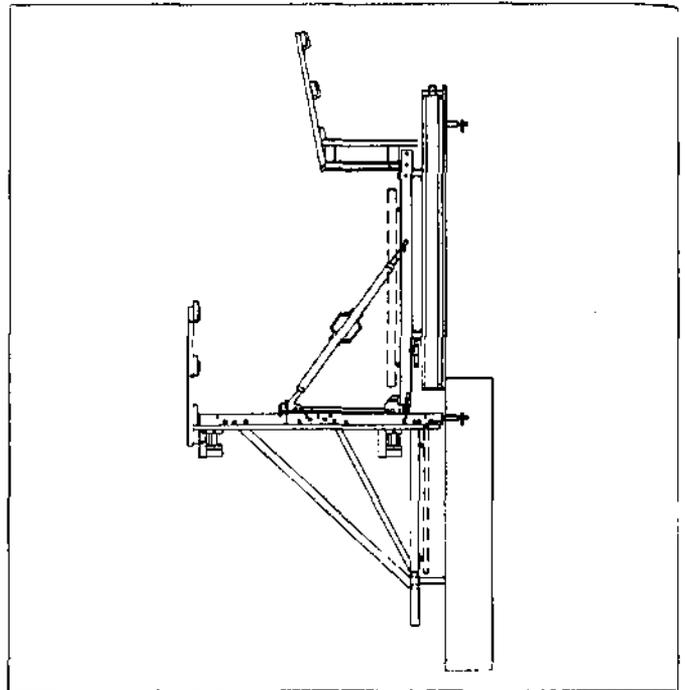


Fig. 2. Deuxième levée de bétonnage.

Il suffit ensuite de compléter l'ensemble coffrage avec la passerelle de travail suspendue (fig. 3).

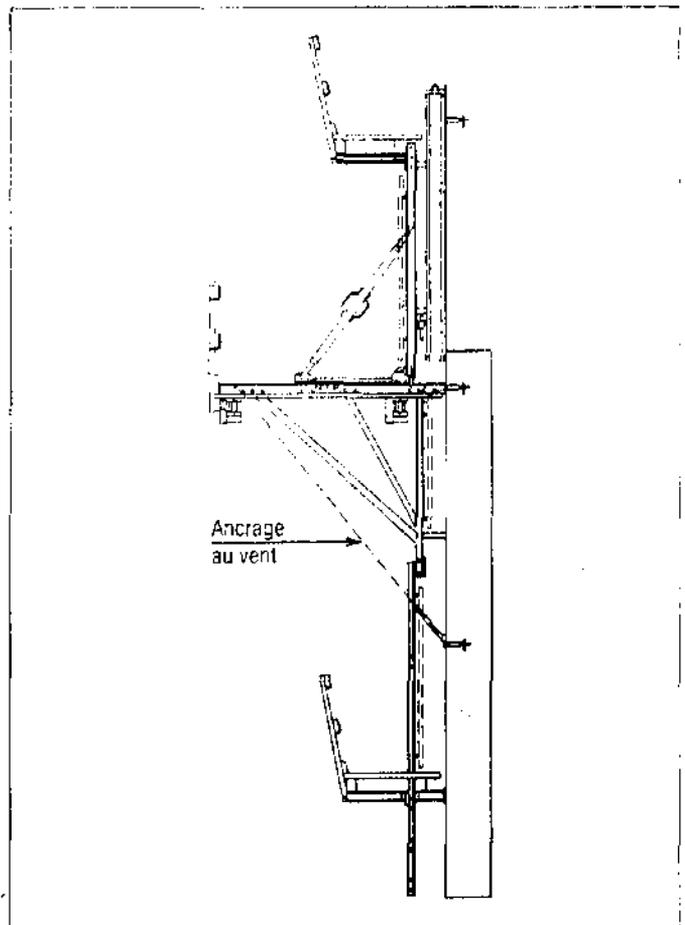


Fig. 3. Troisième levée de bétonnage.

On peut alors de nouveau ferrailer le voile, coffrer puis bétonner suivant les opérations suivantes :

- replacer l'ancrage au vent,
- ferrailer,
- nettoyer le coffrage et appliquer l'huile de décoffrage,
- pousser la banche contre le béton et la fixer à l'aide des clavettes,
- régler le coffrage à l'aide du vérin de réglage,
- assembler la banche avec les banches voisines,
- aménager les ancrages traversants,
- bétonner.

La figure 4 illustre ces phases de travaux.

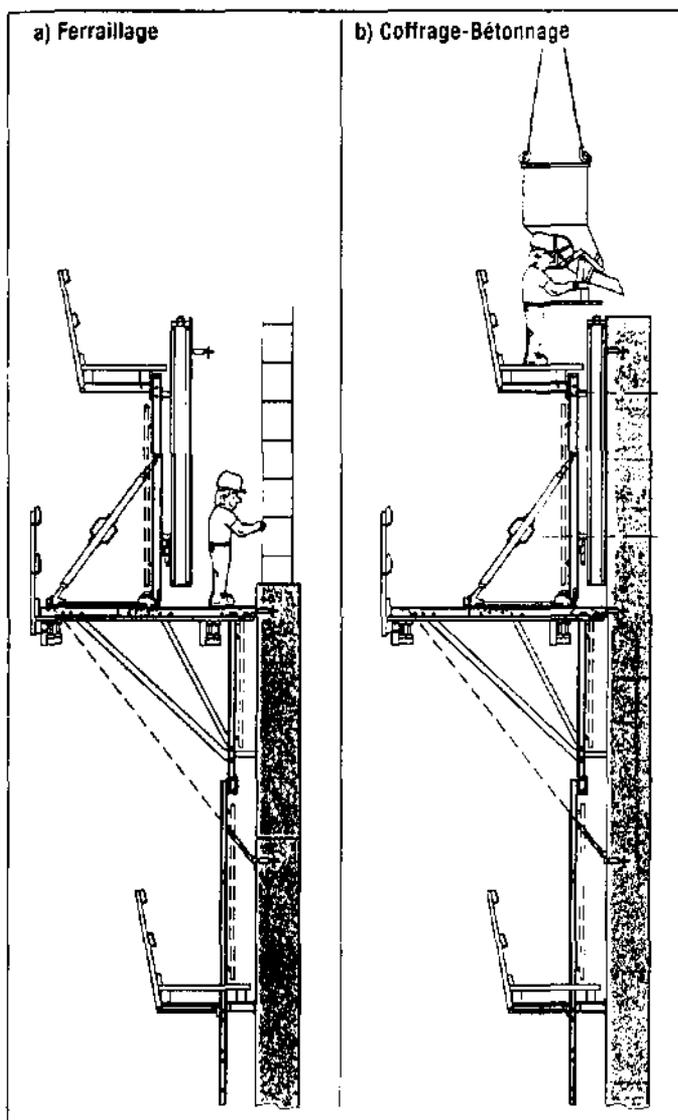


Fig. 4. Ferrailage, coffrage et bétonnage.

Pour passer à la volée supérieure, on dégage les ancrages traversants et les clavettes de l'unité de décoffrage.

On recule la banche et on prépare les points d'accrochage suivants : figure 5.

L'ancrage au vent est retiré. Les cônes réutilisables à partir de la passerelle de travail sont dégagés pour permettre le ragréage du voile.

L'unité de coffrage est fixée aux élingues au plus près du centre de gravité.

L'ensemble du coffrage est soulevé avec la grue pour être accroché aux nouveaux points d'ancrage : figure 6.

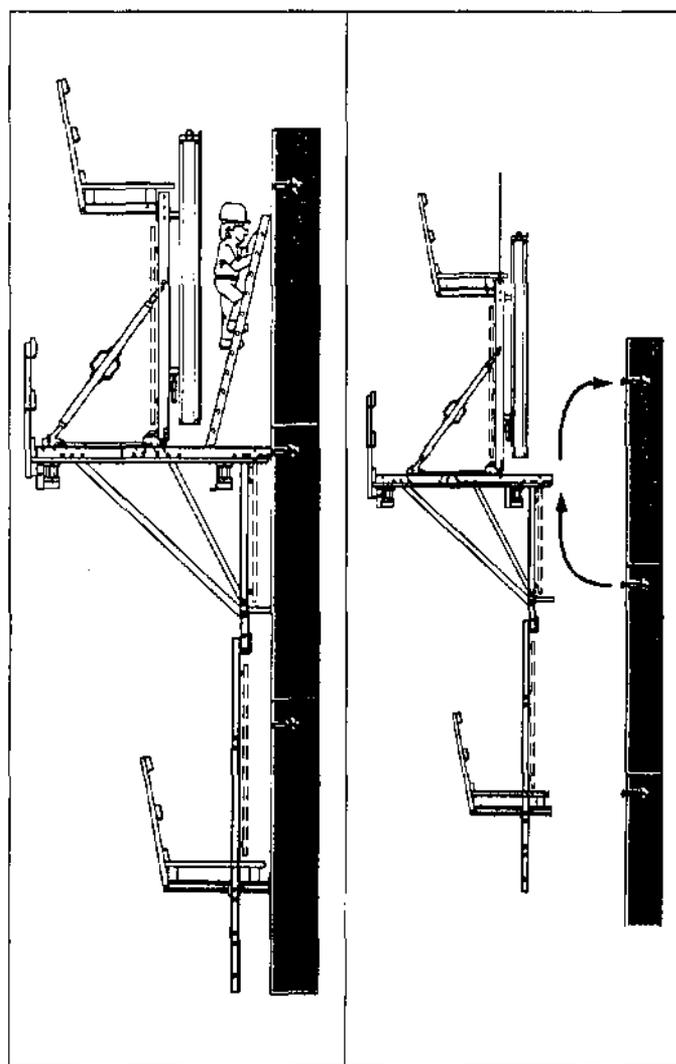


Fig. 5. Préparation des points d'accrochage pour la volée suivante.

Fig. 6. Déplacement de l'unité de coffrage grimpant.

Voiles contre existant

AFNOR DTU P 18-702 (RÈGLES BAEL 91), AFNOR DTU P 10-202-1, 2 & 3, -201 & -202 (DTU N° 20-1, -21 & 23-1)

1. INTRODUCTION

La construction d'ouvrages en site urbain conduit à construire contre des murs mitoyens existants.

Selon la résistance mécanique de ces murs, on distingue deux types de solutions pour la réalisation de ces voiles de superstructure, contre mitoyen.

- soit réaliser un voile en maçonnerie, en général porteuse (*Précis de Bâtiment*, AFNOR Nathan, chapitre « Parois verticales »).

- soit mettre en œuvre des panneaux préfabriqués, qui doivent être conçus comme des panneaux extérieurs (l'existant peut être un jour démoli) (fig. 1).

2. CONCEPTION ET MISE EN ŒUVRE

• Si le mur mitoyen ne peut supporter la pression du béton frais, on peut alors :

L'obtention d'un joint de rupture se fait en plaçant une plaque de polystyrène ($e = 20$ mm), contre le mitoyen.

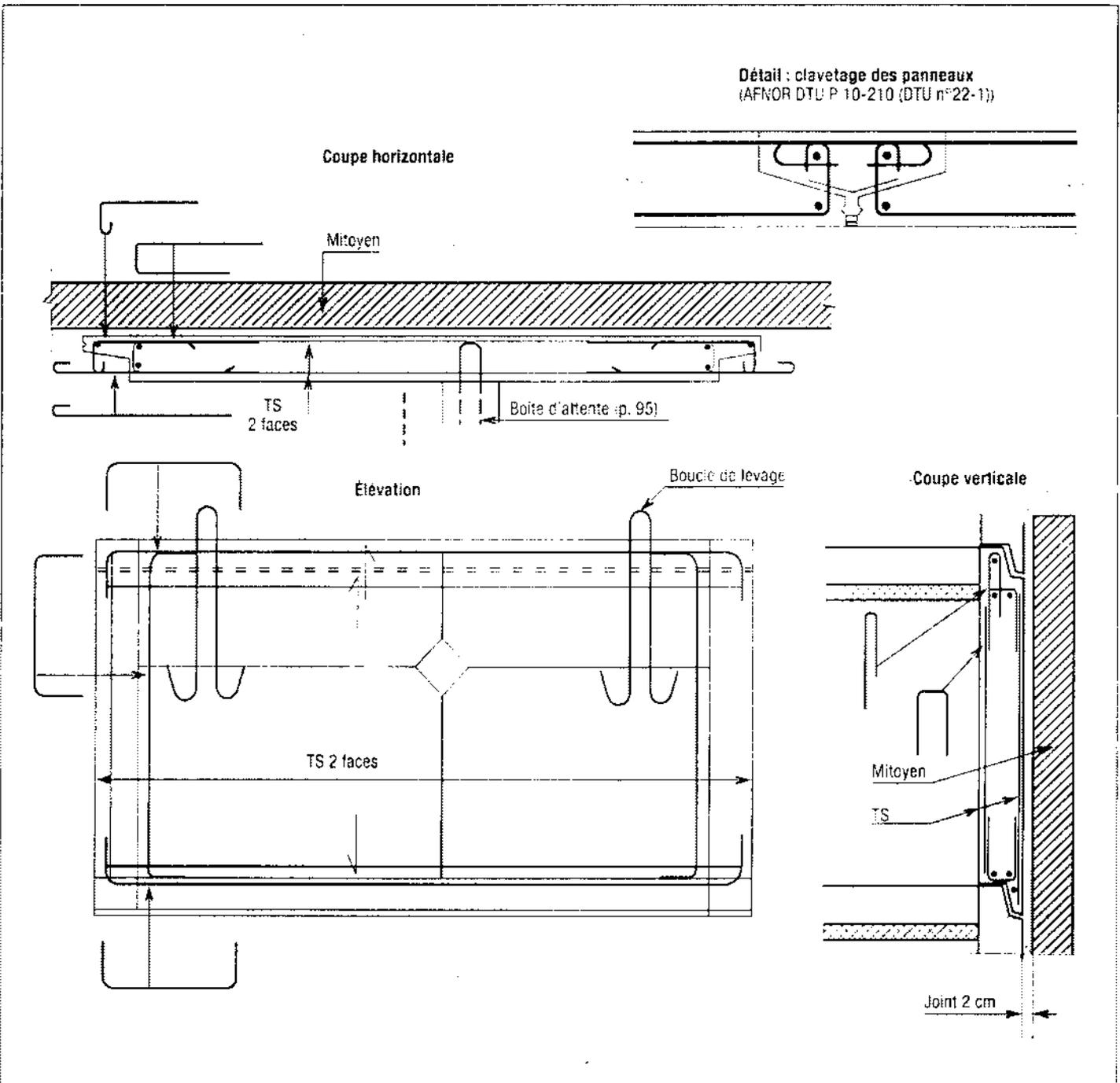


Fig. 1. Panneaux préfabriqués contre mitoyen.

- Si le mur mitoyen peut supporter la poussée du béton frais, on coule un voile en béton avec une seule banche, l'existant servant de contre-moule. La stabilité de la banche vis-à-vis de la poussée du béton doit être parfaitement réalisée ; il est nécessaire de prévoir en plus de la bécquille un dispositif de fixation du pied de la banche (fig. 2).

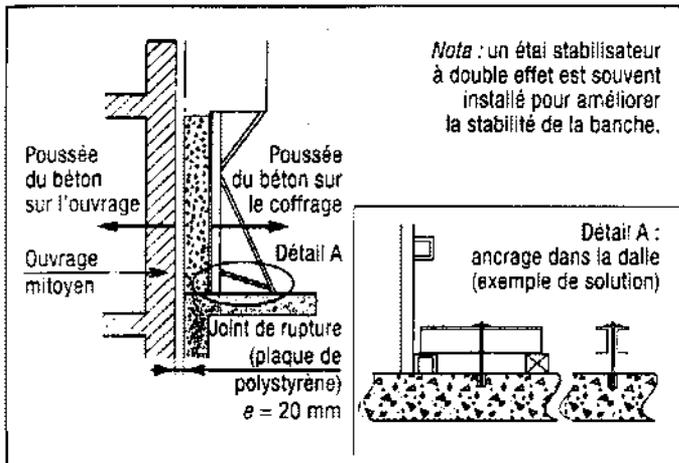


Fig. 2. Banchage contre mitoyen.

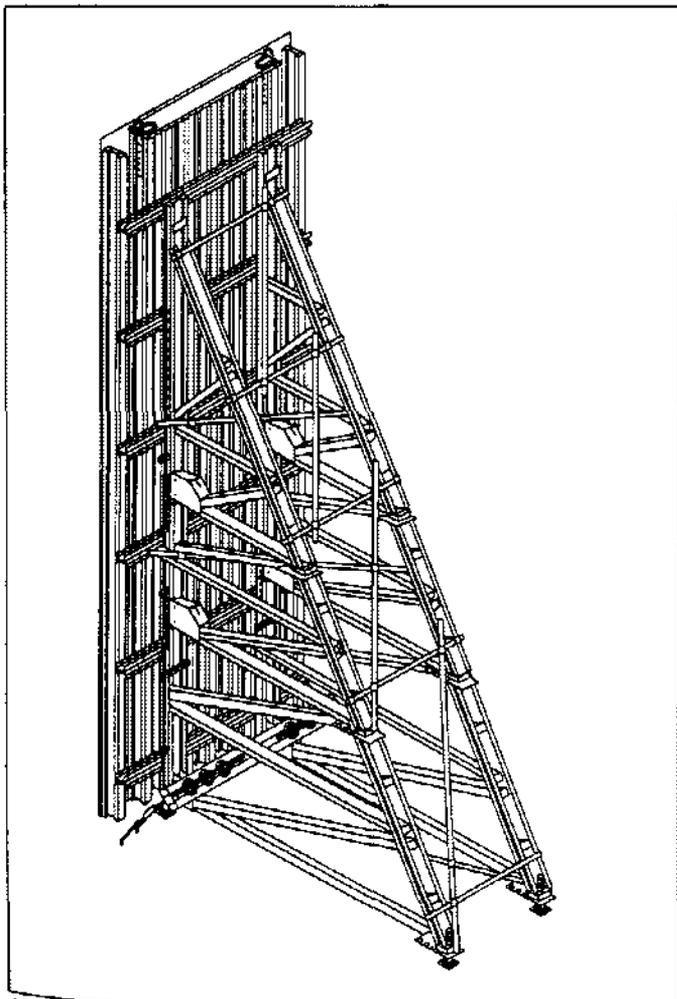


Fig. 3. Ferme d'appui.

Lors de la réalisation d'ouvrages de Travaux Publics, notamment, si les hauteurs coulées contre un massif de sol sont grandes, les pressions de béton sont localement très importantes. Pour reprendre la poussée des précautions particulières sont mises en œuvre, notamment en utilisant des fermes d'appui plus résistantes et des ancrages à plaques ou des tiges zigzag : figures 3 et 4. La figure 5 illustre une application de ce type d'ancrage dans le cas d'un coffrage de tunnel.

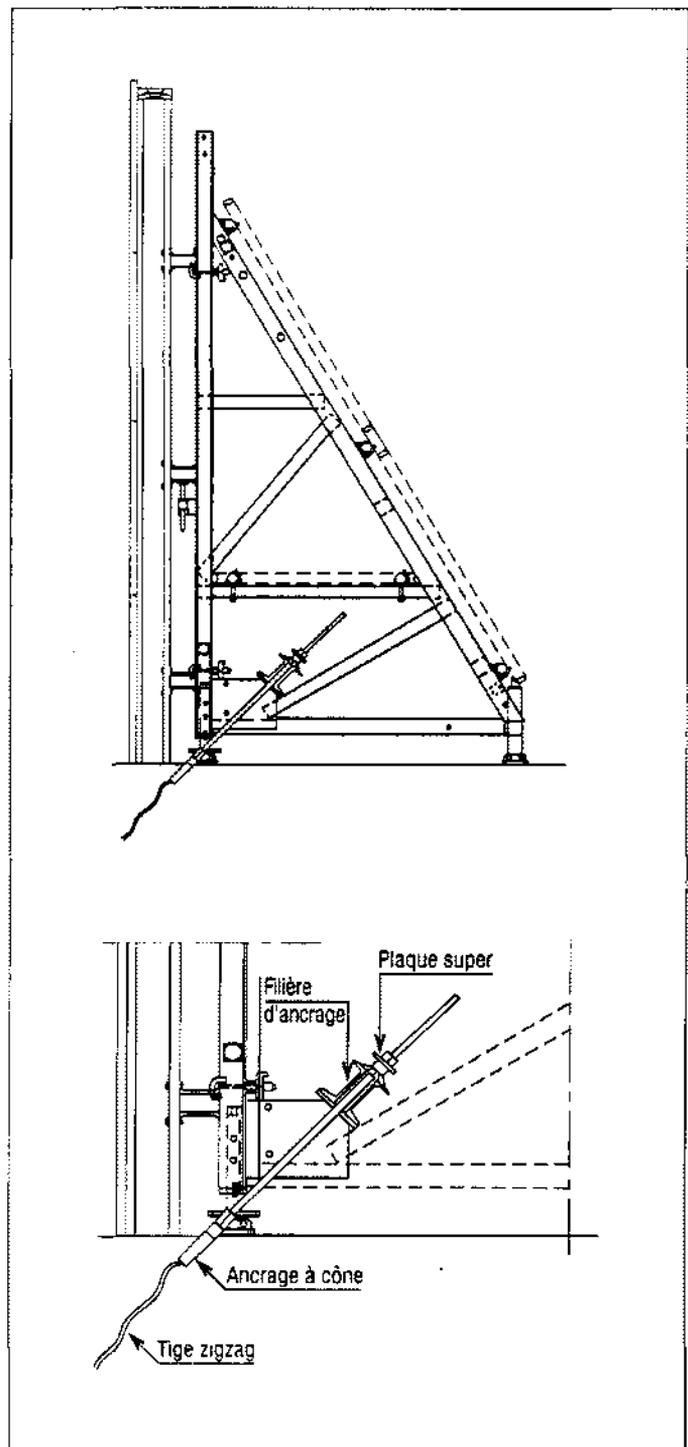


Fig. 4. Fixation de pied avec ancrage.

Le coffrage mobile a été conçu pour une seule face côté roche. Le côté opposé a été réalisé avec un coffrage 2 faces. Les efforts horizontaux issus de la pression de béton une face ont été repris par les fondations liées à la roche.

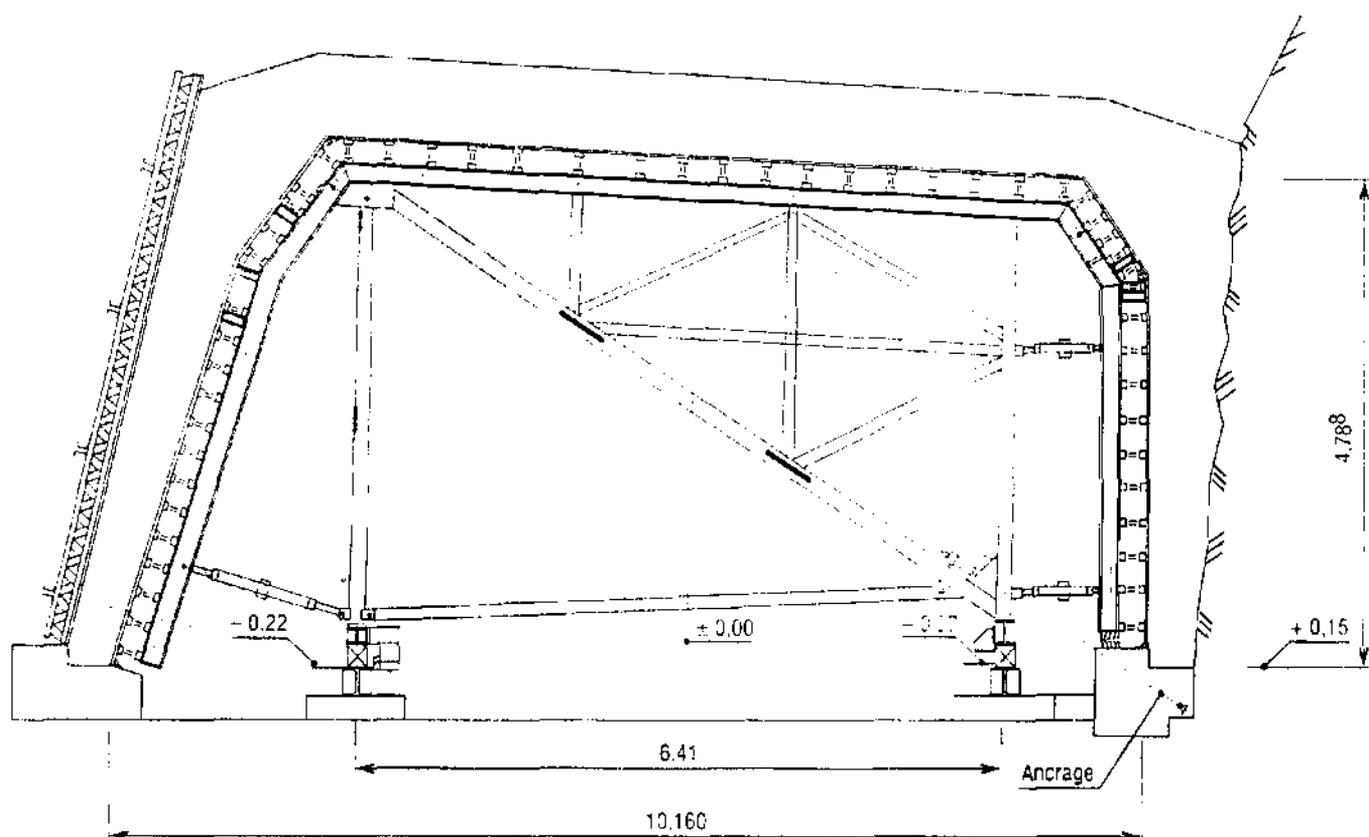
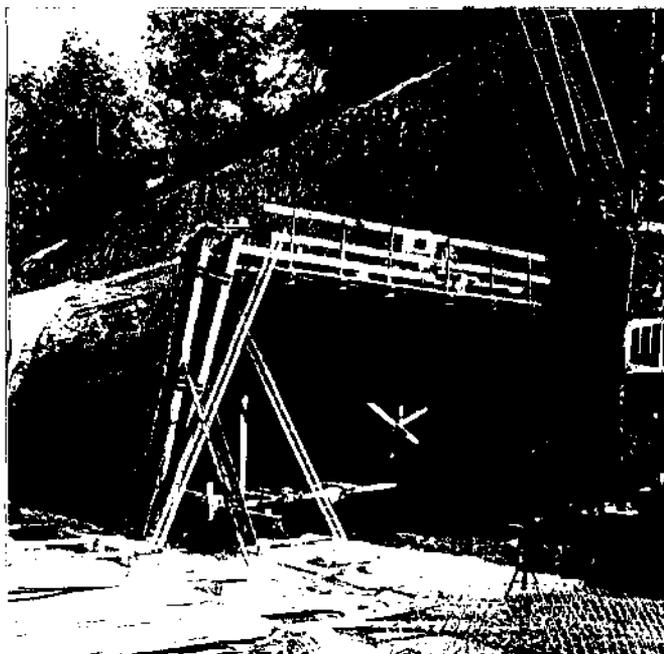


Fig. 5. Coffrage mobile de tunnel avec about de voile.

Planchers : solutions technologiques et mise en œuvre

AFNOR DTU P 18-702 (RÈGLES BAEL 91), CPT « PLANCHERS » TITRES I, II & III

Les critères de choix d'une solution technologique permettant de réaliser un plancher sont présentés dans le tableau 1.

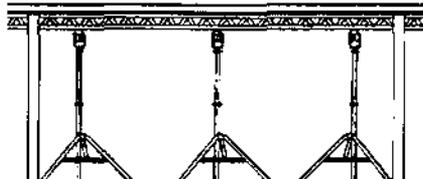
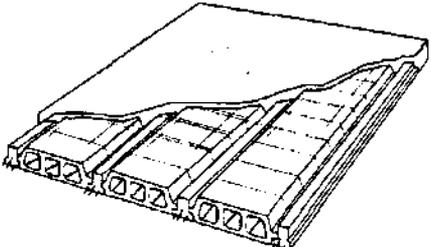
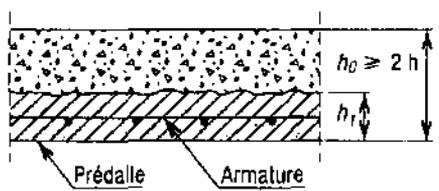
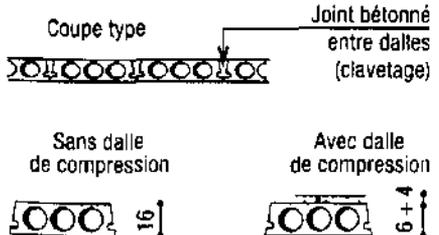
Solution technologique	Avantages	Inconvénients
<p>Dalle pleine coulée sur place (p. 185)</p>  <p>AFNOR DTU P 18-702 (règles BAEL 91)</p>	<p>Utilisation courante : bâtiment courant</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pas de contraintes liées à la préfabrication, • Dalle de taille et forme quelconque, • Reprise de bétonnage possible, • Pas d'incidence particulière sur la capacité de l'engin de levage. 	<ul style="list-style-type: none"> • Temps de réalisation (mise en place du coffrage, ferrailage, bétonnage) important sur le chantier.
<p>Plancher à poutrelles et entrevous (p. 180)</p> <p>CPT « Planchers » : titre I</p> 	<p>Utilisation courante : maison individuelle essentiellement, collectif (R + 3 maxi)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Souplesse de mise en œuvre, • Éléments manuyportables, • Étalement limité : pas d'étais, éventuellement, jusqu'à 5 m de portée environ, • Réservations aisées. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sous-face : à enduire. Éventuellement, on peut avoir un effet décoratif, sans enduit, si l'entrevous est spécialement choisi, • Portée usuelle limitée : 6 à 7 mètres maximum (avec étalement).
<p>Dalle pleine constituée de prédalles et d'un béton complémentaire coulé en place (p. 182)</p> <p>Prédalles en béton armé ou précontraint CPT « Planchers » titre II</p>  <p>Nota : Les informations écrites ci-contre en bleu concernent uniquement les prédalles en béton précontraint</p>	<p>Utilisation courante : immeuble courant</p> <ul style="list-style-type: none"> • Éléments irréguliers aisément réalisables réservations comprises, • Préfabrication foraine : la taille de la prédalle dépend de son poids et de son emplacement par rapport à l'engin de levage (p. 88), et surtout de l'accessoire utilisé pour la manutention (élingage en général : p. 85, palonnier : p. 87), • portée : 6 à 7 m maxi, • surface : 25 à 30 m². Nota : Les prédalles en béton précontraint (BP) par prétension par fils adhérents (HLE) sont uniquement préfabriquées en usine (portée usuelle : jusqu'à 10 m), • Étalement en phase provisoire : une file tous les 25 fois l'épaisseur (les prédalles en BP ne nécessitent pas d'étalement en général), • Temps de mise en œuvre réduit par rapport à une dalle pleine coulée en place. 	<ul style="list-style-type: none"> • Joints : les CCTP n'autorisent pas toujours les prédalles. Il convient de bien le calepiner (joints à placer au droit des cloisons pour limiter les joints apparents, par exemple), • Préfabrication en usine : la largeur des prédalles est limitée par le gabarit routier (p. 35) à 2,40 m- 2,50 m, • Préfabrication foraine : prévoir une aire de préfabrication des prédalles, ainsi qu'une aire de stockage lors de l'établissement du plan d'installation de chantier (p. 221), • Portée relativement limitée, • Levage de forte capacité, • Prédalles en béton précontraint par prétension par fils adhérents (HLE) : les fixations ultérieures (faux-plafonds...) sont limitées par l'avis technique du procédé.
<p>Plancher à dalles alvéolées (p. 184)</p> <p>Élément en béton armé ou précontraint CPT « Planchers » titre III</p> <p>Coupe type</p> 	<p>Utilisation courante : immeuble tertiaire, industriel (avec faux-plafond en sous face) et parfois d'habitation</p> <ul style="list-style-type: none"> • Préfabrication en usine, • Portée : jusqu'à 16 m sans aciers complémentaires, sans dalle de compression... • Pas d'étalement généralement, • Cadence de pose élevée, • Peu ou pas d'armatures complémentaires in situ, • Contre-flèche possible. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût élevé, • Problème des fixations ultérieures, • Joints très nombreux : les éléments ont une largeur d'environ 1 m à 1,20 m, • Levage de forte puissance, • Trame plus ou moins imposée.

Tableau 1. Critères de choix d'une solution technologique.

Plancher à poutrelles et entrevous

AFNOR DTU P 18-702 (RÈGLES BAEL 51), CPT « PLANCHERS » TITRE I, NF P 18-451, AFNOR DTU P 18-201 (DTU N° 21)

1. CONSTITUTION

- Les poutrelles précontraintes par prétension, en usine constituent l'élément résistant du plancher, grâce aux armatures à Hautes Limites Élastiques (HLE), qui y sont incorporées.

Régulièrement espacées (entraxe courant = 60 cm), manutentionnables, elles reposent :

- soit sur des lisses ou des filières en bois, juxtaposées aux murs, linteaux et poutres,
- soit sur les murs en maçonnerie, les linteaux ou des poutres préalablement dressés au niveau choisi (fig. 1a et 1b).

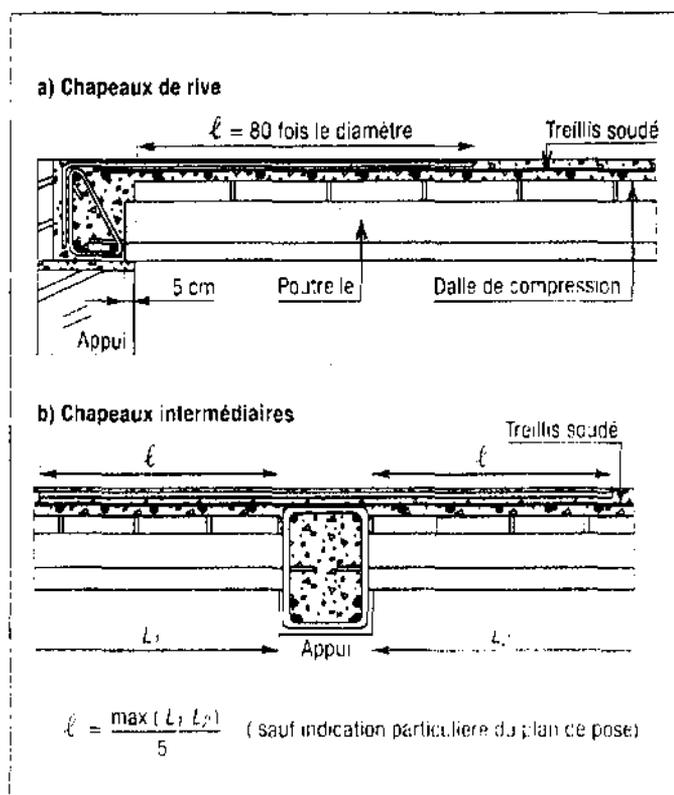


Fig. 1. Détails sur appuis.

Les poutrelles sont étayées (fig. 2a et 2b), sauf pour la réalisation des vides sanitaires qui sont difficiles d'accès.

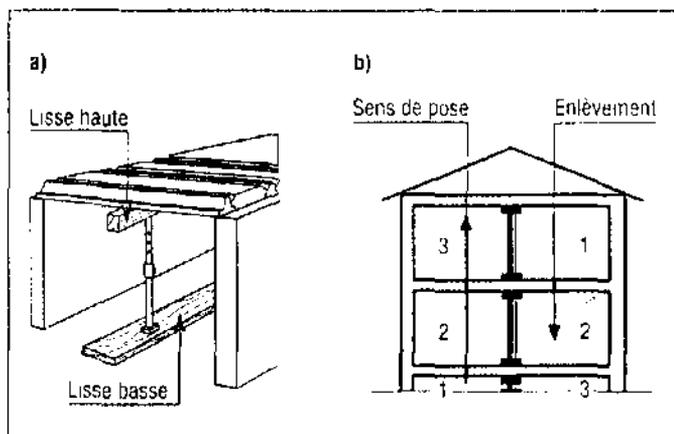


Fig. 2. Étaielement.

- Les entrevous servent de coffrage perdu à la dalle de compression (à l'exception de certains entrevous de hauteur plus importante qui peuvent jouer un rôle porteur).
À la mise en œuvre, le réglage de l'entraxe des poutrelles est obtenu en plaçant un entrevous à chaque extrémité. On pose ensuite les entrevous intermédiaires. Des parties sont coffrées traditionnellement lorsque l'emploi d'entrevous coupés est impossible. Les fabricants proposent une gamme étendue d'entrevous pour répondre aux exigences des réglementations thermique, acoustique et incendie.
- Le treillis soudé de la dalle de compression a pour rôle essentiel de limiter le retrait.
- Les armatures sur appuis (chapeaux : fig. 1) assurent la continuité mécanique.
- La dalle de compression (de répartition), coulée en œuvre sur toute la surface du plancher, rend l'ensemble monolithique.

2. MISE EN ŒUVRE

Remarques : Ces planchers relèvent de la procédure des avis techniques du CSTB et du Cahier des Prescriptions Techniques (CPT), Planchers, titre I.

Le plan de pose, la nomenclature et le bon de commande sont généralement obtenus à l'aide d'un logiciel de conception assistée par ordinateur. Ils indiquent les éléments suivants (fig. 3).

- Le repérage des éléments porteurs.
- Le repérage et l'implantation des éléments.
- La définition de l'étaielement (appuis sur porteurs, état du sol, position des filières... : fig. 2).
- L'épaisseur et les caractéristiques du béton complémentaire : f_{c28} (AFNOR DTU P 18-201), affaissement au cône d'Abrams (NF P 94-451).
- Le repérage et la définition des armatures complémentaires (chapeaux, chaînages, chevêtres : fig. 1 et 5).
- Les conditions de manutention (p. 86), notamment l'angle entre les élingues (fig. 4).
- Les premières poutrelles à poser et l'ordre d'avancement de la pose.

Les composants (poutrelles et entrevous) de ce type de plancher étant des produits industrialisés, ils sont disponibles chez les distributeurs du fabricant, qui utilisent un service (développé par le fabricant) d'assistance à la conception du plan de pose.

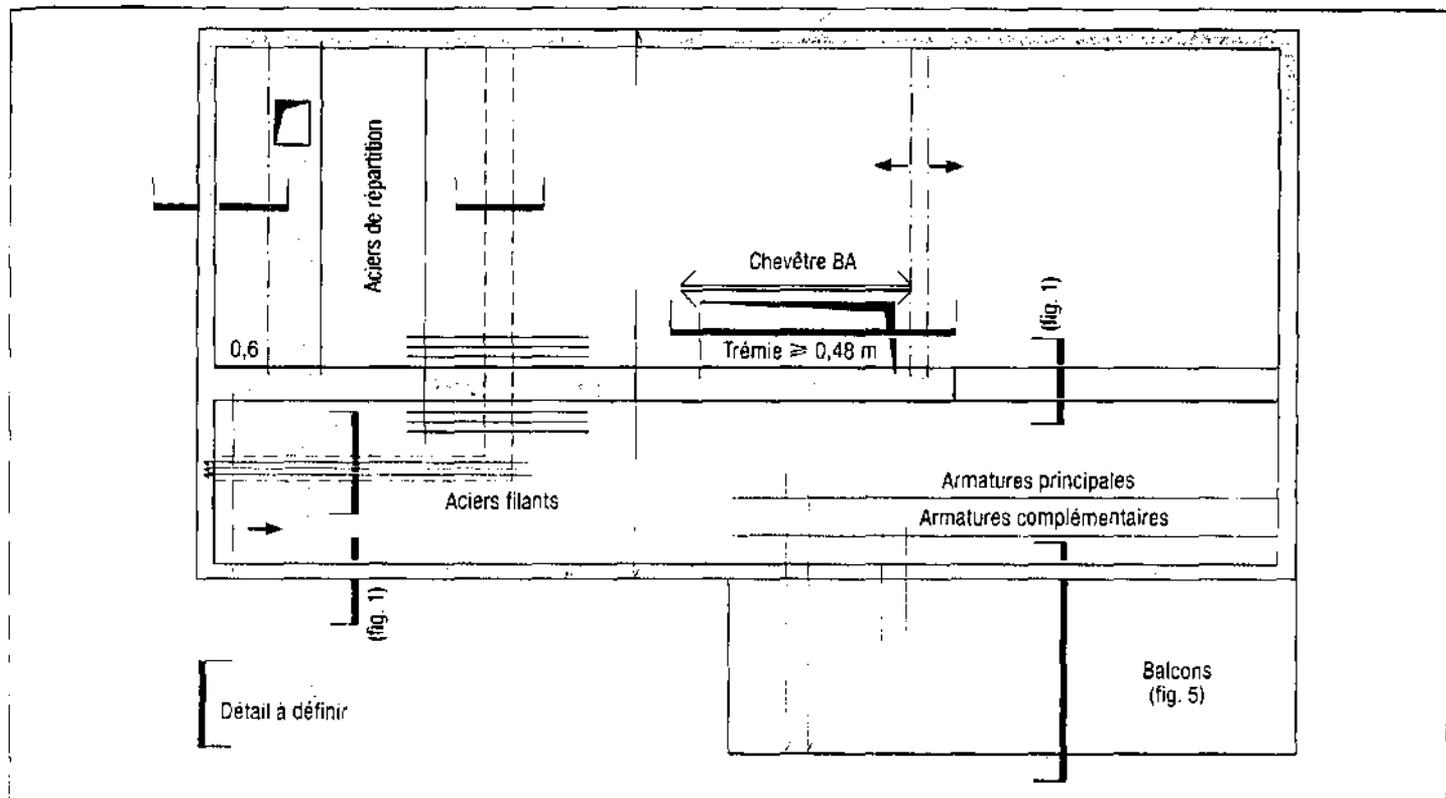


Fig. 3. Plan de pose : principe et repérage des détails à définir.

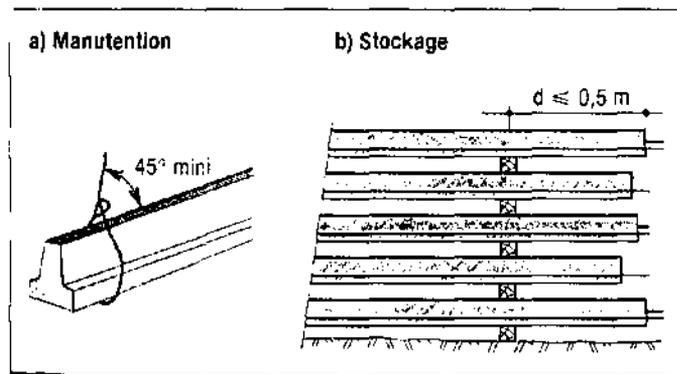


Fig. 4. Manutention et stockage des poutrelles.

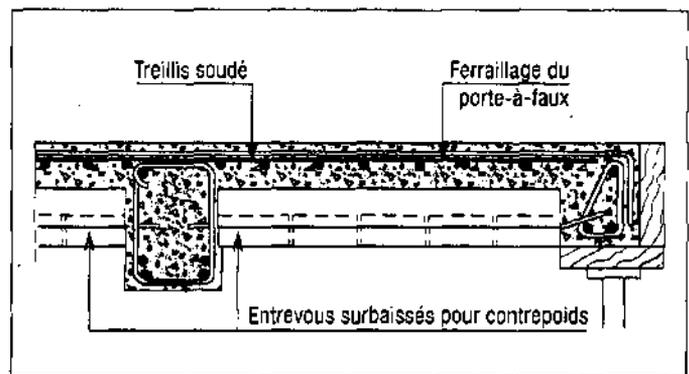


Fig. 5. Étaie des balcons.

Plancher à prédalles

AFNOR DTU P 18-702 (RÈGLES BAEL 91), CPT « PLANCHERS » TITRE II

1. CONSTITUTION

La prédalle constitue l'élément résistant du plancher, grâce à l'armature qui y est incorporée. Durant la phase de prise et durcissement du béton complémentaire, elle permet de minimiser l'étalement nécessaire à la réalisation du plancher en utilisant sa résistance propre, supérieure à celle des panneaux de coffrage (p. 152) utilisés pour coffrer les dalles pleines coulées en place (p. 185).

Elle a donc un rôle, en phase provisoire, de « coffrage perdu » : la sous-face apparente et définitive est lisse et prête à peindre après traitement des pores et des joints et sa face supérieure rugueuse favorise la reprise de bétonnage lors du coulage du béton complémentaire.

La prédalle et le béton complémentaire (durci, résistant), une fois l'étalement décintré (déposé), forment un ensemble monolithique similaire à une dalle pleine coulée en place.

2. MISE EN ŒUVRE

Les Plans d'Exécution des Ouvrages (AFNOR DTU P 18-201 : PEO coffrage et armatures) du plancher doivent être accompagnés des documents suivants, établis par le fabricant des prédalles, pour permettre la mise en œuvre.

- Un calepin donne la définition de chaque prédalle : géométrie, épaisseur et caractéristiques du béton : f_{c28} (AFNOR DTU P 18-201), affaïssissement au cône d'Abrams (p. 121), armatures principales et boucles de levage (p. 94 : position, diamètre...).

- Un plan de pose des éléments comporte :
 - le repérage des éléments porteurs du plancher,
 - le repérage et l'implantation des prédalles,
 - les conditions de stockage,
 - les hypothèses prises en compte dans les calculs,
 - la définition de l'étalement (conditions d'appuis sur murs porteurs, état du sol, position des filières...),
 - l'épaisseur et les caractéristiques du béton complémentaire : f_{c28} (p. 122), l'affaïssissement au cône d'Abrams (NF P 94-451),
 - le repérage et la définition des armatures complémentaires (chapeaux, chaînages, renfort, jonction entre prédalles).

La figure 1 illustre le contenu d'un plan de calepinage de prédalles. Il a été établi avec les hypothèses suivantes :

- dalle d'épaisseur 20 cm (dont prédalle $e = 7$ cm),
- charge de chantier (Q) = 2 kN/m^2 , définie page 192,
- pour éviter d'avoir à justifier la résistance des prédalles, en phase provisoire, l'espacement entre files d'étais est inférieur à $25e$ (BAEL 91 art. B.7.6.),
- poids volumique du BA : 25 kN/m^3 .

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- charge à étayer : $(25 \times 0,07) + (25 \times 0,13) + 2 = 7 \text{ kN/m}^2$,
- nombre d'intervalles : $(5,87 - 2 \times 0,35) / 1,75 = 2,95 \rightarrow 3$,
- espacements des étais : on retient 1,92 m,
- effort sur un étai : $N_u = (7 \times 1,20 \times 1,73) \times 1,15 = 16,72 \text{ kN}$.

La figure 2 montre une manutention par un palonnier (p. 87).

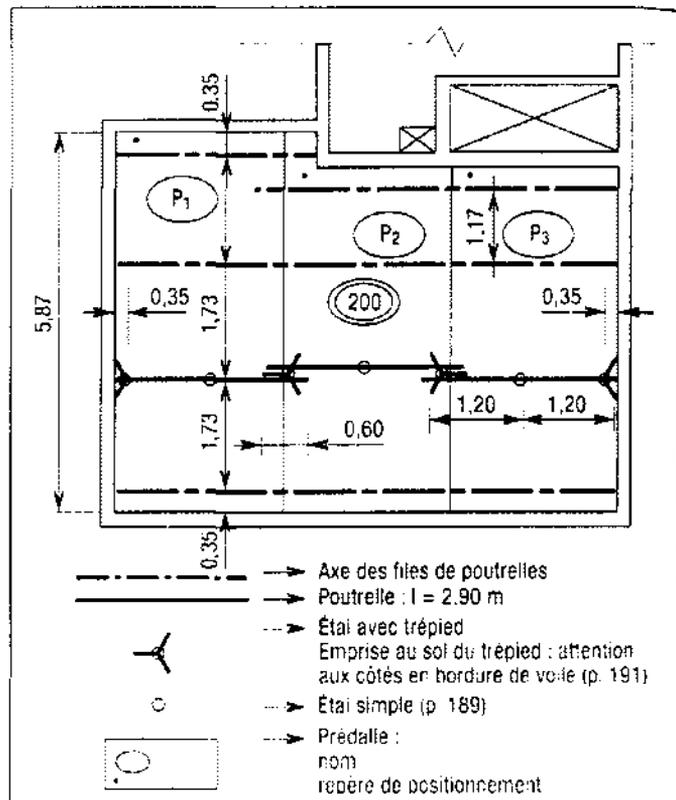


Fig. 1. Exemple de plan de pose.

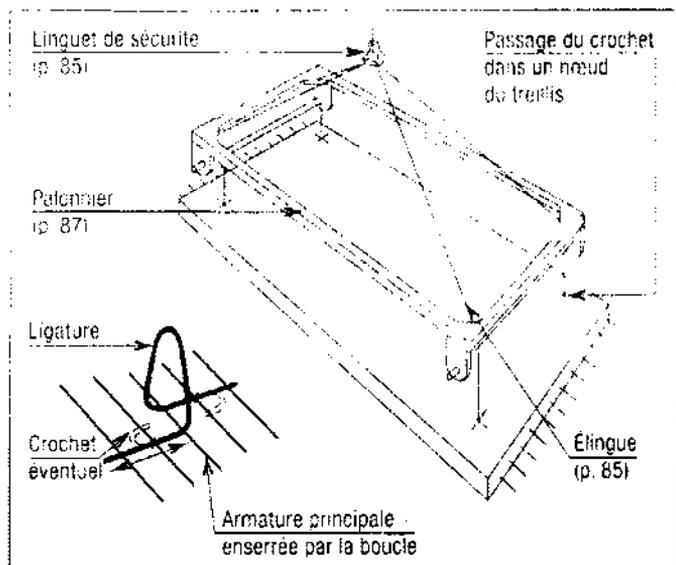


Fig. 2. Manutention par un palonnier.

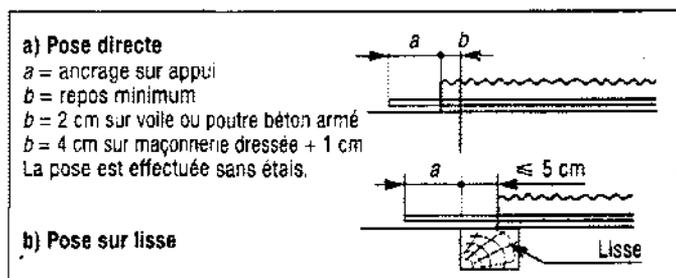


Fig. 3. Modes de pose.

Dalle pleine coulée en place sur un coffrage traditionnel

NF P 93-321

1. INTRODUCTION

La technicité des chantiers, qu'il s'agisse d'habitations ou d'ouvrages d'art plus techniques, exige l'utilisation de matériels variés pour étayer et coffrer les porteurs horizontaux. La figure 1 illustre l'ensemble des matériels que l'on peut mettre en œuvre.

2. CONSTITUTION

L'étaie simple comporte trois composants principaux manportables, palettisables et réutilisables, illustrés figure 2.

- **Les étais verticaux** sont les premiers placés, aux extrémités de poutrelles. Ils sont stabilisés par des trépieds pour simplifier la mise en œuvre de ces poutrelles (p. 191).
- **Les fourches**, en tête d'étaï, sont équipées d'un dispositif permettant le décintrage rapide du coffrage (p. 191).
- **Des poutrelles légères**, de capacité portante élevée (p. 161) servent de raidisseurs aux panneaux coffrants (p. 159) qui sont disposés sur la surface générée par les poutrelles.

Les caractéristiques mécaniques, la répartition et le nombre des différents composants (étais, poutres, panneaux) sont choisis essentiellement en fonction de l'épaisseur de la dalle (fig. 3) et des charges appliquées en phase de construction. L'étaie simple convient bien jusqu'à 3 m de hauteur. Au-delà, pour les dalles de bâtiment, il est souvent plus

pratique d'utiliser les tours d'étaie à montage rapide (p. 197).

En outre, les tours d'étaie (p. 198) sont utilisées :

- pour les planchers à réaliser à une hauteur supérieure ou égale à 6 mètres,
- pour des charges à étayer très élevées, ce qui concerne essentiellement des ouvrages de génie civil,
- pour les coffrages de poutres.

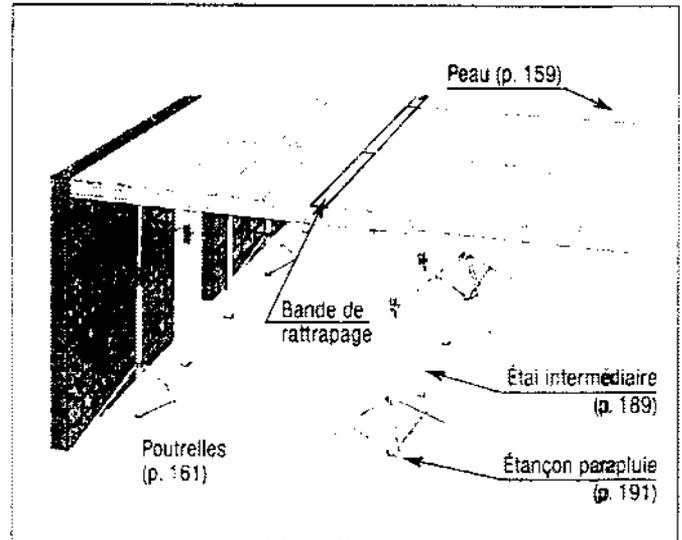


Fig. 2. Terminologie.

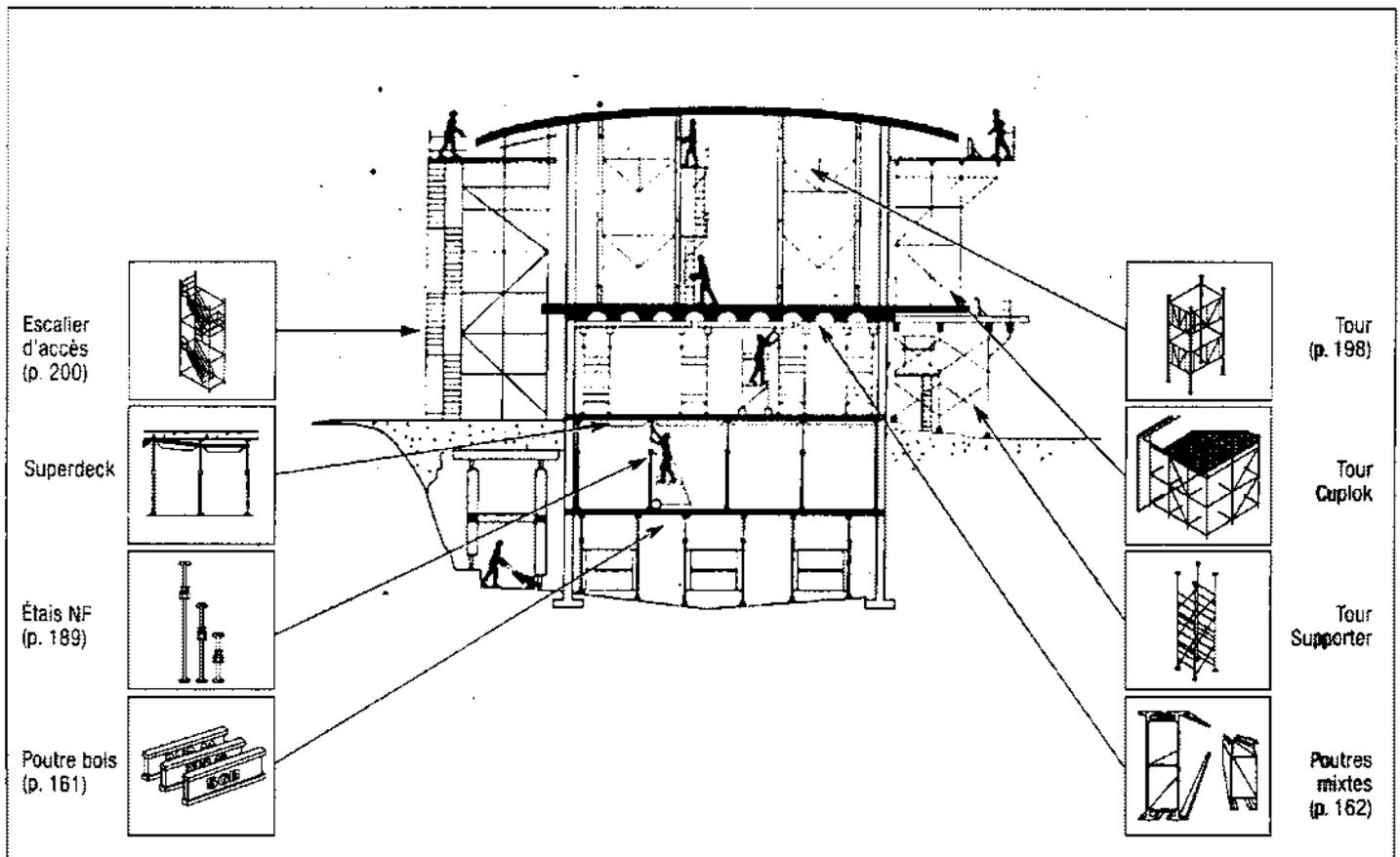


Fig. 1. Techniques de coffrage des dalles (doc. S.G.B. - J.M. Bastitella).

3. PRÉVENTION

Le risque d'accident le plus important concerne la chute d'un élément en cours de pose :

- entraînant la chute du personnel occupé à couler la table rapportée ou les clavetages, à poser les dalles,
- pouvant venir écraser le personnel qui pourrait se trouver sous la zone de travail.

Il faut donc adopter un mode opératoire rigoureux en 5 étapes détaillées dans le Plan Particulier de Sécurité et de Protection de la Santé : PPSPS (p. 212).

- **Étape 1** : claveter les poutres porteuses, stabiliser les voiles non contreventés par un refend ;
- **Étape 2** : baliser la sous-face dans la zone de travail pour interdire les passages du personnel jusqu'à la prise du béton de clavetage ou du béton complémentaire au moins,
- **Étape 3** : présenter l'élément et contrôler les appuis : une ligne, tracée au cordeau sur la face supérieure des appuis, en respectant la profondeur d'appui théorique (fig. 3), peut faciliter le contrôle ;
- **Étape 4** : poser si l'appui est correct sinon retirer l'élément et mettre en place des lisses de rive puis, seulement, poser l'élément ;

Remarque :

Quand il est nécessaire (en accord avec le plan de pose établi par le bureau d'études), l'étalement peut être analogue à celui utilisé pour les prédalles (p. 182) ou être constitué de tours d'étalement à montage rapide (p. 197). Les éléments alvéolaires, souvent posés sans étalement, doivent être clavetés localement tous les soirs au fur et à mesure de la pose,

- **Étape 5** : éviter les effets dynamiques excessifs (surcharge, sauts...) et ne pas toucher à l'étalement une fois le coulage commencé.

Pour éviter les chutes de hauteur du personnel (p. 215), il faut :

- mettre des garde-corps frontaux en rive de l'élément au départ de la manutention : les dalles alvéolées sont déchargées du camion et posées directement sur la surface à couvrir sans qu'un stockage intermédiaire soit nécessaire ;
- installer une protection latérale sur les porteurs déjà réalisés, il faut donc prévoir, lors de la réalisation de ces éléments, des fourreaux permettant de les recevoir.

Pour un Garde-Corps Provisoire Métallique de Chantier (GCPMC) (\varnothing tenon = 26 mm : p. 216), une réservation en PVC (\varnothing ext. = 34 mm, \varnothing int. = 28,5 mm, longueur noyée = 100 mm) est suffisante (p. 216).

Dalle pleine coulée en place SUR UN COFFRAGE traditionnel

NF P 93-321

1. INTRODUCTION

La technicité des chantiers, qu'il s'agisse d'habitations ou d'ouvrages d'art plus techniques, exige l'utilisation de matériels variés pour étayer et coffrer les porteurs horizontaux. La figure 1 illustre l'ensemble des matériels que l'on peut mettre en œuvre.

2. CONSTITUTION

L'étalement simple comporte trois composants principaux manportables, palettisables et réutilisables, illustrés figure 2.

- **Les étais verticaux** sont les premiers placés, aux extrémités de poutrelles. Ils sont stabilisés par des trépieds pour simplifier la mise en œuvre de ces poutrelles (p. 191).
- **Les fourches**, en tête d'étaï, sont équipées d'un dispositif permettant le décintrage rapide du coffrage (p. 191).
- **Des poutrelles légères**, de capacité portante élevée (p. 161) servent de raidisseurs aux panneaux coffrants (p. 159) qui sont disposés sur la surface générée par les poutrelles.

Les caractéristiques mécaniques, la répartition et le nombre des différents composants (étais, poutres, panneaux) sont choisis essentiellement en fonction de l'épaisseur de la dalle (fig. 3) et des charges appliquées en phase de construction. L'étalement simple convient bien jusqu'à 3 m de hauteur. Au-delà, pour les dalles de bâtiment, il est souvent plus

pratique d'utiliser les tours d'étalement à montage rapide (p. 197).

En outre, les tours d'étalement (p. 198) sont utilisées :

- pour les planchers à réaliser à une hauteur supérieure ou égale à 6 mètres,
- pour des charges à étayer très élevées, ce qui concerne essentiellement des ouvrages de génie civil,
- pour les coffrages de poutres.

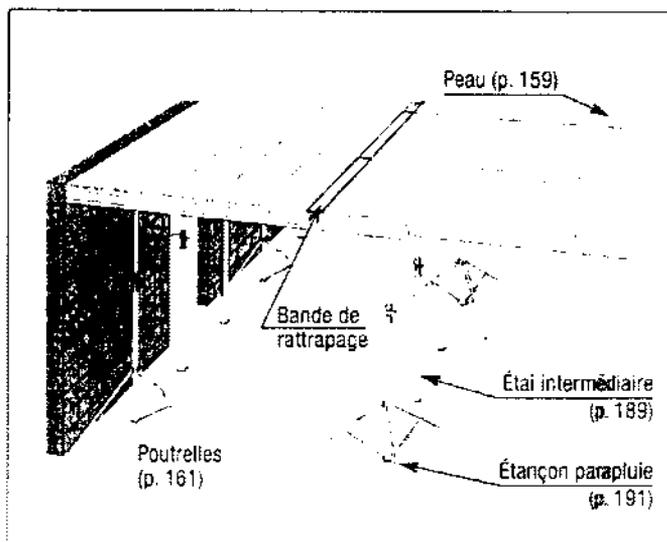


Fig. 2. Terminologie.

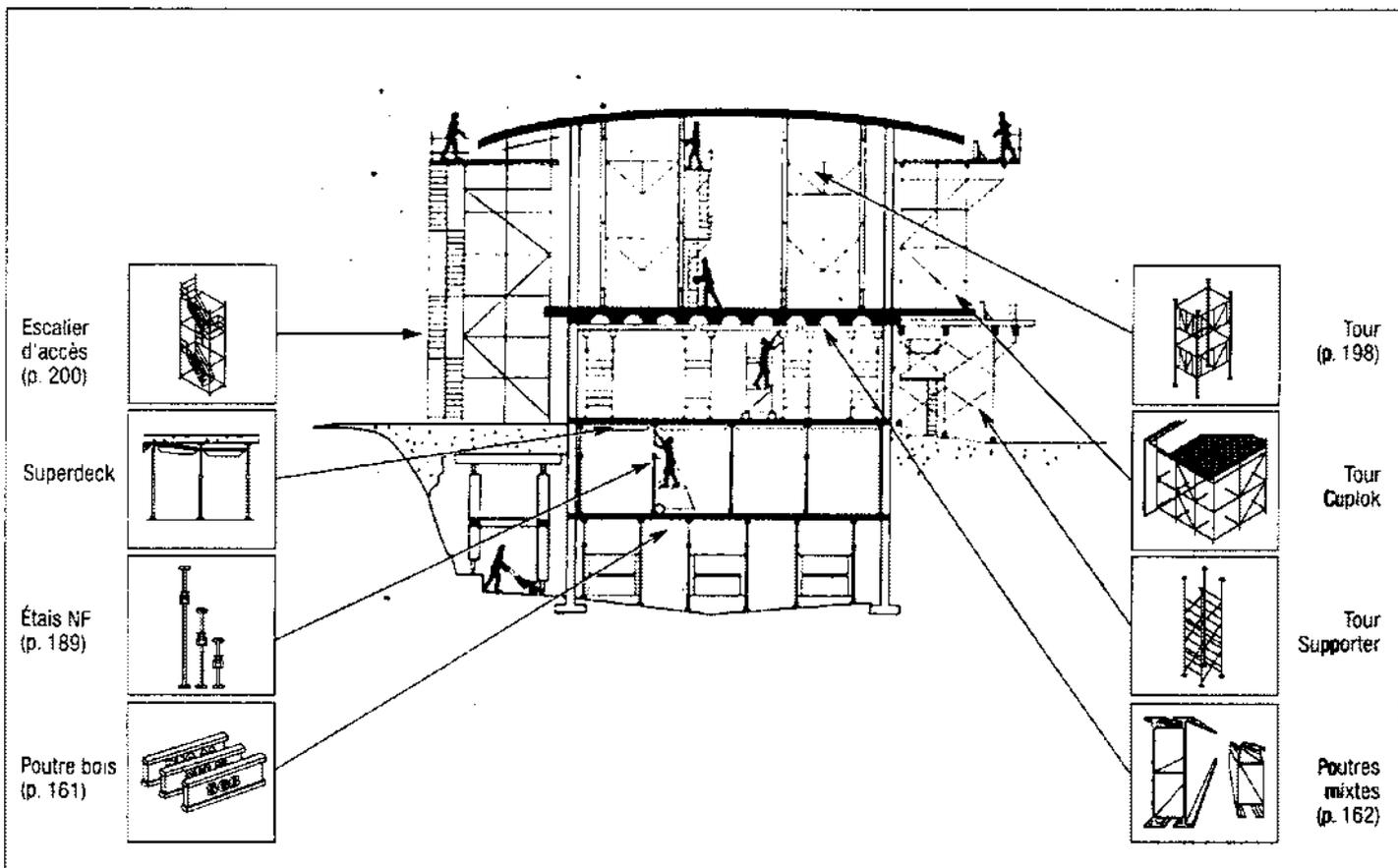


Fig. 1. Techniques de coffrage des dalles (doc. S.G.B. - J.M. Bastitella).

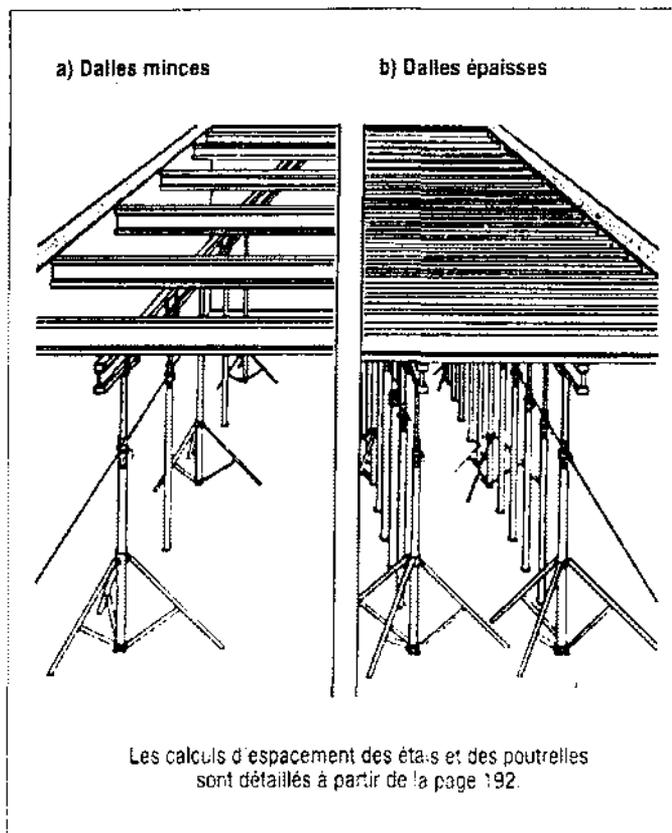


Fig. 3. Répartition des étais et poutrelles.

3. MISE EN ŒUVRE D'UN ÉTAIEMENT

Les opérations d'étalement sont toujours des opérations importantes dont dépendent la stabilité des ouvrages en phase provisoire et la sécurité du personnel.

C'est pourquoi l'Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et Travaux Publics diffuse deux guides pratiques. L'un concerne l'étalement des planchers de bâtiment, et l'autre l'étalement des ouvrages de génie civil.

3.1 Montage du coffrage et de son étalement

Il se fait dans l'ordre suivant :

- étais auto-stables avec fourches, étais intermédiaires (selon les cas de charges),
- poutrelles principales (directrices du coffrage) notées PP (fig. 4),
- poutrelles secondaires ou transversales (génératrices de la surface à coffrer) notées PS (fig. 4),
- panneaux coffrants.

Remarque :

Pour reprendre et transmettre les composantes horizontales des efforts (pompe à béton, déversement du béton, vibration du béton, déplacements de matériels, mise en place d'éléments préfabriqués, vent...), on peut contreventer le platelage à l'aide de planches clouées en forme de croix de Saint-André en sous-face des poutrelles principales.

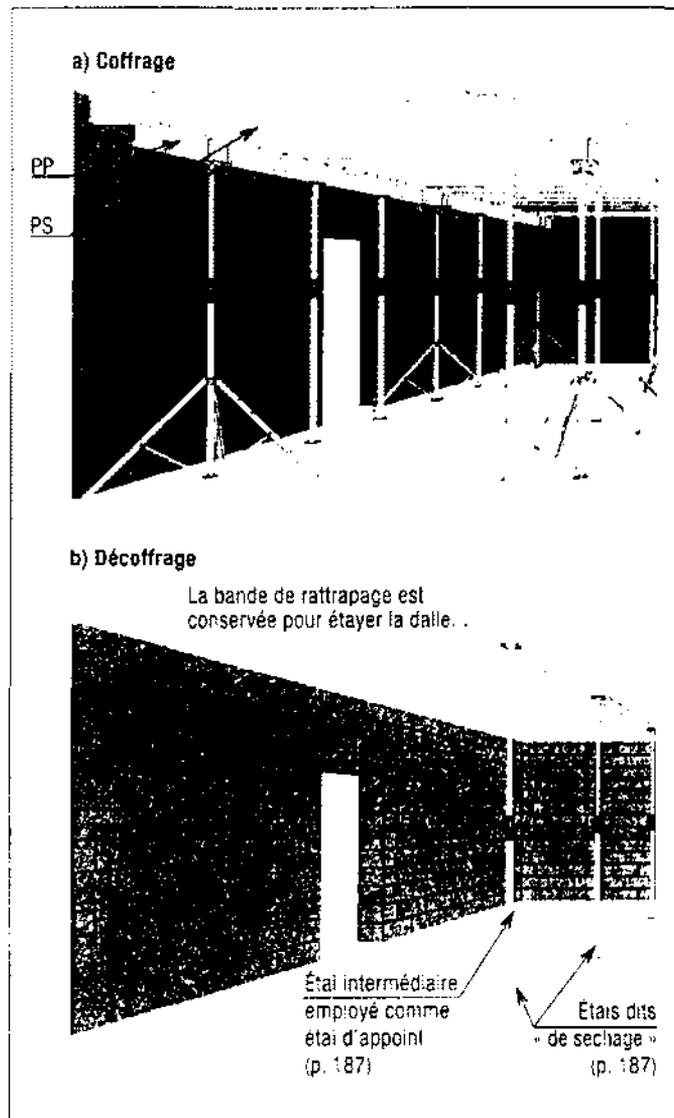


Fig. 4. Coffrage et décoffrage.

3.2 Démontage du coffrage et de son étalement

On inverse l'ordre des opérations précédentes, en décintrant d'abord, puis en couchant les poutrelles secondaires sur le côté, pour atteindre les panneaux coffrants.

La résistance du béton ne permet pas, pour les dalles courantes, un décoffrage complet 12 heures après coulage. Il faut donc utiliser des bandes de rattrapage, des clés de décoffrage, pour pouvoir récupérer l'essentiel du matériel d'étalement et de coffrage tout en laissant la dalle partiellement étayée (fig. 4).

Les efforts en jeu lors du bétonnage (poids de la dalle brute) concernent généralement dans le bâtiment environ 50 % de la charge totale (poids propre + plancher + charge due au personnel). Dans ces conditions, on admet que le décoffrage peut être effectué lorsque la résistance du béton atteint 50 % de la résistance à 28 jours.

Le moment où le décoffrage peut débuter dépend du type de béton utilisé, de la résistance caractéristique f_{cj} et des sollicitations maximales reprises. Ces contraintes prises en compte, le chantier pourra également adapter le moment du décoffrage selon les rotations, en fonction des réemplois de coffrage.

Le nombre d'étais dits « de séchage », par rapport à celui de l'étalement complet, est souvent beaucoup plus faible, puisque les charges sont en partie reprises par la dalle ainsi que par les

voiles latéraux. Selon le rapport entre la rigidité de la dalle décomprimée et celle de la dalle inférieure, seule une partie des charges est reprise par les étais dits « de séchage ».

Il faut conserver 0,4 étai de séchage environ par étai de coffrage quand les rigidités des deux dalles sont identiques (fig. 5).

Il faut conserver 0,8 étai de séchage environ par étai de coffrage quand la dalle inférieure présente une rigidité très supérieure (radier) (fig. 6) à celle de la dalle décomprimée.

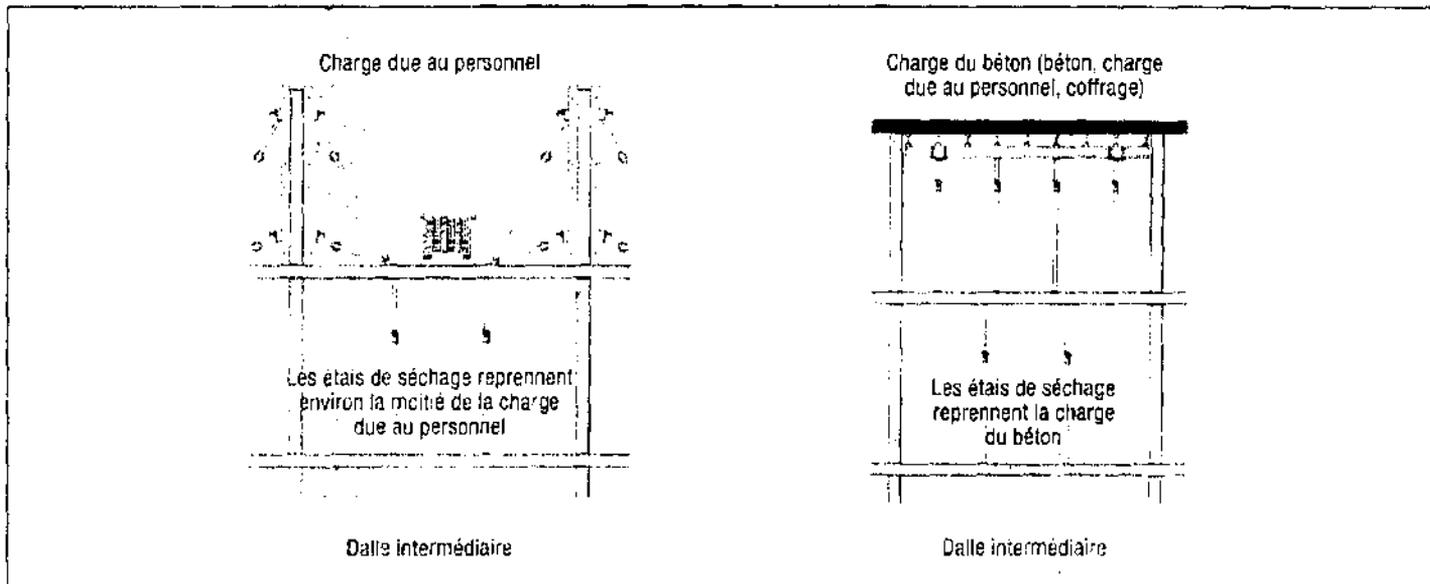


Fig. 5. Dalles de rigidités équivalentes.

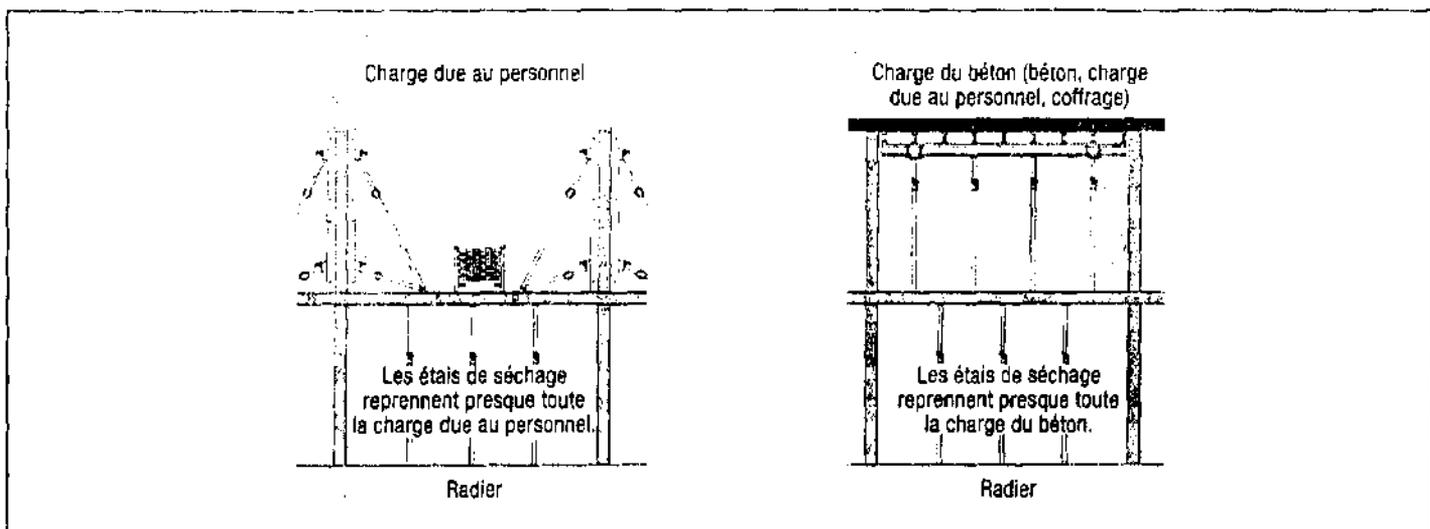


Fig. 6. Dalles de rigidités très différentes.

Poutres : solutions constructives et mise en œuvre

1. COULAGE DE LA RETOMBÉE AVANT RÉALISATION DE LA DALLE

La figure 1 illustre l'ordre des opérations.

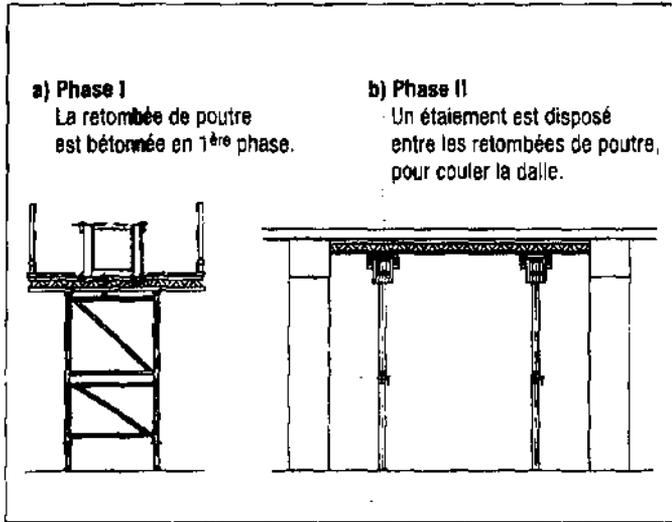


Fig. 1. Coulage de la retombée avant réalisation de la dalle.

2. COULAGE SIMULTANÉ DES RETOMBÉES DE POUTRES ET DE LA DALLE

La conception et la réalisation de l'étaielement du coffrage sont plus délicats (fig. 2).

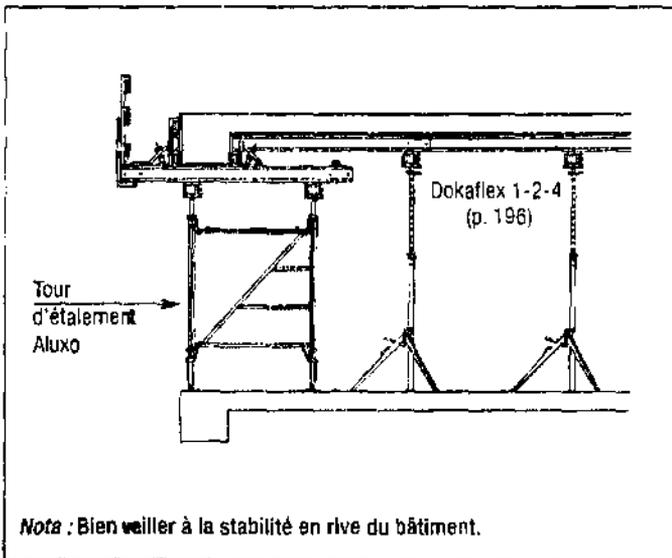


Fig. 2. Exemple de coffrage d'arrêt de dalle avec retombée de poutre sous dalle.

3. PRÉFABRICATION FORAINE OU EN USINE DE LA RETOMBÉE

Le Précis de structures de Génie Civil AFNOR-Nathan donne des dimensions de produits standard précontraints par fils adhérents. Nous nous limiterons ici à proposer un coffrage traditionnel utilisable en préfabrication foraine (fig. 3).

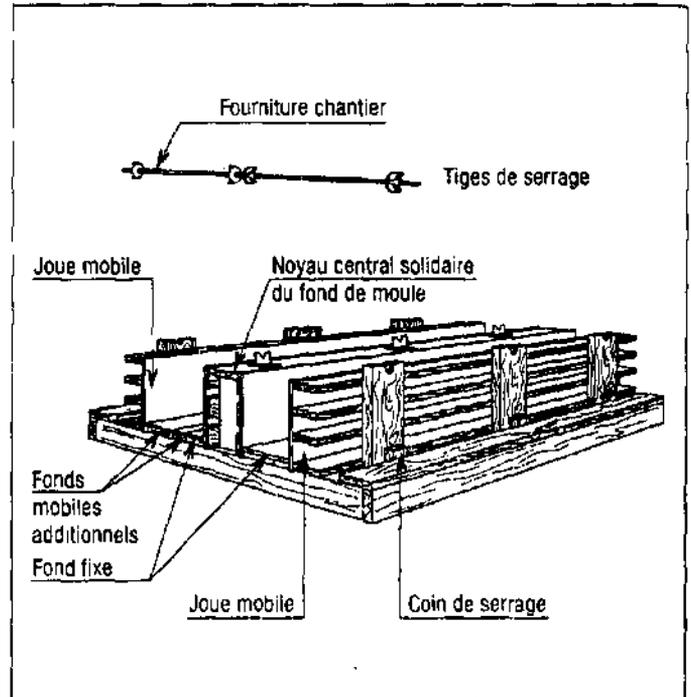


Fig. 3. Coffrage bi-poutre.

Les fabricants de coffrage proposent des outils permettant de réaliser plusieurs poutres (2 à 6 en général) en préfabrication foraine ou en usine de préfabrication. Les structures de repos et les joues sont amovibles. Les tiges de serrage passant au-dessus et au-dessous des poutres n'entravent pas le ferrailage.

La figure 4 illustre les caractéristiques d'un produit.

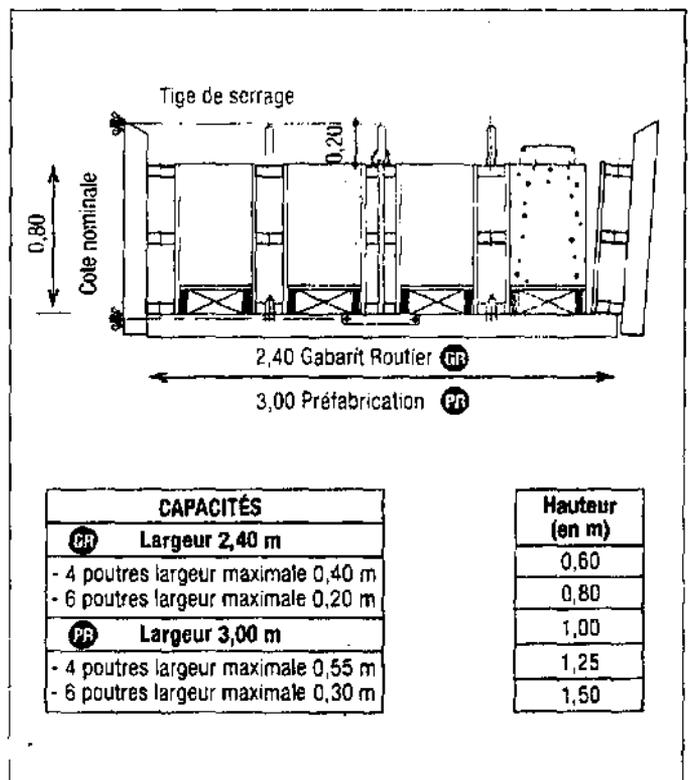


Fig. 4. Exemple de moule industrialisé (doc. Ricard).

1. ÉTAIS TÉLESCOPIQUES RÉGLABLES EN ACIER (NF P 93-321)

Utilisés comme supports verticaux temporaires pour l'étalement des coffrages, ils sont conçus pour supporter des charges en compression axiale.

Les matériels complémentaires (fourches, trépieds...) sont abordés page 191.

Les étais stabilisateurs à double effet, dits « tirant-poussant » (NF P 93-321), ne sont pas utilisables pour la réalisation d'étalement de porteurs horizontaux. Leur utilisation est évoquée page 178.

1.1 Terminologie et caractéristiques (fig. 1a)

Un étau métallique est constitué de deux tubes couissant l'un dans l'autre, pouvant être réglés à la cote désirée et bloqués à cette cote par un dispositif approprié. Chaque tube est muni à son extrémité d'une platine qui peut permettre la mise en place d'une fourche.

- **Fût (2)** : tube femelle.
- **Coulisse (3)** : tube mâle.
- **Corps** : fût + coulisse.
- **Broche (4.1)** : organe de maintien et de transfert de la charge entre la coulisse et le fût. La broche sert pour le réglage grossier, de grande amplitude.
- **Manchon (4.2)** fileté situé en tête du fût : dispositif de réglage précis de l'étau à la hauteur désirée.
- **Vérin (4)** : dispositif de réglage précis de la longueur désirée.
- **Platine (1)** : surface d'appui perpendiculaire à l'axe de l'étau.

1.2 Marquage

Les étais doivent être marqués en donnant les informations suivantes :

- EN 1065,
- nom ou marque commerciale du fabricant,
- année de fabrication (2 derniers chiffres),
- classification (fig. 1b),
- niveau de contrôle.

Exemple : EN 1065 « SE 260 » Rennepont B30L

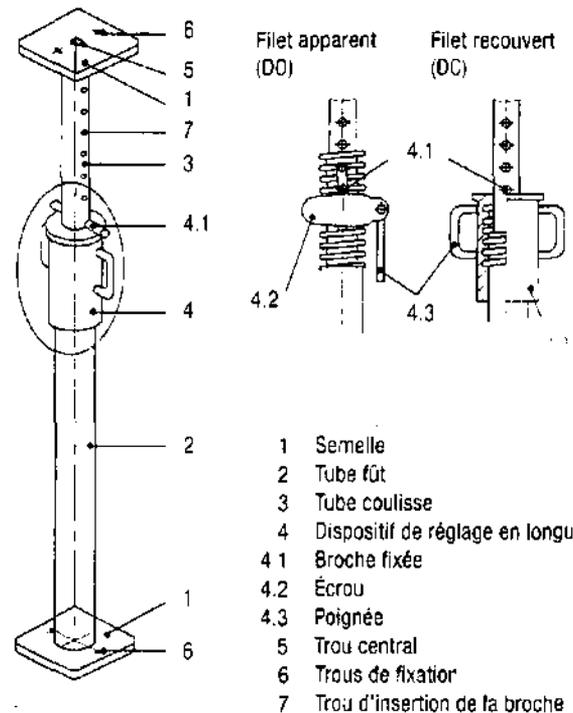
- Une **fiche technique** complète les caractéristiques indiquées dans le marquage en donnant :
 - l'estampille NF (le cas échéant),
 - la nuance de l'acier et les caractéristiques mécaniques du tube (résistance),
 - un croquis précisant les cotes fonctionnelles (mise en œuvre),
 - la masse de l'étau (manutention manuelle),
 - un tableau de charge d'utilisation (abaques ou tableaux),
 - la nature et l'étendue de la protection anti-corrosion.

Exemples de désignation

Étau EN 1065 - B25/13 - SQO - DO - F4 - 3 - M avec :
 - B25/13 : résistance caractéristique de 27,2 kN (développement maximal de 2,5 m, développement minimal de 13 dm = 1,30 m),

- SQO : platine carrée en tête d'étau,
- DO : système de réglage avec filetage apparent,
- F4 : type de la protection contre la corrosion,
- M : niveau de contrôle (ici, laboratoire extérieur au fabricant).

a) Terminologie



- 1 Semelle
- 2 Tube fût
- 3 Tube coulisse
- 4 Dispositif de réglage en longueur
- 4.1 Broche fixée
- 4.2 Écrou
- 4.3 Poignée
- 5 Trou central
- 6 Trous de fixation
- 7 Trou d'insertion de la broche

b) NF EN 1065

Le tableau ci-dessous donne la portance (1) nominale caractéristique R_{yk} (kN) pour différentes longueurs développées (m) d'un étau. Un étau (longueur d'extension maximale = 4,0 m), par exemple de classe E, peut être utilisé avec une longueur d'extension inférieure. Mais sa capacité portante sera toujours limitée à la même valeur.

Longueur d'extension maximale (m)	Classification des étais				
	A	B	C	D	E
2,5	20,4	27,2	40,8	34,0	51,0
3,0	17,0	22,7	34,0	34,0	51,0
3,5	14,6	19,4	29,1	34,0	51,0
4,0	12,8	17,0	25,5	34,0	51,0
4,5	-	15,1	22,7	34,0	51,0
5,0	-	13,6	20,4	34,0	51,0
5,5	-	12,4	18,6	34,0	51,0

(1) Valeur de référence à pondérer par un coefficient de sécurité pour obtenir une valeur de calcul.

Fig. 1. Terminologie (étau télescopique réglable en acier).

1.3 Matériel usuel (tableaux 1 et 2)

Les étais les plus couramment employés, d'un poids moyen de 14 daN, ont un développement compris entre 2,50 m et 5,50 m, pour une charge maximale de 40,8 kN. Ils sont manœuvrables depuis le sol d'appui.

Une deuxième gamme d'un poids moyen de 25 daN concerne un développement de 2,50 à 5,50 m, pour une charge maximale de 34 à 51 kN.

Réf. étais droits	Développement		Masse en kg	Classe	Charges admissibles (f) selon le développement (mm) (Coefficient de sécurité retenu : 3) (1 t = 10 kN).															
	Mini.	Maxi.			600	800	1 000	1 200	1 400	1 600	1 800									
	Hauteur étayée en mm				600	800	1 000	1 200	1 400	1 600	1 800									
SN 80	550	800	5,00	A	*1,9	1,8														
SE 80	550	800	6,00	B	*3,9	3,5														
SN 120	750	1 200	6,00	A		*1,9	1,8	1,7												
SE 120	750	1 200	7,50	B		*3,9	3,6	3,3												
SN 175	1 000	1 750	7,20	A			1,9	1,9	1,8	1,7	*1,6									
SE 175	1 000	1 750	9,30	B			*3,9	3,6	3,3	3,1	2,9									
	Hauteur étayée en mm				1 200	1 400	1 800	2 000	2 200	2 400	2 600	2 800	3 000	3 200	3 400	3 600	3 800	4 000		
SN 260	1 500	2 600	9,40	A		*1,9	1,8	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5								
SE 260	1 500	2 600	12,50	B			3,7	3,5	3,3	3,0	2,8	2,5								
SN 300	1 700	3 000	10,40	A			1,9	1,9	1,8	1,7	1,7	1,6	1,5	1,4						
SE 300	1 700	3 000	14,00	B			*3,9	3,7	3,5	3,2	2,9	2,6	2,3							
SN 350	2 000	3 500	11,60	A					1,9	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	*1,0			
SE 350	2 000	3 500	15,00	B					*3,9	3,6	3,3	3,0	2,7	2,5	2,1	*2,0				
SN 400	2 200	4 000	12,80	A						1,9	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,3	1,1	0,9	0,8	
SE 400	2 200	4 000	17,50	B						3,9	3,7	3,5	3,3	3,0	2,7	2,4	2,1	1,8	1,5	
	Hauteur étayée en mm				2 600	2 900	3 200	3 400	3 700	4 000	4 300	4 500	4 800	5 000	5 200	5 500	5 600	5 800	6 000	
SN 450	2 500	4 500	14,40	A	1,7	1,5	1,1	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7								
SE 450	2 500	4 500	20,10	B	*3,7	3,5	3,1	2,8	2,3	1,7	1,4	1,2								
SN 500	2 800	5 000	15,70	A		1,7	1,3	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6						
SE 500	2 800	5 000	22,00	B		3,7	3,4	3,1	2,5	1,9	1,5	1,3	1,0	0,7						
SE 550	3 100	5 500	24,10	B			3,7	3,4	3,0	2,4	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,7				
SE 600	3 400	6 000	26,00	B				3,7	3,4	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,6	
	Hauteur étayée en mm				1 600	2 000	2 550	2 700	3 050	3 300	3 550	4 050	4 250	4 550						
GDL 255	1 600	2 550	16,00	C	3,8	3,5	3,0													
GDL 305	1 800	3 050	18,00	C		3,7	3,4	2,9	2,5											
GDL 355	2 000	3 550	20,00	C		3,8	3,5	3,2	2,7	2,5	2,2									
GDL 405	2 250	4 050	22,00	C			3,8	3,5	3,1	2,8	2,5	1,9								
GDL 455	2 550	4 550	24,50	C			3,7	3,6	3,2	2,9	2,6	2,4	2,0	1,6						

* Les valeurs marquées de ce signe correspondent aux développements réels mini. et maxi.

Tableau 1. Tableau de charge d'utilisation des étais droits de la gamme ECO (SN Classe A) et MEDIUM (SE Classe B) et de la gamme SUPER (GDL classe C) Rennepont.

Réf. étais droits	Développement		Masse en kg	Charges admissibles (f) selon développement (mm) (Coefficient de sécurité : 2,5) (1 t _r = 10 kN)									
	minimal	maximal		2 300 2 500	2 900	3 100	3 500	4 050	4 550	5 050	5 250	5 550	6 050
	Hauteur étayée en mm												
RAS 405	2 250	4 050	26	5,0	4,8	4,5	4,0	3,0					
RAS 455	2 550	4 550	28,5	5,0	4,9	4,8	4,0	3,1	2,8				
RAS 505	2 900	5 050	31		5,0	4,9	4,1	3,2	2,9	2,3			
RAS 555	3 100	5 550	34			5,0	4,9	4,2	3,1	2,6	2,2	1,8	
RAS 605	3 500	6 050	37				4,8	4,6	4,0	3,0	2,5	2,0	1,6

Tableau 2. Tableau de charge d'utilisation d'étais droits de la gamme RAS (Classe D) Rennepont.

2. PRINCIPAUX ACCESSOIRES

2.1 Trépieds (tripodes)

Légers (12 à 15 daN), les tripodes (fig. 2) permettent le maintien des étais, qui sont alors auto-stables, ce qui facilite la mise en place du coffrage.

Les fabricants proposent des trépieds fixes, repliables ou télescopiques pour permettre une mise en place dans les angles les plus fermés, le long d'un refend...

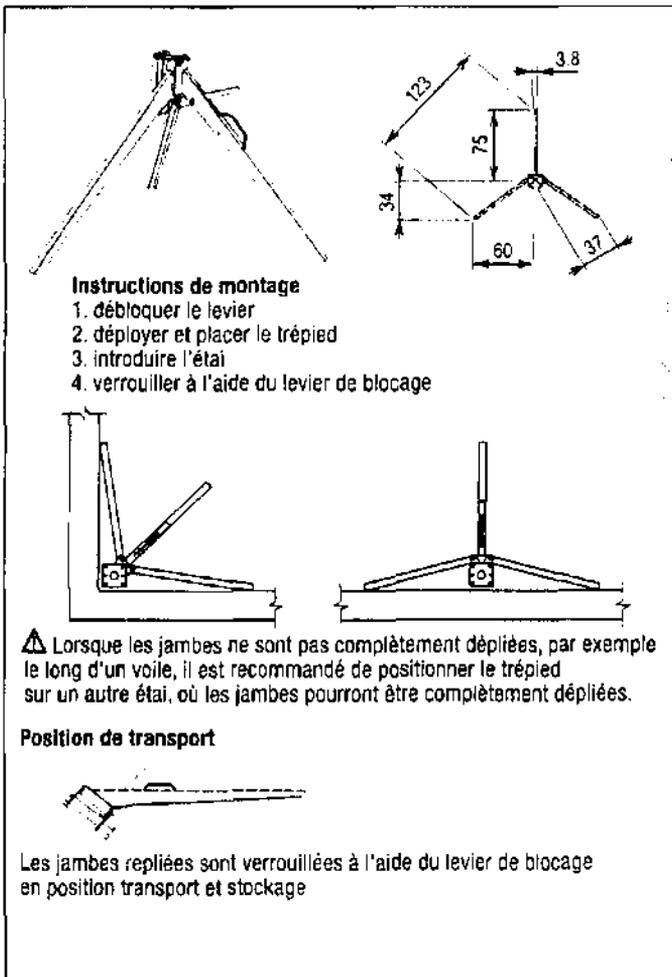


Fig. 2. Exemple de trépied (doc. Doka).

2.2 Fourches (Fig. 3)

2.2.1 Fonctions

Les fourches assurent le maintien des poutrelles, en évitant tout basculement latéral sous l'effet de la mise en œuvre de prédalles, de la vibration du béton... Elles transmettent les efforts (p. 192) aux étais ou aux montants verticaux des tours (p. 189 ou 197).

2.2.2 Choix d'une fourche

Quatre principaux paramètres sont pris en compte.

- **Hauteur** : elle doit permettre le maintien et le calage des filières. Prévoir un jeu pour les fourches équipées d'un dispositif de décintrage rapide (fig. 3).
- **Largeur** : elle doit autoriser (ou non) le croisement de deux filières. Certains fabricants désignent la largeur d'une fourche par l'abréviation *M* ou *2M*. *M* représente alors la largeur de la poutrelle utilisée (p. 161).
- **Longueur minimale** : elle est déterminée par la charge maximale transmissible à l'appui en fonction de la pression limite autorisée.
- **Charges axées sur les appuis.**

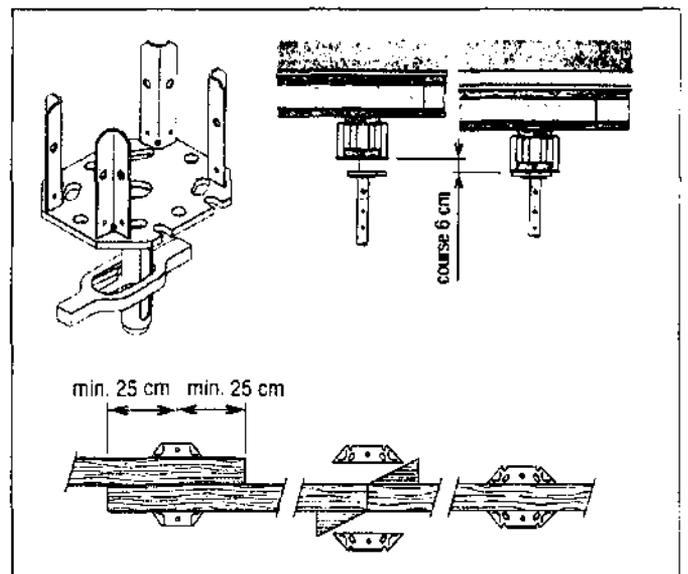


Fig. 3. Repos des poutrelles sur une fourche et décintrage (doc. Doka).

Coffrage et étaielement : modélisation, dimensionnement

NF P 06-004, P 93-550, AFNOR P 06-002 (RÈGLE N° 65), AFNOR DTU P 18-702 (RÈGLES BAEL 91)

1. ACTIONS MÉCANIQUES

- Les charges permanentes (G) comportent :
 - le poids du béton mis en œuvre (25 kN/m³),
 - le poids des coffrages (qui dépend des choix technologiques retenus pour réaliser le plancher) (tableau 1),
 - le poids propre du coffrage perdu (prédalle, poutrelles et entrevous...) le cas échéant.

Charges permanentes (G)		
Matériaux	Source	daN/m ³
Béton armé	NF P 06-004	2 500
Bois résineux à 15 % d'humidité	NF P 93-550	500
Contreplaqué CTB	Tours d'étaielement métalliques à éléments préfabriqués	600
Contreplaqué finlandais		700
Acier		7 850
Alliages légers		2 700
Coffrage (daN/m ²)	Traditionnels	Industriels
Horizontaux	50	70
Verticaux	50	90
Plate-forme de travail	70	100

Tableau 1. Valeurs forfaitaires des charges permanentes (G) en avant-projet.

- Le poids de l'étaielement est négligeable devant les autres actions mécaniques, sauf pour les tours d'étaielement (p. 198).
- Les actions variables (charges de chantier (Q)) comprennent :
 - des composantes verticales : poids du personnel de chantier, poids des matériels utilisés pour la mise en œuvre, poids des matériaux stockés temporairement, surépaisseur locale (au moment du déversement de la benne de béton) par rapport à l'épaisseur finie,
 - des effets dynamiques ou des actions horizontales : déplacements du personnel, coulée du béton, vibration du béton, déplacement de matériels, vent...

Les valeurs forfaitaires (tableau 2) prennent en compte les conséquences des imperfections éventuelles :

- excentricité des étais par rapport aux charges appliquées,
- excentricité des poutrelles sur les fourches,
- jeux dans les différentes liaisons entre les composants d'un étai,
- défaut de verticalité des étais,
- surcharges diverses : stockage provisoire de matériel, d'aciers, de coffrages,
- heurt de la benne de béton

Cela ne signifie pas qu'il faut tolérer ces imperfections de mise en œuvre.

Charges variables (Q) (t)		
	Source	daN/m ²
Tours d'étaielement	NF P 93-550	180 à 350
Étaielement classique (efforts dynamiques compris)	INRS	200

(1) Le fascicule n°65, utilisé pour les marchés publics, recommande les valeurs suivantes :

- poids d'une équipe au travail (hors stocks matériels ou matériaux) sur un échafaudage de service ou sur l'étaielement de pièces préfabriquées :
 - 180 daN uniformément repartis sur toute surface inférieure à 1 m²,
 - (180 daN + 100.n) uniformément repartis sur toute surface supérieure à 1 m², pouvant accueillir n personnes,
- poids d'une équipe de bétonnage (personnel, matériel) et surépaisseur temporaire de béton frais avant épandage : 500 daN/m² sur une surface 3 x 3 m disposée de la manière la plus défavorable,
 - 75 daN/m² sur le reste de la surface horizontale à bétonner.

Tableau 2. Valeurs forfaitaires des charges de chantiers variables (Q) en avant-projet.

Tout doit donc être fait pour limiter, voire annuler ces imperfections :

- choisir un matériel d'étaielement adapté (p. 197), savoir l'utiliser (p. 186) en prenant bien soin de contreventer tous les éléments,
- adapter les matériels de mise en place du béton (volume de la benne (p. 132), puissance des pervibrateurs (p. 135...)) aux quantités de béton à couler.
- La charge due à la neige n'est pas prise en considération selon la norme NF P 93-550.

- Les efforts dus au vent F peuvent entraîner un soulèvement du coffrage ou un effondrement de l'étaielement s'il est insuffisamment contreventé. Ils s'appliquent à tous les éléments des tours (NF P 93-550), ainsi qu'aux équipements, sans effets de masque.

$$F = C_1 q S_p$$

avec

- C₁ coefficient de traînée (1 pour les tubes ; 1,3 pour les éléments plans),
- q pression dynamique (daN/m²) tenant compte de la région, du site et de la hauteur (AFNOR DTU P 06-002 : §1.21),
- S_p projection du maître-couple sur un plan perpendiculaire au vent (AFNOR DTU P 06-002 : § 1.13).

2. NOTE DE CALCUL

Cinq étapes sont généralement nécessaires.

- **Étape 1** : Rechercher les charges sollicitant l'étaielement

Charges	
Verticales	CV = G + Q
Horizontales	CH = 0,2 (G + Q) (t)

(1) : prise en compte du vent, afin de contreventer correctement les étaielements de grande hauteur (p. KLM).

Tableau 3. Charges sollicitant l'étaielement.

Étape 2 : Déterminer les schémas mécaniques des constituants

Remarque : Les documentations des fabricants de poutrelles (exemple : p. 161) permettent souvent de se passer du calcul théorique évoqué ci-après.

***Peau de coffrage :** le calepinage des panneaux n'est pas encore connu, les appuis ne sont pas placés. Compte tenu de leurs dimensions et des abaques de dimensionnement (p. 160), les panneaux sont assimilables à des poutres continues sur n ($n > 3$) appuis.

Remarque : Pour les prédalles en béton armé, le BAEL 91 (AFNOR DTU P 18-702) dispense de la justification des prédalles en phase provisoire si les filières sont au plus espacées de 25 fois l'épaisseur de la prédalle.

***Raidisseurs :** compte tenu des longueurs de poutrelles couramment disponibles (p. 161), on peut supposer, pour les étaitements de dalles courantes ($h \leq 3$ mètres), que :

- les raidisseurs secondaires (transversaux) reposent sur deux⁽¹⁾ (parfois trois) raidisseurs primaires et sont uniformément chargés,
- les raidisseurs primaires (principaux) reposent sur trois étais au plus et sont sollicités par plusieurs actions ponctuelles disposées à intervalles réguliers (raidisseurs secondaires).

⁽¹⁾ cas le plus défavorable :

- pour la détermination de la flèche : poutre sur deux appuis.
- pour la détermination des sollicitations mécaniques : poutre sur trois appuis.

Étape 3 : Détermination des sollicitations agissantes (NF X 10-011) M_a (moment fléchissant) et V_a (effort tranchant) sur les composants de l'étalement

a) Méthode rapide (étalement de plancher de bâtiment courant)

- La charge uniformément répartie agissant sur le raidisseur secondaire étudié doit être majorée par 1,25 pour tenir compte forfaitairement de l'effet de continuité de la peau (tableau 4a et p. 194).

- Cas des poutrelles : les charges sur les poutrelles secondaires sur deux (respectivement trois ou plus) appuis et les sollicitations agissantes peuvent être évaluées à l'aide des tableaux 4b, c et d (respectivement tableau 4a).

- En cas de continuité des raidisseurs secondaires, leurs actions sur les raidisseurs primaires doivent être majorées par 1,25 pour tenir compte forfaitairement de cette continuité.

Si les raidisseurs primaires reposent sur deux étais, on utilise les formules du tableau 4c. On applique les formules (tableau 4a), s'ils reposent sur plus de deux appuis.

Nota : En avant-projet, les actions régulièrement espacées des raidisseurs secondaires sur les raidisseurs primaires peuvent être assimilées à une charge uniformément répartie.

- Chaque appui (étau) reprend forfaitairement une action (N_a), calculée à partir de sa surface d'influence et de la valeur de la charge surfacique majorée par 1,5 (effet de continuité pris en compte forfaitairement).

b) Théorème des trois moments

Cette méthode de calcul en continuité théorique permet d'obtenir les moments de flexion aux appuis d'une poutre continue pour en déduire les moments de flexion et les efforts tranchants le long de la poutre, puis les actions de contact aux appuis.

Elle établit une relation entre :

- les moments de flexion au droit des appuis de deux travées consécutives d'une poutre continue,
- les charges s'exerçant sur ces deux travées,
- les déplacements d'appuis (translation et rotation).

Son application au cas d'une poutre continue de section et d'inertie constante, à n travées égales de longueur ℓ , supportant une charge uniformément répartie p , permet d'obtenir des valeurs enveloppes (tableau 4a).

Si l'on utilise ces relations, il ne faut pas appliquer de majoration sur les actions mécaniques, puisque la continuité a été prise en compte dans la formule indiquée.

Cas de charge	Moment fléchissant - Flèches	Actions de contact - Effort tranchant
a) n travées identiques - $\ell =$ constante - E, I_{GZ} constantes 	$n = 1$ $M_{max} = 0,125 p \ell^2$ $f_{max} = 13,10^{-3} p \ell^4 / E I_{GZ}$	$R_i = 0,5 p \ell$
	$n = 2$ $M_{max} = 0,125 p \ell^2$ $f_{max} = 5,42 \cdot 10^{-3} p \ell^4 / E I_{GZ}$	$R_{i,max} = 1,25 p \ell$
	$n = 3$ $M_{max} = 0,1 p \ell^2$ $f_{max} = 8,83 \cdot 10^{-3} p \ell^4 / E I_{GZ}$	$R_{i,max} = 1,1 p \ell$
	$n \geq 3$ $M_{max} = 0,110 p \ell^2$ $f_{max} = 6,32 \cdot 10^{-3} p \ell^4 / E I_{GZ}$	$R_{i,max} = 1,15 p \ell$
b) 	appui $M_{max} = 0,50 p a^2$	$R_A = \frac{P}{2 \ell} (\ell + a)^2$
	travée $M_{max} = 0,125 P (\ell + a)^3 (\ell - a) / \ell^2$	
	travée $f_{max} = \frac{5 p \ell^2}{384 E I_{GZ}} \left(\ell^2 - \frac{12 a^2}{5} \right)$	
	rive $f_c = \frac{p a}{24 E I_{GZ}} (3 a^3 + 4 a^2 \ell - \ell^3)$	

Tableau 4a) et b). Aide-mémoire de résistance des matériaux.

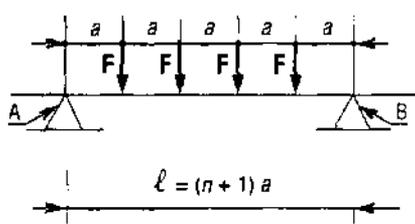
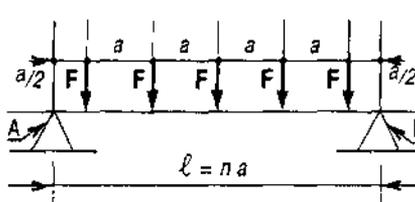
Cas de charge	Moment fléchissant - Flèches	Actions de contact - Effort tranchant
<p>c)</p>  <p>$l = (n+1)a$</p>	<p>* $f(x) = \frac{1}{24} \frac{nFx}{EIf} (l^3 - 2(l^2 + x^3))$</p> <p>* $M_{max} = \frac{Fl}{8} (n+1)$ si n impair</p> <p>* $M_{max} = \frac{Fl}{8} \frac{n(n+2)}{n+1}$ si n pair</p> <p>* $M(x) = \frac{F}{2} [(n-2k)x + ak(k+1)]$</p>	<p>* $k = 0, 1, 2 \dots n$</p> <p>* $ka \leq x < (k+1)a$</p> <p>$V = F \left(\frac{n-2k}{2} \right)$</p> <p>$R_A = R_B = \frac{nF}{2} (V_{max})$</p>
<p>d)</p>  <p>$l = na$</p>	<p>* $n \geq 5$ Idem ci-dessus pour f</p> <p>* $M_{max} = Fl \left(\frac{n^2+1}{8n} \right)$ si n impair</p> <p>* $M_{max} = Fl \left(\frac{n}{8} \right)$ si n pair</p> <p>* $M(x) = \frac{F}{2n} [n(n-2k)x + k^2l]$</p>	<p>* $k = 0, 1, 2, \dots n$</p> <p>* $\frac{a}{2} + (k-1)a \leq x < \frac{a}{2} + ka$</p> <p>$V = F \left(\frac{n-2k}{2} \right)$</p> <p>$R_A = R_B = \frac{nF}{2} (V_{max})$</p>

Tableau 4c) et d). Aide-mémoire de résistance des matériaux.

• **Étape 4 : Dimensionnement des composants.**

Pour chaque composant, les sollicitations agissantes (M_u, V_u, N_u) maximales doivent être inférieures aux sollicitations résistantes (M_r, V_r, N_r) maximales qui peuvent être déterminées à l'aide des valeurs indiquées page 161 pour les poutrelles, page 190 pour les étais.

• **Étape 5 : Vérification des appuis.**

Deux cas sont rencontrés.

* **Appuis stables et monolithiques en pied**

Il faut :

- faire attention aux tassements d'appuis qui pourraient être le résultat d'un poinçonnement de l'assise ou d'un écrasement des semelles ;
- s'assurer que la préparation et la nature du sol d'assise permettent effectivement la reprise des charges en pied ;
- placer des semelles de bois filantes sous la platine pour répartir la pression ;
- vérifier la résistance mécanique de la cale en bois disposée sous la platine, en pied de l'étau ;
- vérifier que la pression transmise au terrain est inférieure à la contrainte de calcul du sol : on pourra s'inspirer des calculs évoqués page 145 pour les appuis des échafaudages, page 200 pour les tours ;

Nota : Pour les appuis au sol d'une tour d'étalement (p. 200), la disposition couramment préconisée est la suivante : mettre sous les pieds des tours deux bastaings, empilés à plat, reposant sur une grave ciment ($e = 25$ cm), qui « diffuse » les contraintes à 45°.

- vérifier au poinçonnement, le cas échéant, la dalle en béton armé (BAEL 91 A.5.2., 41) (fig. 1).

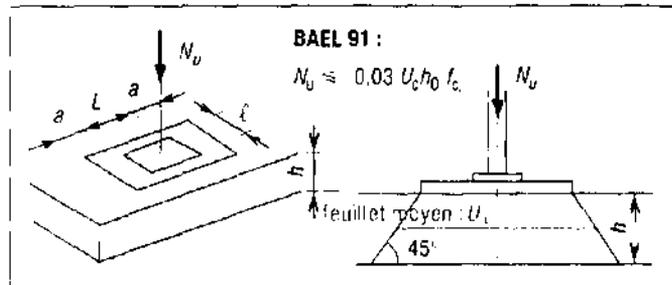


Fig. 1. Appui monolithique en pied.

* **Appuis stables et monolithiques en tête**

- Il faut éviter tout empilement (filères superposées, cales empilées, étais superposés...) qui peut entraîner la ruine des appuis par création d'articulation.
- On doit vérifier la charge s'exerçant sur les fourches ou les platines en tête d'étau. La pression est limitée à 2 MPa pour les étais télescopiques réglables en acier (NF P 93-321), ce qui correspond aux actions suivantes (fig. 2) :

- bastaing : $V_R = 10$ kN à 18 kN,
- madrier : $V_R = 13$ à 24 kN,
- poutrelle : V_R donné page 161.

$S =$ surface de contact (m^2)
 $L =$ longueur de la fourche (m)
 $\sigma_c = 2$ MPa
 $V_u \leq \min [V_R (p. 161) ; 2,5]$

Exemple :
 Doka H 20 (p. 161) = (8 x 20) cm
 $L = 12$ cm
 $V_u \text{ maxi} = \min. [10 \text{ kN} ; 2 \times 0,08 \times L \times 10^3 \text{ kN} \{L \text{ en m}\}]$
 $V_u \text{ maxi} = 10 \text{ kN} < 11$

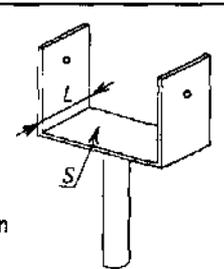


Fig. 2. Appui monolithique en tête.

3. ÉTUDE DE CAS

Les hypothèses retenues sont les suivantes :

- **Données**
 - Dalle en béton armé : $e = 200$ mm.
 - Béton armé (poids volumique) : 25 kN/m^3 .
 - Charge de chantier (p. 192) : $1,5 \text{ kN/m}^2$ (tableau 5).
- **Matériel disponible (ou choisi) dans l'entreprise (fig. 3) :**
 - Panneau coffrant : NF coffrage CTB $\times 250 \times 125 \times 18$.
 - Poutrelles : DOKA H20 (longueurs 2,9 et 3,9 m).

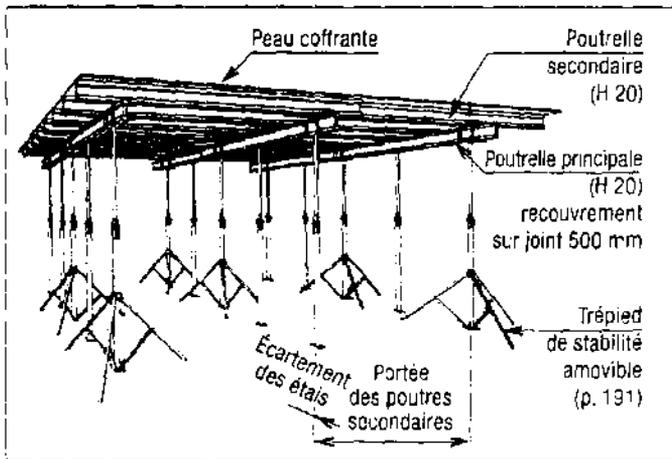


Fig. 3. Matériel utilisé pour l'étude de cas.

La recherche des caractéristiques du coffrage et de son étalement s'effectue en 3 étapes.

- **Étape 1 :** L'abaque (p. 160) permet de déterminer l'entraxe des raidisseurs secondaires : 417 mm.
- **Étape 2 :** Le tableau 5 donne la valeur de la portée maximale des poutrelles secondaires pour une entre-

distance transversale proche de 41,7 cm : 2,93 m. Quatre files de poutrelles principales suffisent (longueur de la cellule = 7,5 m, fig. 4). $(7,5 - 2 \times 0,35) / 3 = 2,27 < 2,93$ m (fig. 4).

Nota : 0,35 m représente l'encombrement du trépied (p. 191).

Une file de poutrelles principales peut être composée de 2 DOKA H20 (p. 191) de longueur 2,90 et 3,90 m (largeur maximale de la cellule = 6,13 m ($6,13 - 2,9 - 3,9 = -0,67$ m), ce qui laisse un recouvrement de 0,67 m (valeur minimale = 0,50 m, p. 191).

- **Étape 3 :** La portée des poutrelles secondaires retenue étant voisine de 2,25 m par défaut, il faudra prévoir un étai tous les 1,27 m maximum (tableau 5). Les cotes retenues sont indiquées figure 4.

On obtient alors un plan de calepinage et de l'étalement (fig. 4).

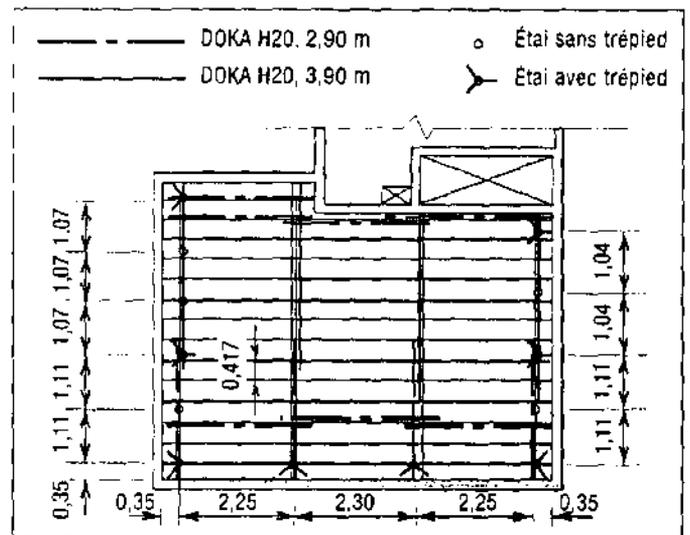


Fig. 4. Plan de l'étalement.

Épaisseur dalle (cm)	Charge totale (kN/m ²)	Espacement max. adm. de poutrelles principales [m]					Espacement max. des étais (m)								
		pour des entrées transversales de :					pour des entrées de poutrelles principales choisies de :								
		0,50	0,625	0,667	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,50
10	4,40	3,63	3,37	3,29	3,17	2,88	2,87	2,46	2,28	2,13	2,01	1,82	1,65	1,52	1,30
12	4,92	3,43	3,19	3,12	3,00	2,72	2,53	2,33	2,16	2,02	1,81	1,63	1,48	1,36	1,16
14	5,44	3,27	3,04	2,97	2,86	2,60	2,41	2,21	2,05	1,84	1,63	1,47	1,34	1,23	1,05
16	5,96	3,14	2,92	2,85	2,74	2,49	2,31	2,12	1,92	1,88	1,49	1,34	1,22	1,12	0,96
18	6,48	3,03	2,81	2,75	2,65	2,40	2,22	2,03	1,76	1,54	1,37	1,23	1,12	1,03	0,88
20	7,00	2,93	2,72	2,66	2,56	2,32	2,14	1,90	1,63	1,43	1,27	1,14	1,04	0,95	
22	7,52	2,84	2,64	2,58	2,48	2,26	2,06	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,97	0,89	
24	8,04	2,76	2,57	2,51	2,42	2,19	1,99	1,66	1,42	1,24	1,11	1,00	0,90	0,83	
26	8,56	2,70	2,50	2,45	2,35	2,14	1,87	1,56	1,34	1,17	1,04	0,93	0,85		
28	9,08	2,63	2,44	2,39	2,30	2,09	1,76	1,47	1,26	1,10	0,98	0,88	0,80		
30	9,66	2,57	2,39	2,34	2,25	2,03	1,66	1,38	1,18	1,04	0,92	0,83	0,75		
35	11,22	2,45	2,27	2,23	2,14	1,78	1,43	1,19	1,02	0,89	0,79	0,71			
40	12,78	2,35	2,18	2,13	2,04	1,56	1,25	1,04	0,89	0,78	0,70	0,63			
45	14,34	2,26	2,10	2,04	1,93	1,39	1,12	0,93	0,80	0,70	0,62	0,56			
50	15,90	2,18	2,01	1,94	1,83	1,26	1,01	0,84	0,72	0,63	0,56				

Longueur des poutrelles disponibles (m) : 2,45 - 2,90 - 3,60 - 3,90 - 4,90 - 5,90

: Valeurs de l'étude de cas

Tableau 5. Dimensionnement d'un étalement (doc. DOKA H 20).

Remarque : Pour les cas courants, cette démarche est parfois simplifiée par des fabricants, pour faciliter la mise en œuvre de leurs produits sur les chantiers. Ainsi, la société DOKA propose un système dénommé « 1-2-4 » décrit ci-après.

Avec les mêmes pièces du système et les mêmes longueurs de poutrelles (poutrelles secondaires 2,65 m, poutrelles principales 3,90 m, on peut réaliser des dalles de plus de 30 cm d'épaisseur. Le concept s'adapte sans peine aux tracés les plus difficiles (fig. 5).

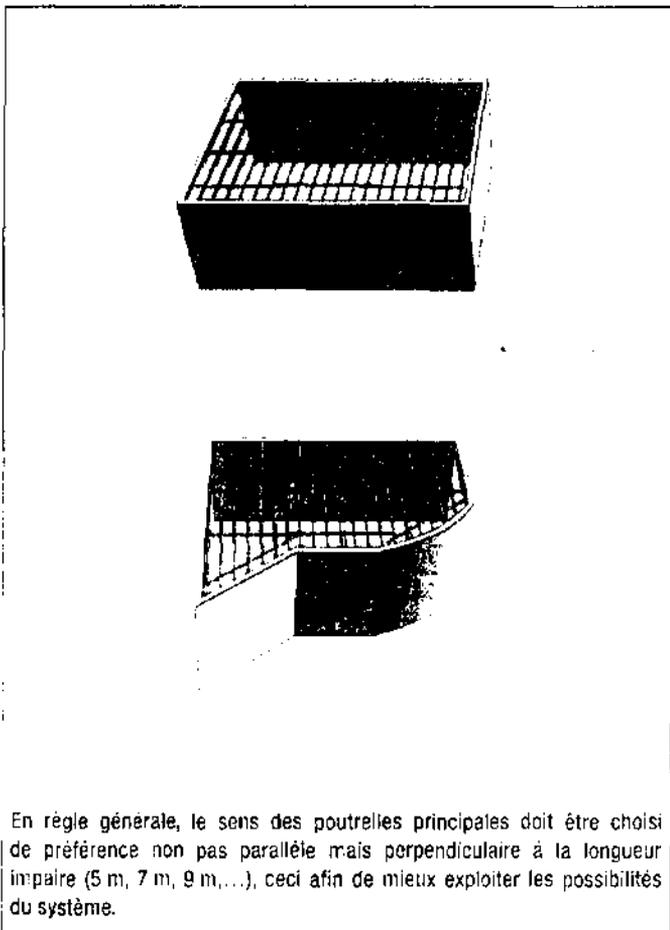


Fig. 5. Exemple d'implantation des poutrelles.

En règle générale, le sens des poutrelles principales doit être choisi de préférence non pas parallèle mais perpendiculaire à la longueur impaire (5 m, 7 m, 9 m, ...), ceci afin de mieux exploiter les possibilités du système.

Les poutrelles sont marquées en usine avec les repères. Il est alors possible de créer un étaieage en suivant simplement la règle décrite figure 6.

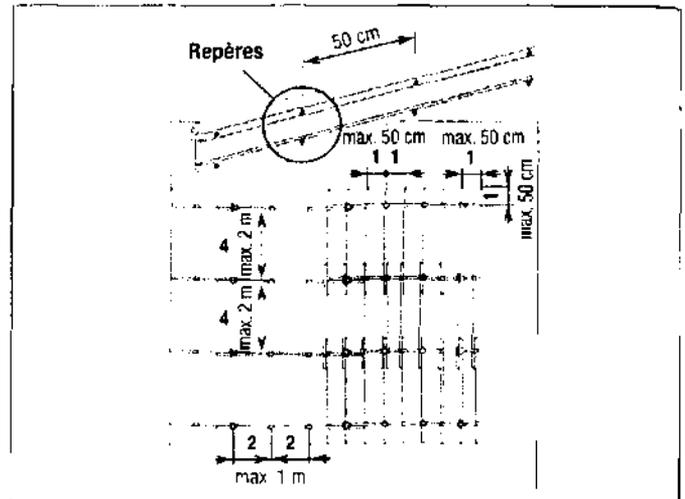


Fig. 6. Système « 1-2-4 » (DOKA).

Les étais sont parfois plus rapprochés, si la dalle est plus épaisse (fig. 7).

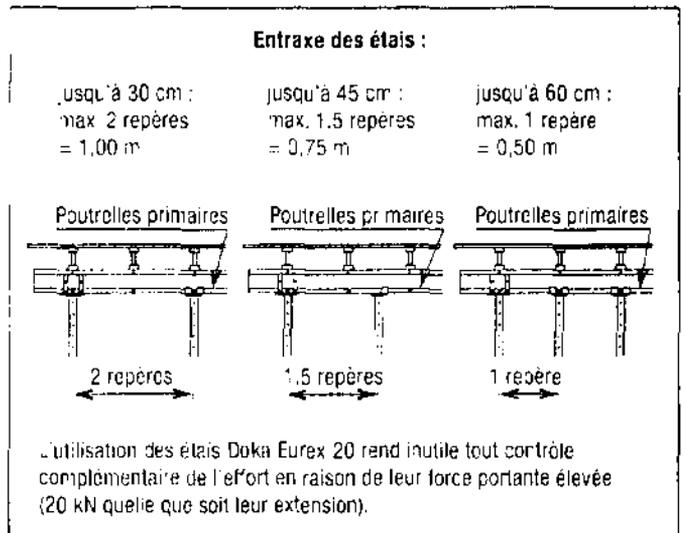


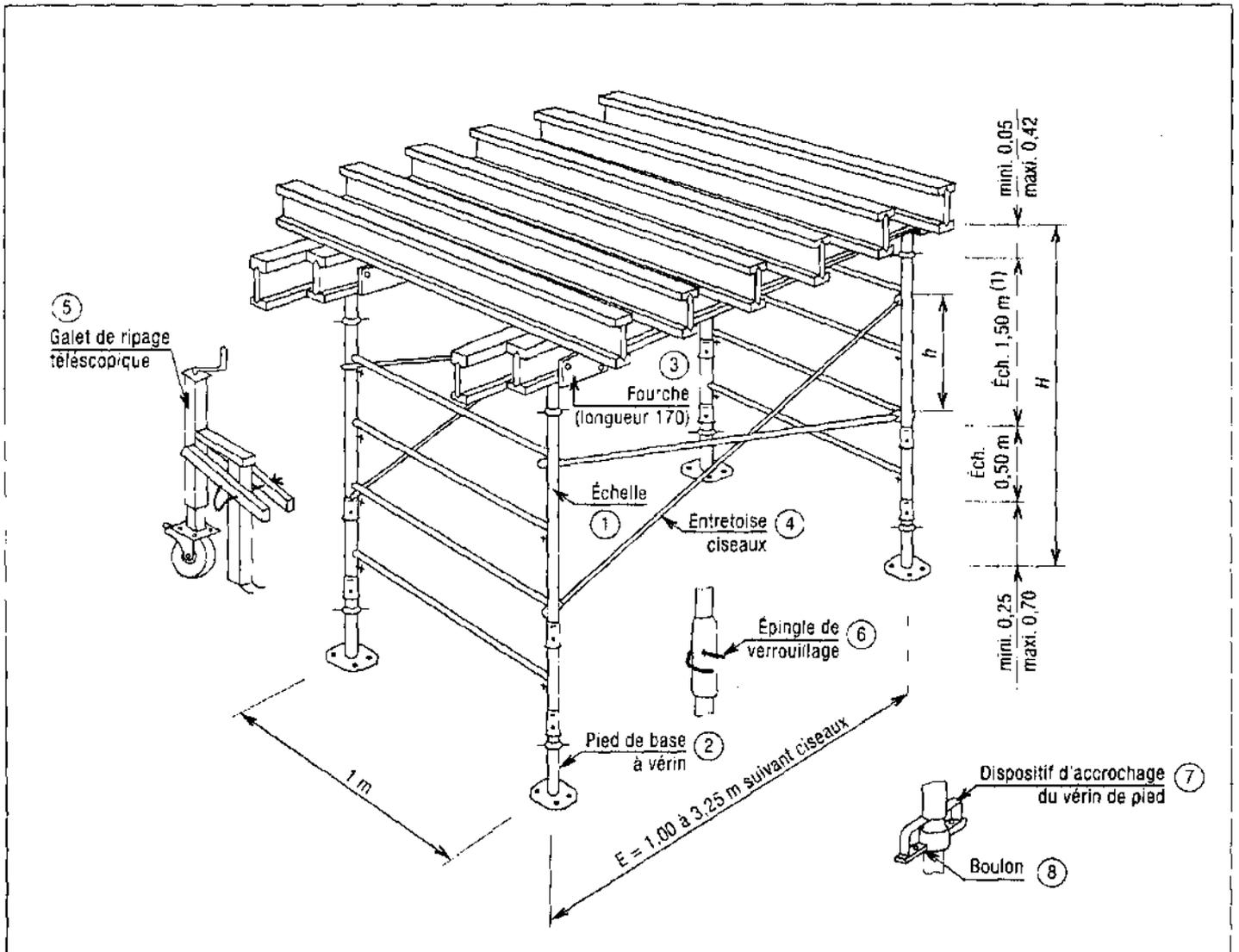
Fig. 7. Appui des poutrelles primaires H20 ($l = 3,90$ m).

Étalement : les tours d'étalement

1. TOURS D'ÉTALEMENT À MONTAGE RAPIDE

Les éléments présentés figure 1 (doc. Husson) sont complétés par des échelles de meunier, des plateaux à trappe

et des garde-corps. Placés à l'intérieur de la tour, ils permettent d'une part le montage de la tour en toute sécurité, d'autre part l'accès aux fourches de tête (montage, réglage ou décintrage du platelage du coffrage).



Dimensions des entretoises ciseaux : valeurs de E en fonction de L et h

L (m)	1,80	2,06 (1)	2,52	2,93	3,29	
h (m)	0,5	1,53	2,00	2,47	2,89	3,25
	1,0	1,50	1,80 (1)	2,31	2,75	3,14
	1,5	1,00	1,41	2,00	2,52	2,93

(1) Hauteur utile des échelles courantes : 0,50 ; 1,00 ; 1,50 ; 2,00
 H mini. = somme des échelles + 0,30 m.
 H maxi. = somme des échelles + 1,12 m.

(1) Valeurs à retenir si on souhaite disposer des dispositifs d'accès : échelle, panneaux...



Exemple :
 $h = 1,0$ m
 $L = 2,06$ m } $\rightarrow E = 1,80$ m

h : hauteur entre points d'attache de l'entretoise ciseaux sur une échelle.
 Une fois h choisie et L étant fixée par le matériel retenu, la cote E est donc automatiquement obtenue, et correspond à une distance entre échelles.

Fig. 1. Terminologie et caractéristiques d'un produit (doc. HUSSON).

1.1 Utilisation des tours à montage rapide

Elles permettent un gain de productivité lors de la réalisation d'ouvrages fonctionnels, dont la structure est généralement composée de grands plateaux reposant sur un réseau de poutres et de poteaux. La trame de la structure étant répétitive, on peut employer les tours sans être obligé de les démonter à chaque fois, en les déplaçant (après un décentrement) d'une trame à l'autre, au moyen de galets de ripage télescopique (hauteur déplaçable indiquée par le fabricant : 5,5 m pour les tours Husson). Un télescopage (d'au moins 0,8 m à capacité portante inchangée pour les tours Husson) est possible, en remplaçant la fourche classique (3) par une fourche télescopique munie d'un écrou de décoffrage rapide.

L'utilisation de ces tours se justifie également pour coffrer des dalles situées à une hauteur intermédiaire (3,5 à 4 m). En effet, dans ce cas, les dispositifs de réglage des étais ne sont plus accessibles directement pour les ouvriers. En outre, la capacité portante des étais classiques (p. 190) diminue alors rapidement. Pour des hauteurs élevées (au-delà de 7 à 8 m), et/ou quand les charges à reprendre sont importantes, on utilisera des tours d'étalement qui sont alors plus stables que les tours à montage rapide.

1.2 Mise en œuvre

Quand le platelage coffré se situe au-delà d'une certaine hauteur (5,5 m pour les tours Husson), des liaisons assurant un contreventement d'ensemble doivent être prévues entre tours adjacentes (fig. 2).

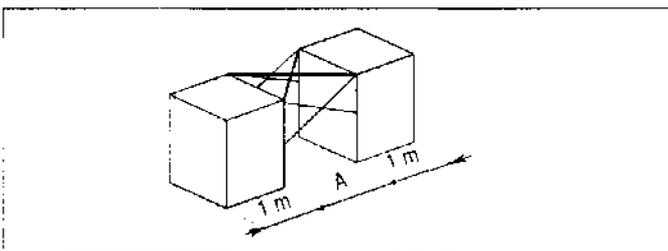


Fig. 2. Contreventement des tours associées.

Les valeurs (fig. 3 et tableau 1) permettent de prédimensionner rapidement un étalement de plancher simple. Pour d'autres cas, le platelage du coffrage peut être calculé selon la méthode exposée page 192.

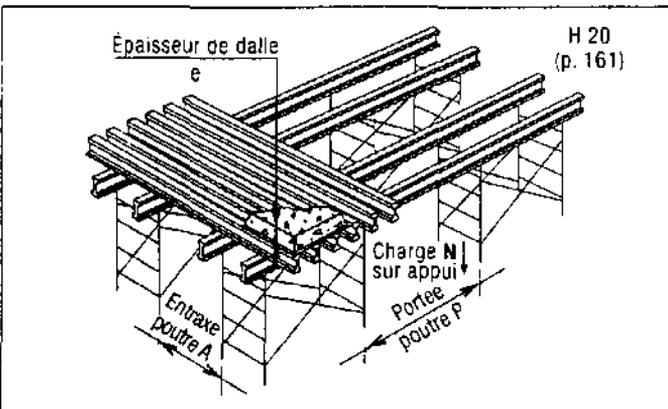


Fig. 3. Caractéristiques d'un produit (doc. HUSSON).

Entraxe des poutres A (m)	Épaisseur de la dalle e (cm)			
	15	20	25	30
1	2,69 1 415	2,45 1 591	2,27 1 761	2,14 1 925
1,2	2,54 1 598	2,30 1 797	2,11 1 967	1,85 2 000
1,4	2,38 1 749	2,14 1 946	1,84 2 000	1,59 2 000
1,6	2,23 1 869	1,92 2 000	1,61 2 000	1,39 2 000
1,8	2,10 1 983	1,71 2 000	1,43 2 000	1,23 2 000
2,0	1,90 2 000	1,54 2 000	1,29 2 000	1,11 2 000
P (m) N (daN)	Flèche = $\frac{1}{500} P$			

Tableau 1. Caractéristiques d'un produit (doc. HUSSON).

2. TOURS D'ÉTAIEMENT (NF P 93-550)

Ce type d'étalement est généralement utilisé :

- pour établir des platelages à grande hauteur (coffrages de poutres, de dalles...) (fig. 4),
- quand les charges à supporter sont élevées (fig. 4),
- pour libérer des servitudes de passages (gabarits routiers, SNCF) (fig. 5),

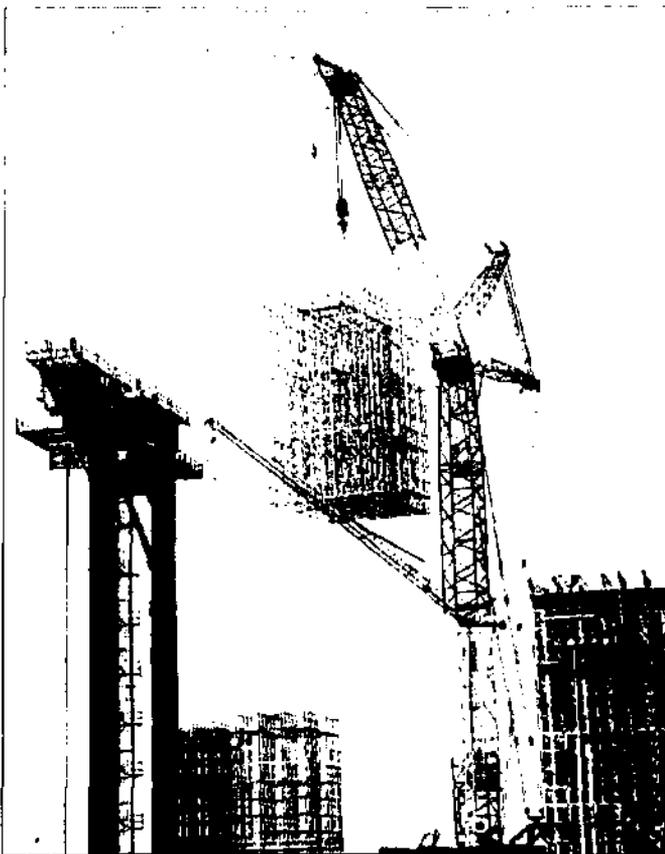
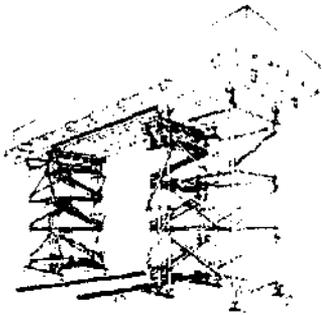


Fig. 4. Superposition à la grue des plots Mills Tours.

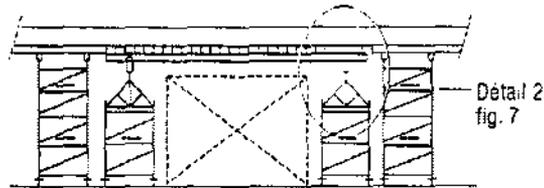
a) Charge maximale admissible par poteau supplémentaire 55kN



b) Solution sans tête de tour



Solution avec tête de tour



Montage contre pile ou culée

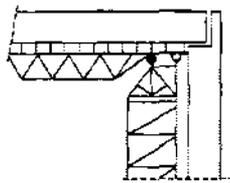


Fig. 5. Libération d'un gabarit de passage.

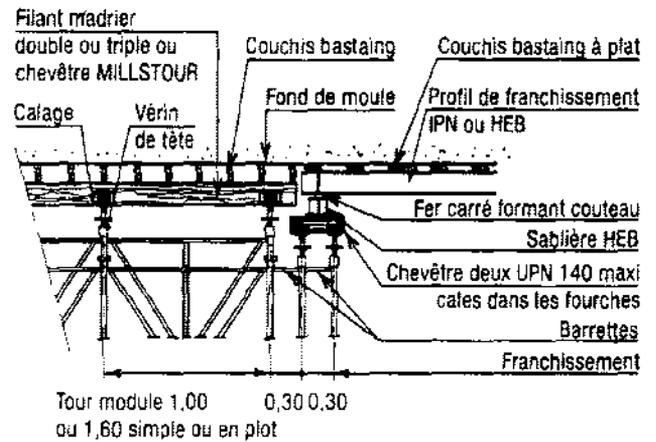


Fig. 6. Détail 1 : appui avec poteaux doubles par barrette.

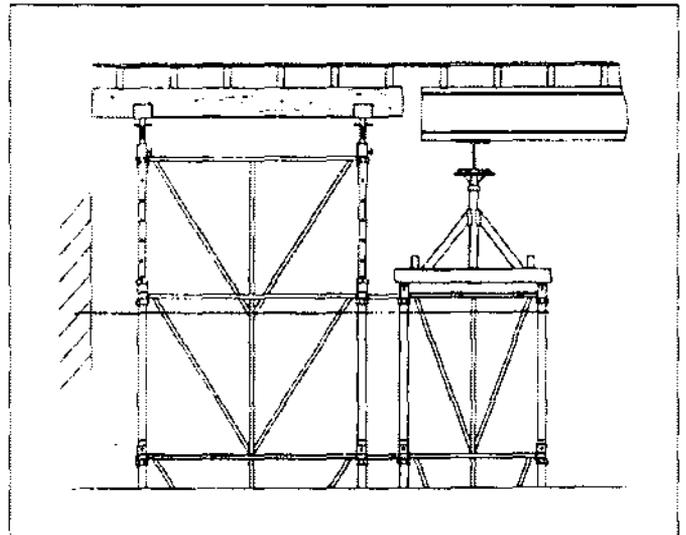


Fig. 7. Détail 2 : appui avec bipodes sur palée.

2.1 Composants d'après la documentation Mills

Ils constituent un système d'étaie préfabriqué, à finition télescopique. Les éléments, manportables (moins de 10 daN par élément en moyenne) s'autobloquent au montage, permettant ensuite un déplacement d'ensemble, à la grue par exemple, ou encore par ripage, sur des galets qui remplacent les platines de pied (fig. 8).

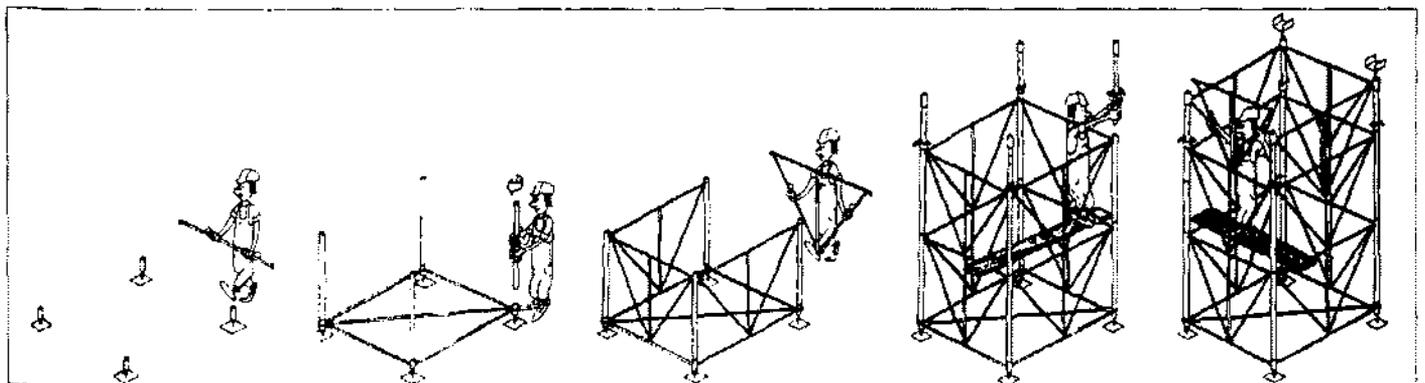


Fig. 8. Montage d'une tour (doc. Mills).

La forme triangulaire des éléments crée automatiquement un contreventement de la tour. Il est possible d'augmenter la capacité portante d'un plot en ajoutant des poteaux supplémentaires sur une ou plusieurs faces d'une tour (fig. 9). En tête, l'étage coulissant donne la hauteur à 20 cm près. Un vérin de tête à fourche permet le réglage fin.

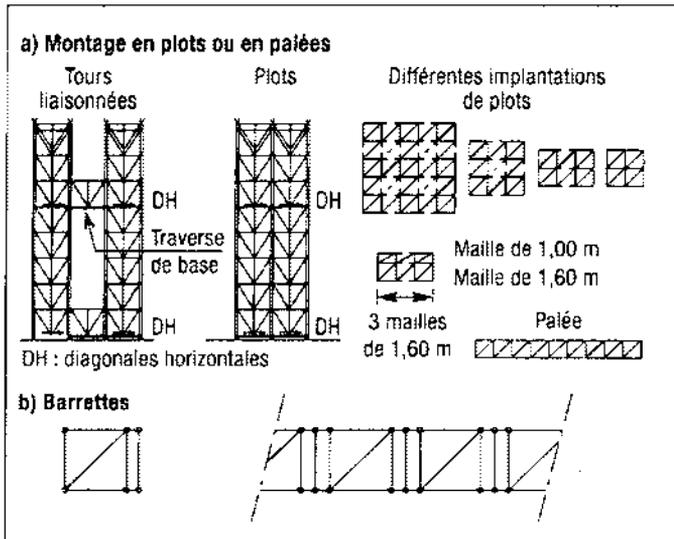


Fig. 9. Montage en plots et en palées (a), ajouts de barrettes (b).

Un télescopage (décintrage du coffrage sans démontage) est possible si l'on incorpore un système au niveau désiré (fig. 10).

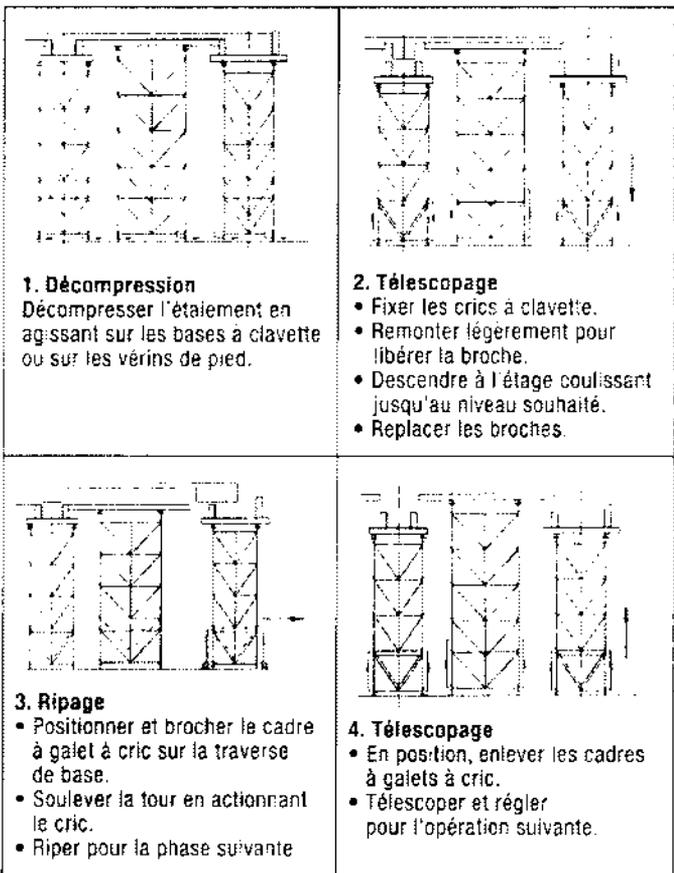


Fig. 10. Télescopage, ripage.

2.2 Mise en œuvre

Le platelage du coffrage supporté par des tours peut être calculé selon la méthode exposée page 192.

Il convient impérativement de s'assurer que la préparation et la nature du sol d'assise permettent effectivement la reprise pour des charges en pied.

Pour l'exemple représenté figure 11, on obtient : $\sigma \leq q$

$$\text{Soit : } \frac{60 \cdot 10^3}{(2h + 0,15)^2} \leq 0,08, \text{ d'où } h \geq 0,36 \text{ m}$$

La grave doit donc avoir au moins 200 mm d'épaisseur, si les doubles madriers font 160 mm.

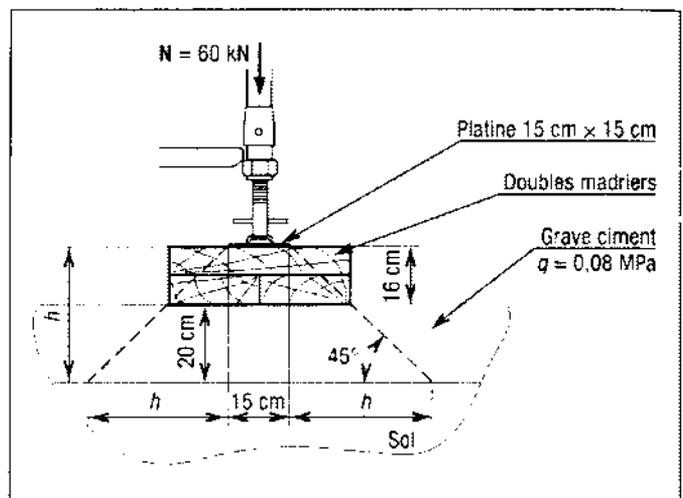


Fig. 11. Exemple de répartition des charges sur une grave ciment.

L'accès aux planchers de travail se fait soit en utilisant les planchers et les échelles d'accès, aménagés à l'intérieur d'une tour, soit par un escalier disposé sur un côté (fig. 12).

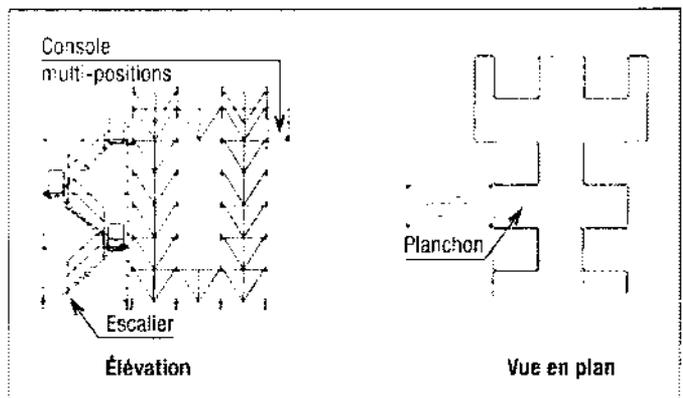


Fig. 12. Accès au plancher de travail.

2.3 Dimensionnement d'un étai (doc. Mills)

Prenons le cas d'une dalle de pont de 0,50 m d'épaisseur.

Les charges à considérer sont les suivantes :

• Béton (2 500 daN/m ³ × 0,5)	= 12,50 kN/m ²
• Coffrage	= 0,50 kN/m ²
• Charge d'exploitation	= 2,00 kN/m ²
Total	= 15,00 kN/m²

Nous disposons de tours de 1,60 m × 1,60 m. On choisit de les espacer dans un sens de 2,20 m.

Il reste à déterminer l'écartement « e » dans l'autre sens pour que la charge par poteau ne dépasse pas la charge déterminée suivant les conditions du chantier (fig. 13).

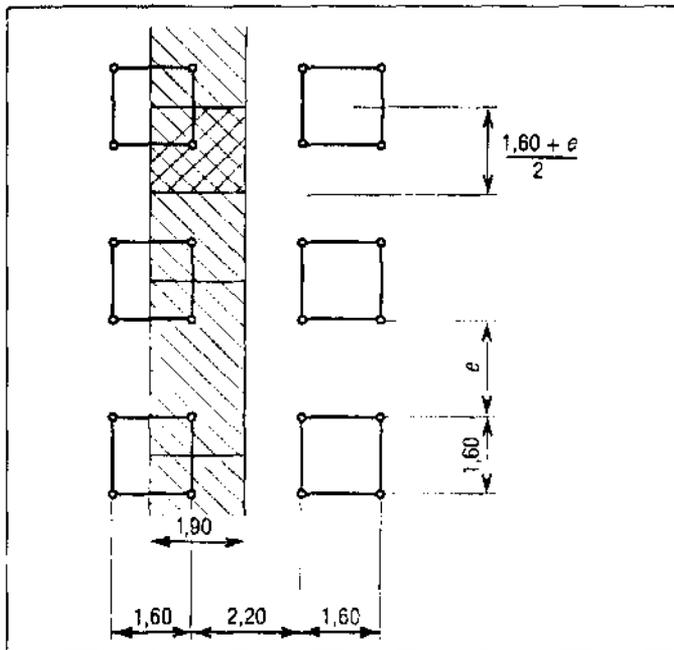


Fig. 13. Recherche de la charge sur un poteau.

Admettons que la portance du sol autorise une charge par poteau $P_u = 45 \text{ kN}$.

On doit avoir :

$$\frac{2,20 + 1,60}{2} \times \frac{1,60 - e}{2} \times 15 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 45,00 \text{ kN}$$

$$e = \frac{45 \times 2}{15 \times 1,90} - 1,60$$

d'où : $e = 1,55 \text{ m}$

Pour procéder à la vérification des bois de coffrage, nous admettrons les hypothèses suivantes :

- Fond de moule : contreplaqué de 15 mm (p. 159)
- Couchis : bastaings de $6,5 \times 16,5 \text{ cm}$ (p. 158)
- Filants : madriers de $7,5 \times 22,5 \text{ cm}$ (p. 158)
- Contrainte admissible des bois : 7,5 Mpa.

Nous obtenons les résultats suivants :

• **Dimensionnement des filants** (fig. 14)

Portée maximale : 1,60 m

Charge $P = 1,90 \times 15 = 28,50 \text{ kN/m}$

$$\text{Moment de flexion} = \frac{28,50 \times (1,60)^2}{8} = 9,12 \text{ kNm}$$

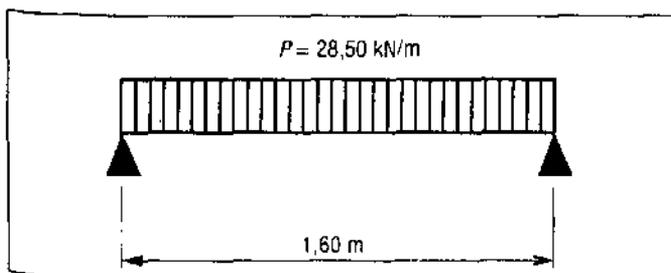


Fig. 14. Schéma mécanique d'un filant.

Le filant sera constitué de deux madriers de chant pour lesquels :

$$M_r = 2 \times 4,76 = 9,52 \text{ mkN (p. 161)}$$

• **Dimensionnement du couchis** (fig. 15 et 16)

Quel écartement doit-on donner aux bastaings ?

Pour 1,00 m de largeur, on a :

$$P = 15 \times a \times 1,00 = 15 a \text{ kN/m}$$

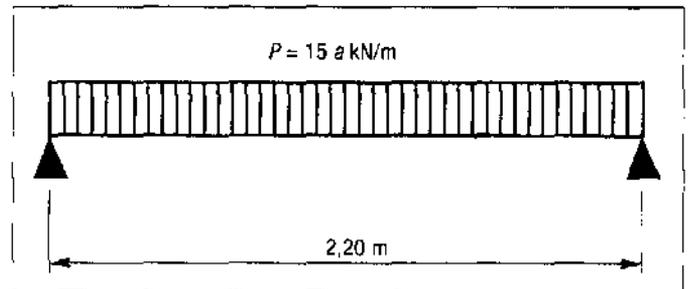


Fig. 15. Schéma mécanique d'un bastaing.

On en déduit :

- Moment de flexion :

$$M = \frac{15a \times (2,2)^2}{8} = 9,07 a \text{ mkN}$$

- Moment admissible pour un bastaing de $6,5 \times 16,5$ (p. 161) : $M_a = 2,06 \text{ mkN}$.

D'où l'écartement maximal pour les bastaings :

$$a = \frac{2,06}{9,07} = 0,22 \text{ m}$$

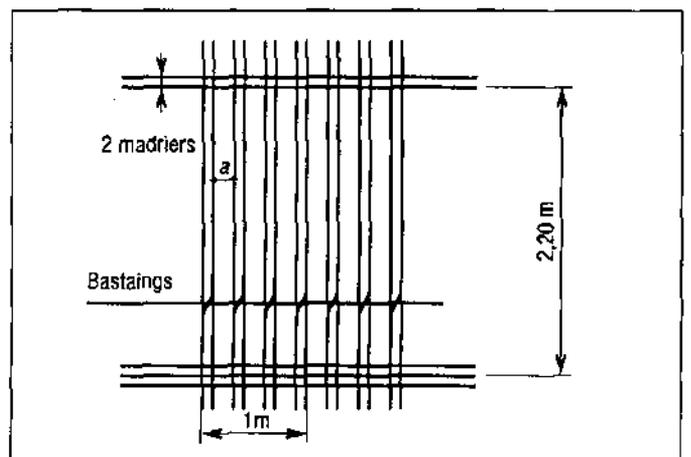


Fig. 16. Écartement des bastaings.

Il convient de s'assurer que cette distance convient au contreplaqué de 15 mm dans les abaques des fabricants (page 160).

Remarques :

Nous rappelons la très grande importance de la connaissance de la tenue du sol sous charge (p. 194).

Il faut tenir compte des limitations de flèches du coffrage imposées par le cahier des charges.

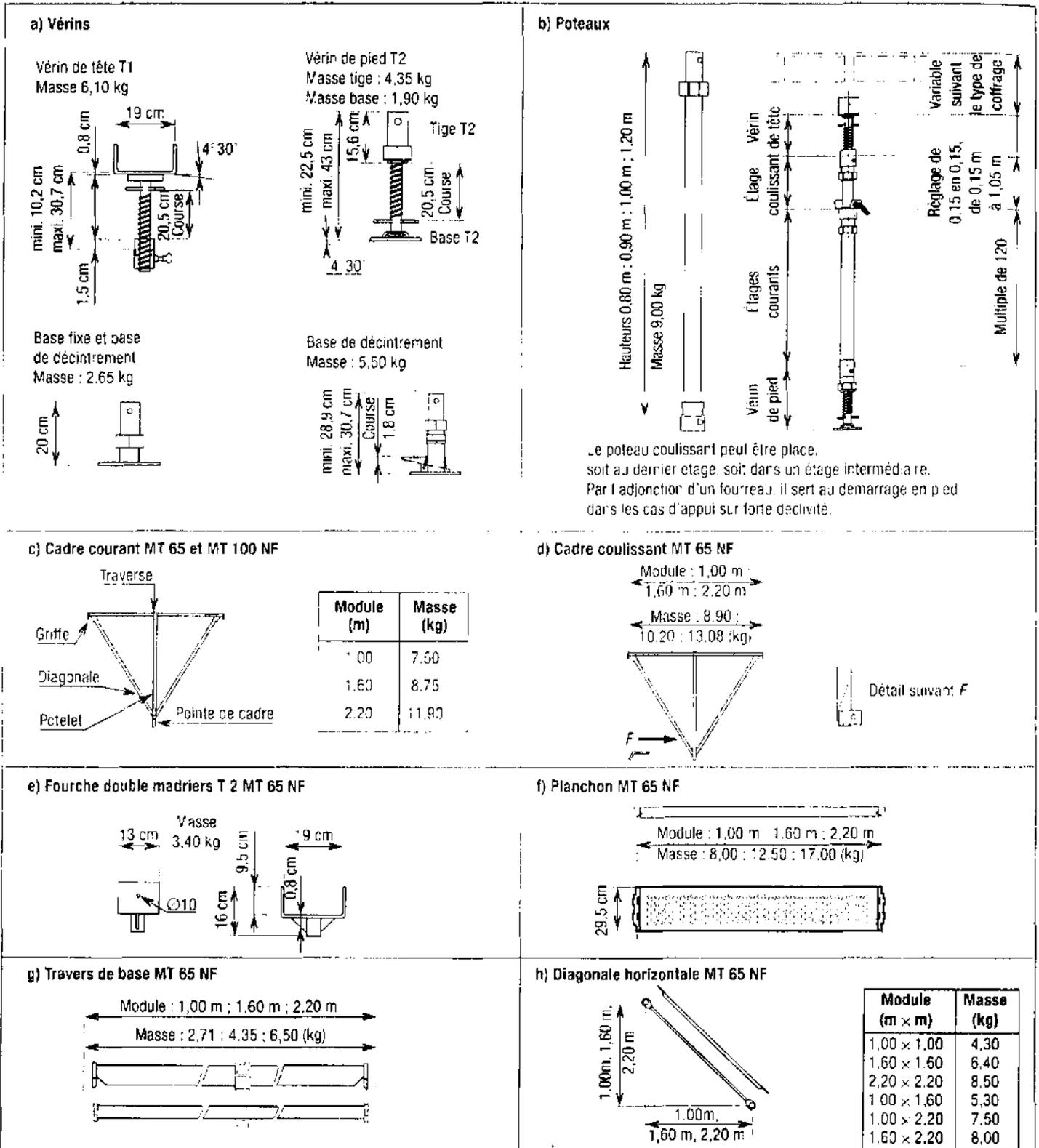
Il est nécessaire également de vérifier la pression de contact du bois sur les fourches et l'effort tranchant dans les bois (p. 194).

Il est essentiel de centrer les charges sur les poteaux (p. 194).

2.4 Caractéristiques d'un système MT 65 NF (doc. Mills Tour)

Outre les éléments définis figure 17, d'autres pièces sont disponibles, comme des fourreaux, des échelles, des consoles

pour passerelles de service... Pour achever le plan d'étaie-ment d'un projet dans tous ses détails, le lecteur est invité à se reporter à la documentation du fabricant.



e) Fourche double madriers T 2 MT 65 NF

f) Planchon MT 65 NF

Module : 1,00 m : 1,60 m : 2,20 m
Masse : 8,00 : 12,50 : 17,00 (kg)

g) Travers de base MT 65 NF

Module : 1,00 m : 1,60 m : 2,20 m
Masse : 2,71 : 4,35 : 6,50 (kg)

h) Diagonale horizontale MT 65 NF

Module (m x m)	Masse (kg)
1,00 x 1,00	4,30
1,60 x 1,60	6,40
2,20 x 2,20	8,50
1,00 x 1,60	5,30
1,00 x 2,20	7,50
1,60 x 2,20	8,00

Fig. 17. Caractéristiques d'un système MT 65 (doc. Mills Tour).

1.2 Terminologie

Certains termes relatifs au cyclage doivent être définis.

- **Cyclage** : détermination, sur l'étage courant, de la succession des opérations de coffrage et de décoffrage, à réaliser chaque jour, permettant d'optimiser les moyens matériels et humains, nécessaires à la réalisation d'un bâtiment, en toute sécurité (p. 211 à 220), sans que la main-d'œuvre (MO) ou que l'engin de levage (p. 69) soit saturé (p. 77).
- **Infrastructure** : structure souvent enterrée du type poteau-poutre (parking...), complétée par des voiles en béton banchés ou en maçonnerie de blocs de béton manufacturés.
- **Superstructure** comprenant couramment :
 - le rez-de-chaussée, peu significatif d'un point de vue cyclage : interface structurelle entre super- et infrastructure (niveau d'adaptation, de transfert ou niveau spécifique pour le système porteur ou le cyclage) servant d'ajustement au système constructif, en permettant une montée en charge vers un rendement optimal.
 - les étages intermédiaires, relativement semblables, aux variations architecturales de la façade près (balcons, décrochés, loggias...).
- **Étage(s) courant(s)** : étage représentatif des étages intermédiaires. Lors de l'étude d'un cyclage, on commencera par ce niveau pour étendre l'étude à l'ensemble du bâtiment.

2. ANALYSE DES PROBLÈMES TECHNIQUES

Avant de concevoir le cycle, il est nécessaire de définir des modes opératoires particuliers relatifs aux points singuliers de la construction et d'analyser les difficultés de banchage.

2.1 Choix de modes opératoires particuliers

- **Réalisation de murs contre des murs existants** : page 176.
- **Joints de dilatation** : figure 2.

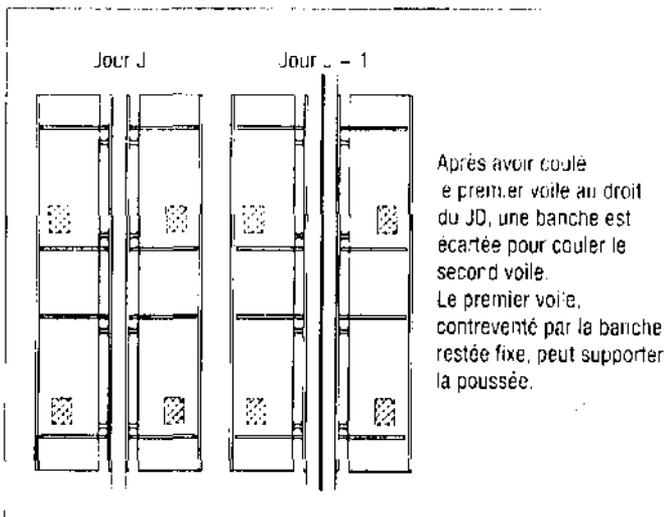


Fig. 2. Joint de dilatation (JD).

- **Outils spéciaux à envisager dans les cas suivants** :
 - voile de forme très complexe,
 - coffrages modulaires (p. 151) inutilisables,
 - recherche d'un gain de productivité.
- **Éléments préfabriqués** (justifiés par des contraintes de réalisation et/ou de délai) : escaliers (ils sont mis en place à l'avancement du cycle pour faciliter la circulation entre les niveaux déjà construits), balcons, conduits liés à l'ossature porteuse, bandeaux...
- **Remplissage parpaings** : une quantité importante et régulière justifie éventuellement l'intervention d'une équipe spécialisée dans le cycle. Généralement, on préfère repousser ces tâches à la fin du gros œuvre, pour obtenir une continuité du travail des maçons, sans interférer avec le cycle.
- **Interfaces maçonneries / éléments préfabriqués / voiles banchés / autres corps d'état** : les liaisons, le phasage de mise en œuvre doivent être détaillés pour augmenter la productivité et la qualité de la réalisation.
- **Les reprises de bétonnage**, parfois non admises par le Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP : p. 1) posent des problèmes liés aux armatures en attente (source de danger pour le personnel) et un problème d'aspect :
 - dans les voiles, elles sont à effectuer si possible dans les angles, sur le retour du refend (utilisation des boîtes d'attentes : p. 95).
 - dans les éléments fléchis (poutres, linteaux, planchers), elles sont interdites sauf sur appuis, d'où l'avancement par trames ou cellules des planchers (p. 207).
- **Autres points singuliers à détailler** :
 - voiles de façades, décrochements, poutres-voiles,
 - niveaux de planchers différents, décaissés.

2.2 Difficultés de banchage

- **Voiles courbes, coffrages spéciaux** (p. 172) : il faut d'abord couler ces éléments, pour faciliter les liaisons avec les voiles s'y raccordant.
- **Voile bloqué des deux côtés (à éviter)** : l'utilisation d'éléments modulaires est-elle possible ? Prévoir au moins une règle de correction ou des petites banches spéciales (fig. 3).

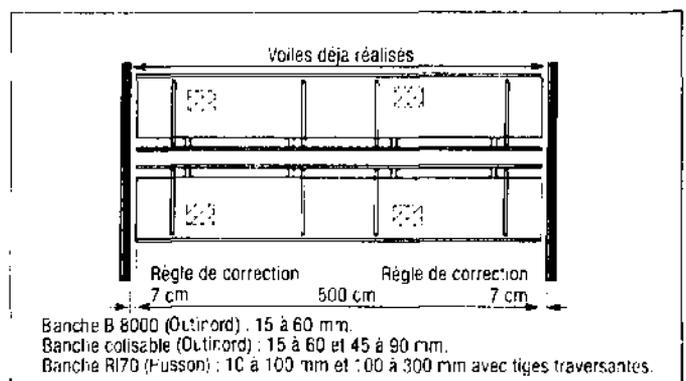


Fig. 3. Règle de correction.

- **Angle et té** : ils sont toujours délicats à régler (fig. 4).

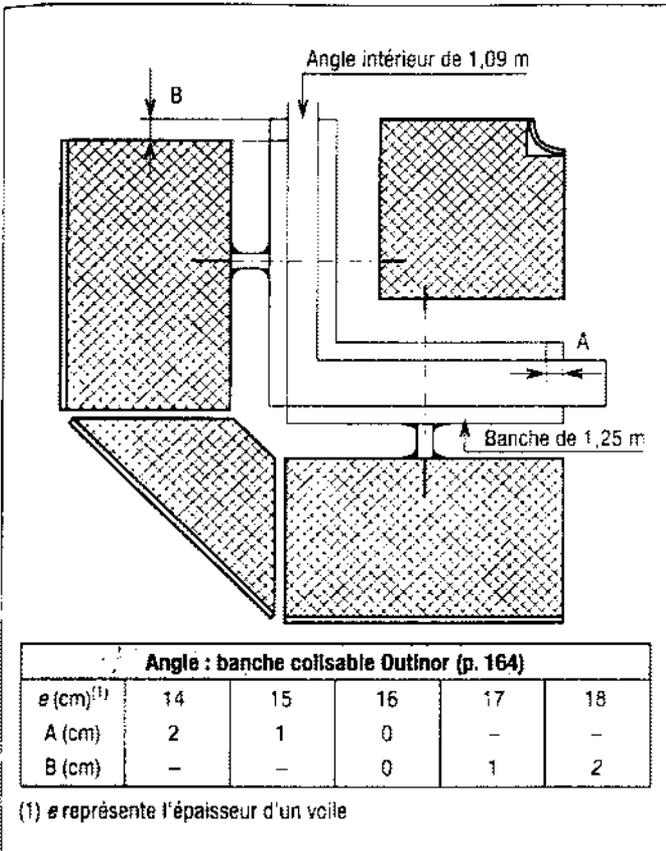


Fig. 4. Angle.

- **Décalage de deux voiles en continuité partielle** : il faut utiliser des gabarits ou des règles de décalage (fig. 5).

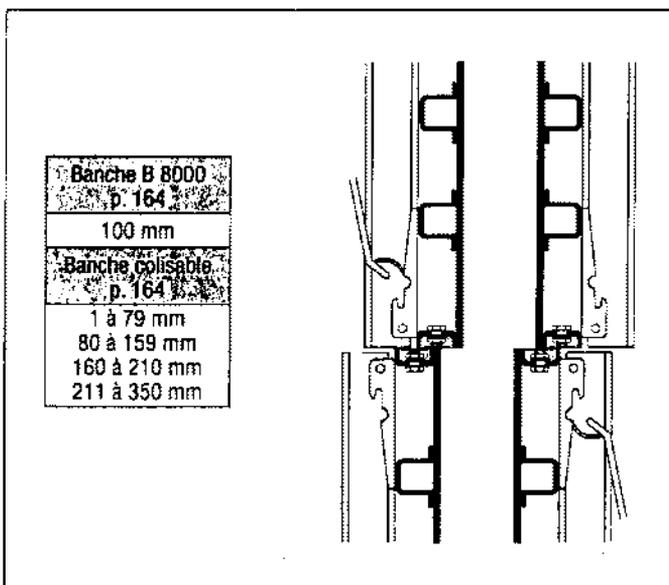


Fig. 5. Règle de décalage.

- **Règle de décoffrage** : elle permet de réaliser un vide après son extraction qui apporte un jeu nécessaire au décoffrage d'une banche. Son utilisation est à éviter autant que possible.

Exemples de quelques dimensions :

- Banche B 8000 (Outinord) : 10 et 20 mm.
- Banche coïlable (Outinord) : 10 et 20 mm.
- Banche RI70 (Husson) : 10 et 15 mm.

3. CONCEPTION DÉTAILLÉE D'UN CYCLAGE

3.1 Démarche

Après avoir déterminé une organisation générale pour réaliser le projet (par exemple : réalisation de bâtiments l'un après l'autre, découpage aux joints de dilatation, notés JD, d'un bâtiment très long...), on choisit :

- un **découpage en zones** : on affecte à chaque zone une durée, à partir de la durée choisie pour réaliser un étage courant,
- un **sens d'avancement** : commencer du côté où le bâtiment comporte le plus grand nombre d'étages et, sur l'étage étudié, commencer par les zones à nombreuses reprises de bétonnage,
- un **ordre logique de réalisation** : voiles de façade et voiles de couloir, voiles arrivant sur un nœud complexe, voile en cote bloquée, voiles simples...

Remarque : Un voile exposé directement au vent (pignon, premier voile du niveau ou voile seul) doit être contreventé :

- en laissant les banches en place plus longtemps,
- en plaçant immédiatement après décoffrage, un étaielement,
- ou, en coulant en même temps que le voile « au vent », un voile en retour.

3.2 Optimisation

Lors de l'élaboration du cyclage, on cherchera à favoriser :

- un **travail simultané (main-d'œuvre et matériel)** des équipes spécialisées (voiles, planchers ou préfabrication) : avancement simultané à la même cadence, en sécurité, sans disperser le travail sur le niveau. Il est souhaitable cependant de séparer les zones de travail de chaque équipe ;
- une **réutilisation maximale des coffrages**, notamment les banches (p. 163) : éviter les désaccouplements / accouplements, ne pas trop morceler les voiles ;
- la **productivité**, par l'utilisation de matériels performants ou de dispositifs facilitant leur mise en œuvre : banches auto-stabilisées (p. 165), talonnettes (p. 165).
On limitera ou évitera l'emploi d'angles : commencer toujours (fig. 6) par les endroits qui comportent de nombreux voiles (cages d'ascenseur, distributions, façades et plus généralement voiles en retour).
On limitera également les reprises de bétonnage « vues » en séparant, si possible, l'avancement des refends et l'avancement des façades, notamment lorsqu'elles ne reçoivent pas de revêtement (effectuer les reprises de bétonnage dans les angles, côté retour).

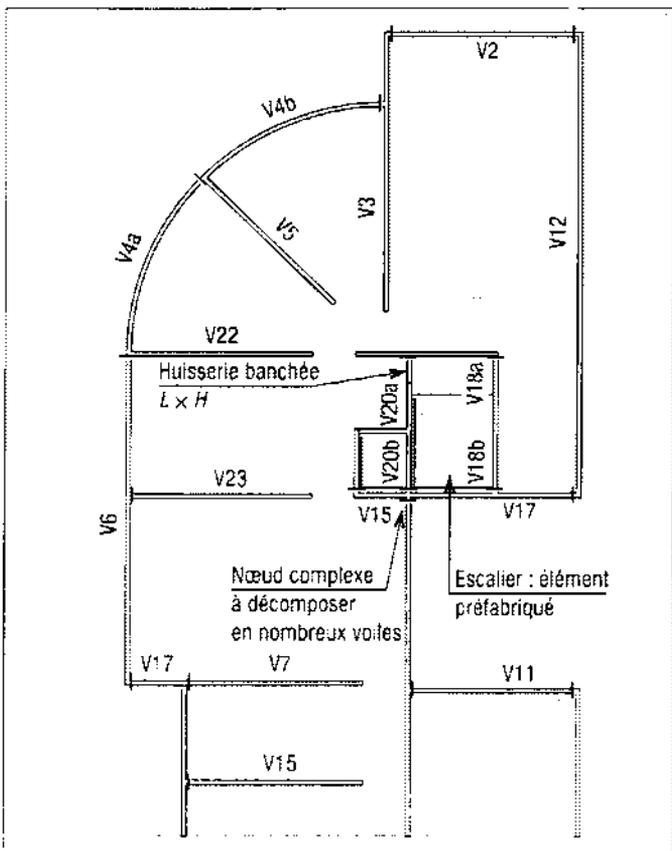


Fig. 6. Exemple de découpage de voile pour le cyclage.

4. AVANT-MÉTRÉ

Un cyclage est correctement défini quand on travaille sur les plans d'exécution des ouvrages (PEO) (AFNOR DTU P 18-201) relatifs au coffrage (*Précis de bâtiment AFNOR-Nathan, chapitre Dessins d'architecture, de bâtiment et de génie civil*). Les plans « architecte » peuvent suffire, dans un premier temps, pour évaluer grossièrement la durée de réalisation d'un niveau (par exemple, à l'aide des ratios donnés page 203 pour les bâtiments classiques).

Repère	Épaisseur	Longueur	Mannequin (p. 166)		Surface coffrée (m ²) vide pour plein		Volume de béton coulé en place plein pour plein
			L	H	1 face (*)	2 faces (*)	
	(m)	(m)	L (m)	H (m)	(m ²)	(m ²)	(m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)		(5)	(6)	(7)

(7) = [(6) - (3) × (4)] × (1) ou (7) = [(5) - (3) × (4)] × (1)
 (a) 2^e phase de coulage de mur sur joint de dilatation (JD) par exemple.
 (b) Cas courant.
 (*) Cette distinction permet d'utiliser par la suite, les temps unitaires de mise en œuvre correspondants.

Tableau 1. Avant-métré des voiles.

Un avant-métré des voiles et des planchers doit être effectué.

Celui des voiles (tableau 1) donnera :

- le « linéaire » moyen de voiles à l'étage courant,
- le volume moyen de béton mis en œuvre.

L'avant-métré des planchers (fig. 7 et tableau 2) donnera :

- la surface moyenne de planchers à l'étage courant,
- le volume moyen de béton mis en œuvre.

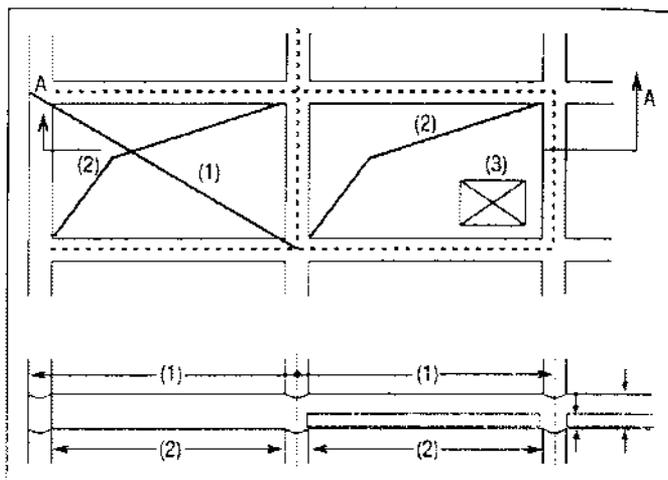


Fig. 7. Avant-métré des planchers.

Rep.	Surface totale coulée (m ²)	Surface totale coffrée (m ²)	Trémie à déduire (m ²)	Épaisseur totale coulée (m)	Épaisseur prédalle (b) à déduire (m ²)	Volume du béton coulé (m ³) en place
(1)	(2) (a)	(3)	(4)	(5)	(6)	

(6) = [(1) - (3)] × [(4) - (5)] pour chaque repère.
 (a) déduire (3) si la trémie est très grande par rapport à la surface repérée.
 Nota : (b) Volume prédalle = [(2) - (5)] × 1.015.

Tableau 2. Avant-métré des planchers (exemple pour une dalle pleine avec prédalles).

Le mètre dépend en partie de la technique de réalisation (trémie ou boîte, béton de prédalle + béton complémentaire : page 182).

Remarque : Les avant-métrés effectués serviront aussi pour d'autres calculs : commande de béton journalière, détermination des matériels de chaque trame...

5. DÉCALAGE TECHNIQUE

L'utilisation constante d'un coffrage suppose une opération de décoffrage régulière et sûre sous réserve que la résistance du béton le permette.

Sauf problèmes liés à une faible maturation du béton (ciments particuliers, adjuvants retardateurs de prise (p. 107)) ou température basse freinant la montée en résistance du béton (p. 108), il est possible de décoffrer environ 12 heures après la fin du coulage, à condition de conserver ou de mettre en place un étaieement approprié pour les dalles (règle de décoffrage des planchers (p. 185) par exemple) :

- décalage technique entre réalisation des planchers et des

voiles : 12 heures (on peut couler des voiles sur un plancher coulé la veille au soir),

- décalage technique entre réalisation des voiles et des planchers : 48 heures (laisser au moins 1 jour de décalage entre voiles et plancher supérieur, en raison de la mise en place du coffrage horizontal).

Un délai (3 jours) entre les équipes voiles et planchers laisse la possibilité de compenser des aléas sans remettre en cause le cycle.

6. REPRÉSENTATION DU CYCLE

Un seul plan (fig. 8a), à échelle réduite, visualise le travail prévu :

- sur les voiles (1 couleur par jour),

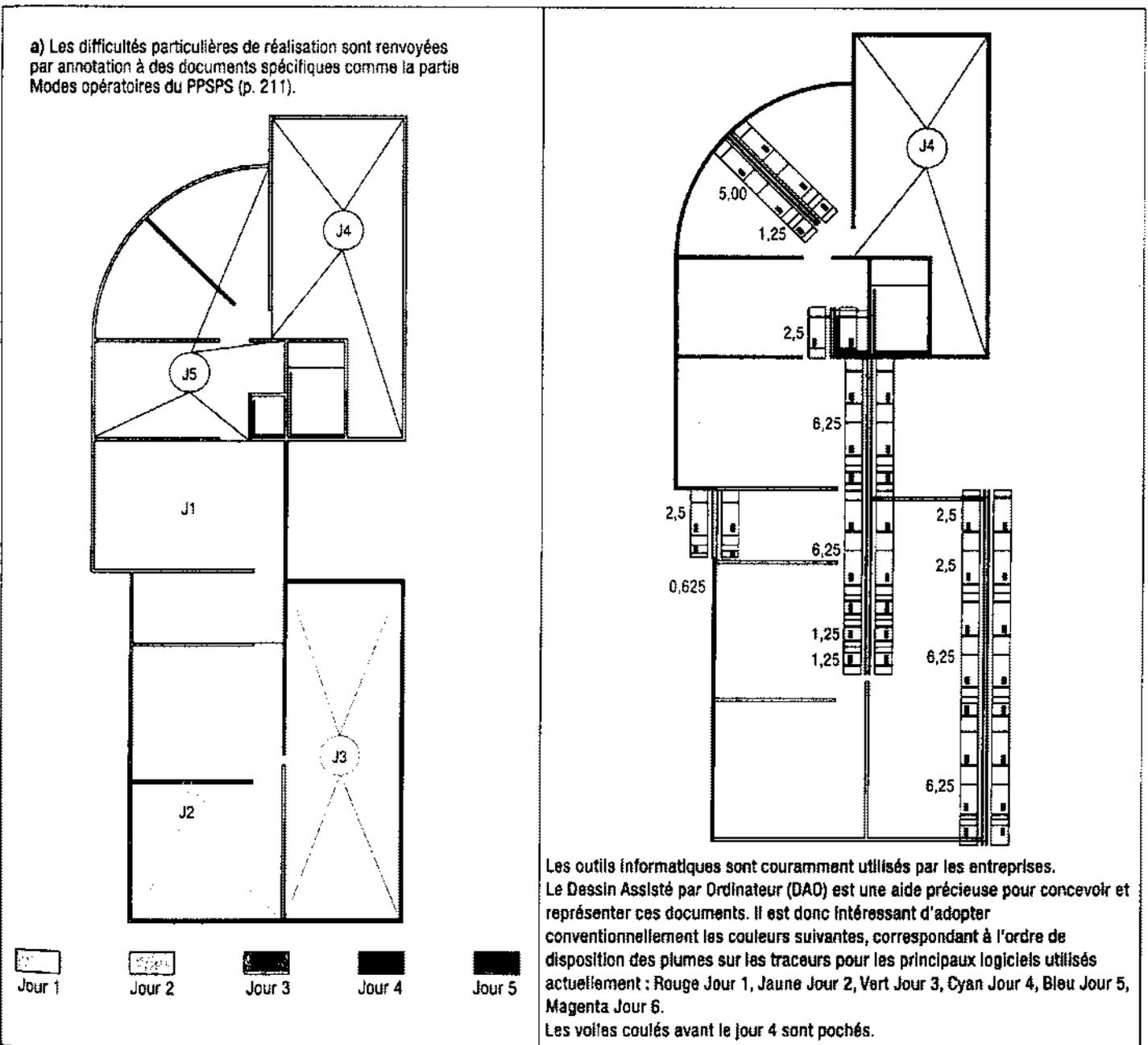


Fig. 8. Exemple de représentation d'un cycle.

7. EXEMPLE D'UN CYCLAGE

Le cyclage est présenté (fig. 9), non pas grâce à un plan de cyclage (p. 207) mais sous la forme d'un phasage de réalisation indiquant les voiles et les planchers réalisés chaque jour.

Comme dans la plupart des cyclages d'étage courant de bâtiment, le travail sur les planchers est effectué sur deux zones : une zone est coffrée et une autre sera bétonnée chaque jour.
Remarque : Ce cyclage nécessite l'utilisation d'une banche d'angle.

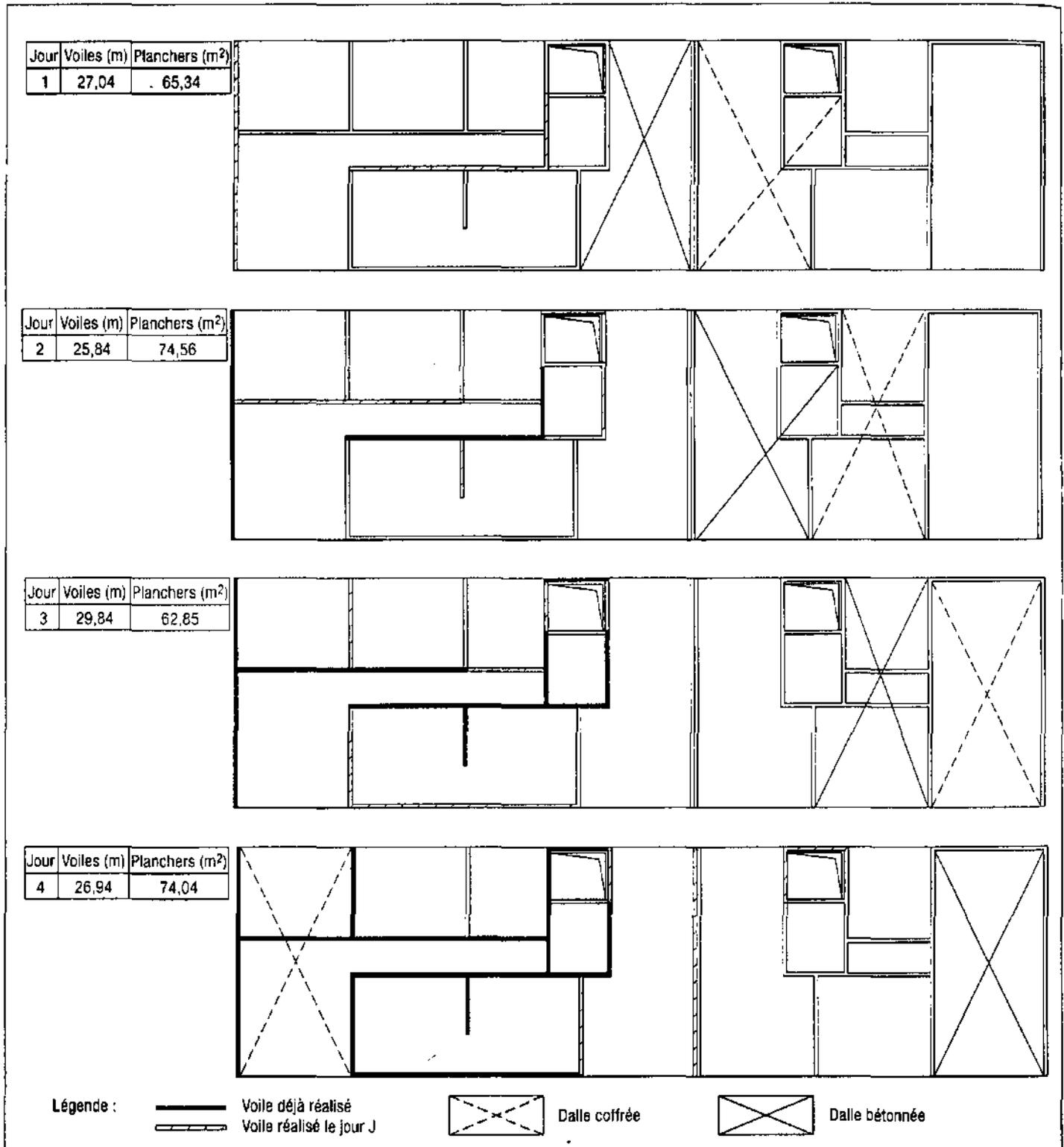


Fig. 9a. Phasage de réalisation d'un étage courant (exemple) : jours 1, 2, 3 et 4.

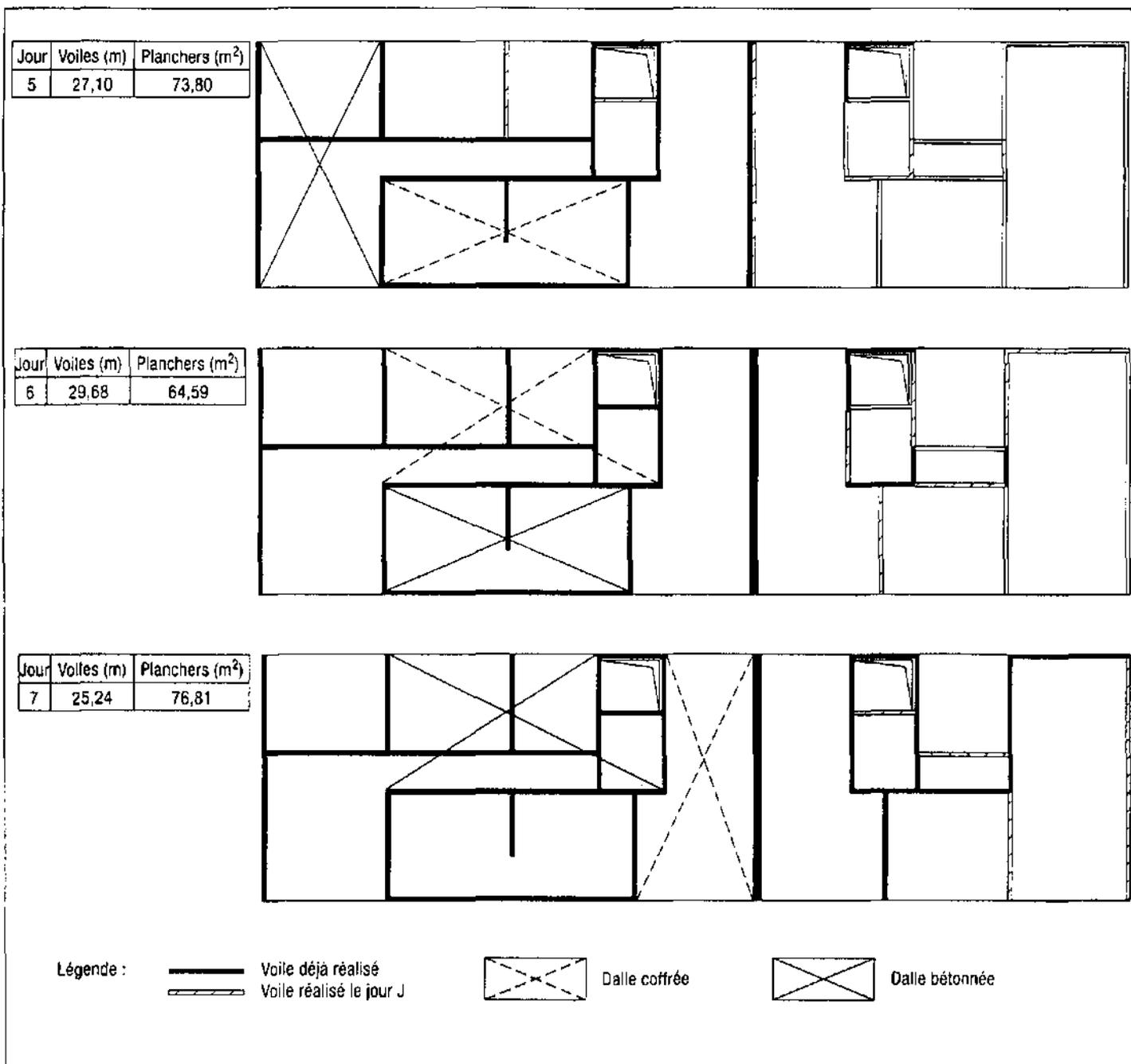


Fig. 9b. Phasage de réalisation d'un étage courant (exemple) : Jours 5, 6, 7.

8. SÉCURITÉ PÉRIPHÉRIQUE

Les chutes de hauteur peuvent se produire à chaque endroit de la construction qui présente une dénivellée importante : rives de l'ouvrage, trémies (ascenseur, escalier...), gaines verticales (vide-ordures...), décaissés de planchers (cuvette d'ascenseur...), lieux de travail exposés (échafaudage, passerelles...).

Les moyens de prévention doivent donc assurer une protection efficace, continue et permanente en étant :

- stables, résistants, adaptés au problème.
- intégrés au mode opératoire.

- conçus pour empêcher la chute.

Le cas échéant, il faut pouvoir limiter et amortir la chute d'un ouvrier :

- par des surfaces de recueil (p. 217),
- par des filets souples arrêtant une personne avant que la chute libre n'atteigne 6 mètres (p. 219).

Le plan de sécurité périphérique (fig. 10) doit représenter les passerelles de sécurité, les protections des trémies et tous les autres systèmes préventifs jugés indispensables.

Le tableau 3 précise les caractéristiques de consoles pignons utilisées.

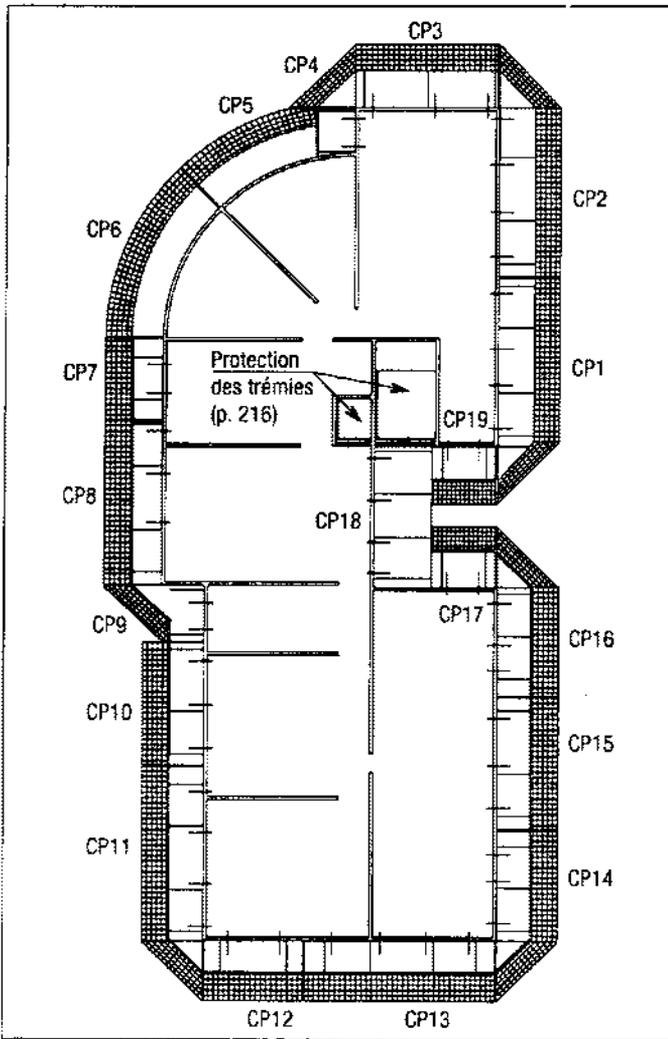


Fig. 10. Plan de sécurité périphérique : exemple.

Repérage	Pistelage		Extension		Entraxes (m)	Angle	
	longueur (m)	largeur (m)	à gauche (m)	à droite (m)		à gauche	à droite
CP 1	8,03	1,70	0,50	0,53	2 - 3 - 2	1	
CP 2	8,03	1,70	0,53	0,50	2 - 3 - 2		1
CP 4	2,40	1,70	0,20	0,20	2		
CP 5	spéciale						

Tableau 3. Composition des consoles pignons (extraits).

9. TABLEAUX RÉCAPITULATIFS

Les informations suivantes complètent en général chaque dossier de cycle :

- la charge de grue (p. 77),
- les accessoires utilisés ou consommés : huisseries banches, mannequins (p. 166)...
- des tableaux d'assemblage :
 - les trains de banches couramment réutilisés sont décomposés en modules élémentaires (tableau 4) : un train composé de trois banches (1,25 ; 2,5 ; 3,5) est

réutilisé chaque jour. Il est donc inutile d'en rappeler sa composition chaque jour,

- les coffrages en éléments simples : étais (p. 189), poutrelles (p. 161), contreplaqués (p. 159)...
- la consommation de béton prévue,
- l'effectif prévu pour chaque équipe (voiles, planchers, maçonnerie, ragréage, sécurité...).

Plus généralement, tous les renseignements susceptibles de faciliter le travail du chef de chantier figurent sur ce document.

Matériels utilisés jour par jour								
Jour	Voile		Banches standard					Divers (1)
	Rep	(m)	6,25	5,00	2,50	1,25	0,825	
1	V ₃	9,60	1		1	1		
	V ₁	16,10	2		1	1		
	V ₁₉	4,83		1				
	V ₁₃	7,84	1			1	1	
2	[V ₂]	[6,43]	1					2 R
	V ₁₇	7,56	1			1	1	
	V _{20a}	2,39			1			
	V _{18a}	2,39			1			
	V _{4b}	6,72						1 BC
	V ₅	11,50	1	1			1	
3	V _{20b}	2,39			1			
	V _{18b}	2,39			1			
	V ₇₃	1,80				1	1	
	V ₂₂	6,02		1		1		1 R
	V ₈	13,50	2			1		
	V _{4b}	6,72						1 BC
	V ₂₃	6,02	1					
4	V ₂₁	2,26			1			
	V ₅	6,00		1		1		1 R
	V ₈₁	3,00			1		1	
	V ₁₀	16,90	2		2			
	V ₁₂	14,40	2			2		
5	[V ₉]	13,18	2				1	1 R
	[V ₁₁]	5,64			2		1	1 R
	V ₁₄	5,98		1		1		
	V ₁₅	5,98	1					
	V ₇	5,98	1					
Récapitulatif								
Jour	Banches droites					Banche courbe		
	6,25	5,00	2,50	1,25	0,825			
1	4	1	2	3	1	-		
2	3	1	2	1	2	1		
3	3	1	2	3	1	1		
4	4	1	4	3	1	-		
5	4	1	2	1	2	-		
(1) Légende : [] Voile en cote bloquée (p. 204), R = Règle de correction (p. 204), BC = Banche courbe (p. 172)								

Tableau 4. Banches utilisées.

Prévention : environnement réglementaire

CODE DU TRAVAIL, LOI N°93-1418 DU 31/12/1993, EN 345, DÉCRET N°65-48 DU 08/01/1963, LOI DU 06/12/1976

1. MAÎTRISE DES RISQUES SUR UN CHANTIER

La loi n°93-1418 du 31 décembre 1993 a transposé en droit français la directive européenne 92/57 du 24 juin 1992 sur les chantiers temporaires et mobiles. Elle a modifié le code du travail en introduisant des mesures novatrices dont nous rappelons brièvement les lignes directrices.

Afin d'assurer et de protéger la santé de toutes les personnes intervenant sur un chantier de bâtiment ou de travaux publics, le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et un coordonnateur de sécurité doivent, au cours des différentes phases de réalisation d'une opération (conception, études et élaboration du projet, réalisation effective) mettre en œuvre les principes généraux de prévention.

Ces principes sont les suivants :

- éviter les risques,
- évaluer les risques qui ne peuvent être évités,
- combattre les risques à la source,
- adapter le travail à l'homme,
- tenir compte de l'évolution de la technique,
- remplacer ce qui est dangereux par ce qui ne l'est pas ou par ce qui est moins dangereux,
- planifier la sécurité,
- prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelles (EPI : équipements de protection individuelle tels que casques, gants, lunettes, chaussures de sécurité (EN 345), harnais...),
- donner les instructions appropriées aux travailleurs.

Ces principes doivent être pris en compte lors des choix architecturaux et techniques, pour l'organisation et la planification des travaux, la détermination des délais de réalisation et la prévision des interventions ultérieures.

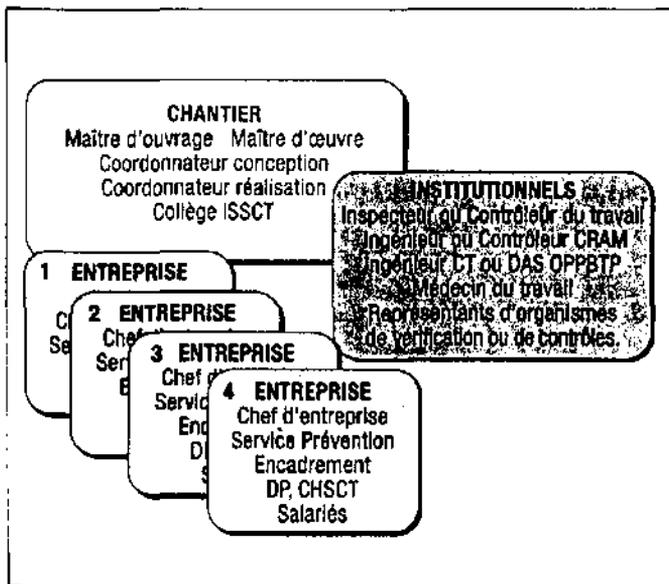


Fig. 1. Les partenaires santé sécurité.

La coordination des différents intervenants sur un chantier (fig. 1) doit être organisée par :

- la désignation de coordonnateurs de sécurité,
- la mise en place d'un Plan Général de Coordination (PGC) et de Plans Particuliers de Sécurité et Protection de la Santé (PPSPS p. 212),
- la mise en place des Collèges Inter-Entreprises de Sécurité, de Santé et des Conditions de Travail (CISSCT),
- le suivi, après réception, de la sécurité des travaux sur l'ouvrage par le dossier d'interventions ultérieures...

Remarque : Les mesures de prévention lors d'interventions susceptibles d'émettre des fibres d'amiante sont abordées page 214.

2. COORDONNATEUR DE SÉCURITÉ

Le maître d'ouvrage doit veiller à mettre en place un coordonnateur de sécurité, quelle que soit la taille du chantier.

Celui-ci est en contact avec les entreprises dès la conception, et lors de la construction.

Grâce à une expérience professionnelle et à une formation spécifique, il est en mesure de faire progresser la sécurité dans toutes les phases où plusieurs intervenants agissent simultanément. Il est garant de la sécurité du personnel lors du déroulement du chantier.

Les opérations de bâtiment et de Génie civil sont classées en trois catégories selon l'importance du chantier. À chaque catégorie, correspond un niveau de compétence.

On distingue trois niveaux différents de coordination concernant chacun une catégorie d'opérations de Bâtiment et de Génie Civil :

- **Niveau 1 :** opérations pour lesquelles il y a un Collège Inter-Entreprises de Sécurité, de Santé et des Conditions de Travail (CISSCT).
- **Niveau 2 :** coordination des opérations de catégorie 2 (au-dessus de 1,2 MF de travaux : un plan général de coordination est requis et les entreprises partenaires doivent rédiger des plans particuliers de sécurité et de protection de la santé) et de catégorie 3.
- **Niveau 3 :** catégorie 3 (autres situations).

Remarque

Pour les niveaux 1 et 2, on estime que la coordination de la réalisation ne doit pas être assurée par un coordonnateur ayant seulement eu une expérience de conception, et qu'on ne peut faire de la coordination de conception sans avoir été un homme de terrain. En outre, une expérience professionnelle de 5 ans est requise pour les niveaux 1 et 2 (3 ans pour le niveau 3).

Pour être coordonnateur en conception, il est souhaitable d'avoir l'expérience suivante : maîtrise d'œuvre, architecte, bureau d'études...

Pour être coordonnateur en réalisation, il est souhaitable d'avoir une expérience professionnelle dans les secteurs d'activité suivants : ordonnancement, coordination, maîtrise de chantier, ingénieur de sécurité...

Un cursus de formation est commun aux deux types de coordonnateurs. La durée de la formation débouchant sur une attestation de compétence (à renouveler tous les 5 ans) dépend du niveau : 15 jours pour le niveau 1, 10 jours pour le niveau 2, 5 jours (3 en réalisation, 2 en conception en option) pour le niveau 3.

3. PLAN GÉNÉRAL DE COORDINATION (PGC)

Le Plan Général de Coordination de la sécurité délimite les interfaces, et évolue en fonction des interventions successives des entreprises sur le chantier et donc des risques de la co-activité. Amendé à la lecture des plans particuliers, il définit très concrètement qui intervient, pourquoi, pour combien de temps, quels seront les moyens utilisés, si l'intervention doit modifier les protections déjà en place...

Élaboré par le coordonnateur, il est joint aux autres documents remis par le maître d'ouvrage aux entrepreneurs. Il sert de support à la rédaction des plans particuliers.

Il contient par exemple :

- les renseignements d'ordre administratifs concernant le chantier,
- les mesures d'organisation générale du chantier,
- les sujétions découlant des premières mesures de coordination telles que les zones de circulation, les conditions de manutention, la limitation du recours aux manutentions manuelles, la délimitation des zones de stockage, (notamment pour les matières dangereuses), les conditions de stockage et d'enlèvement des déchets...
- les sujétions découlant des interférences avec l'exploitation du site ou un chantier voisin durant les travaux,
- les mesures générales de maintien du chantier en état de salubrité,
- les mesures de coopération entre les entreprises...

C'est un document évoluant régulièrement, à partir de la base établie lors de la conception, en fonction de l'avancement du chantier et de la durée des tâches.

Une inspection commune du site est prévue pour préciser à chaque entreprise, les consignes à observer en fonction des travaux qui la concernent.

4. PLAN PARTICULIER DE SÉCURITÉ ET PROTECTION DE LA SANTÉ (PPSPS)

Le PPSPS (Plan Particulier de Sécurité et Protection de la Santé) est destiné à prévenir les risques en amont, tout en définissant l'organisation du travail. Il doit être **directement exploitable** par les intervenants sur le chantier. Il regroupe les informations relatives à l'exécution de chaque tâche et détaille les tâches spécifiques (sortant des procédures standard) au chantier en cours.

Il concerne l'entreprise et son activité propre mais aussi son environnement : figure 2.

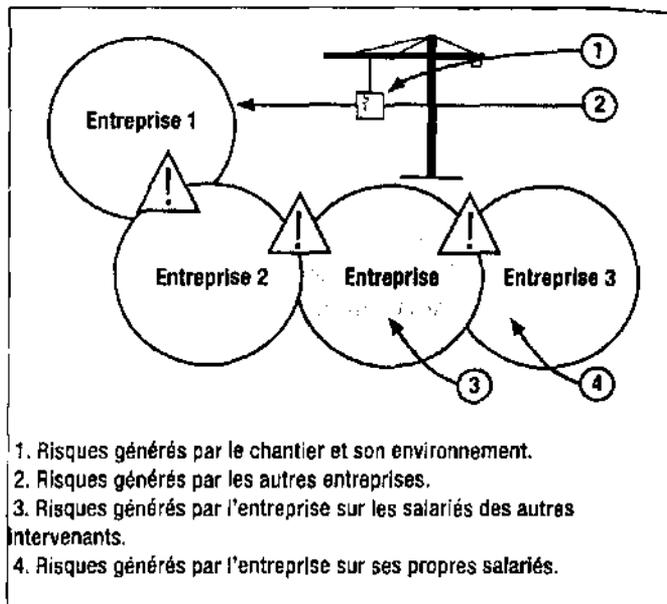


Fig. 2. Risques à étudier.

4.1 Mode opératoire

L'entreprise analyse les procédés constructifs et les modes opératoires à retenir. Elle définit les risques prévisibles associés à ces modes opératoires, aux matériels et matériaux mis en œuvre, aux déplacements du personnel et à l'organisation du chantier (fig. 3).

TÂCHE :	Date :
	Lieu :
	Pilote :
MAIN D'ŒUVRE (Nombre de personnes, qualifications, aptitudes, habitations, protections individuelles, formations, etc.).	
MATÉRIAUX (Nature, quantités, conditionnements, manutention, stockage, agressivité, etc.).	
MATÉRIEL (Désignation, manutention, énergies, entretien, etc.).	
MILIEU (Désignation, nuisances, prévention, etc.).	
MÉTHODE	Référence interne :
Phases (Croquis)	Risques
	Prévention
Pour une bonne compréhension de l'ensemble des opérateurs, il est conseillé d'y faire figurer des silhouettes d'individus ainsi que les matériels connus de l'équipe.	
MOYENS MIS À LA DISPOSITION DES AUTRES INTERVENANTS :	MOYENS MIS À LA DISPOSITION PAR LES AUTRES :
CONTRÔLE (Qui, quand, où, comment).	

Fig. 3. Fiche de tâche (partielle) extraite d'un PPSPS.

Le plan particulier permet ainsi de définir les mesures de protection collectives adoptées, pour parer à ces risques, et il présente les conditions de contrôle de l'application des mesures décidées. Il indique notamment les dispositions prises pour assurer la continuité des solutions de protection collectives durant le chantier.

Une représentation graphique, décrivant les différentes phases de réalisation d'une tâche, facilite l'appropriation du message par les différents opérateurs.

4.2 Documents ressources

La mise au point d'un mode opératoire peut s'appuyer sur des documents élaborés par différents organismes.

- Sur les conseils ou des initiatives des Comités Techniques Nationaux (CTN) [Régionaux (CTR)] qui sont des organismes paritaires composés de représentants des organisations professionnelles d'employeurs et de salariés, pour les Dispositions Générales étendues et les Recommandations, les conseils d'administration des Caisses Nationales de l'Assurance Maladie (CNAM) et/ou de la Caisse Régionale (CRAM) élaborent des règles.
- **Les Dispositions Générales étendues (DG)** sont publiées au Journal officiel (par arrêté ministériel) et sont applicables à toutes les entreprises relevant des Comités Techniques Nationaux qui les ont adoptées (Art. L. 422-1 du Code de la Sécurité Sociale).
- **Les Recommandations générales d'un CTN (respectivement d'un CTR),** qui sont le résultat d'un accord entre représentants des employeurs et des salariés, s'appliquent nationalement (respectivement régionalement) et constituent des « règles de l'art » pour la branche professionnelle concernée.
- **L'Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et des Travaux Publics (OPPBTB)** diffuse des publications permettant aux formateurs et techniciens d'intégrer les notions de sécurité dans leur pratique et d'adopter dans les modes opératoires qu'ils préconisent des dispositions assurant la sécurité des personnels. On peut notamment se référer à la brochure intitulée « Plan particulier de sécurité et de protection de la santé » qui propose 18 aide-mémoires techniques pour la rédaction d'un PPSPS.

4.3 Textes de référence

Les documents législatifs ou administratifs sont disponibles au Journal officiel. Les directives générales (DG) et les recommandations générales (RG) sont disponibles auprès des services prévention de la CRAM.

- **Documents législatifs ou administratifs**
 - Décret n°65-48 du 8 janvier 1965.
 - Loi du 06/12/1976 concernant la prévention des accidents.
 - Décret du 29/11/1977 concernant les travaux dans un établissement.

- Code du travail.
- Loi n°91-1414 du 31 décembre 1991 : modifications du Code du travail et transposition de directives européennes.
- Décrets 92-765 à -768 du 29 juillet 1992 : conception des équipements de travail et des moyens de protection.
- Décrets 93-40 et 93-41 du 11 janvier 1993 : utilisation des équipements de travail et des moyens de protection.

- **Décret n°98-1084 et arrêtés du 2/12/98,** relatifs à l'utilisation des équipements de travail.
- **Loi n°93-1418 (31/12/93) :** transposition de la directive européenne Chantiers temporaires ou mobiles.
- **Extraits de la liste des DG**
 - DG 5 : Déclaration d'ouverture de chantiers temporaires (arrêté du 23/09/1957 modifié).
 - DG 24 : Emploi des explosifs sur les chantiers de bâtiment et des travaux publics.
- **Extraits de la liste des RG**
 - R 54 : Enseignement de la sécurité.
 - R 136 : Grues à tour (p. 72).
 - R 279 : Prévention des chutes depuis les échafaudages (p. 138).
 - R 280 : Systèmes de stabilisation des banches (p. 168).
 - R 291 : Chutes de hauteur. Filets montés sur consoles (p. 219).
 - R 325 : Sécurité dans les travaux sur existants (p. 5).
 - R 327 : Armatures en attentes (p. 95 et 166).
 - R 372 : Grues à tour (p. 72).

5. CONTRAINTES DE RÉALISATION

L'entrepreneur (ou un sous-traitant) dispose de 30 jours pour établir son Plan Particulier de Sécurité et de Protection de la Santé à compter de la réception du contrat signé par le maître d'ouvrage (ou l'entrepreneur qui sous-traite) et le communiquer au coordonnateur.

Pour les corps d'état secondaires ou les petits travaux de génie civil sous-traités, ce délai est limité à 8 jours si les travaux ne comportent pas de risques particuliers.

Les entrepreneurs du gros œuvre ou chargés du lot principal, ainsi que ceux chargés d'exécuter des travaux présentant des risques particuliers, adressent un exemplaire de leur plan à l'inspection du travail, aux chefs de service des CRAM et au comité régional de l'OPPBTB.

Remarque : Les maîtres d'ouvrages qui n'ont pas fait rédiger de PGC (p. 212) sont susceptibles d'être condamnés aux peines suivantes : 60 000 F (= 9 151 euros) d'amende et 1 an d'emprisonnement et/ou 100 000 F (= 15 251 euros) d'amende en cas de récidive.

Un entrepreneur ne remettant pas son PPSPS au maître d'ouvrage ou au coordonnateur s'expose aux mêmes suites judiciaires.

6. PRINCIPAUX SEUILS

Seuils	0	Plus de 30 j Effectif > 20 h (moment qq.) OU Vol. > 500 h x j ou risques part.	Durée > 1 an et 50 h, + de 10 j	Opération Bâtiment > 5 MF	Vol. > 10 000 h x j et + 10 Ent. (Bât.) + 5 Ent. (GC)
Plusieurs entreprises	Registre-journal / dossier intervention ultérieure				
	1 coordinateur niveau 1				
	1 coordinateur niveau 2				
	Coordinateur niveau 3				
	Déclaration préalable				
	Plan général de coordination				
	Plans particuliers S.P.S.				
1 entreprise	V.R.D.				
	C.I.S.S.C.T.				
	Déclaration préalable				
	Plan particulier S.P.S.				
			V.R.D.		

Tableau 1. Seuils à respecter.

7. TRAITEMENT ET DÉPOSE DE L'AMIANTE EN PLACE

Tous les corps de métiers du bâtiment sont susceptibles d'être confrontés un jour au risque amiante. En effet, les opérations d'entretien, d'aménagement, de réhabilitation ou de démolition peuvent entraîner la détérioration de matériaux ou de produits contenant de l'amiante, libérant ainsi des fibres dangereuses quand on les inhale. Les professionnels concernés sont notamment les maçons, couvreurs, plâtriers, staffeurs, menuisiers, électriciens, plombiers, chauffagistes, démolisseurs...

L'OPPBTP a rédigé des documents à l'attention des professionnels, détaillant les mesures de prévention à mettre en place :

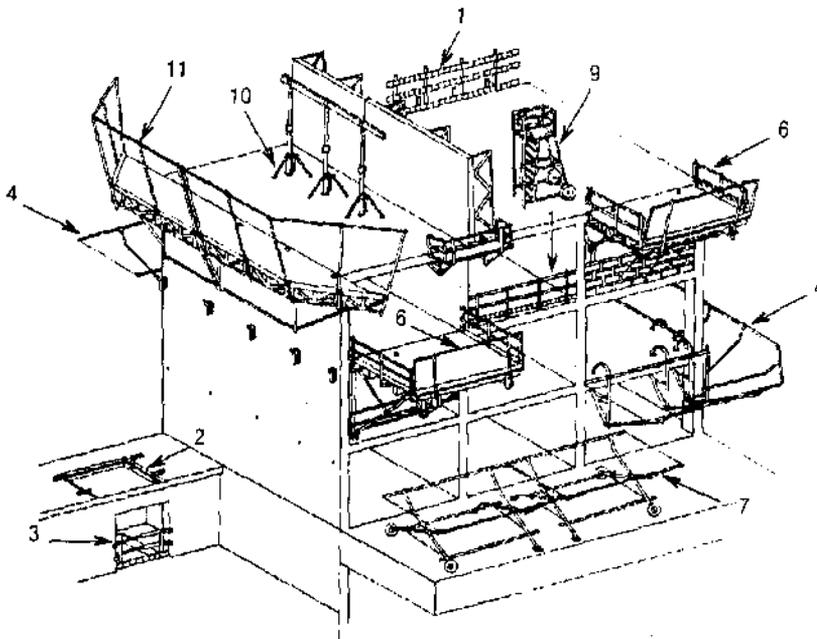
- Guide pratique : « *Traitement et dépose de l'amiante en place* ».
- *Amiante secteur 3*, tiré à part des n° 1 à 3 (années 1997) des cahiers des comités de prévention du Bâtiment et des Travaux publics.

1. INTRODUCTION

De nombreux matériels sont mis à disposition des chantiers pour assurer la sécurité collective et s'affranchir des risques signalés par le plan général de coordination (p. 212).

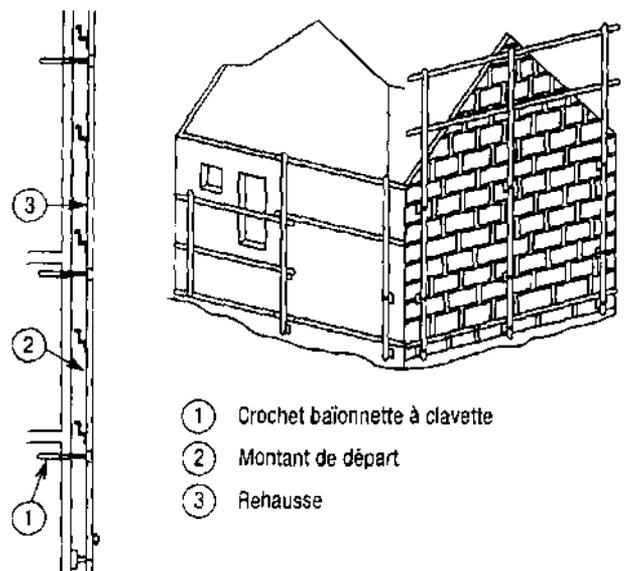
La figure 1 présente les principaux matériels utilisés.

Nota : Les moyens de protection individuelle (harnais d'anti-chute (NF EN 361)) qui ne sont pas abordés dans cet ouvrage, ne peuvent servir de protection pour des tâches répétitives et/ou de longue durée.



1. Garde-corps à pince ou enfichable (NF P 93-340) (p. 216).
2. Protection de trémie (p. 216).
3. Barrière extensible.
4. Pare-chutes (p. 219).
5. Protection préconisée lors de la pose des maçonneries.
6. Passerelle de travail (NF P 93-351) (p. 216).
7. Pare-chutes au sol : non traité ici.
8. Passerelle de circulation : non traité ici.
9. Accès de coffrage (NF 93-352) : non traité ici.
10. Trépied pour étau : les matériels et disposition relatives à l'étalement sont traitées à partir de la page 189.
11. Passerelle ou console pignon (NF P 93-351) (p. 216).

5 : Protection pour pose de maçonnerie



- ① Crochet baïonnette à clavette
- ② Montant de départ
- ③ Rehausse

Fig. 1. Terminologie des divers matériels de prévention.

2. GARDE-CORPS MÉTALLIQUE PROVISOIRE DE CHANTIER (GCPMC) FABRIQUÉ INDUSTRIELLEMENT (NF 93-340)

Installé verticalement, en bordure de toute rive ouverte sur le vide, il empêche la chute de hauteur des opérateurs et des objets (fig. 2).

Il est constitué de potelets (acier ou aluminium), de lisses, sous lisses (acier ou aluminium) et plinthes (bois éventuellement) qui doivent être continues (par chevauchement ou jonction...).

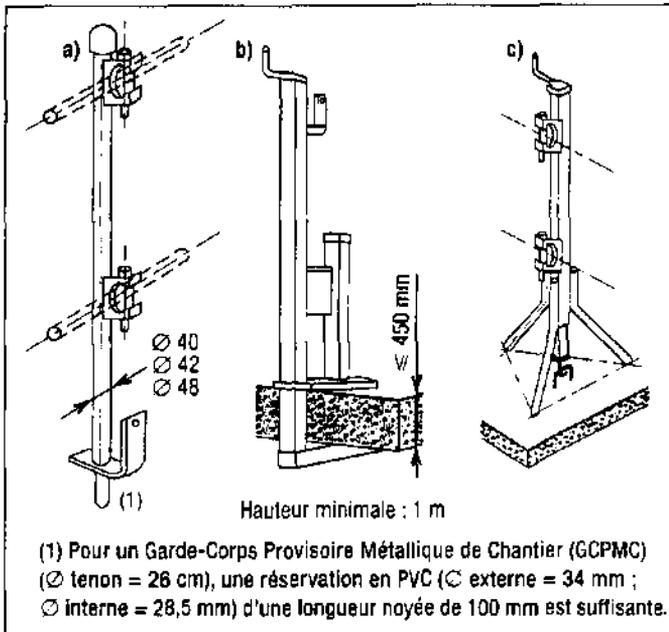


Fig. 2. Exemples de fixation.

Les solutions assurant leur fixation sont données figures 2 et 3.

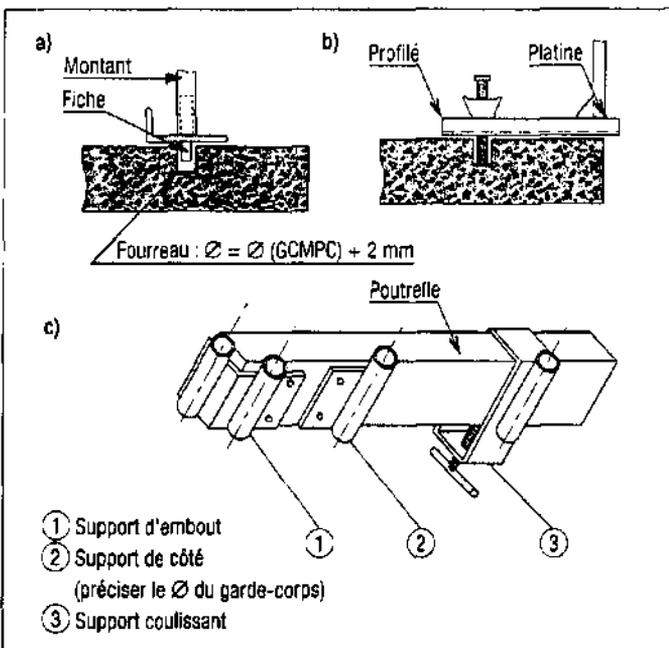


Fig. 3. Exemples de fixation.

Les solutions 3a et 3b permettent plus facilement la pose d'éléments de façade préfabriqués. La solution 3c est réservée aux garde-corps fixés sur poutrelles (p. 161).

Un marquage inaltérable indique le nom du fabricant ou son sigle, la référence du modèle, le numéro de la norme. Il garantit de fait, que le dimensionnement du garde-corps a été correctement effectué en plaçant dans la position la plus défavorable les charges normalisées suivantes :

- charge ponctuelle : 30 daN (flèche élastique < 35 mm),
- charge ponctuelle : 125 daN (flèche maximale < 200 mm, pas de rupture ou de désassemblage du garde-corps).

3. OBTURATION DES TRÉMIES

La résistance des protections est analogue à celle requise pour les planchers d'échafaudage (p. 140), notamment en ce qui concerne les actions mécaniques verticales :

- charge uniformément répartie sur la surface de la trémie : 1,8 kN/m²,
- charge ponctuelle : 0,9 kN agissant au centre de la protection.

3.1 Trémies d'ascenseur

On utilise des plateaux sur podium ou consoles, qui sont auto-coïnçants ou à rochets. L'ensemble représente une hauteur d'étage. Lorsque la plate-forme est mise en appui sur la dalle inférieure ou sur son dispositif d'appui (côté seuil de la porte), elle bascule légèrement et vient en appui sur le mur opposé (fig. 4).

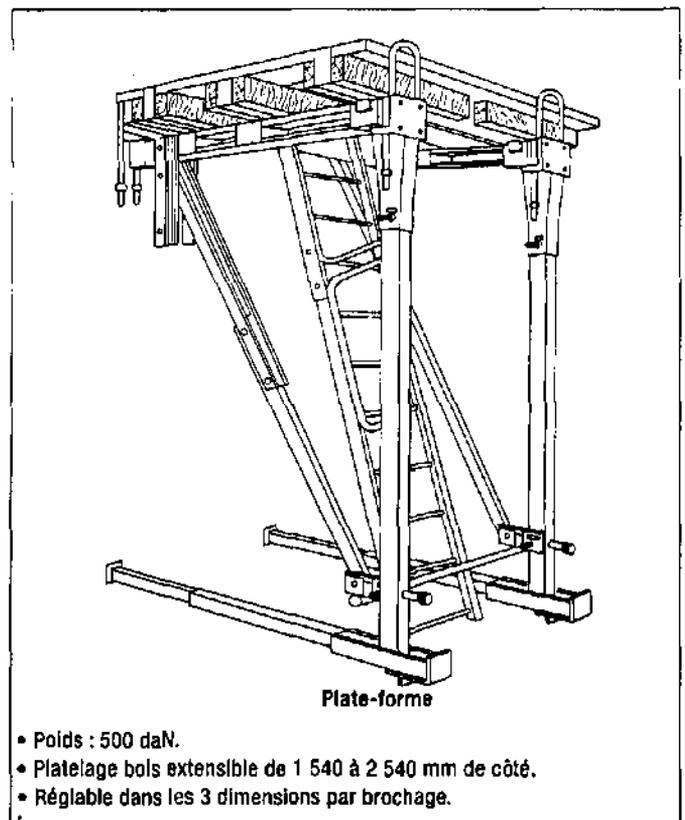


Fig. 4. Protection d'une trémie d'ascenseur.

L'ossature (en métal ou en bois) doit être contreventée et le flambage des différents éléments doit être évité.

L'appui inférieur doit être suffisamment résistant pour ne pas céder. La largeur d'appui conseillée est de 15 cm pour les matériels métalliques et 25 cm pour les matériels bois.

Une barrière extensible, par exemple, doit être mise en place devant le seuil de la trémie, avant que l'on remonte la plate-forme, lorsque l'étage supérieur est terminé (fig. 5).

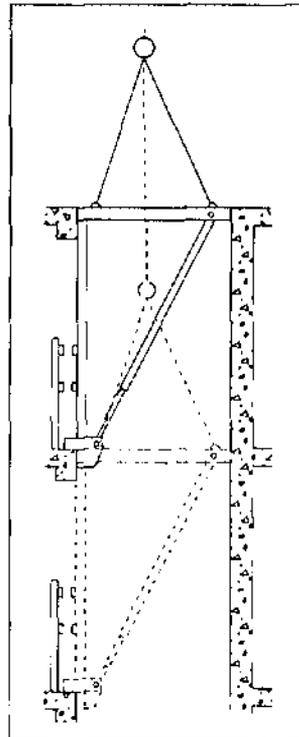


Fig. 5. Déplacement d'une plate-forme.

3.2 Petites trémies (< 1 m²)

Elles sont provisoirement protégées par les armatures de la dalle. L'espacement des armatures du treillis est limité à 100 mm (*Précis de Bâtiment*, AFNOR-Nathan), ce qui nécessite généralement de réduire la maille du treillis soudé courant, en ajoutant une chute de TS ancré dans le béton de la dalle sur ses quatre côtés.

Par la suite, lorsque le treillis est coupé, d'autres dispositions de protection doivent être prises, selon la destination et l'usage de la trémie.

4. PLATES-FORMES EN ENCORBELLEMENT ET LEURS SUPPORTS (NF P 93-351)

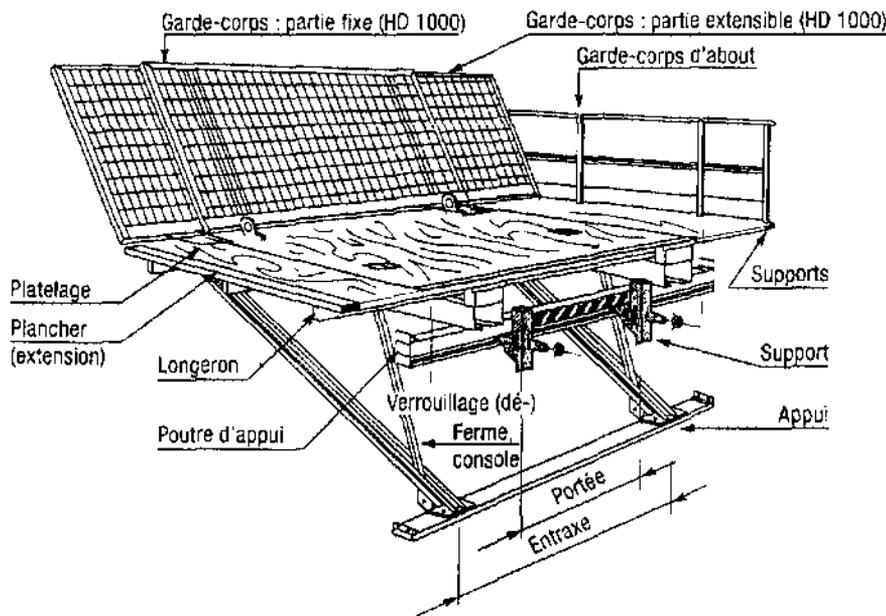
Les plates-formes en encorbellement (PTE) présentent trois éléments essentiels, associés et issus de la même fabrication :

- la plate-forme proprement dite qui comprend un platelage, une ossature, une protection contre les chutes de hauteur par garde-corps et auvent : équipé d'une plinthe. L'auvent est une surface de recueil occasionnelle assurant la sécurité du personnel en amortissant la chute d'un homme (p. 220).
- les supports de la plate-forme (verrouillage-déverrouillage : ce dernier ne peut intervenir qu'au cours d'une opération de manutention). Une plate-forme est obligatoirement accrochée à un élément vertical de l'ouvrage ou à une pièce fixée à l'ouvrage restituant cette position verticale,
- des dispositifs de manutention.

La figure 6 indique des dimensions pour une gamme de matériel de la société R. Husson.

Une PTE assure la circulation et la protection du personnel ainsi que la mise en œuvre de coffrages outils comme les banches (NF P 93-350) (p. 164).

Remarque 1 : Les PTE (NF P 93-351) sont prévues pour recevoir des banches stabilisées sous l'action du vent par tout moyen, à l'exception d'un lest (p. 168), transmettant son poids sur la plate-forme ou ses supports.



- Largeur du platelage : 1,77-2,02-2,25-2,50 m
- Cinq modules
 - T1 2 à 3 m
 - T2 3 à 4,40 m
 - T3 4 à 5,40 m
 - T4 5 à 6,40 m
 - T5 6 à 7,40 m
 } 2 supports consoles
 } 4 supports consoles
- Poids moyen d'une plate-forme toute équipée : 150 daN par mètre
- Mise en œuvre : 0,08 h/homme/plate-forme (hors pose des supports-console)
- Support-console fixé à 0,25 - 0,35 - 0,45 m sous l'arase supérieure des planchers
- Baie fibre : châssis spéciaux à la manière de la solution Outinord
- Extension latérale des platelages : modèle de base : 1,77 m, extension possible jusqu'à 2,50 m.

Fig. 6. Caractéristiques générales d'une plate-forme en encorbellement (exemple PTE type NVA - doc. Husson).

Durant leur exploitation, les seules pièces amovibles sont les supports et les éléments ajustables à l'architecture de la construction tels que les rallonges, les extensions ou les garde-corps.

Remarque 2 : Il faut vérifier que l'ouvrage en béton armé peut reprendre les efforts transmis par les appuis de la plate-forme (résistance caractéristique minimale $f_{cj} = 7$ MPa).

Toute livraison de matériel est accompagnée d'un manuel comprenant au moins :

- la nomenclature des composants,
- les possibilités d'assemblage des différents éléments (rallonges...) afin de pouvoir assurer une protection continue autour d'un ouvrage en construction, quel que soit le parti architectural adopté,
- les possibilités de calculer rapidement les efforts appliqués par la PTE sur l'ouvrage,
- les modes d'utilisation des PTE sur l'ouvrage (processus de mise en place des supports en tenant compte de la sécurité des opérateurs...).

Une fiche technique résume les opérations essentielles et notamment les manutentions. Nous donnons, à titre d'exemple, des caractéristiques concernant la plate-forme CP3C (Outinord) (fig. 7 à 9).

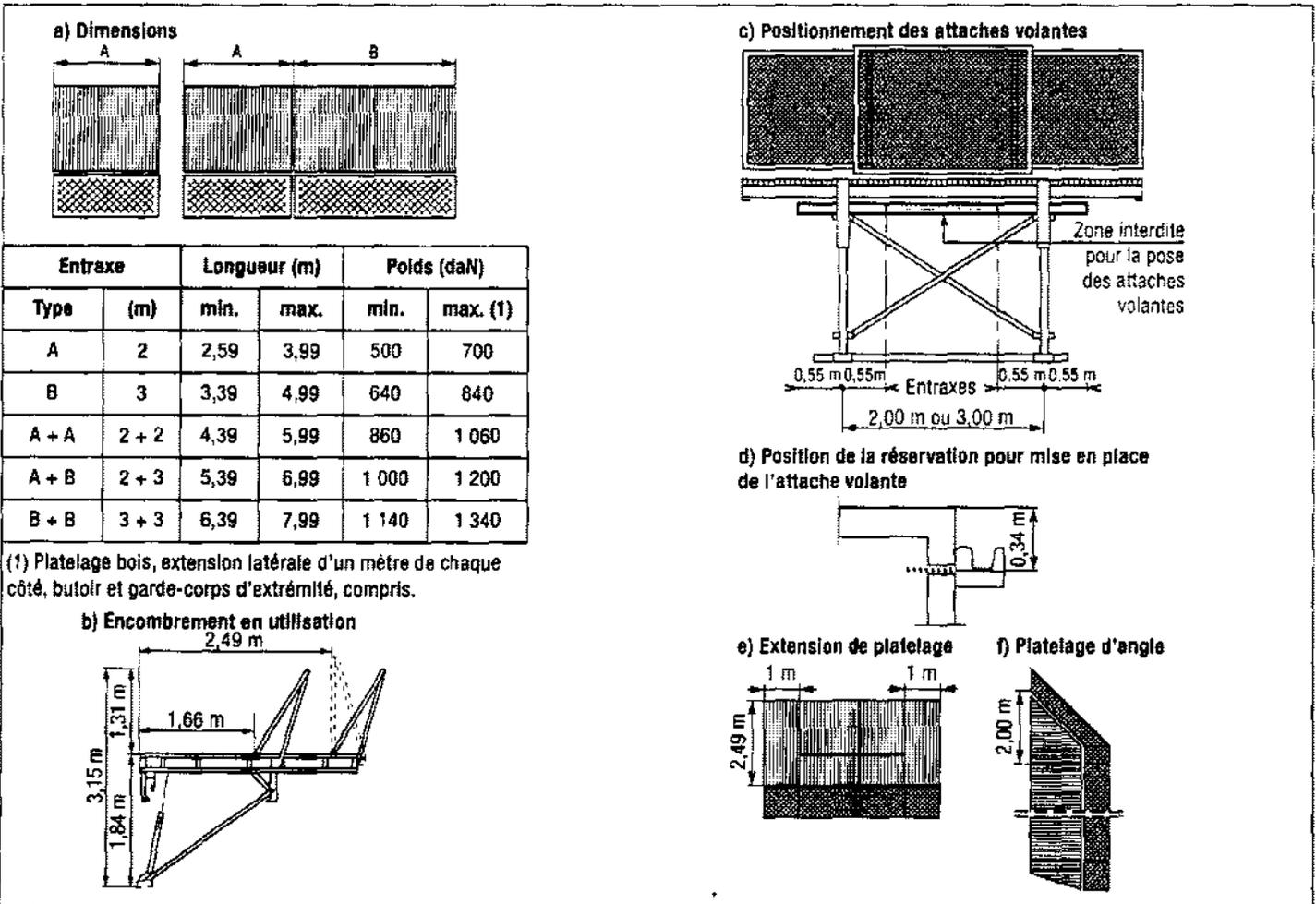


Fig. 7. Caractéristiques standard de la CP3C (doc. Outinord).

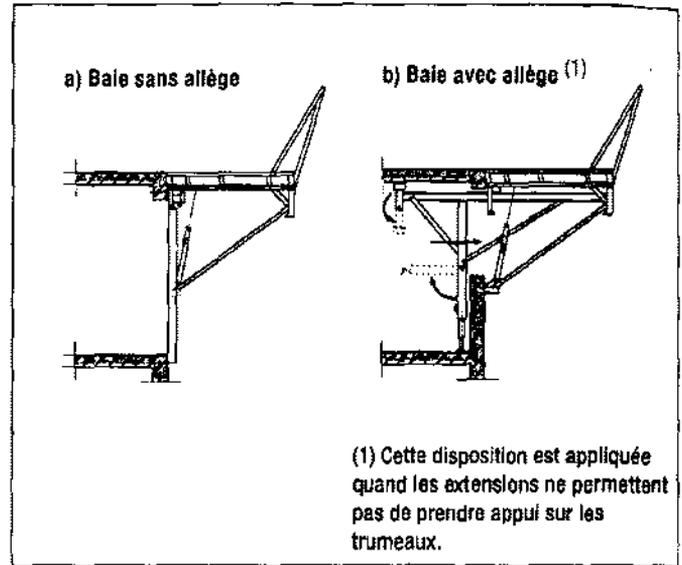


Fig. 8. Cas particulier des ouvertures.

Un marquage inaltérable indique le nom du fabricant ou son sigle, l'année de fabrication, le poids moyen au mètre carré, la capacité de charge du platelage, le numéro de la norme (NF 93-351)..

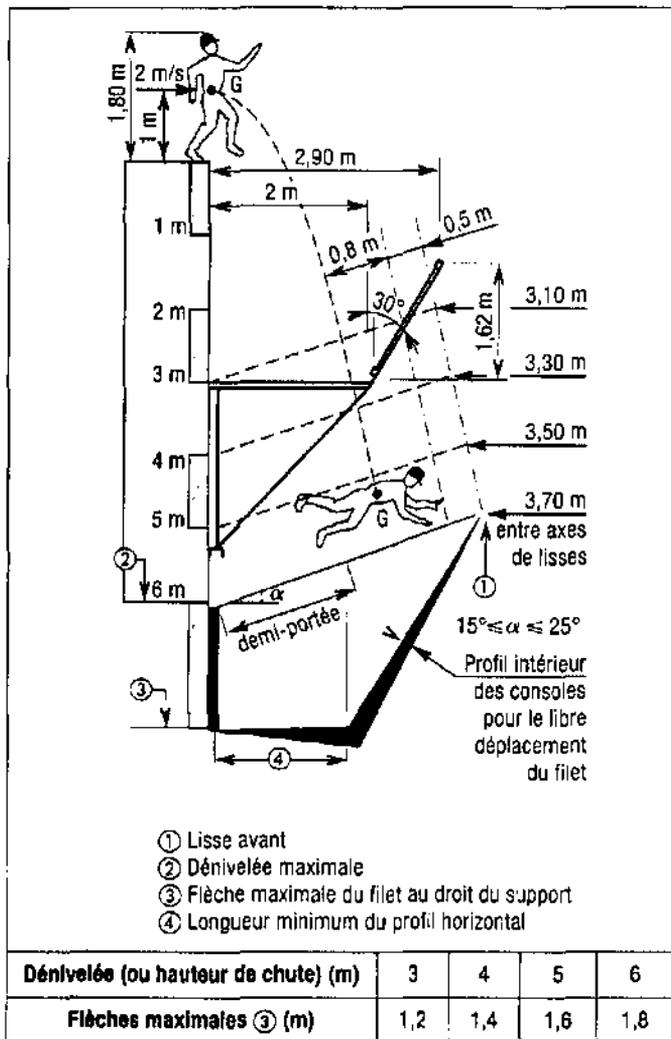


Fig. 11. Trajectoire d'un accidenté.

La courbe permet donc de déterminer la portée minimale des protections, nécessaire à la réception des accidentés éventuels, en évitant qu'ils ne basculent ou ne se blessent sur les supports, généralement métalliques.

À défaut de garde-corps (p. 216), des auvents, éventails ou tout autre dispositif de protection collective présentant une élasticité équivalente aux filets doivent être installés.

- Les auvents, éventails et autres surfaces de recueil rigides, généralement solidaires des plates-formes de travail en encorbellement (p. 217), sont proscrits au-delà de 3 m de hauteur de chute.
- Les filets montés sur consoles (NF P 93-311 et -312) peuvent être utilisés jusqu'à 6 m.

1. INTRODUCTION

Le Plan d'Installation de Chantier (PIC) est aussi important que les plans d'exécution des ouvrages (PEO) (AFNOR DTU P 18-201). À partir du plan masse, il décrit de façon la plus précise possible toutes les dispositions retenues pour le bon fonctionnement du chantier (échelle minimale 1/200^e ou 0,005 m/m).

Doivent y figurer (exemple : fig. 1, p. 222) :

- l'ouvrage à construire et son environnement,
 - l'emprise du terrain,
 - les différentes phases de terrassements,
 - les accès et les routes existantes,
 - les ouvrages voisins.
- les installations et les matériels liés à la réalisation de l'ouvrage,
- les installations liées à la présence du personnel (p. 224),
- les installations réalisant l'interface avec l'extérieur (panneaux de chantier, clôture, réseaux, etc.) (p. 223).

Pour un ouvrage donné, les choix constructifs vont être différents selon :

- les dimensions du terrain disponible permettant ou non :
 - la mise en place d'une centrale à béton (p. 125), d'un engin de levage dans ou hors emprise,
 - le stockage de divers éléments, etc.,
 - la préfabrication d'éléments sur place.
- la proximité ou non d'une usine de préfabrication, d'une centrale de BPE (p. 109), etc.
- les accès et les possibilités de déchargement des camions...

Si l'ouvrage est réalisé en phases successives, plusieurs plans d'installation de chantier sont nécessaires.

2. INSTALLATIONS ET MATÉRIELS LIÉS À LA RÉALISATION

On distingue quatre principaux postes : le stockage des matériaux et du matériel, les gros matériels, les aires de travail au sol et les circulations du matériel.

2.1 Stockage des matériaux

On prévoit des zones de stockage pour :

- les terres réutilisées pour les remblais,
- les matériaux constitutifs du béton dans le cas d'une centrale sur le chantier : parc à granulats (graviers et sable) et silos à ciment,
- les aciers : éléments façonnés ou assemblés (cages d'armatures et treillis soudés),
- les éléments préfabriqués ou semi-préfabriqués (prédalles, poutres, escaliers, etc.).

Ces deux dernières surfaces doivent être accessibles à la grue. Une aire accessible à la grue, est réservée pour l'entretien, l'assemblage et le dépôt des matériels (coffrages-outils : p. 151, étalement : p. 189, passerelles de travail : p. 217, etc.).

2.2 Gros matériel

On représente la grue (p. 72) sur le PIC avec ses caractéristiques : position, longueur de flèche, hauteur sous crochet et caractéristiques de levage, ainsi que les zones de survol interdites. Les deux vues, en plan et en élévation, permettent d'indiquer les niveaux suivants :

- points hauts des bâtiments (existants et à construire),
- dessous du crochet de la grue,
- point haut de la grue,

et si nécessaire, la position de la centrale à béton (en indiquant sa capacité : p. 125), qui conditionne les voies de circulation des camions pour l'approvisionnement des granulats et du ciment.

On précise l'emplacement des trémies de stockage du béton prêt à l'emploi ainsi que la position de la pompe (en cas d'utilisation de béton pompé : p. 133).

On pensera à prévoir les branchements (électricité, eau, etc.).

2.3 Aires de travail, autres stockages

Selon le type du chantier et sa taille, on peut disposer :

- d'un atelier menuiserie, avec stockage du bois,
- d'un poste de ferrailage :
 - à partir de barres droites, on réalise les cages d'armatures des éléments à bétonner (stockage des barres droites de longueur commerciale de 10 à 15 m, façonnage et assemblage des aciers et stockage des cages d'armatures),
 - la dimension des panneaux standard de treillis soudé est de 2,40 × 4,75 m ou 2,40 × 6 m, et on évite toujours de superposer différents types de TS.

Pour un banc de prédalles, on choisit une surface voisine de 1,25 fois la surface à réaliser le jour le plus chargé. La plus petite dimension du banc sera toujours supérieure à la plus grande dimension des prédalles.

Les branchements divers doivent être prévus (chauffage possible).

2.4 Circulation sur l'emprise du chantier

Il est souvent judicieux de placer une signalisation spécifique au chantier concernant la circulation des véhicules et des piétons.

2.4.1 Engins et camions

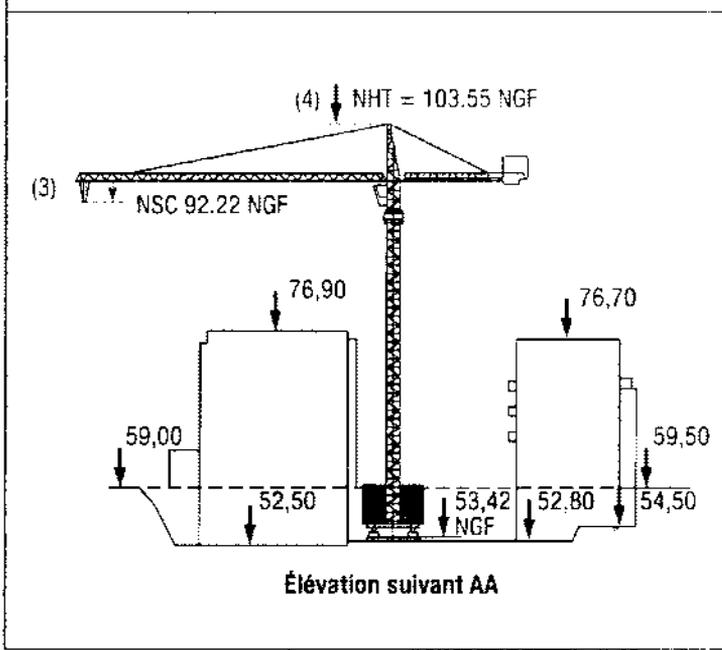
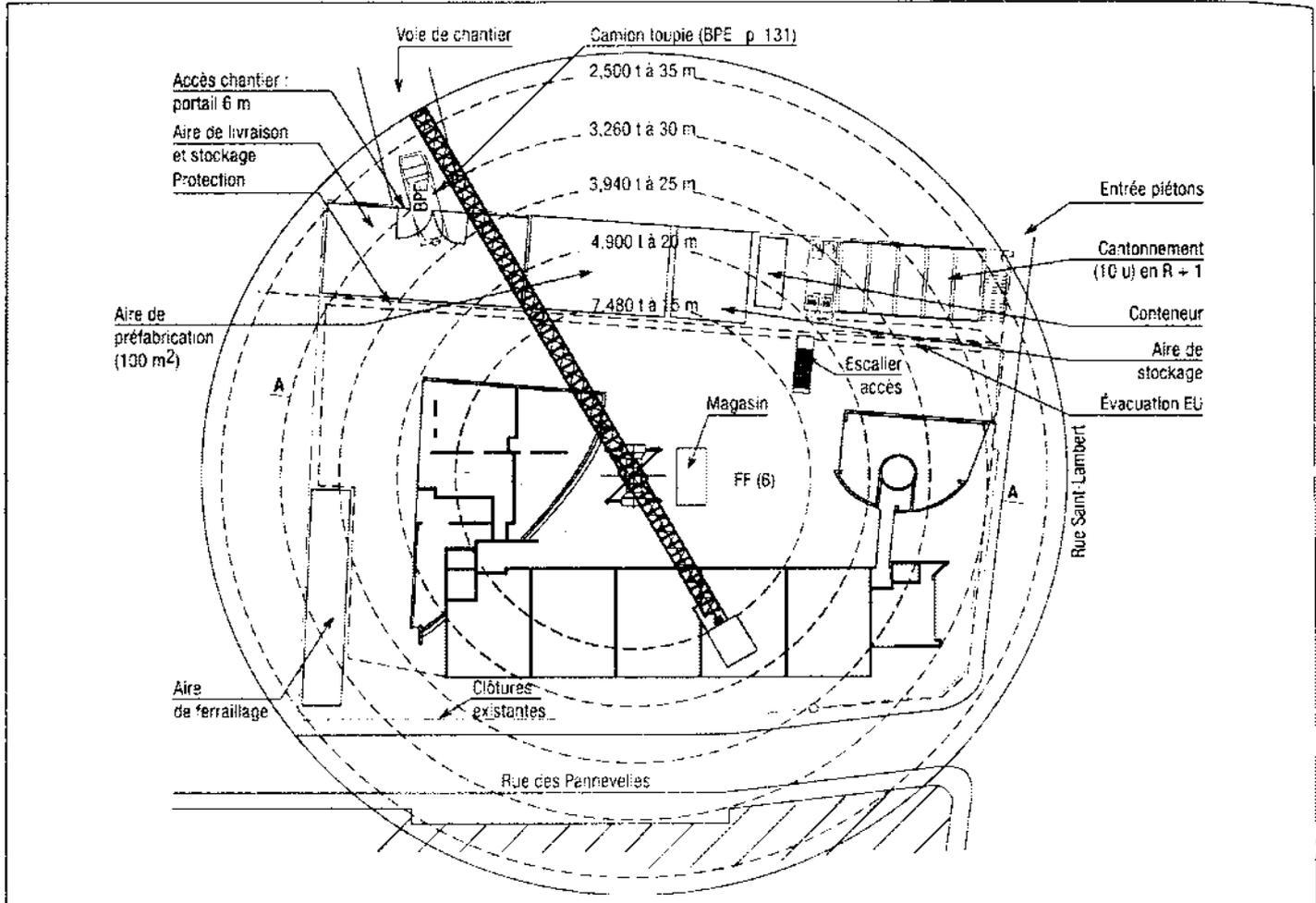
On réalise une voie provisoire (p. 28) nécessitant un décapage de la terre végétale, la mise en place d'une forme drainante et d'une couche de forme. La largeur pour une voie de circulation est de 3 m à 4 m et de 6 m pour deux voies. Dans la mesure du possible, il est souhaitable de prévoir une entrée et une sortie distinctes et d'imposer un sens de circulation sur le chantier.

Les points de déchargement des camions et une aire de stationnement pour les camions toupies (si on utilise du béton prêt à l'emploi) sont prévus pour être facilement accessibles à la grue.

2.4.2 Piétons

Une voie piétonne, en dur, doit être prévue entre l'extérieur et les cantonnements, afin de permettre un accès aux personnels.

Remarque : On prévoit, si possible, deux accès distincts : un pour les véhicules et l'autre pour les piétons.



Grue	Flèche	Contre-flèche	Châssis	HSC (1)	HT (2)	NSC (3)	NHT (4)	Charge en bout de flèche
G1	35 m	17,5	4,50 x 4,50 m	38,80 m	50,13 m	92,22 NGF (5)	103,55 NGF (5)	2,500 t

- (1) HSC : hauteur sous crochet
- (2) HT : hauteur totale
- (3) NSC : niveau sous crochet
- (4) NHT : niveau de la hauteur totale
- (5) NGF : nivellement général de la France p. 228
- (6) FF : fond de fouille

Nota : les réseaux ne figurent pas sur ce plan, et les plates-formes de terrassements ont été masquées pour simplifier la figure.

Fig. 1. Plan d'installation de chantier.

3. AUTORISATIONS

Dès qu'une partie de l'installation du chantier déborde sur la voie publique, les demandes d'autorisations sont à adresser aux services techniques de la mairie et/ou au commissariat de police du lieu de la construction.

Elles concernent notamment la clôture, les dépôts de gravois et de matériaux, l'installation d'engins de levage, la mise en place d'un échafaudage sur le trottoir, mais aussi les modifications de la circulation piétonne ou routière aux abords du chantier (page 226) : interdiction de stationner, passage piétons provisoire, etc.

Une autorisation de survol par la flèche de la grue doit être demandée aux riverains concernés.

4. CLÔTURE (Fig. 2)

Pour diverses raisons de sécurité, un chantier doit être entouré d'une clôture souvent opaque, d'une hauteur de 2 à 2,50 m. Les portes doivent, de préférence, s'ouvrir vers l'intérieur du chantier pour l'accès des véhicules et l'accès des piétons. Un pictogramme doit rappeler l'obligation du port du casque à l'intérieur du chantier.

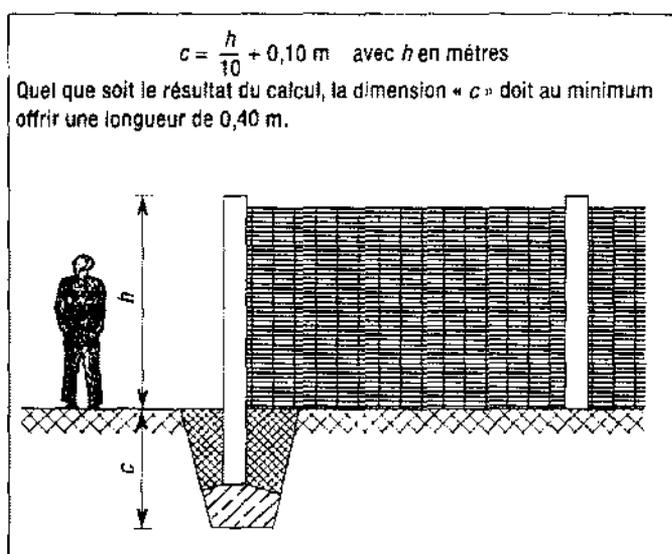


Fig. 2. Stabilité d'une clôture de chantier (étanche au vent).

5. SIGNALISATION ET AMÉNAGEMENT DE LA VOIE PUBLIQUE

Un panneau obligatoire, lisible de la voie publique, détaille les informations du permis de construire (objet du projet, maître d'œuvre, date du permis, superficie du terrain, hauteur du sol, architecte...) ainsi que le nom des différents intervenants travaillant sur le chantier (dénomination sociale et adresse).

Des panneaux de signalisation (NF X 08-003) doivent être installés aux abords du chantier pour avertir les piétons et les automobilistes des dangers éventuels (sortie de véhicules, rétrécissement de chaussée, visibilité réduite, etc.) (page 226).

Quand la clôture fait saillie sur le trottoir, un éclairage doit être prévu. Si le passage restant est inférieur à 1 m, il faut construire un trottoir complémentaire (au même niveau) afin de rétablir cette largeur de passage de 1 m.

6. RÉSEAUX (Fig. 3)

L'ouvrage à réaliser peut être situé sur d'éventuels réseaux enterrés. Il faut donc, après avoir fait une déclaration d'ouverture du chantier (CRAM : Caisse Régionale d'Assurance Maladie (p.211), OPPBTP : Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et des Travaux Publics (p.211), Inspection du travail), adresser une Déclaration d'Intention de Commencement de Travaux (DICT) aux services suivants : EDF (chef d'exploitation), distributeur et transporteur de gaz, service de voirie, PTT, service de distribution de l'eau, mairie du lieu, et selon les cas, métropolitain, SNCF, ou autres réseaux divers (air comprimé, chauffage urbain, etc.).

Ces premières démarches effectuées, le raccordement du chantier aux réseaux utiles doit être demandé : électricité (puissance à installer, tensions), téléphone (une ou deux lignes provisoires), eau potable (un compteur à l'entrée du chantier), évacuation des eaux usées (EU), air comprimé (s'il existe un réseau sur lequel on peut se connecter).

Le concessionnaire du réseau indique alors l'emplacement possible de ce raccordement qui devra figurer sur le plan d'installation.

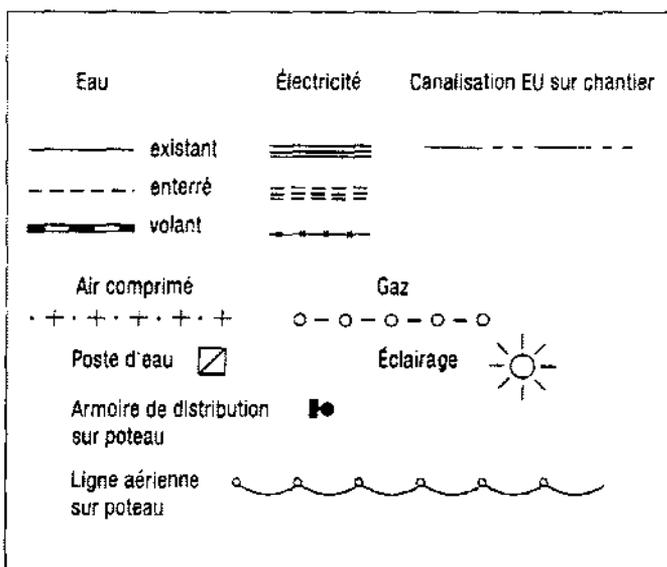


Fig. 3. Schématisation classique des réseaux.

7. GESTION DES DÉCHETS

À partir de 2002, les centres de stockage accepteront uniquement les déchets ultimes. Des plates-formes collectives de tri, de regroupement, de stockage ou de valorisation des déchets de chantier commencent à être mises en place. Des logos permettent de faciliter le tri en identifiant mieux les bennes (doc. SEBTP-ADEME).

Cantonnements

DÉCRETS DU 8/1/65 ET DU 1/10/87

Les cantonnements seront placés de préférence en dehors de l'aire de balayage de la grue et près de l'entrée du chantier.

Les branchements suivants sont à prévoir : eau courante, électricité, évacuation des eaux usées, eaux vannes... (p. 223).

1. BUREAU DE CHANTIER (Fig. 1)

Un bureau de chantier et une salle de réunion (fig. 1) sont mis en place dès l'ouverture du chantier à l'attention de la maîtrise d'œuvre et de la maîtrise d'ouvrage (équipement : électricité, chauffage, téléphone, etc.).

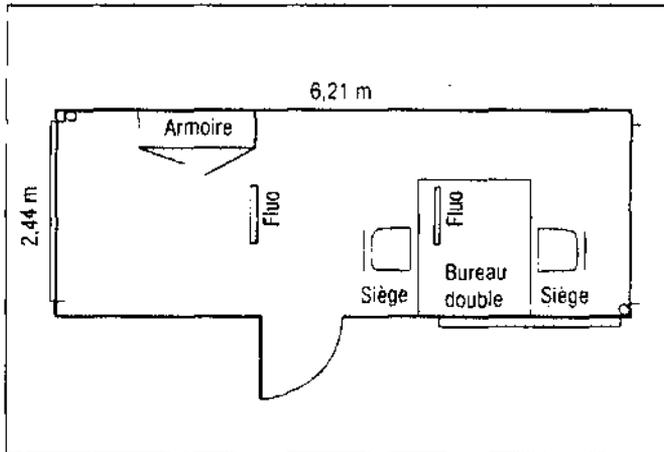


Fig. 1. Exemple d'aménagement de bureau.

2. SANITAIRES (Fig. 2)

Pour tout chantier, des équipements sanitaires sont obligatoires (décrets du 8-1-65 et du 1-10-87) (fig. 2).

Les renseignements suivants concernent des chantiers dont la durée est supérieure à 4 mois. Le cas des autres chantiers est traité page 225.

Il faut mettre à disposition du personnel :

- 1 lavabo (eau potable) pour 5 personnes (1 pour 10 salariés disposant d'eau à température variable);
- 1 WC pour 10 salariés;
- 1 douche pour 8 ouvriers (non obligatoire sauf pour les travaux classés insalubres) : ratio 2 m² par douche (1 cabine de douche et 1 cabine d'habillage).

3. VESTIAIRES (Fig. 3)

Un local vestiaire (porte fermant à clef) comportant, par salarié, une armoire individuelle et un siège, doit être mis à la disposition du personnel. La surface à prévoir est de l'ordre de 1 m² par personne.

4. RÉFECTOIRE, SALLE À MANGER (Fig. 4)

Un local réfectoire, distinct du vestiaire, disposant de sièges et de tables en nombre suffisant, équipé d'un réfrigérateur et d'appareils de cuisson, doit permettre d'accueillir le personnel. Le ratio est de l'ordre de 1,3 m² par personne.

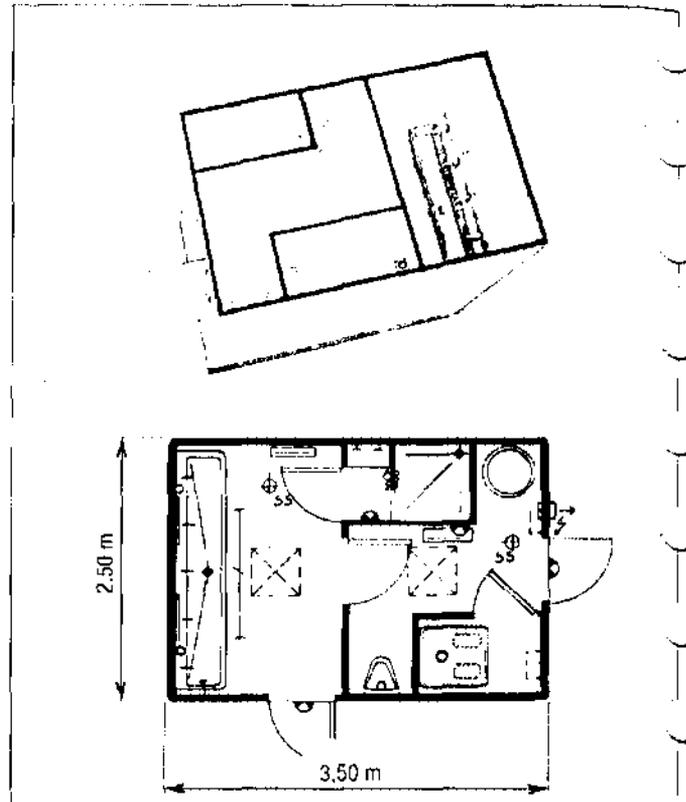


Fig. 2. Modules sanitaires de chantier tout en panneaux sandwich en polyester armé de fibres de verre, totalement moulés intérieurement et extérieurement (1 douche, 1 WC, 1 urinoir, 5 points d'eau avec robinetterie mélangeuse) (extrait de la documentation JCR Équipements).

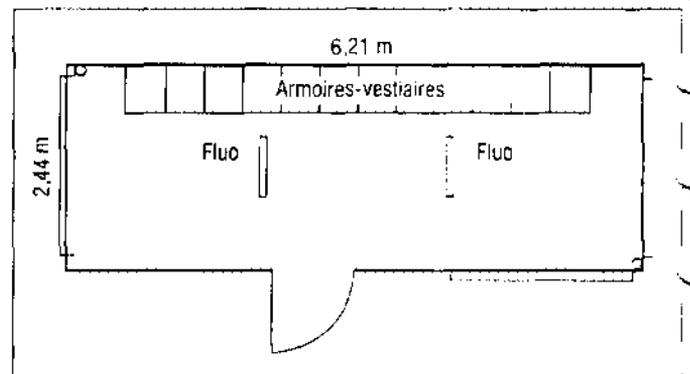


Fig. 3. Vestiaires.

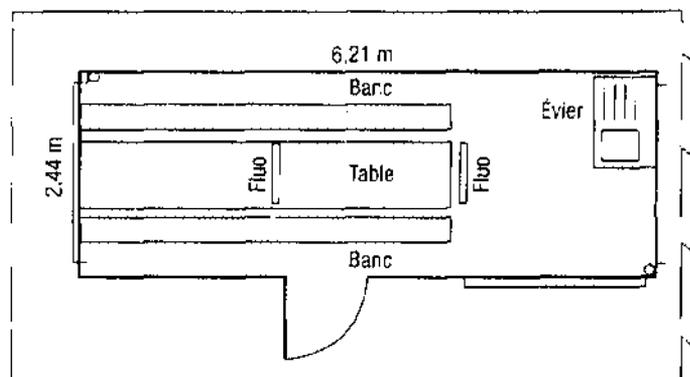


Fig. 4. Réfectoire.

5. LOCAUX DIVERS

Selon le chantier, on peut placer un local pour le gardiennage, un magasin, des locaux d'hébergement...

6. DISPOSITION

Quand la surface disponible est réduite, on peut placer les cantonnements sur plusieurs niveaux (fig. 5).

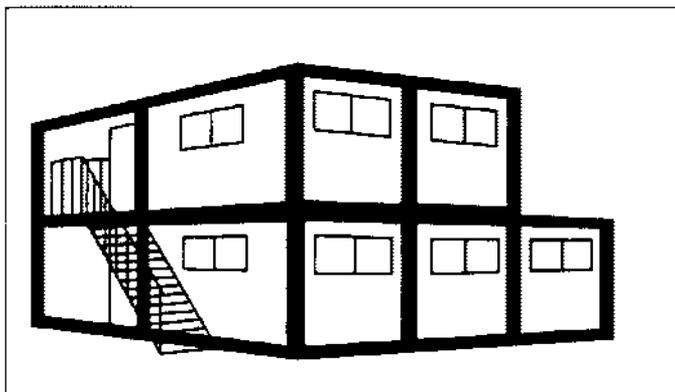


Fig. 5. Cantonnement sur deux niveaux.

7. CHANTIERS MOBILES OU DE COURTE DURÉE (INFÉRIEURE À 4 MOIS)

La réalisation de travaux publics (petits ouvrages d'art, routes, terrassements...) nécessite souvent des installations légères et mobiles, pour suivre la zone de travaux au fur et à mesure de son déplacement.

Les fabricants ont développé des gammes de produits « tout-en-un » adaptées à ces conditions particulières : cantonnement : figure 6, remorque tractable : figure 7, ou camion : figure 8.

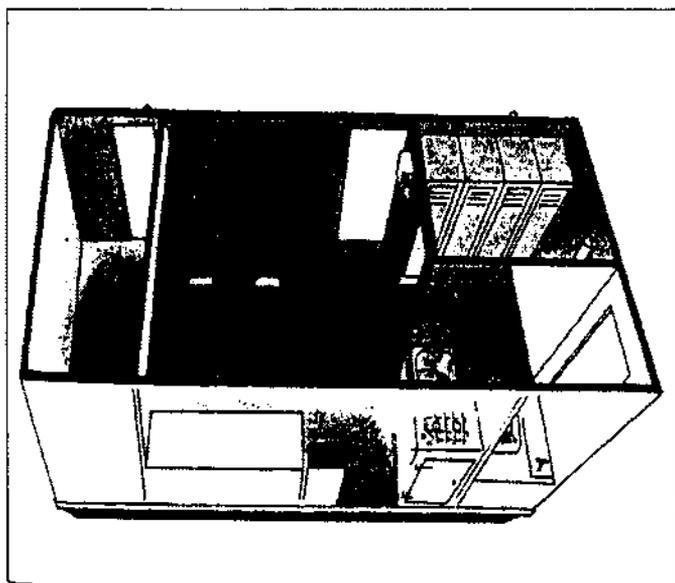


Fig. 6. Bungalow de chantier totalement autonome (magasin, vestiaire, réfectoire, sanitaire et douche pour une équipe de 4 à 5 hommes) (extrait de la documentation JCR Équipements).

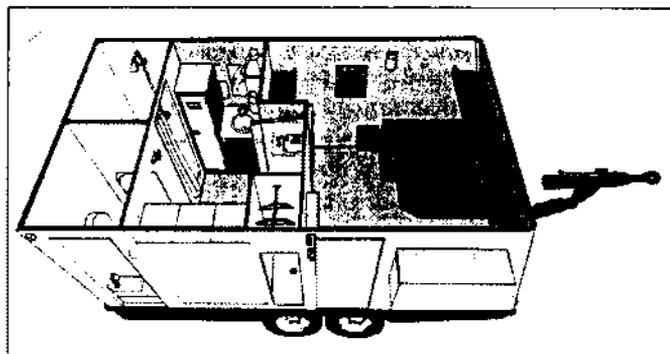


Fig. 7. Roulotte de chantier totalement autonome (vestiaire, réfectoire, sanitaire et douche pour une équipe de 4 hommes) (extrait de la documentation JCR Équipements).

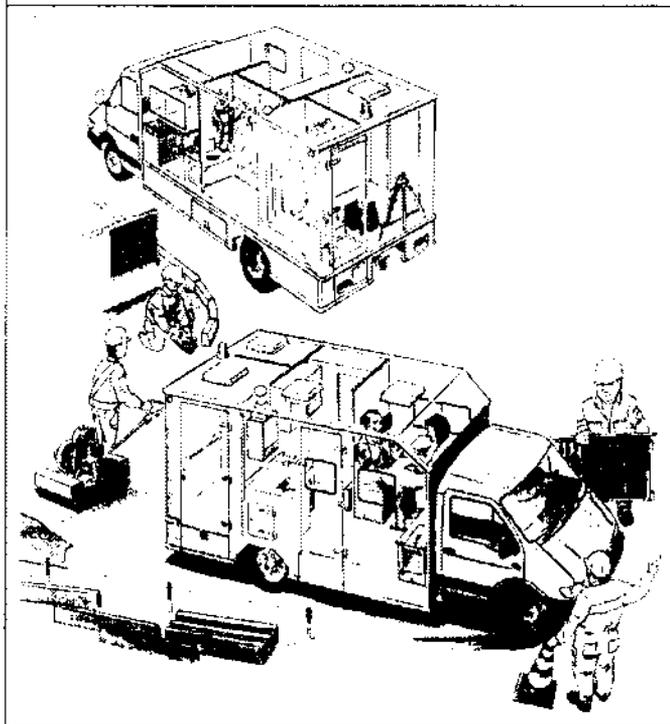
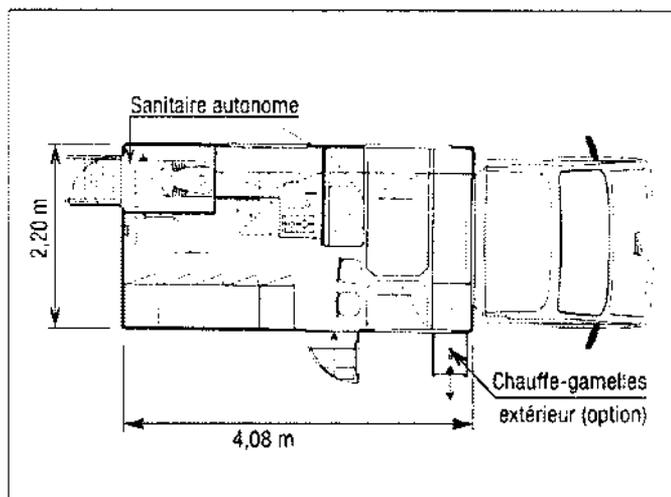


Fig. 8. Aménagement d'un fourgon de transport de personnel pour 8 personnes (vestiaire, réfectoire, sanitaire et local matériel) (extrait de la documentation JCR Équipements).

Signalisation des chantiers

« SIGNALISATION ROUTIÈRE » LIVRE I DE L'INSTRUCTION MINISTÉRIELLE SUR LA SÉCURITÉ ROUTIÈRE (JO 7/08/74)

En l'absence de précautions particulières, les chantiers fixes ou mobiles peuvent constituer un danger, tant pour le personnel y travaillant que pour les riverains et les usagers de la voirie aux alentours du chantier. Il faut donc mettre en œuvre des dispositifs de signalisation clairs et précis, pour signaler les installations provisoires et les modifications de circulation qu'elles induisent.

Ce chapitre résume les principales dispositions (arrêtés, circulaires ou instructions) : huitième partie « Signalisation routière » du 15/07/74 du livre I de l'instruction ministérielle sur la sécurité routière (JO du 7/08/74 : arrêté du 18/07/74).

Les prescriptions s'imposent d'une manière générale à tous ceux qui exécutent pour leur compte ou celui d'un tiers, des travaux sur le domaine routier.

La signalisation doit être constituée par des signaux et des panneaux réglementaires. Les panneaux indiquant des prescriptions absolues ou les feux de signalisation, destinés à régler une circulation alternée, doivent faire l'objet d'une décision de l'autorité compétente.

1. PRINCIPES FONDAMENTAUX

La signalisation temporaire de chantier doit, pour être efficace, respecter cinq grands principes.

• Principe 1 : L'adaptation au site

Adaptée au cas par cas, la signalisation ne doit pas contraindre excessivement la circulation publique par des réductions importantes de la capacité de la route.

• Principe 2 : La cohérence

La signalisation peut donner des indications différentes de la signalisation permanente mais il faut alors masquer les panneaux concernés, pour éviter tout risque de contradiction pour l'usager.

• Principe 3 : La concentration

On se limite généralement à deux panneaux par support.

• Principe 4 : La visibilité

La visibilité des panneaux doit être assurée, moyennant quelques précautions élémentaires :

- ne pas mettre les panneaux trop près du sol ou trop loin de la chaussée ;
- faire attention aux masques éventuels (plantations, équipement de la voirie...) ;
- ne pas masquer la signalisation permanente restant en vigueur ;
- ne pas implanter de signalisation derrière un dos d'âne ou après un virage serré ;
- choisir des panneaux de dimensions adaptées aux conditions locales de visibilité ;
- échelonner la signalisation (tableau 1) ;
- entretenir les panneaux.

• Principe 5 : La crédibilité

On rétablira dès que possible la signalisation permanente.

Route (1)	Écart entre panneaux (m)
Importante	100
Moyenne	50

(1) : Le niveau de signalisation, pour chaque section de route, est déterminé départementalement. Sous réserve que la dimension des panneaux, leur échelonnement et leur répétition éventuelle soient compatibles, les dispositions à prendre pour la signalisation des chantiers fixes ou mobiles sont analogues pour les routes importantes ou ordinaires. Dans tous les cas, c'est la direction de l'équipement ou le service délégué qui fixe les niveaux de signalisation. Les routes importantes sont assujetties à la réglementation la plus développée. Cela concerne la plupart des itinéraires du schéma directeur des routes nationales. Les routes ordinaires correspondent aux autres voiries.

Tableau 1. Écart entre panneaux.

2. CONSISTANCE DE LA SIGNALISATION

La signalisation temporaire englobant la signalisation de chantier est décomposable en plusieurs catégories.



Fig. 1. Panneau AK5 (signalisation d'approche).

Pour prévenir les usagers de la voirie de l'approche d'une zone de travaux, une signalisation est disposée, en amont du chantier, en dehors de la chaussée. Elle est constituée de panneaux indiquant la présence de travaux (AK5 : fig. 1).

Elle peut être complétée par des panneaux indiquant un rétrécissement de chaussée (AK 3, AK 3a ou 3b : fig. 2).

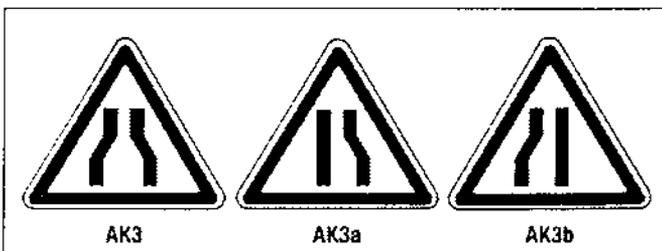


Fig. 2. Panneaux indiquant un rétrécissement de chaussée.

Cette dernière signalisation concerne essentiellement les routes importantes. On peut ajouter le cas échéant des annonces de signaux lumineux (AK 17 : figure 3) réglant la circulation, renforcées par des fanions (K1 : fig. 3).



Fig. 3. Signaux lumineux (AK 17), fanions (K1).

Lorsqu'il y a détournement de la circulation ou un changement de chaussée, la signalisation avancée sera annoncée par une présignalisation (fig. 4).

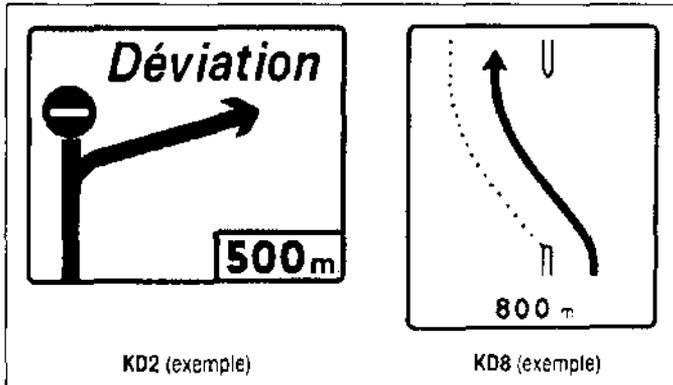


Fig. 4. Détournement de la circulation (exemple : KD 2), changement de chaussée (exemple : KD 8).

Des panneaux de prescription temporaires peuvent être mis en place : limitation de vitesse, interdiction de doubler,...

Pour les travaux de moindre importance, une signalisation de position peut s'avérer suffisante. Elle est placée à proximité immédiate de la zone dangereuse, sur l'accotement ou la chaussée si le danger empiète sur celle-ci.

Elle dépend du type de travaux effectués, de l'intensité du travail et de l'encombrement de la chaussée. La figure 5 illustre des situations courantes.

La fin de prescription est située en aval du chantier. Elle marque sa fin.

Le jalonnement est un dispositif de signalisation permettant de suivre l'itinéraire de déviation.

3. MISE EN PLACE

En règle générale, le matériel de signalisation est mis en place dans l'ordre où il sera vu par les usagers. Cela permet au personnel chargé du travail d'opérer sous la protection des précédents panneaux. Les divers signaux sont posés (et déposés) dans un ordre tel qu'ils assurent à tout moment la cohérence du dispositif mis en place.

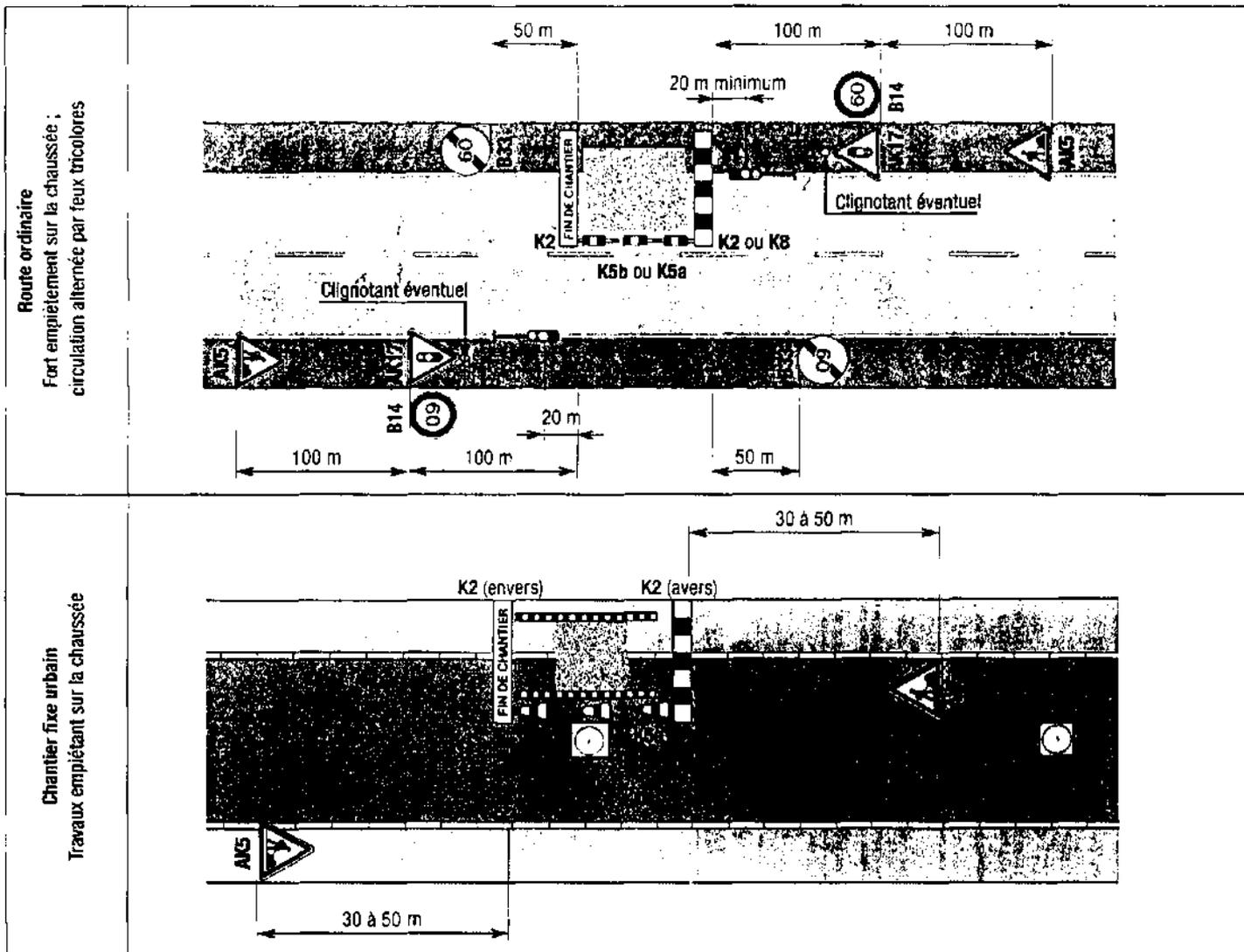


Fig. 5. Exemples d'implantation de la signalisation.

Planification et organisation du piquetage

PR P 04-301-1 (PR NF EN 24 463-1 - ISO 4463-1)

Pour implanter correctement un ouvrage, il faut d'abord obtenir un plan topographique précis définissant le site, puis mettre en place un piquetage.

1. SYSTÈME DE PIQUETAGE

Un système de piquetage, sur tout chantier de construction consiste à déterminer et établir un système bien défini de lignes, de distances et de plans permettant de disposer d'un réseau approprié pour obtenir la position et le niveau exact des ouvrages et éléments d'ouvrages.

Ce réseau illustré par la figure 1 comporte trois niveaux de piquetage ordonnés et connectés :

- **Niveau 1 : le système primaire** (canevas principal) couvre normalement tout le chantier. Il est constitué d'un

réseau de points, connecté au système de contrôle officiel (national, municipal...). Il peut être spécialement établi pour le projet de construction ou utiliser des points se rapportant à un bâtiment particulier ou à des bâtiments existants.

- **Niveau 2 : le système secondaire** (position en x et y et altitude z) permet d'implanter l'ouvrage sur sa parcelle. Il sert de référence ou de réseau de quadrillage pour la construction d'un bâtiment ou d'un groupe de bâtiments ainsi que pour les travaux annexes. Les repères doivent être mis en place de manière durable pendant le déroulement du chantier.

- **Niveau 3 : des points de position** marquent l'emplacement des éléments isolés : poteau, voile...

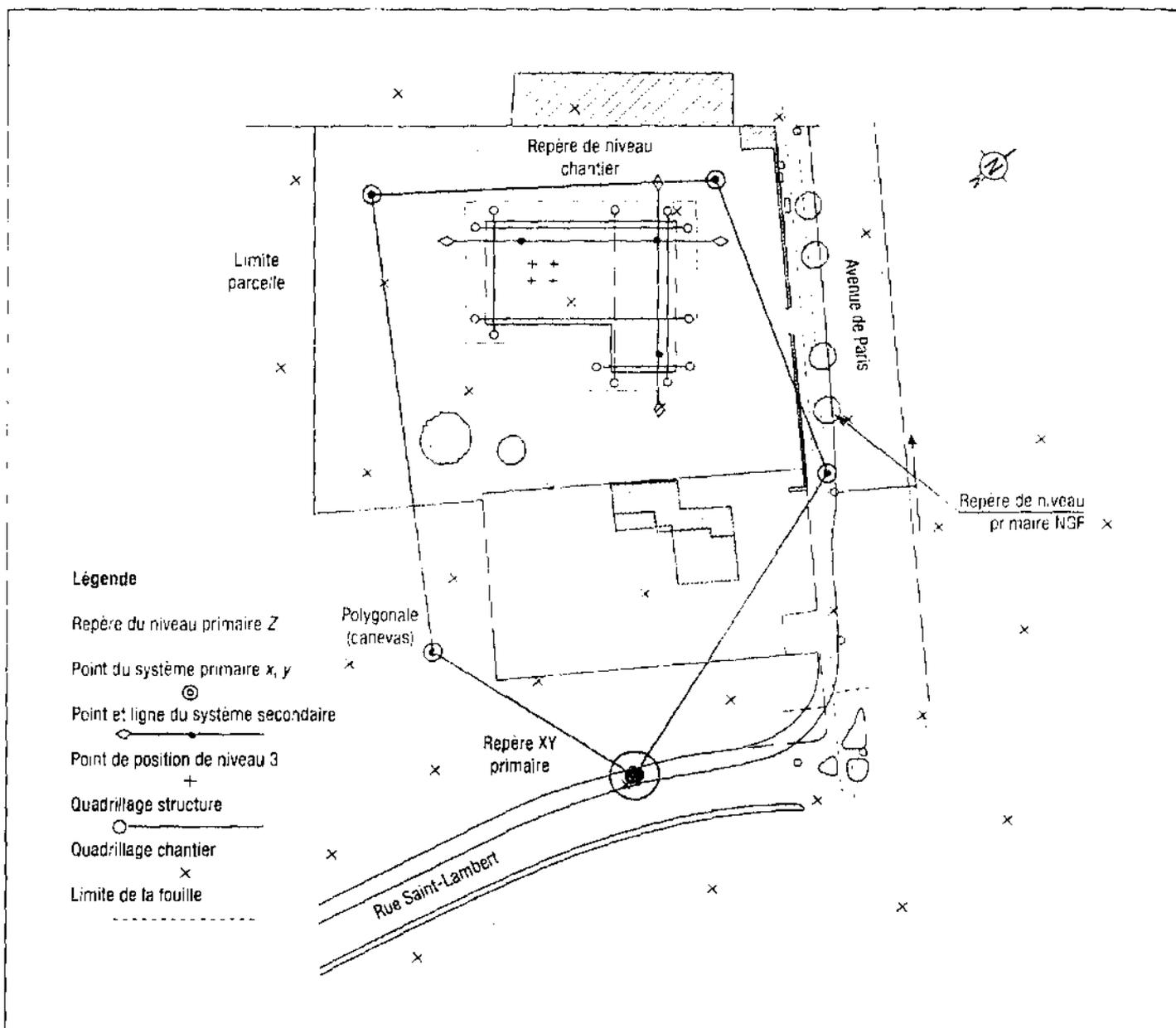


Fig. 1. Les trois niveaux de piquetage.

2. ORGANISATION DU PIQUETAGE

L'implantation d'un ouvrage consiste à établir des repères et des lignes définissant la position et le niveau des éléments de l'ouvrage à construire afin de pouvoir y faire référence au cours des travaux.

Le piquetage doit comporter un certain nombre d'observations surabondantes pour pouvoir détecter les erreurs grossières par recouplement et permettre une vérification des points implantés pendant la durée du chantier. Les points de mesure doivent être définis avec exactitude et clairement jalonnés (fig. 2). La position des points de mesure doit être choisie de manière à ne pas gêner le déroulement de la construction et à ne pas être déplacée accidentellement.

Les chaises (fig. 3 : support sur lequel on repère une ligne pour le contrôle des terrassements en fouille et le contrôle des pentes ou pour l'implantation des fondations d'une construction) doivent être situées à l'extérieur des limites de l'excavation ou des travaux routiers prévus.

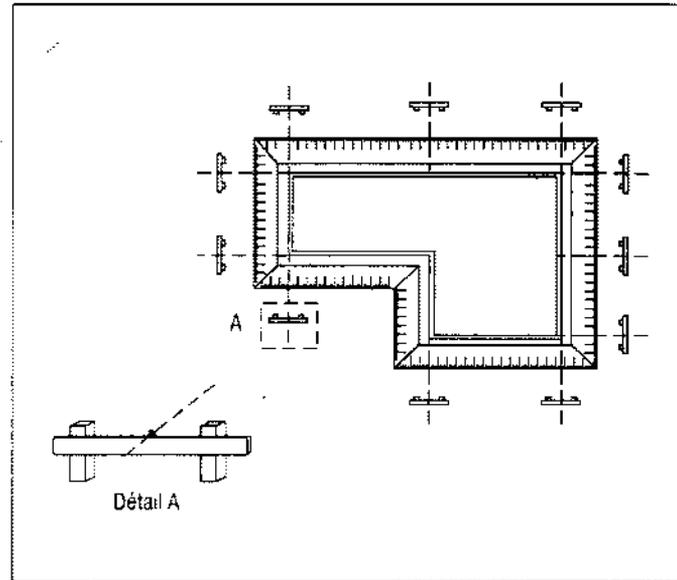


Fig. 3. Chaises d'alignement.

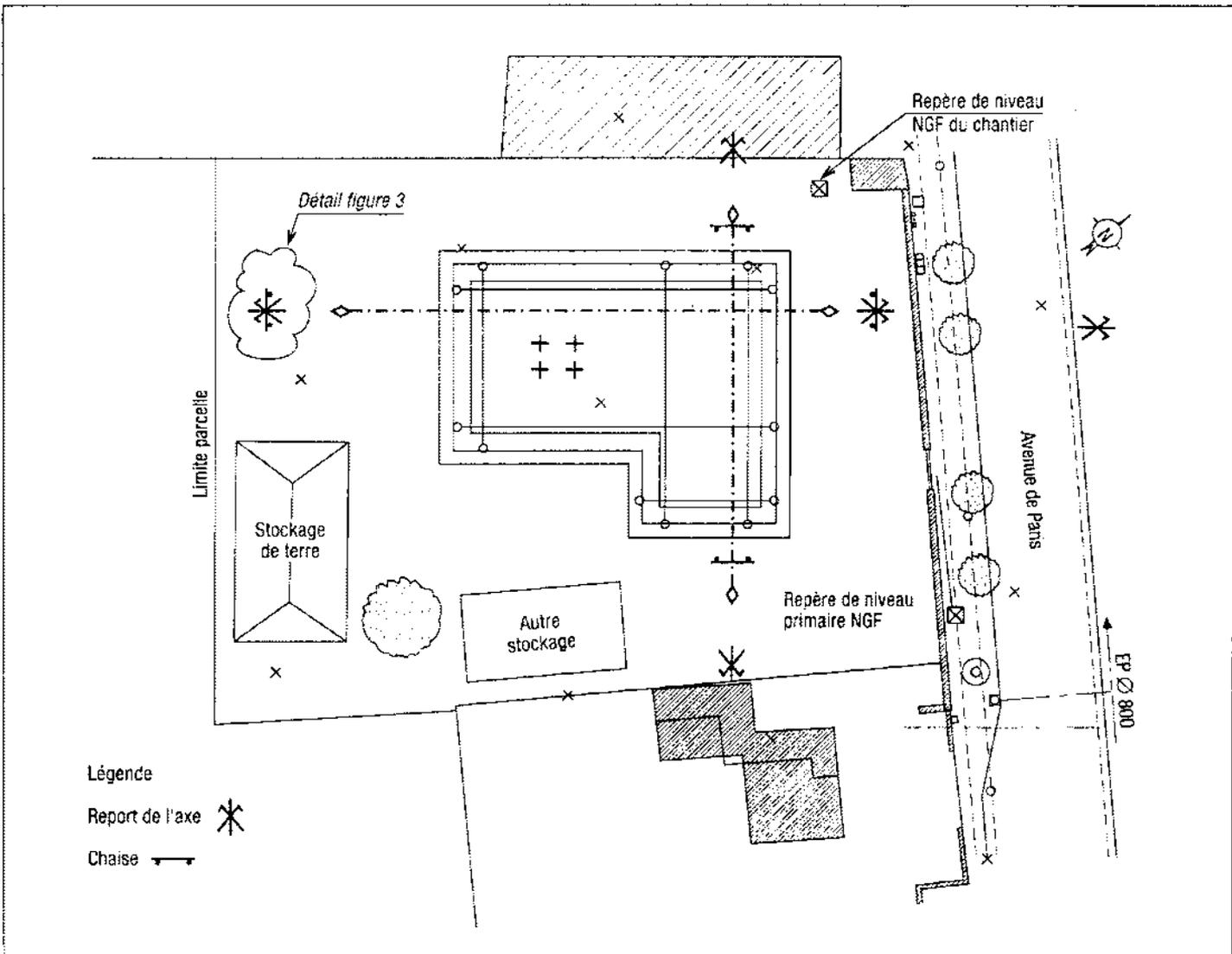


Fig. 2. Jalonnement.

Le respect de la géométrie de l'ouvrage exige que les procédures de mesurage soient réalisées par un personnel spécifique (tableau 1).

Activité de mesurage	Réseau primaire	Réseau secondaire	Points de position
Niveau	1	2	3
Effectué par	Géomètre expert	Géomètre expert ou de l'entreprise	Personne compétente de l'entreprise
Vérifié par	Maître d'œuvre		
Validé	Avant piquetage du réseau secondaire	Avant piquetage des points de position	Avant travaux de coffrage

Tableau 1. Procédure de mesurage.

Les critères d'acceptation à respecter sont donnés tableau 2.

Distance L(m), Hauteur H(m)	Tolérance (mm)
$L < 7$	± 4
$L > 7$	$\pm 1,5 \sqrt{L}$
$L < 4$	$\pm 2 K (^{\circ})$
$L > 4$	$\pm K \sqrt{L} (^{\circ})$
$H < 4$	± 3
$H > 4$	$\pm 1,5 \sqrt{H}$

*K = 10 pour un terrassement important (p. 1)
 K = 5 pour un terrassement courant (p. 1)
 K = 1.5 pour une structure

Tableau 2. Critères d'acceptation du piquetage.

Remarque : L'exactitude relative des mesures (entraxe de voile par exemple) est plus critique pour le processus de construction que l'exactitude absolue de ces points dans un système de coordonnées plus général.

3. SYSTÈME DE COORDONNÉES

Deux (respectivement trois) dimensions définissent la position de points sur une surface (respectivement dans l'espace) à l'aide de distances (coordonnées cartésiennes) ou d'angles, ou avec les deux (coordonnées polaires) par référence à des axes ou à des plans définis.

L'axe des ordonnées peut être orienté vers le Nord (vrai, magnétique...): figure 4a. L'axe z pointe vers le zénith.

Le gisement (fig. 4a) correspond à l'angle orienté sur une ligne de référence parallèle à l'axe des ordonnées (ou axe Nord) d'un système de coordonnées.

L'azimut (fig. 4a) est un angle lu sur l'appareil par rapport au zéro de l'appareil.

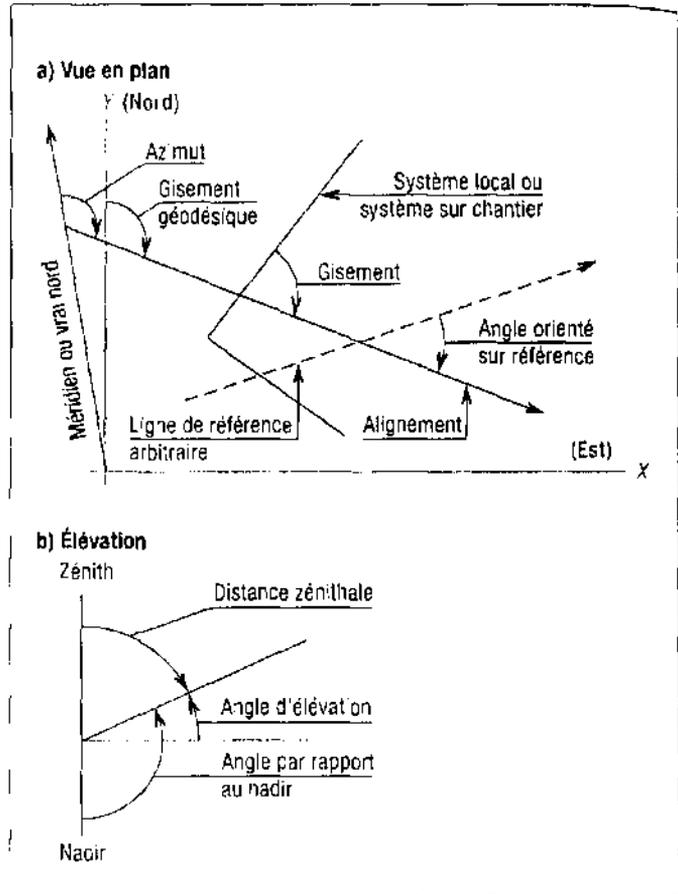


Fig. 4. Définition des angles orientés sur une référence.

Les correspondances entre les différentes unités de mesures angulaires sont les suivantes :

$$360^{\circ} = 400 \text{ gr} = 2 \pi \text{ radians}$$

$$1^{\circ} = 60' \text{ et } 1' = 60''$$

$$1 \text{ gr} = 0,9^{\circ} = 54'$$

La figure 5 illustre ces notions pour deux points.

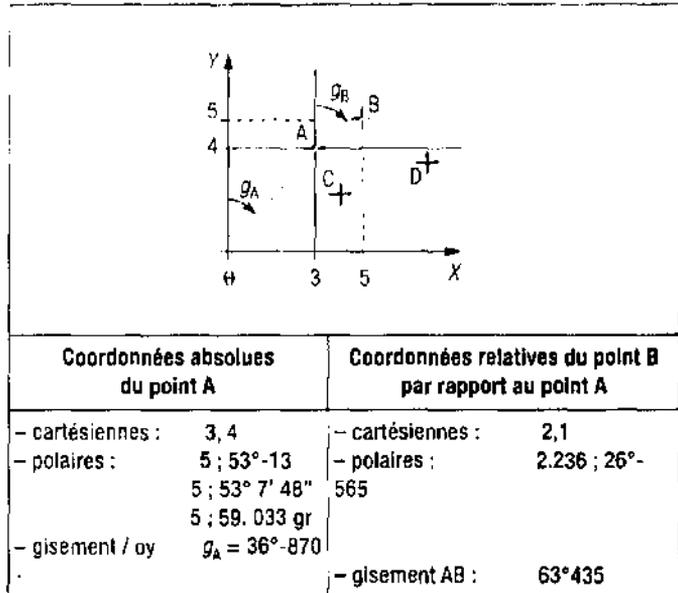


Fig. 5. Coordonnées absolues et relatives de points.

4. FORMULAIRE

Ce formulaire (tableau 3) permettra d'élaborer les calculs nécessaires aux différentes opérations (implantation, relevé...).

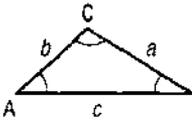
$P = \frac{1}{2} \text{ périmètre} = \frac{a + b + c}{2} \quad S = \text{Surface} = \frac{bc \sin A}{2}$ $\frac{a}{\sin A} = \frac{b}{\sin B} = \frac{c}{\sin C}$ $2P = a + b + c \quad a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cos A$	
	
<p>Si l'on connaît : on obtient :</p>	
a, B, C	$A = 180^\circ - (B + C), \quad b = \frac{a \sin B}{\sin A}, \quad c = \frac{a \sin C}{\sin A}$ $S = \frac{bc \sin A}{2} = \frac{a^2 \sin B \sin C}{2 \sin A}$
a, b, C	$A + B = 180^\circ - C, \quad \tan \frac{A - B}{2} = \frac{a - b}{a + b} \tan \frac{A + B}{2}$ $c = a \frac{\sin C}{\sin A}, \quad S = \frac{ab \sin C}{2}$
a, b, A	$\sin B = \frac{b \sin A}{a}, \quad C = 180^\circ - (A + B)$ $c = \frac{a \sin C}{\sin A}, \quad S = \frac{ab \sin C}{2}$
a, b, c	<p>Il peut y avoir deux solutions.</p> $r = \frac{S}{P} = \frac{\sqrt{(P-a)(P-b)(P-c)}}{P}$ $\tan \frac{A}{2} = \frac{r}{P-a}, \quad \tan \frac{B}{2} = \frac{r}{P-b}, \quad \tan \frac{C}{2} = \frac{r}{P-c}$ $S = Pr = \sqrt{P(P-a)(P-b)(P-c)}$

Tableau 3. Résolution de triangles quelconques.

Dans le cadre de relevés topographiques ou d'implantation de grands ouvrages (routes...), des dispositifs auxiliaires indiquent l'emplacement d'une station :

- jalon (fig. 6) : piquet mince en bois ou métal, peint en couleurs contrastées,
- jalon d'intersection (fig. 6) : jalon sur trépied,
- jalon de visée (fig. 7) : monté ou peint sur un mur.

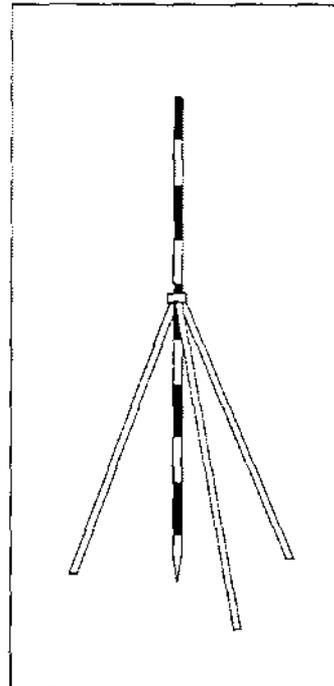


Fig. 6. Jalon (dénommé ainsi s'il est rectiligne) pour des distances comprises entre 200 et 1 000 m.

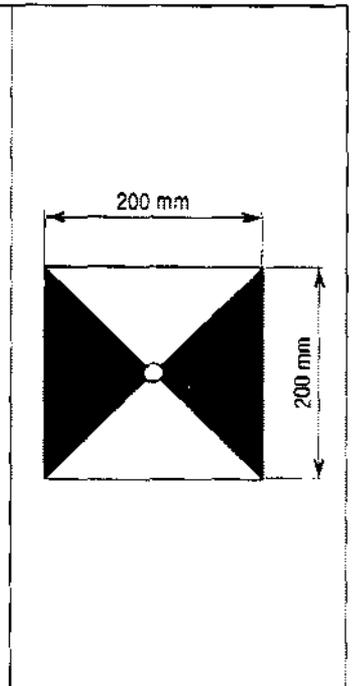


Fig. 7. Jalon de visée sur un mur pour des distances comprises entre 20 et 1 000 m.

Mesurage et instruments de mesure : le niveau

NF P 04-301-1 (NF EN 24463-1 - ISO 4463-1), NF P 04-304-1 (NF EN 28322-1 - ISO 8322-1), NF P 04-304-3 (NF EN 28322-3 - ISO 8322-3)

1. INTRODUCTION

Le mesurage appelé nivellement consiste à déterminer le niveau (ou altitude) d'un point par rapport à une référence donnée (généralement le niveau moyen de la mer) ou à mesurer une hauteur (distance verticale entre deux points). Dans ce dernier cas, on utilise des repères de nivellement, pour lesquels on connaît la hauteur au-dessus (au-dessous) d'un certain point et à partir duquel il est possible d'établir les niveaux d'autres points.

Cette opération d'altimétrie est obtenue par deux méthodes.

- **Méthode 1 : un nivellement direct ou différentiel** est effectué entre deux ou plusieurs points (fig. 1), par observation, à travers la lunette d'un instrument de mesure à axe de visée horizontal (appelé niveau), d'une mire (règle graduée pliante de 3 à 5 m de longueur) : figure 2.

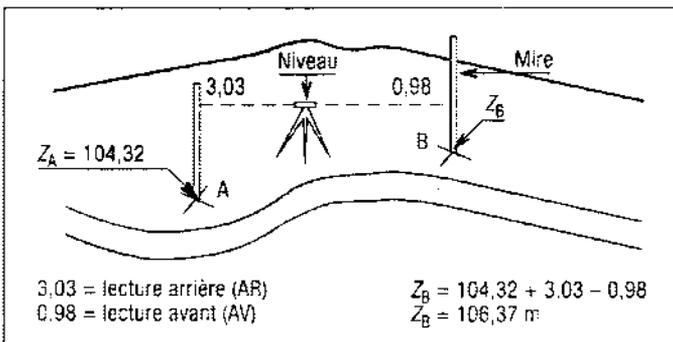


Fig. 1. Nivellement direct.

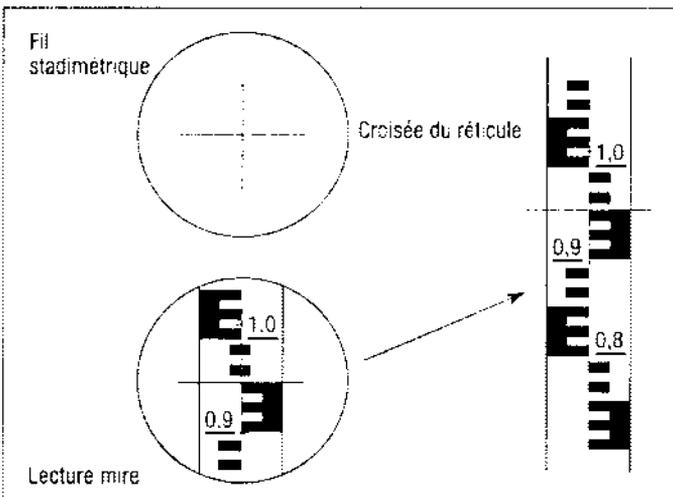


Fig. 2. Exemple de lecture de mire.

- **Méthode 2 : un nivellement indirect trigonométrique** est réalisé avec un théodolite (p. 234).

2. LES NIVEAUX

On distingue différents matériels.

- **Le niveau à lunette** : lunette et nivelle sont fixées directement sur l'axe qui les soutient.
- **Le niveau d'inclinaison** : lunette et nivelle peuvent être inclinées à l'aide d'une vis, suivant un petit angle, par rapport à l'axe du support.

- **L'instrument de compensation** : l'axe de visée est ramené automatiquement en position horizontale lorsque la lunette a été réglée sensiblement horizontalement. Éviter le terme niveau automatique, qui est réservé aux instruments à enregistrement automatique.

Remarque : La nivelle est un tube en verre scellé, presque entièrement rempli d'un liquide (alcool...), dont la surface intérieure a une forme bombée obtenue par moulage, de sorte que l'air enfermé forme une bulle qui prend différentes positions selon l'inclinaison du tube de verre.

La bulle peut apparaître limitée dans le sens longitudinal, pour que l'on puisse faire coïncider ses deux extrémités avec des repères. L'instrument est de niveau lorsque les deux extrémités coïncident exactement.

- **Les fils stadimétriques** (fig. 2) (lignes horizontales du réticule) sont utilisés pour déterminer les distances à partir d'une mire placée sur la station. La distance est obtenue en multipliant l'intervalle lu sur la mire par une constante (généralement 100).

Pour la mire lue figure 1, le résultat est le suivant :

$$d = 100 \times 0,95 = 95 \text{ m}$$

3. PRINCIPAUX MESURAGES

Un mesurage est une succession d'opérations déterminant la valeur d'une grandeur, ce qui inclut généralement les préparatifs, le calcul et la présentation des résultats.

La méthode de mesure désigne l'ensemble des opérations (ordonnées à l'avance) mises en œuvre lors de l'exécution de mesurages selon un principe donné. Une méthode de compensation des erreurs ne garantit pas l'obtention de résultats exacts, mais fournit une indication sur l'exactitude à laquelle on peut s'attendre et sur les compensations à effectuer.

Avant tout mesurage, il convient de s'assurer du bon fonctionnement et de l'exactitude du niveau en procédant à une visée sur deux points à partir d'une station centrale et d'une station quelconque entre ces points.

Remarque 1 : Une station peut être un point repéré dans l'emprise d'un bâtiment ou un composant, avec ou sans marquage, ou un point marqué dans la zone de construction. Un point sur lequel on installe l'instrument de mesure est aussi appelé station de l'instrument.

Remarque 2 : On appelle calage l'opération, effectuée par l'opérateur, consistant à amener l'axe vertical d'un appareil à l'aplomb d'un repère sur le sol ou d'un repère supérieur en utilisant un fil à plomb ou un plomb optique.

La mise en station consiste à régler l'embase de l'appareil de niveau.

4. NIVELLEMENT PAR CHEMINEMENT

À partir d'un repère de nivellement dont on connaît la hauteur au-dessus (au-dessous) d'une certaine donnée, il est possible d'établir les niveaux d'autres points, par deux méthodes.

4. FORMULAIRE

Ce formulaire (tableau 3) permettra d'élaborer les calculs nécessaires aux différentes opérations (implantation, relevé...).

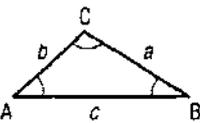
$P = \frac{1}{2} \text{ périmètre} = \frac{a + b + c}{2}$		$S = \text{Surface} = \frac{bc \sin A}{2}$	
$\frac{a}{\sin A} = \frac{b}{\sin B} = \frac{c}{\sin C}$			
$2P = a + b + c$		$a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cos A$	
Si l'on connaît : on obtient :			
a, B, C	$A = 180^\circ - (B + C), \quad b = \frac{a \sin B}{\sin A}, \quad c = \frac{a \sin C}{\sin A}$ $S = \frac{bc \sin A}{2} = \frac{a^2 \sin B \sin C}{2 \sin A}$		
a, b, C	$A + B = 180^\circ - C, \quad \tan \frac{A - B}{2} = \frac{a - b}{a + b} \tan \frac{A + B}{2}$ $c = a \frac{\sin C}{\sin A}, \quad S = \frac{ab \sin C}{2}$		
a, b, A	$\sin B = \frac{b \sin A}{a}, \quad C = 180^\circ - (A + B)$ $c = \frac{a \sin C}{\sin A}, \quad S = \frac{ab \sin C}{2}$		
a, b, c	Il peut y avoir deux solutions. $r = \frac{S}{p} = \sqrt{\frac{(P - a)(P - b)(P - c)}{P}}$ $\tan \frac{A}{2} = \frac{r}{P - a} \quad \tan \frac{B}{2} = \frac{r}{P - b} \quad \tan \frac{C}{2} = \frac{r}{P - c}$ $S = Pr = \sqrt{P(P - a)(P - b)(P - c)}$		

Tableau 3. Résolution de triangles quelconques.

Dans le cadre de relevés topographiques ou d'implantation de grands ouvrages (routes...), des dispositifs auxiliaires indiquent l'emplacement d'une station :

- jalon (fig. 6) : piquet mince en bois ou métal, peint en couleurs contrastées.
- jalon d'intersection (fig. 6) : jalon sur trépied.
- jalon de visée (fig. 7) : monté ou peint sur un mur.

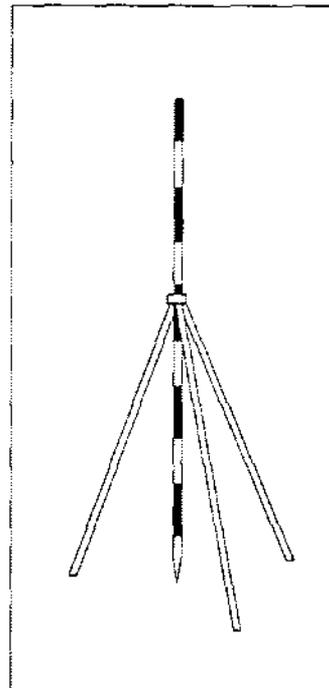


Fig. 6. Jalon (dénommé ainsi s'il est rectiligne) pour des distances comprises entre 200 et 1 000 m.

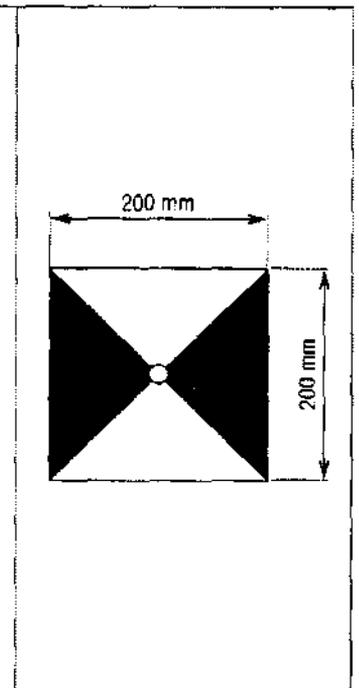


Fig. 7. Jalon de visée sur un mur pour des distances comprises entre 200 et 1 000 m.

Mesurage et instruments de mesure : le niveau

NF P 04-301-1 (NF EN 24463-1 - ISO 4463-1), NF P 04-304-1 (NF EN 28322-1 - ISO 8322-1), NF P 04-304-3 (NF EN 28322-3 - ISO 8322-3)

1. INTRODUCTION

Le mesurage appelé nivellement consiste à déterminer le niveau (ou altitude) d'un point par rapport à une référence donnée (généralement le niveau moyen de la mer) ou à mesurer une hauteur (distance verticale entre deux points). Dans ce dernier cas, on utilise des repères de nivellement, pour lesquels on connaît la hauteur au-dessus (au-dessous) d'un certain point et à partir duquel il est possible d'établir les niveaux d'autres points.

Cette opération d'altimétrie est obtenue par deux méthodes.

- **Méthode 1 : un nivellement direct ou différentiel** est effectué entre deux ou plusieurs points (fig. 1), par observation, à travers la lunette d'un instrument de mesure à axe de visée horizontal (appelé niveau), d'une mire (règle graduée pliante de 3 à 5 m de longueur) : figure 2.

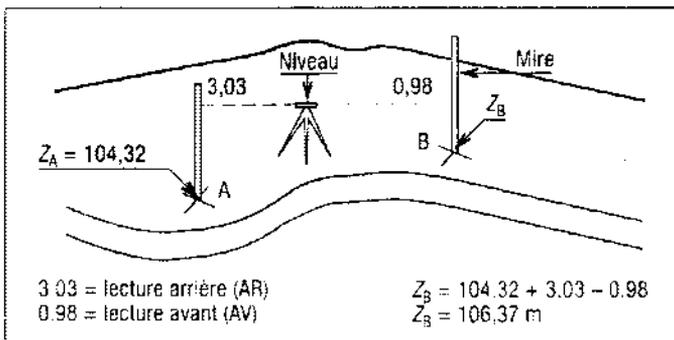


Fig. 1. Nivellement direct.

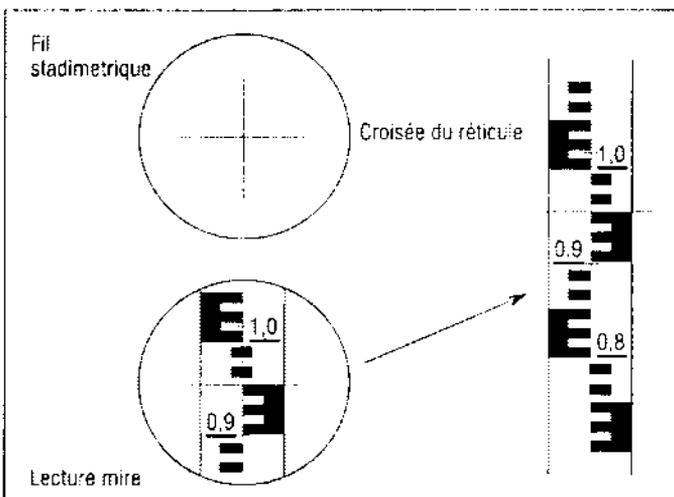


Fig. 2. Exemple de lecture de mire.

- **Méthode 2 : un nivellement indirect trigonométrique** est réalisé avec un théodolite (p. 234).

2. LES NIVEAUX

On distingue différents matériels.

- **Le niveau à lunette** : lunette et nivelle sont fixées directement sur l'axe qui les soutient.
- **Le niveau d'inclinaison** : lunette et nivelle peuvent être inclinées à l'aide d'une vis, suivant un petit angle, par rapport à l'axe du support.

- **L'instrument de compensation** : l'axe de visée est ramené automatiquement en position horizontale lorsque la lunette a été réglée sensiblement horizontalement. Éviter le terme niveau automatique, qui est réservé aux instruments à enregistrement automatique.

Remarque : La nivelle est un tube en verre scellé, presque entièrement rempli d'un liquide (alcool...), dont la surface intérieure a une forme bombée obtenue par moulage, de sorte que l'air enfermé forme une bulle qui prend différentes positions selon l'inclinaison du tube de verre.

La bulle peut apparaître limitée dans le sens longitudinal, pour que l'on puisse faire coïncider ses deux extrémités avec des repères. L'instrument est de niveau lorsque les deux extrémités coïncident exactement.

- **Les fils stadimétriques** (fig. 2) (lignes horizontales du réticule) sont utilisés pour déterminer les distances à partir d'une mire placée sur la station. La distance est obtenue en multipliant l'intervalle lu sur la mire par une constante (généralement 100).

Pour la mire lue figure 1, le résultat est le suivant :

$$d = 100 \times 0,95 = 95 \text{ m}$$

3. PRINCIPAUX MESURAGES

Un mesurage est une succession d'opérations déterminant la valeur d'une grandeur, ce qui inclut généralement les préparatifs, le calcul et la présentation des résultats.

La méthode de mesure désigne l'ensemble des opérations (ordonnées à l'avance) mises en œuvre lors de l'exécution de mesurages selon un principe donné. Une méthode de compensation des erreurs ne garantit pas l'obtention de résultats exacts, mais fournit une indication sur l'exactitude à laquelle on peut s'attendre et sur les compensations à effectuer.

Avant tout mesurage, il convient de s'assurer du bon fonctionnement et de l'exactitude du niveau en procédant à une visée sur deux points à partir d'une station centrale et d'une station quelconque entre ces points.

Remarque 1 : Une station peut être un point repéré dans l'emprise d'un bâtiment ou un composant, avec ou sans marquage, ou un point marqué dans la zone de construction. Un point sur lequel on installe l'instrument de mesure est aussi appelé station de l'instrument.

Remarque 2 : On appelle calage l'opération, effectuée par l'opérateur, consistant à amener l'axe vertical d'un appareil à l'aplomb d'un repère sur le sol ou d'un repère supérieur en utilisant un fil à plomb ou un plomb optique.

La mise en station consiste à régler l'embase de l'appareil de niveau.

4. NIVELLEMENT PAR CHEMINEMENT

À partir d'un repère de nivellement dont on connaît la hauteur au-dessus (au-dessous) d'une certaine donnée, il est possible d'établir les niveaux d'autres points, par deux méthodes.

• Méthode 1 : cheminement (fig. 3)

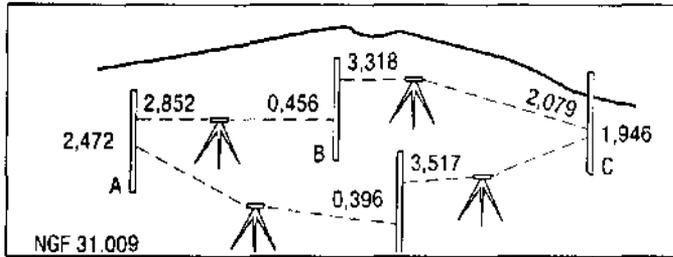


Fig. 3. Nivellement par cheminement (exemple).

L'erreur de fermeture (écart entre la valeur d'une grandeur mesurée et la valeur fixée ou théorique) tout en étant acceptable (tableau 1) est inévitable. Les divergences obtenues (tableau 2) seront compensées par un calcul.

Mesurage	Écart admissible (mm)
Entre un repère primaire et un repère secondaire	± 5
Entre un repère secondaire et un niveau de point de position	± 30
- Terrassement ordinaire	± 10
- Terrassement précis (route)	± 3
- Structure béton	

Tableau 1. Tolérances admissibles.

• Méthode 2 : rayonnement (fig. 4)

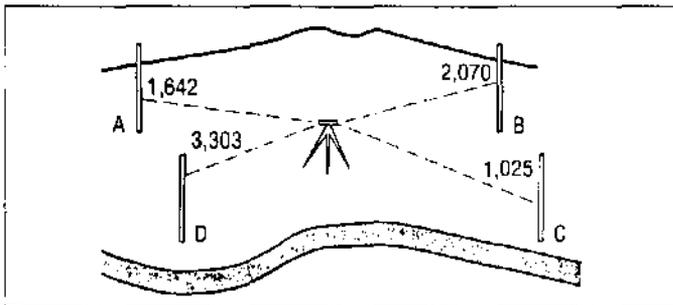


Fig. 4. Rayonnement (exemple).

Points	Lecture				dénivelés		Comp. (1)	Alt. NGF
	Stad.	AR	Stad.	AV	+	-		
A	3,264							31,009
	2,852	2,852						
	2,440							
B	3,643		0,806					33,408
	3,318	3,318	0,456	0,456	2,396		2,399	
	2,993		0,106					
C	2,416		2,435					34,650
	1,945	1,946	2,080	2,079	1,239		1,242	
	1,474		1,725					
D	0,646		3,067					33,082
	0,397	0,396	3,517	3,517		-1,571	-1,568	
	0,148		3,967					
A			2,722					31,009
		2,473	2,472			-2,076	-2,073	
		2,224						
Somme	8,512		8,524	3,635	-3,647	0,000	0,00	
Contrôle			0,012		0,012			

(1) Compensation : procédé de calcul conçu pour répartir les divergences obtenues en raison de l'existence d'observations redondantes sur les résultats des mesures effectuées conformément à certaines règles par exemple proportion par rapport aux distances, méthode des moindres carrés...

Ici, la différence « 0,012 » a été répartie à égalité sur les 4 points visés :
 $2,396 + 0,003 = 2,399$
 $-1,571 + 0,003 = -1,568$

Tableau 2. Cahier de nivellement (exemple).

Mesurage et instruments de mesure : le théodolite

NF P 04-301-1 (NF EN 24463-1 - ISO 4463-1), NF P 04-304-4 (NF EN 28 322-4 - ISO 8322-4),
NF P 04-304-3 (NF EN 28322-3 - ISO 8322-3)

1. LE THÉODOLITE

Cet instrument est muni :

- d'une lunette astronomique, dont l'axe de visée peut être déplacé aussi bien dans un plan horizontal que dans un plan vertical,
- d'échelles pour le mesurage d'angles suivant ces deux plans,
- d'un dispositif de mesure des distances horizontales.

Il est monté sur un trépied (fig. 1).

Il permet les opérations d'altimétrie (nivellement indirect) et les opérations de planimétrie (qui déterminent la position d'un point (P) dans le plan horizontal XY).

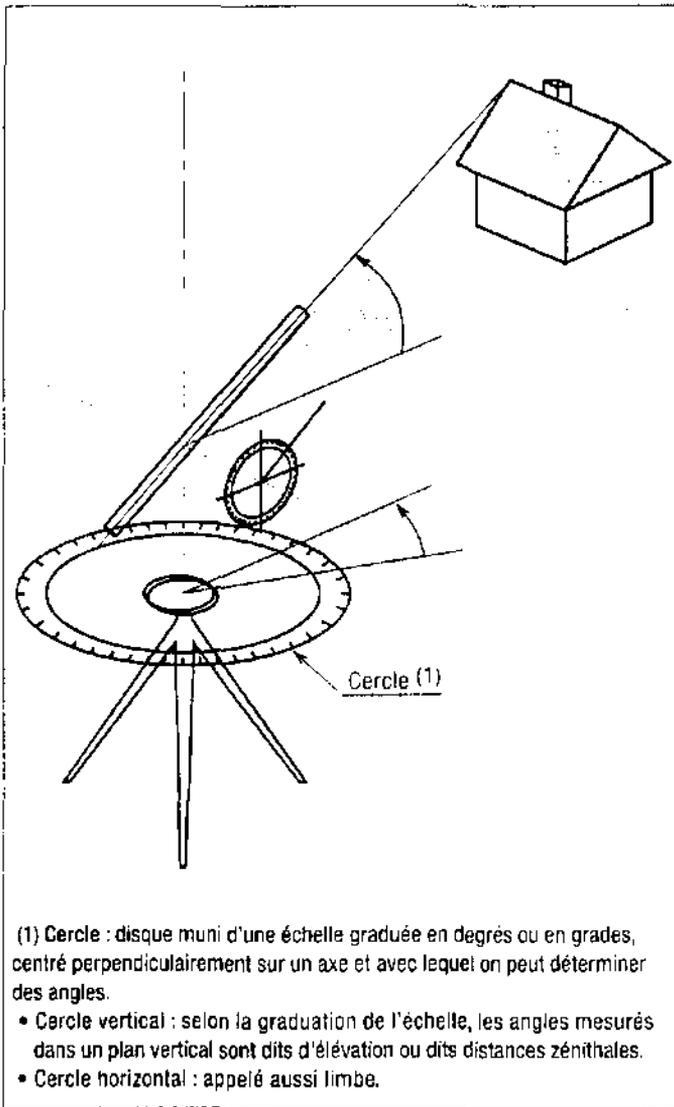


Fig. 1. Principe des lectures effectuées avec un théodolite.

2. MESURAGES

2.1 Nivellement indirect trigonométrique

- **Cas 1 :** Si le point est accessible, on détermine la différence de niveau (h) en calculant un angle (i) dans le plan vertical et en calculant une distance horizontale (L) (fig. 2).

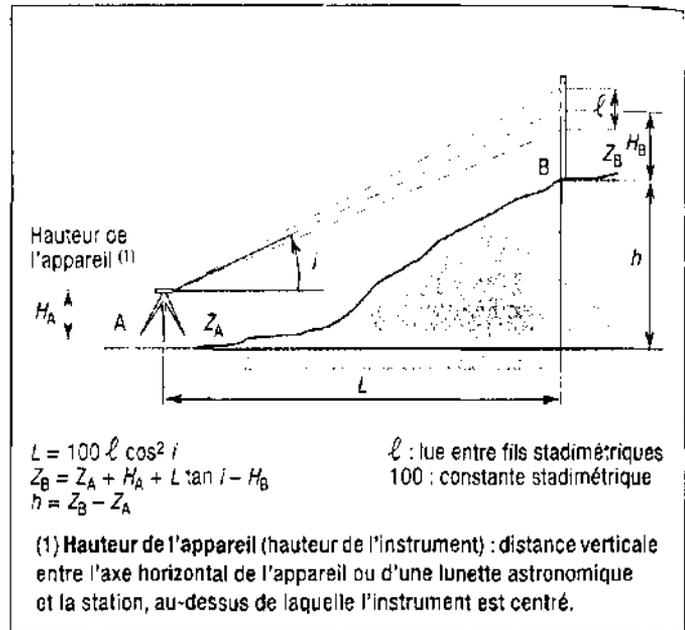


Fig. 2. Nivellement indirect : cas d'un point accessible.

- **Cas 2 :** Si le point est inaccessible, on effectue deux (voire trois) stations et on utilise la résolution de triangles quelconques (fig. 3). Cette méthode est souvent utilisée car elle est très précise.

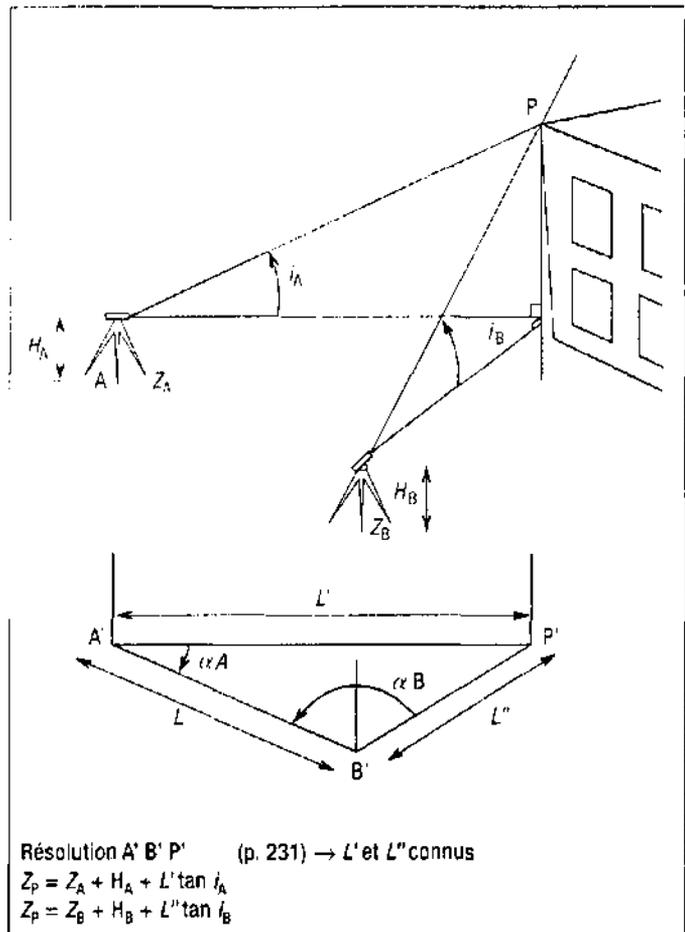


Fig. 3. Nivellement indirect : cas d'un point inaccessible.

2.2 Implantation

L'implantation, qui établit des repères et des lignes définissant la position et le niveau des éléments de l'ouvrage à construire afin de pouvoir y faire référence au cours des travaux, peut être réalisée avec un théodolite (fig. 4).

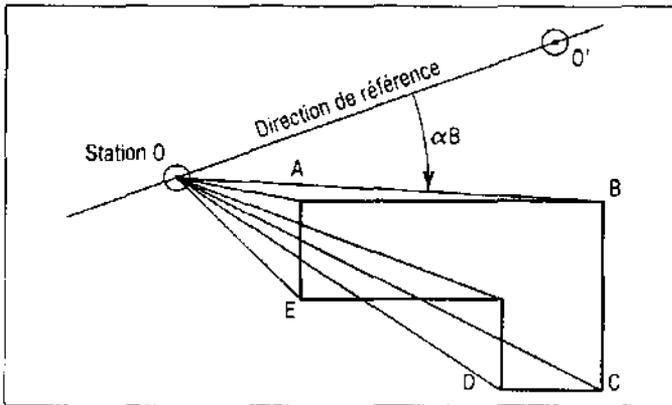


Fig. 4. Implantation par rayonnement.

2.3 Levers

Les besoins en matière de levers de bâtiments sont de plusieurs types :

Il est nécessaire de disposer de plans précis de l'existant dans le cas d'immeubles anciens à réhabiliter ou à réaménager.

Deux cas peuvent se présenter :

- les plans originaux ne sont plus disponibles ;
- des plans sont accessibles mais ils n'ont pas forcément été actualisés au fil du temps.

Il faut donc effectuer un relevé détaillé de l'immeuble dans son état actuel (à ± 1 cm), en altimétrie et en planimétrie. Ces relevés font généralement apparaître les réseaux (eau, électricité...).

Différentes techniques sont employées.

- **Lever par rayonnements** : détermination de la position d'un point existant par mesurage d'une direction et d'un angle α à partir d'une station et d'une direction de référence (fig. 5).

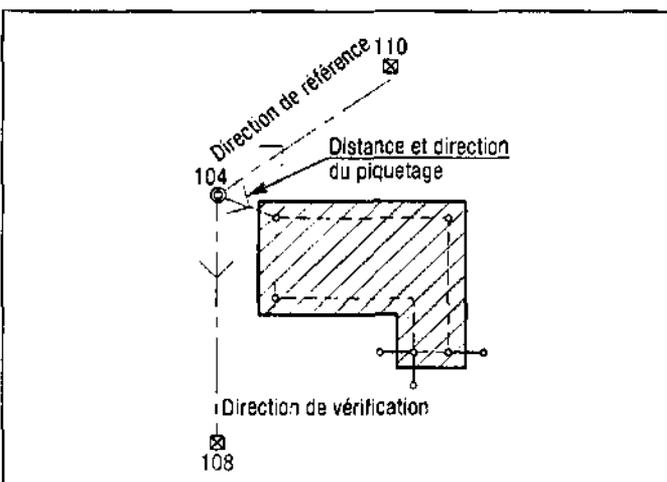


Fig. 5. Lever par rayonnements.

- **Lever (ou implantation) par intersection** : détermination de la position d'un point (P) ou implantation de sa position, par mesurage ou implantation des angles A et B à partir d'au moins deux stations A et B déterminées auparavant.
- **Lever (ou implantation) par perpendiculaire** (fig. 6) : détermination de la position d'un point (P) ou implantation de sa position, par mesurage ou implantation de deux distances :
 - l'une (d) le long d'un alignement donné (AB),
 - l'autre (e) suivant une perpendiculaire à cet alignement.

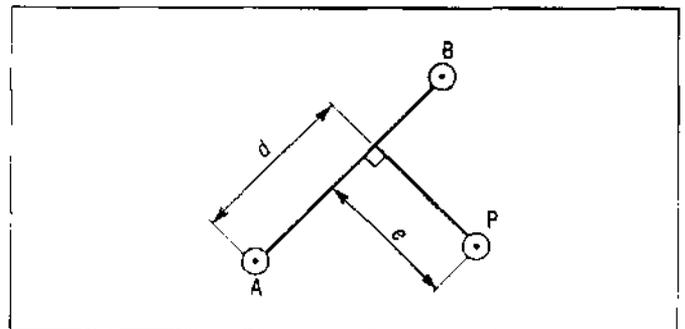


Fig. 6. Lever (ou implantation) par perpendiculaire.

- **Lever par relèvement** : détermination de la position d'un point (P) en mesurant les angles A et B à partir du point à déterminer (P) en direction d'au moins trois stations A, B et C déterminées auparavant.

Remarque : On peut aussi procéder de la manière suivante. Les calculateurs intégrés aux théodolites permettent, par relèvement, de déterminer la position du théodolite, placé sur un point assez proche du point à implanter. On peut alors en déduire les données pour implanter les points désirés.

On peut citer deux types d'appareils.

- Les Appareils Électroniques de Mesures de Distances sont capables de fonctionner sans prisme réflecteur à courte distance. Ils permettent, par exemple, des mesures d'érosion pour le suivi de surfaces de terrain dépourvues de végétation (talus de voies nouvelles par exemple), ou encore des levers de surfaces internes de tunnels, des levers d'intérieurs des bâtiments. Aujourd'hui, leur emploi est perçu comme un mètre à ruban électronique dont les performances compensent tout à fait le prix pour un emploi professionnel.
- L'emploi de repères souterrains utilisant les ondes radio permet de remonter une verticale au travers d'un plancher. Ces « BORNES RADIO » émettent un « son ». Le détecteur est formé d'une « poêle à frire ». Il « écoute » la façon dont la fréquence particulière de la borne est réémise par son environnement, ce qui permet de la retrouver et d'évaluer sa position (à ± 1 cm). Si une telle borne est plaquée au plafond d'un étage, et localisée dans le repère de cet étage, on peut généralement la détecter au niveau de l'étage supérieur. Elle permet ainsi de remonter les axes de référence d'un étage à l'autre.

Tolérances pour le bâtiment

NF P 04-303-1 (NF EN 27976-1 - ISO 7976-1), AFNOR DTU P 18-201, ADDITIF 1 (JANVIER 1999) (DTU N° 21)

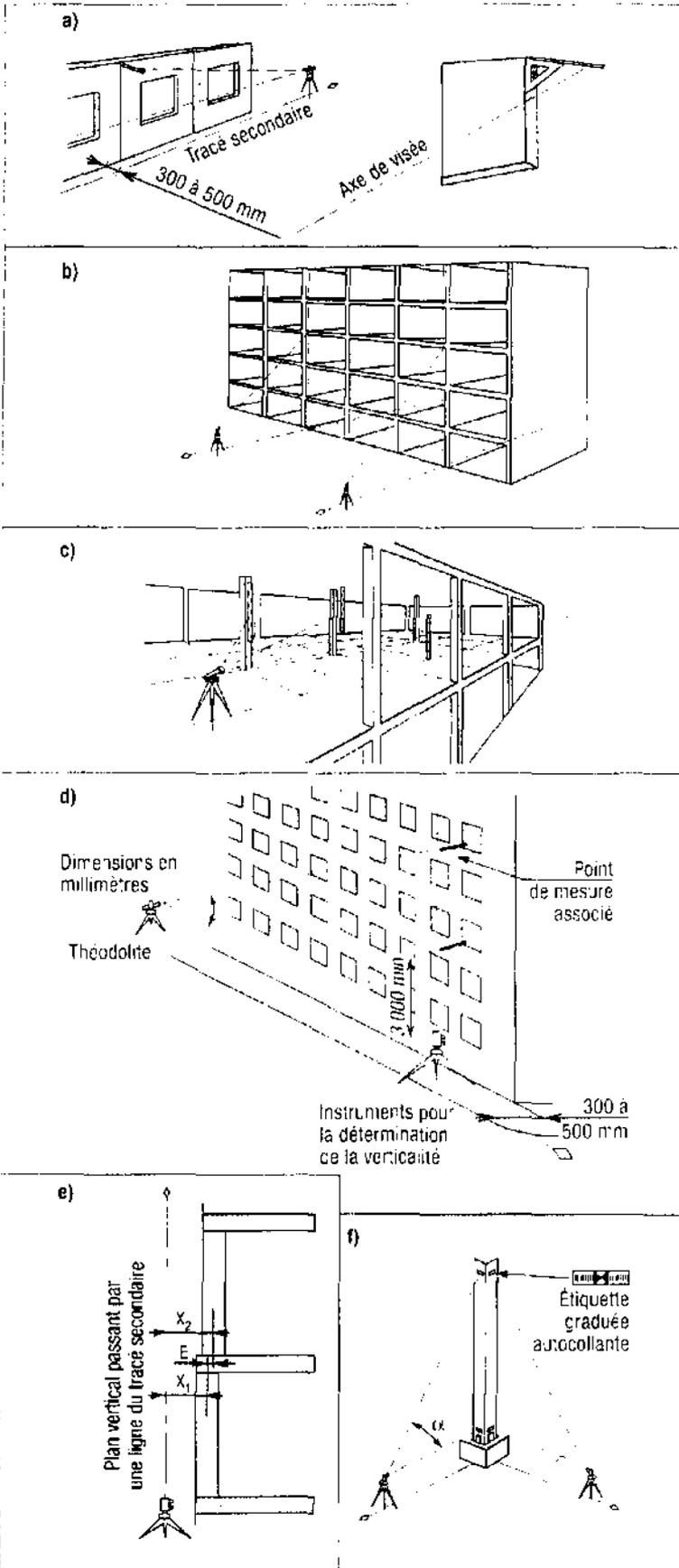


Fig.	Écart admissible pour l'objet à mesurer (mm)	Champ mesurable (m)	Instrument de mesure préconisé
Écart de position dans le plan horizontal			
- à partir d'un quadrillage de structure			
-	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Théodolite et mire ou ruban d'acier pour mesures courtes
- à partir de tracés parallèles au bâtiment			
a)	± 5	< 40 à condition que $\alpha < 50$ gr	Théodolite et mire (< 1 m)
- à partir de tracés perpendiculaires au bâtiment			
-	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Ruban d'acier étalonné
-	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Ruban d'acier étalonné et équerre
b)	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Théodolite, règle graduée et ruban d'acier étalonné
Écart de niveau (nivellement)			
c)	± 2 ± 4	< 30 < 30	Niveau avec micromètre à lames à faces parallèles et mire Niveau et mire
-	± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 30 30 à 70	Laser indicateur de surface
Écart de verticalité			
d)	± 0,05 mm/m	< 100	Instrument pour la détermination de la verticalité
e)	± 0,08 mm/m ± 1,2 mm/m ± 1 mm/m ± 1,5 mm/m	$\alpha < 5$ gr $\alpha = 50$ à 70 gr $\alpha < 50$ gr $\alpha = 50$ à 70 gr	Théodolite et ligne médiane marquée Théodolite et règle graduée ou ruban (le long de l'arête)
f)	± 3 ± 8 ± 15	< 2 < 2 2 à 6	Clinomètre Fil à plomb et règle ou ruban
Excentricité			
	± 0,5 mm/m ± 0,8 mm/m ± 1,2 mm/m ± 5 ± 10 ± 15	< 100 $\alpha < 50$ gr $\alpha = 50$ à 70 gr < 10 10 à 20 20 à 30	Viseur optique et règle Théodolite et règle Ruban d'acier étalonné et équerre

Tableau 1. Méthode de mesure et tolérances en fonction du mesurage effectué (usine, chantier).

a)	Fig.	Écart admissible pour l'objet à mesurer (mm)	Champ mesurable (m)	Instrument de mesure préconisé
Position par rapport à d'autres composants				
- écart de position horizontal				
b)	a)	± 5 ± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 5 < 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Perche graduée télescopique Ruban d'acier étalonné et règle ou ruban d'acier pour mesures courtes
-	-	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Théodolite, règle graduée et ruban d'acier étalonné
-	b)	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Ruban d'acier étalonné
-	-	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Ruban d'acier étalonné et équerre
- écart de position vertical				
a)	a)	± 5	< 5	Perche graduée télescopique ou ruban d'acier sur l'enrouleur
c)	c)	± 5	< 5	Niveau et mire
d)	d)	± 8	< 100	Appareil de mesure à train d'ondes
b)	b)	± 5 ± 10 ± 15 ± 20	< 10 10 à 20 20 à 30 30 à 50	Ruban d'acier étalonné
Planéité, rectitude, contre-flèche				
-	se reporter page 155			
Autres écarts importants				
- profondeur d'appui				
e)	e)	± 6	< 200	Ruban d'acier pour mesures courtes
- largeur de joint				
-	-	± 0,5 ± 2 ± 5	Toutes dimensions joint < 30 mm joint < 30 mm	Pied à coulisse pour mesurage interne Coin gradué gabarit « passe-passe-pas » Ruban d'acier pour mesures courtes
- désaffleurement à un joint				
f)	f)	± 5	joint < 30 mm	Règles graduées

Tableau 2. Méthode de mesure et tolérances en fonction du mesurage effectué (usine, chantier).

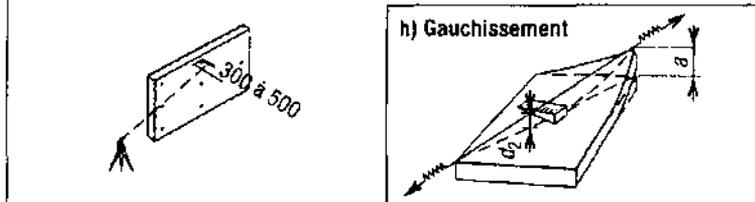
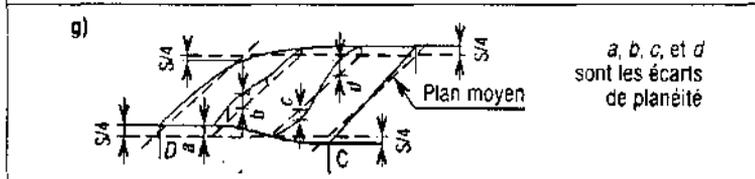
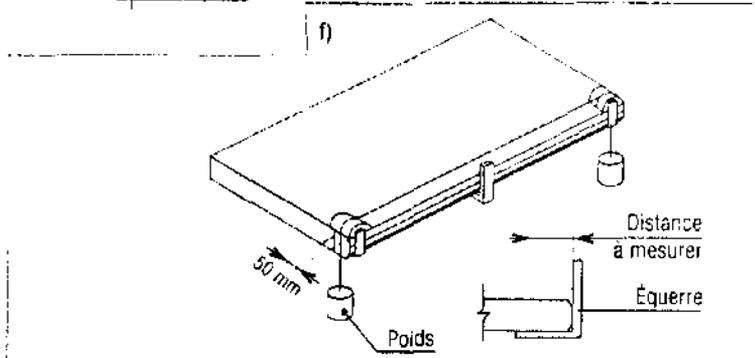
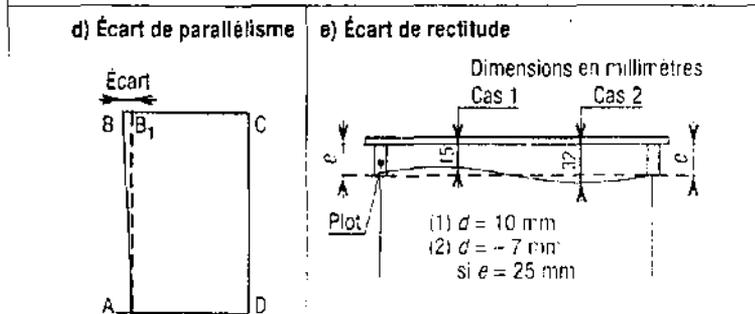
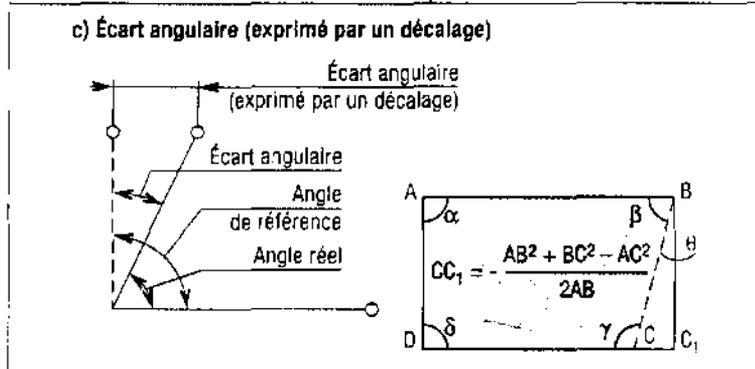
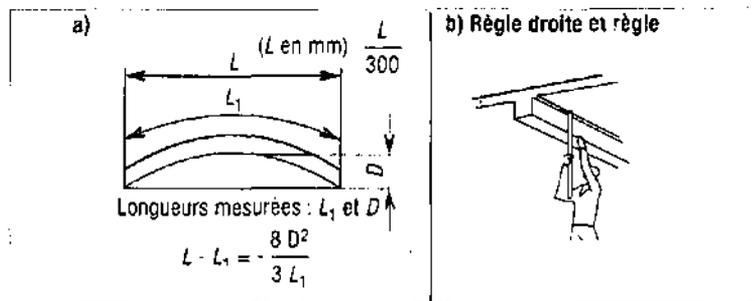


Fig.	Écart admissible pour l'objet à mesurer (mm)	Champ mesurable (m)	Instrument de mesure préconisé
Longueurs, largeurs et épaisseurs (p. 155)			
a)	3	< 1	Ruban d'acier
	3	< 3	(mesures courtes)
	5	3 à 10	Ruban d'acier étalonné
b)	0,5	< 0,1	Pied à coulisse
	1	0,1 à 0,5	
	2	0,5 à 2,0	
	3	< 1	Ruban d'acier (mesures courtes)
	5	< 0,5	Règles graduée et deux jalons à voyant
Écart angulaire, écart de parallélisme			
c)	± 4	< 1,2	Équerre
	± 5 mm/m	< 30	Ruban d'acier étalonné
	± 7	< 30	Instrument optique
d)	± 2	< 2	Pied à coulisse
	± 3	< 3	Ruban d'acier étalonné
	± 5	3 à 10	
	± 5	< 3	Règle graduée
Écart de rectitude et contre-flèche (p. 155)			
e)	± 2	< 3	Coin gradué (< 30 mm), règle droite et repères d'angle
e)	± 3	< 3	Règle droite et repères d'angle
-	± 2	< 2	Coin gradué (< 30 mm),
	± 4	2 à 5	fil d'acier ou de nylon (< 10 m)
	± 8	5 à 10	et repères d'angle
f)	± 3	< 2	Règle et fil d'acier (de nylon)
	± 5	2 à 5	et repères d'angle
	± 10	5 à 10	
Planéité et gauchissement (AFNOR DTU P 18-201 : p. 155)			
g)	± 2	< 3	Règle droite et coin (< 30 mm)
	± 3	< 3	Règles droites
	± 2	< 2	Fil (< 10 m) et coin (< 30 mm)
	± 4	2 à 5	
	± 2	< 3 x 6 m	Niveau ou théodolite et mire à micromètre à lame à faces parallèles
	± 4	< 3 x 6 m	Niveau ou théodolite et mire
	± 3	< 2	Fil (< 10 m) et règle ou ruban d'acier sur enrouleur
	± 5	2 à 5	
h)	± 4	< 3 x 6 m	Théodolite ou niveau
	± 5	< 3 x 6 m	Fil (< 10 m) et coin gradué (< 30 mm)
-	± 3	10 à 200 mm entre la structure et le composant	Structure d'acier et calibres ou règles (Volume enveloppe)

Tableau 3. Méthode de mesure et tolérances en fonction du mesurage effectué (chantier uniquement).

INDEX

pages	Français	Anglais	Allemand
A			
106	Adjuvant	Admixture (Additive concrete)	Zusatzmittel
135	Aiguille vibrante	Vibrating poker (Internal vibrating equipment)	Innenrüttler
232, 234	Altimétrie	Altimetry	Höhenmessung
24, 101 et 117	Analyse granulométrique	Granulometry analysis	
92	Ancre (de levage)	Anchor	
230	Angle	Angle	Winkel
194, 200	Appui	Support	Stütze
51	Arase de terrassement		
94, 165, 176	Armatures	Reinforcement	Betonarmierung
25	ATTERBERG (limite d')	ATTERBERG'S limits	ATTERBERG-Grenzen
230	Azimut	Azimuth	Azimut
B			
163	Banche	Wall form (for concrete)	Wandschalung für Beton
224	Baraquement	Site hut	
159	Bastaing	Batten	
132	Benne distributrice à béton	Concrete waggon	Betonkübel
98, 101, 109, 114	Béton	Concrete	Beton
112	Béton de fibres	Fibre reinforced concrete	Fahrbetonmischer
111	Béton à hautes performances	High performance concrete	
126	Bétonnière	Mixer	Betonmischer
126, 131	Bétonnière portée (camion malaxeur)	Truck-mixer	Fahrbetonmischer
109	Béton prêt à l'emploi (BPE)	Ready-mix(ed) concrete	Im Werk hergestellter Transportbeton
10	Blindage	Timbering ; Casing-shield	Abschirmung
158	Bois massif	Solid wood	Massivholz
27, 34	Bouteur	Tractor-dozer	Anforderungen für Planiermaschinen
5	Brise roche hydraulique (BRH)	Hydraulic rock breaker	Gesteinbrecher
C			
180, 182, 195	Calepinage	Working drawings	
35 à 37	Camion	Truck	Lastwagen
75, 83	Caractéristiques techniques	Technical data	Technische Daten
24	CBR	Californian bearing ratio	
127	Centrale à béton	Mixing and batching concrete plant	Fertigbetonwerke
234	Cercle	Circle	Kreis
229	Chaise	Corner of intermediate profile board ; setting out peg ; Batterboard ; Offset board	Schnurgerüst ; Schnurbock
27, 31	Chargeuse	Loader	Lader
27, 33	Chargeuse-pelleteuse	Backhoe loader	Schürfläder
35, 39, 69	Charge utile	Pay load	Last
48	Chaussée	Pavement	Fahrbahnen
98, 103	Ciment	Cement	Zement
1, 221	Chantier ; Site	Jobsite	Baustelle
232	Cheminement		
159	Chevron	Rafter	
8, 21, 24	Classification des sols	Classification of soils	Bodeneinstufung
151	Coffrage	Formwork ; Shuttering	Schalungsträger
44	Compactage	Compacting	Verdichtung (-en)
44	Compacteur	Compactor (compaction machine)	Verdichter
114	Composition de béton	Concrete mix	Betonzusammensetzung
159	Contreplaqué (panneau de)	Plywood	Sperrholz
228	Coordonnées (système de)	Co-ordinate system	Koordinatensystem
233	Correction	Correction	Korrektion

pages	Français	Anglais	Allemand
53	Couche de forme	Capping layer	Strassenunterbau
220	Courbe de chute		
24, 101, 117	Courbe granulométrique	Grading curve	Sieblinie
78, 85, 90	Crochet de levage	Lifting hook	Lasthaken
65	Cubature	Volume measurement	
40, 203	Cycle (durée d'un)	Cycle time	
203	Cyclage (rotation) de coffrages	Formworks planning	Schalungsplanung
D			
179, 183	Dalle alvéolée	Hollow core element	Hohlplattendecken
179, 185	Dalle en béton armé	Reinforced concrete slab	Bodenplatte aus Stahlbeton
7	Déblai	Excavated material ; Spoil	Aushub
3	Démolition	Demolition	
90	Douille (de levage)		
E			
138	Échafaudage	Scaffolds	Gerüst
7, 10	Écran de soutènement	Retaining screen	Stützwand
41	Efficience d'un engin	Efficiency of a machine	
85, 89	Élingue	Transfer cable ; Sling chain ; Rope sling	Anschlagkette
166	Enrobage	Coating ; Covering	Betonummantelung
179, 180	Entrevois	Hollow-block	Einschub
100	Environnement agressif	Agressive medium	
	Équipement de chantier	Building site equipment	Baustelleneinrichtungen
25, 102	ES (équivalent de sable)		
185, 189, 192	Étal de plancher (télescopique)	Metal floor (telescopic) props	Deckenstütze
185, 189, 192	Étalement	Shoring	Abstreifung
F			
94	Fabricage	Manufacture	Bearbeitung
215, 219	Filet de sécurité	Safety nets	Sicherheitsnetz
39	Foisonnement	Bulking	
7	Fouille	Excavation	Aushubstelle
191, 194	Fourche	Head	Kopf
G			
35	Gabarit de transport		
215, 216	Garde-corps métallique provisoire de chantier	Temporary metallic building site railings	Befehlsgeländer aus Stahl für Baustellen
53, 109	Gel	Frost	Frost
	Génie civil	Civil engineering	Bauwesen
230	Gisement	Oriented direction	Orientierungsrichtung
230	Grade	Gon	
21, 24, 101	Granulat	Aggregate	Kornchen, Zuschlag, Granulat
21, 24, 101, 114	Granulométrie	Particle size	Korngrößenbestimmung
69, 72	Grue à tour	Tower crane	
69, 82	Grue mobile	Mobile crane (Self-powered crane)	Turmdrehkran
28, 32, 42	Godet	Bucket	Mobilkran
H			
78	Hauteur sous crochet	Height under hook	Hubhöhe (Reichweiten)

pages	Français	Anglais	Allemand
I			
228 221	Implantation Installation de chantier	Setting out ; Layout (in USA) Building site layout	Abstecken Baustelleneinrichtung
L			
85, 90, 176, 182 98, 103	Levage (boucle de) Liant hydraulique	Lifting sling Hydraulic binder	Hebeschild Hydraulische Bindemittel
M			
159 126 166 8, 39 232 232, 234 38 15	Madrier Malaxeur Mannequin Masse volumique Mire Mise en station Moto-basculeur Mur contre terre	Beam Forced action mixer Density Levelling staff ; Level rod (in USA) Centring an instrument Site carrier (site dumper) Wall against earth	Mischer Dichte Nivellierlatte Zentrieren des Instruments Baustellentransporter Stützmauer
N			
232 228 232 V 1, 192	Niveau (appareil) Niveau (altitude) Nivellement Norme Note de calcul	Levelling instrument Level ; Elevation (in USA) Levelling Standard Design notice	Nivellierinstrument Absolute Höhe ; Nivellier ; Niveau Einwägen ; Nivellieren Norm Berechnungsnote
O			
85 et 89 98, 106, 110, 116, 121	Organe de préhension Ouvrabilité	Load handling service Concrete consistency	Betonkonsistenz
P			
87 176 10 152, 154, 157, 160 28 10, 157 179 228 1 213, 217	Palonnier Panneau préfabriqué Paroi berlinoise Peau (de coffrage) Pelle hydraulique Poussée Plancher Planimétrie Plannigramme Plate-forme de travail en encorbellement	Lifting beam Precast panel Berlin (building system) wall Sheating Hydraulic excavator Floor Plane survey Planning Overhanging work platforms	Traversen Vorgefertigte Platte Berliner Wand Schalhaut Hydraulikbagger Boden Lagemessung Anladende Arbeitsbühne

pages	Français	Anglais	Allemand
133	Pompe à béton	Concrete pump	Betonpumpe
155, 160, 192	Portée	Span	Tragweite ; Auflagefläche
69, 72, 82	Portée (de grue)	Crane working radius	Radiusausladung
170	Poteau	Column	Pfosten
179, 180	Poutrelle	Girder ; Joist	Träger
161, 185, 195	Poutrelle industrialisée pour l'étalement et le coffrage	Industrialized members for shoring and shuttering (timber formwork beam)	Industrialisierte Absteif- und schalungsträger (Holzschalungsträger)
179, 182	Prédalle	Shuttering floor	Stab Vorplatte
24	Proctor (essai)	Proctor	Proctorprüfung
59	Profil en long		
58	Profil en travers		
54	PST : Plate-forme supérieure de terrassement		

R

18	Rabattement de nappe	Dewatering	
234	Rabattement (levé, implantation)	Polar method	Polarmethode ; Polarverfahren
136	Règle vibrante	Vibrating screeder	Rüttelbohlen
7, 21, 58	Remblai	Backfilling material	
7, 10, 17	Reprise en sous-œuvre	Underpinning	
232	Réticule	Reticule plate (cross air plate)	Strichplatte
34	Rippeur	Ripper	
18	Route	Road	Straß

S

34	Scarificateur	Scarifier	
123	Scléromètre		
78, 211, 215	Sécurité (sur chantier)	Safety (on site)	Sicherheitsvorschriften
125	Silo	Silo	Faltbühne (Baustelle)
8, 21, 24, 39, 55, 62	Sols	Soils	Silo
7, 10	Soutènement	Retaining (wall)	Boden
153, 176	Stabilisateur métallique réglable à double effet (etai)	Double acting adjustable metallic stabilizer	Abstützung
69, 73 et 83	Stabilité (des grues)	Crane stability	Doppelwirkende einstellbare Stahlstützen

T

7, 58, 65	Talus (en déblai/remblai)	Cutting Embankment slope	
1, 65	Terrassement	Earth-moving (earthwork, banking)	Erdarbeiten
234	Théodolite	Theodolit ; Transit (in USA)	Theodolit
9, 155, 236	Tolérance	Tolerance	Toleranz
35, 37	Tombereau	Dumper	
228	Topométrie	Surveying	Kipper
185, 197	Tour échelle	Lader tower	Geodärie, Vermessen
185, 198	Tour d'étalement	Metallic shoring tower	
49	Trafic	Traffic	Metallasturm
10, 14	Tranchee blindée		
215, 216	Trémie	Hopper ; Funnel	Bunkeraufnahmetrischer
132	Trémie agitatrice (d'attente)	Agitating hopper	Faltbein
191	Trépied	Folding tripod	

pages	Français	Anglais	Allemand
U			
230	Unités	Units	Einheiten
V			
21, 25	VBS (valeur de bleu de méthylène d'un sol)	Methylene blue value of a soil	Methylenblauwert eines bodens
135	Vibration	Vibrating action (Vibration)	
79	Voie de grue	Crane runway	
10, 163, 172, 174, 176	Voile	Wall	Wand
10, 15	Voile masque	Mask wall	Verdeckte Wand

Principaux ouvrages de référence cités (hors documents AFNOR)

- **AFNOR NATHAN**
Précis de Bâtiment
Précis de Structures de Génie Civil

- **ANAH**
Guide du diagnostic des structures

- **CRAMIF (Service prévention)**
Directives et recommandations adoptées par le comité technique national (et/ou régional) des industries du bâtiment et des travaux publics)

- **ÉDITIONS LÉGISLATIVES**
Dictionnaire permanent Construction

- **EDF-GDF et ANAH (Agence Nationale pour l'Amélioration de l'Habitat)**
Connaissance de l'habitat existant en Île-de-France

- **FNB**
Guide pour l'établissement des prix des travaux de bâtiment (éd. SEDIMA)

- **FNTP**
Répertoire et caractéristiques des principaux matériels de génie civil
(édité par le Centre de l'industrie française des travaux publics)

- **LAYHER/TECHNO NATHAN**
L'échafaudage

- **OPPBTB**
Guide pratique « Etalement des planchers de bâtiment »
Guide pratique « Etalement en génie civil »
Guide pratique « Coffrages du bâtiment »
Guide pratique « Traitement et dépose de l'amiante en place »

- **OUTINORD/TECHNO NATHAN**
Le coffrage métallique

- **SCHWING**
Béton pompable et pompes à béton : un manuel pour le pompage du béton
(par Karl-Ernst V. Eckardstein)

- **SETRA-LCPC**
Guide Technique « Réalisation des remblais et des couches de forme » (paru en 1992)
Catalogue des structures types de chaussées neuves (paru en 1998)
Chaussées en béton : guide technique

• ADETS

Association technique pour le Développement et l'Emploi
des Treillis Soudés
2, rue Logelbach
75017 Paris
Tél. : 01 47 64 51 44
Télécopie/Fax : 01 47 64 51 46

• AFNOR

Association Française de Normalisation
33, place des Corolles
92400 Courbevoie
Tél. : 01 42 91 55 55
Service minitel : 3616 Code AFNOR

• CEBTP

Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics
Domaine de Saint-Paul
BP 37
78470 Saint-Rémy-les-Chevreuses
Tél. : 01 30 85 24 00 et 30 85 23 91
Télécopie/Fax : 01 30 85 24 30

• CSTB

Centre Scientifique et Technique du Bâtiment
4, avenue Recteur Poincaré
75016 Paris
Tél. : 01 40 50 28 28

• CIMBéton

Centre d'Information sur le Ciment et ses Applications
7, place Défense
92974 Paris La Défense
Tél. : 01 55 23 01 00

• CNAM Paris

Caisse Nationale d'Assurance Maladie
66, rue Ourcq
75019 Paris
Tél. : 01 40 36 64 04

• CRAMIF

Caisse Régional d'Assurance Maladie d'Île-de-France
17, avenue de Flandres
75019 Paris
Tél. : 01 40 05 32 64
Télécopie/Fax : 01 40 34 24 41
Service minitel : 3614 CRAMIF

• FNB

Fédération Nationale du Bâtiment
33, avenue Kleber et 9, rue de Pérouse
75016 Paris
Tél. : 01 40 69 51 00
Télécopie/Fax : 01 45 53 58 77
Service minitel : 3614 FNB

• FNTP

Fédération Nationale des Travaux Publics
3, rue de Berri
75008 Paris
Tél. : 01 44 13 31 44
Télécopie/Fax : 01 45 61 01 47

• INRS

Institut National de Recherches sur la Sécurité (pour la
prévention des accidents du travail et des maladies
professionnelles)
30, rue Olivier Noyer
75860 Paris Cedex 14
Tél. : 01 40 41 30 00

• LCPC

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre
75732 Paris Cedex 15
Tél. : 01 40 43 50 00
Télécopie/Fax : 01 40 43 54 98

• MTPS

Syndicat National des Industries d'Équipement
39, rue Louis Blanc
92400 Courbevoie
Tél. : 01 47 17 63 20

• OPPBTP

Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et des
Travaux publics
- Comité national
Tour Amboise 204, rond-point du Pont-de-Sèvres
92516 Boulogne-Billancourt Cedex
Tél. : 08 03 03 50 50
- Centre Pierre-Caloni
74, rue du Petit-Pont
45800 Saint-Jean-de-Braye
Tél. : 05 38 71 92 92
Télécopie/Fax : 02 38 71 92 71

• SETRA

Service d'Études techniques des Routes et Autoroutes
(Centre de sécurité et des techniques routières)
46, avenue Aristide-Briand
BP 100
92223 Bagneux Cedex
Tél. : 01 46 11 31 31
Télécopie/Fax : 01 46 11 31 69

Nota : les adresses INTERNET de ces organismes sont
accessibles sur le site :
<http://lyc-du-batiment-saint-lambert.scola.ac-paris.fr>

Nous tenons à remercier toutes les sociétés qui nous ont aidés dans notre recherche documentaire et qui nous ont donné l'autorisation de reproduire ces documents :

Alimak : 71-7a

Artéon : 92-14 et 15 ; 93-16

Bergerat monnoyeur : 5-3 ; 28-4 ; 29-8 ; 30-10 et 11 ; 32-13 ; 34-16 et 17 ; 35-1 ; 37-5 ; 44-1 ; 45-3 à 5

Cadconsult : 222-1 (Dessin réalisé à l'aide du progiciel METHOCAD)

Coffral : 215-1

Delmag France : 44-2

Doka France : 44-2

Doka Industries GmbH : 152-2 ; 174-1 à 3 ; 175-4 et 5 ; 177-3 et 4 ; 185-2 ; 186-3 et 4 ; 187-5 et 6 ; 188-1 et 2 ; 191-2 et 3 ; 195-3 ; 196-5 à 7

Entrepose échafaudages : 6-5 ; 138-2

Ernig : 87-7 ; 88-3

Etem Groupe Altrad : 199-5 à 8

FDI Sambron : 38-7

FTS (France Travail Sécurité) : 88-8

FURUKAWA : 30-12

Haemmerlin : 71-7b

Halfen : 91-9 et 12 ; 92-12 et 13

Haulotte : 71-8

Hiab-foco : 70-4

Hilti : 4-1

Imer : 127-6 ; 128-3 et 7

JCB : 70-5

JCR Équipements : 224-2 ; 225-6 à 8

Layher : 142-10 à 12

Liebherr : 28-5 ; 82-3

Marrel : 27-2 ; 36-3 et 4 ; 37-6

Mills : 162-11 ; 198-4 ; 200-9 à 12 ; 201-13 à 16 ; 202-17

Outinord : 163-1 ; 166-3 ; 167-12 et 16 ; 168-17 et 18 ; 169-20 à 22 ; 172-2 ; 205-5 ; 217-7 et 8 ; 219-9

Peiner : 74-6

Peri : 155-2 et 3 ; 178-5

Plakabéton : 91-1 ; 95-6 ; 96-8 ; 97-9

Potain : 69-1 ; 73-3 ; 75-8 et 9 ; 79-12 et 13 ; 80-14 à 16

Profano : 165-5 ; 166-7

PTC : 135-1 et 2

R.Husson et Cie : 153-3 ; 162-17 ; 165-3 à 6 ; 167-15 ; 170-1 ; 197-1 ; 198-3 ; 217-6 ; 220-11

Rector : 180-1 et 2 ; 181-4 et 5 ; 183-1, 2 et 3

Rennepont : 190-1 ; 191-2 ; 210-2 à 4

Ricard : 151-1 ; 167-13 ; 170-12 ; 188-4

Roltech : 160-15 et 16

Sécatol : 132-4 et 5

Setra-LCPC :

- Extraits du guide technique « Réalisation des remblais et des couches de forme » : 21-1 ; 22-3 et 4 ; 23-5 et 6 ; 26-5 et 6 ; 47-3 ; 51-4 ; 54-5 ; 55-6 ; 56-7 ; 57-10.

- Extraits du guide technique « Catalogue des structures types de chaussées récentes » : 50-3 ; 52-6 et 7 ; 53-4, 8 et 9

SGB (J. M Bastistella) : 185-1

Terex Cranes PPM : 69-2 ; 82-1, 2a et 2b ; 83-6 ; 84-1 et 2

Précis de chantier

matériel et matériaux
mise en œuvre
normalisation

D. DIDIER
N. GIBARD
M. LE BRAZIDEC
P. NATAF
R. PRALAT
J. THIESSET

AFNOR

NATHAN