

5/89

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR.

2 ex

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Génie Civil*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

*Le procédé SCOPE
Calcul et étude d'un
Batiment administratif*

3 PLANCHES

Proposé par :

S.I.D.E.M

Etudié par :

*A. TAAZIBT
A. BOUMAH RAT*

Dirigé par :

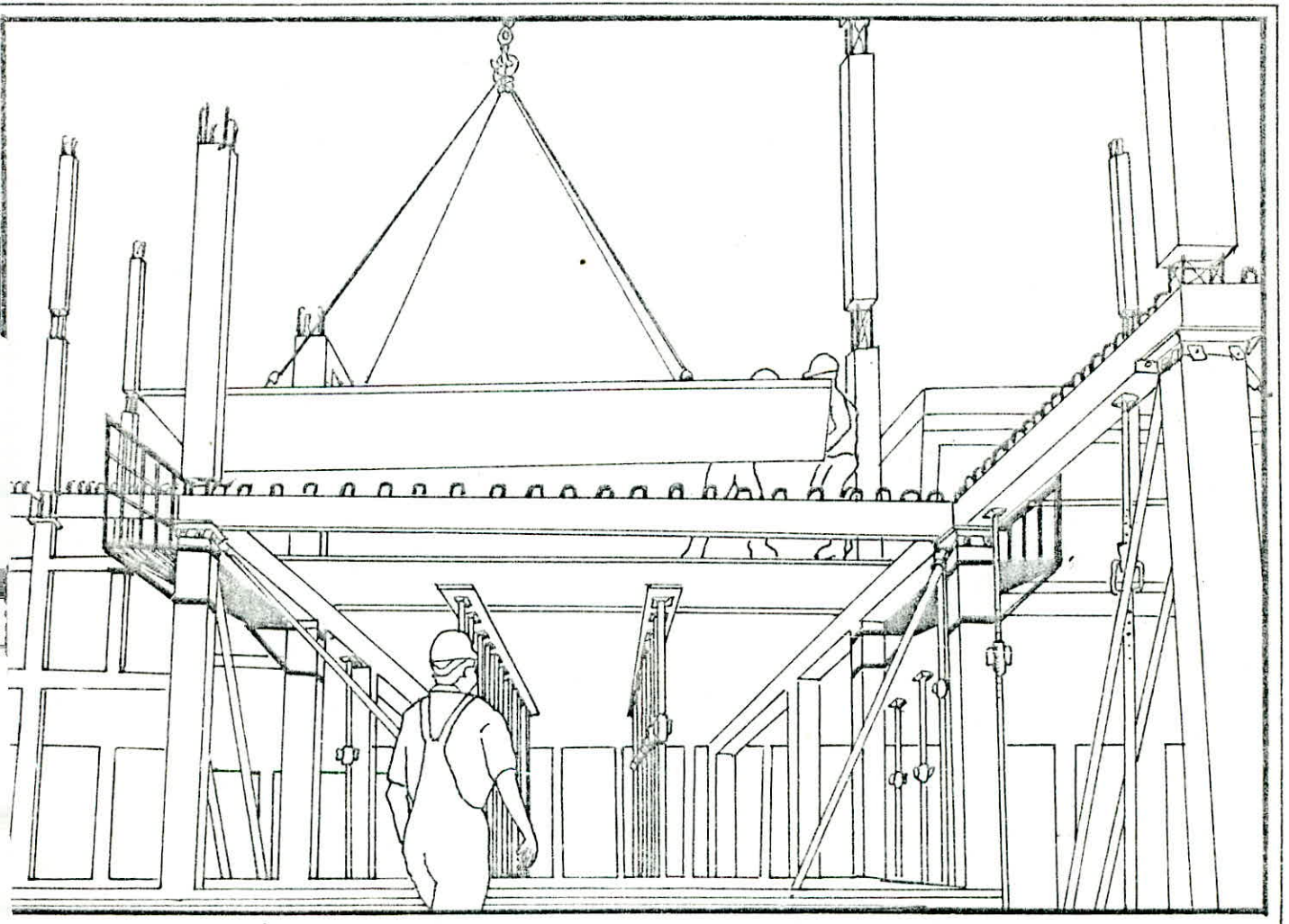
BOUTEMEUR.

PROMOTION : *88 / 89.*

SCOPE

Systemes Constructibles Opérationnels

CALCUL MISE EN OEUVRE



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes
chers parents, pour toutes les peines qu'ils se sont
donnés à mon égard

- mon frère
- ma sœur
- Hamida
- mes amis

H. H. Bouf

Je dédie ce modeste travail à mes chers
Parents qui m'ont aidé dans les moments ultimes.

- à ma chère et unique sœur Hayette.
 - à mes frères : Mnd Saïd, Abdelkoulil et FERDIER-EL-Isly
qui n'a pas cessé de me conseiller et de m'apporter
son aide psychologique.
 - Mohamed
 - Farida
 - Abdellkrim
 - Abdellghani
- Et enfin à tous mes amis d'enfance et camarade de classe
depuis mon premier jour scolaire.

H. H. Bouf

SOMMAIRE

Chapitre 1

- Avant propos 1
- Introduction 2
- Présentation de l'ouvrage 3
- Ossature SCOPE 4

Chapitre 2

- Les B.R.F.L et les règlements B.R 7
- Caractéristiques des matériaux (B.A, B.P)
- Calcul de l'acrotère 12
- Calcul des escaliers 13

Chapitre 3

- Calcul des poteaux SCOPE - Liaison poteau-fondation 20
- Calcul des poutres béton armé (préfabriquées) 40
- Calcul des nœuds de Liaison 44

Chapitre 4

- Calcul des poutres précontraintes 50
- Déformation des poutres précontraintes 69

Chapitre 5

- Planchers à prédalles 70
- Calcul des prédalles 74
- Prédalles en phase provisoire 87
- Déformation des planchers à prédalles 94

Chapitre 6

- Evaluation de la période 97
- Calcul au vent 98
- Calcul au séisme 103
- Combinaison des actions 108
- Ferrailage des voiles 109

Chapitre 7

- Fondations 112
- Longrines 119

Chapitre 8

- Organisation de chantier 120
- Conclusion - perspectives 121

Chapitre 1.

- Avant propos
 - Introduction
 - Présentation de L'ouvrage
 - Ossature SCOPE
-



AVANT PROPOS

- Le projet de fin d'étude que nous présentons ici, concerne l'étude d'une structure à surcharges modérées (bâtiment à usage de bureaux) à réaliser selon un procédé de préfabrication nouveau dénommé SCOPE.

Cette étude sera présentée non pas comme une note de calcul simple, relative au bâtiment, mais comme une analyse théorique du procédé et de ses applications de manière générale. Notre bâtiment sera alors pris comme exemple de calcul et sera accompagné de détails pratiques complémentaires.

Cette orientation nous paraît nécessaire dans le but de maîtriser (théoriquement et pratiquement) cette nouvelle technique et ne pas se limiter à l'application des recommandations fournis par les documents techniques. Nous avons de ce fait essayé d'apporter notre contribution à la compréhension de cette technique dans le souci d'aider toute personne (concepteur ou ingénieur) voulant approfondir ses connaissances dans cette nouvelle technique de construction.

Nous remercions vivement, notre promoteur, M^r PERETO, M^e SALOR ingénieurs à SIDEM, M^e RĒHAL ingénieur à la SAPTA, M^{me} GUIBOVA, M^{me} CHIKH et M^e BLOUD pour leur aide et conseils pratiques

•  • H. H. Pomf 

INTRODUCTION

Définition et commentaires généraux : Le procédé SCOPE a été mis au point par la Société française Anonyme de Recherche et d'Etude Technique S.A.R.E.T., directeur du groupe PPB et leader en Europe des industries préfabriquantes de composants de structure en béton précontraint, destinés à la construction de bâtiments, d'ouvrages d'art et de profilés.

Plusieurs constructions ont été réalisées par SARET même ou par ses bureaux de liaison en France, Pays-bas, Allemagne, Grèce...

A l'instar des pays du Magrèb, SARET est présente en Algérie depuis 1975, et 5 unités de production de composants PPB¹ ont été réalisées à ce jour.

- 3 usines de production de poutrelles à TIZI GHENIF ; BERROUAGHIA ; HENNAJA avec la E.N.C.C (ex S.N.M.C.)
- 1 Usine de production poutres-ponts à ROUIBA avec S.A.P.T.A.
- 1 Usine de production de profilés pour la réalisation de bâtiments utilitaires (nouvelle gare routière d'Alger.) à TENES.

Notre bâtiment est le troisième ouvrage réalisé avec le procédé SCOPE après le parking de Bab-El-Oued et le parking du port d'Alger tous deux actuellement en construction.

Le procédé SCOPE se base sur l'assemblage d'éléments constructibles préfabriqués. Contrairement aux tendances de la préfabrication lourde. Alors que la préfabrication lourde va vers l'enrichissement des fonctions du panneau de façade, les composants de gros œuvre SCOPE sont généralement banalisés et indépendants de l'architecture du bâtiment.

Ses composants SCOPE présentent également une grande capacité à accueillir les éléments de second œuvre, et permettent une réduction du nombre d'intervenants sur le chantier, toutes choses incidant en fin de compte sur les coûts et sur les délais.

¹ PPB : groupe spécialisé dans la fabrication des poutres en béton Précontraint

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre bâtiment est à usage de bureaux. Il sera implanté dans la région de CHERAGA correspondant à la zone sismique II

Il présente :

- . 1 rez de chaussée
- . 3 étages courants
- . 1 cage d'escalier
- . 1 vide sanitaire

I. Caractéristiques géométriques des éléments de la structure:

I-1 Ossature :

- . Le contreventement est assuré par des voiles pleins (refend) en béton armé coulé uniformément sur toute la hauteur du bâtiment.
- . Les dimensions en plan sont :
 - Longueur $L = 24,30$ m
 - Largeur $l = 9,30$ m
- . La hauteur totale de l'ouvrage (acrotère compris) = $h = 14,00$ m
- . La hauteur d'étage = $h_e = 3,25$ m.

I-2 Planchers : Tous les planchers (courants + terrasse) sont constitués de prédalles précontraintes ($e = 5$ cm) et d'un hourdis (dalle) coulé sur place ($e = 5$ cm).

I-3 Cage d'escalier : L'escalier est du type droit dont la pailasse et le palier sont préfabriqués en bloc cependant les marches seront réalisés en maçonnerie sur chantier.

II. Caractéristique du sol :

Une étude géotechnique du sol a donné à 2,00 m de profondeur une contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars.}$$

OSSATURE SCOPE

I - Applications : Le procédé de construction par ossature SCOPE permet la réalisation de tous bâtiments à étages (habitations, bureaux, locaux commerciaux, ou industriels) de 1 à 4 niveaux à surcharges modérées et pouvant supporter des trames voisines de 25 m^2 par poteau. Une extension à R+5 est possible dans certaines conditions.

II - Avantages :

- Grande liberté d'expression architecturale (plan de masse, volume distribution^{et})
- Excellente adaptabilité au mauvais terrains (accidentés, à forte déclivité)
- Très grande rapidité de réalisation du gros-œuvre.
- Economie et facilité de mise en œuvre (y compris par moyenne ou petite entreprise, sous formation spéciale de la main-d'œuvre).
- Excellent rapport Coût / Qualité / Performance.
- Compatibilité avec tous planchers et composants préfabriqués.
- Compatibilité avec tous types de façades, tous équipements et techniques traditionnelle du second œuvre.
- Principe de construction répond aux exigences des années futures (isolation thermique, gaines de ventilation...)

III Composition :

* Les poteaux : Eléments importants de l'ossature SCOPE. Ils seront détaillés dans § suivant.

* Les poutres : Les poutres sont préfabriquées (B.A ou B.P) support de l'ossature SCOPE, elles sont munies d'étriers afin d'assurer une liaison efficace avec le plancher.
Aux abuts elles se terminent par une réservation de 25 cm dans laquelle des armatures actives dépassent pour assurer l'amerage de la liaison bétonnée.

* Planchers : Tous les planchers sont compatibles avec les systèmes constructibles SCOPE.
Les montages les plus courants sont les planchers à prédalles (§ plus loin).

III, Performances : L'ossature SCOPE permet de réaliser tous types de bât^s de (R+1) à (R+5).

Par exemple dans le cas d'une ossature qui n'assure pas à elle seule le contreventement :

* Les poteaux : peuvent reprendre les charges revenant aux surfaces suivantes.

	15 m ²	20 m ²	25 m ²	30 m ²	35 m ²
R+1	20x20	20x20	20x20	25x25	25x25
R+2	20x20	20x20	25x25	25x25	25x25
R+3	20x20	20x20	25x25	25x25	25x25
R+4	25x25	25x25	30x30	30x30	35x35
R+5	25x25	25x25	30x30	35x35	35x35

• Les poutres : Les armatures inférieures traversant les sections d'appuis, dépendant de la largeur des poutres sont au maximum de :

- poutre de base 20 = 4,4 cm² H.A.
- " " 25 = 6,0 cm² "
- " " 30 = 8,1 cm² " ; quelque soit leur hauteur (...h)

• Les planchers : Ils doivent être choisis non seulement pour leurs performances mécaniques mais aussi pour ce qu'ils offrent en isolement thermique, acoustique et dans leur possibilité d'organisation de séquentielle chantier.

Remarque : Il est scrupuleux d'observer les prescriptions du RPA pour les dimensions des poteaux, poutres ainsi que pour le ferrailage minimal imposé, sauf pour les zones 0 (SAHARA).

V. Principe de conception des ouvrages : Pour parvenir à une optimisation des qualités des systèmes constructible SCOPÉ, il est préférable de concevoir le bâtiment en respectant certaines règles et notices techniques que nous développerons plus loin.

V-1 Ossature : La trame peut être quelconque, mais plus, sur un même chantier, les éléments répétitifs sont nombreux, plus on facilitera la réalisation.

A un poteau de 30 cm de côté, il est préférable d'associer une poutre de 30 cm de base etc...

Le nombre de poutres doit être minimum théoriquement par poteau, pratiquement, le changement de sens, de portée du plancher et les façades imposent d'avoir 3 ou 4 poutre par poteau et parfois plus.

En façade, il est conseillé d'avoir une poutre à biseau qui ceinture le bâtiment et qui réalisera également le coffrage latéral du plancher.

V-2 Fondations : Les terrains en pente ou mauvais peuvent retrouver un intérêt avec SCOPÉ car l'ossature supporte très bien l'adaptation au forte déclivité, et étant légères, les fondations par puits superficiels seront de plus faible section, donc moins chères.

V-3 Matériaux de Façades : L'ossature est compatible avec tous les types de façades. Néanmoins, pour profiter au maximum de SCOPÉ, il sera plus économique de prévoir des façades relativement légères.

V-4 Ossature parasismique : Sur dispositions particulières à appliquer,

L'ossature SCOPE peut répondre aux exigences des règles parasismiques (poteaux 20x20 et poutres 20 de base à exclusion.)

VI, Types de ossatures SCOPE; Ils sont au nombre de deux (02):

Type 1 / L'ossature assurant à elle seule la stabilité de l'ouvrage;

Dans ce cas, l'ossature est calculée en hyperstatique, le contreventement est alors assuré par les portiques poteaux-poutres.

Cette solution limite les possibilités de l'ossature: le dimensionnement ne peut pas être fait au stade de l'avant projet sous les vérifications de calcul qui seront exposées plus loin (selon les BAEL).

Type 2 / L'ossature qui n'assure pas le contreventement de l'ouvrage.

Dans ce 2^e cas, le contreventement est alors assuré par les murs séparatifs de logements, les cages d'escalier, les façades, les croix de Saint André et finalement par des voiles construits à partir de la base du bâtiment jusqu'à son sommet indépendamment d'autres éléments structuraux.

L'ossature de notre bâtiment est selon le Type 2, c-à-d n'assurant pas le contreventement où l'on trouve dans l'hypothèse que les charges verticales sont reprises en totalité par les poteaux tandis que les charges horizontales et un pourcentage de charges verticales ne dépassant pas les 20% du poids de la structure seront reprises uniquement par des voiles de contreventement disposés symétriquement 2 dans chaque direction principale. De ce fait nous considérons que les nœuds sont quasiment fixes.

Chapitre 2.

- Les B.P.E.L et les règlements B.A.
Caractéristiques des matériaux.....
 - Calcul de l'acrotère.....
 - Calcul des Escaliers.....
-

LES B.A.E.L ET LES REGLEMENTS B.A

Pourquoi un nouveau règlement ?

Le béton armé est aujourd'hui une technique bien connue et maîtrisée. Une succession de Règlements de béton armé en marquait les possibilités et les limites : En 1945 le BA45, puis en 1960 le BA60 enfin en 1968 la version CCBA68 qui est toujours en vigueur, procèdent d'un calcul déterministe aux contraintes admissibles, et non d'une analyse de ce qui ne doit pas être dépassé (déformations unitaires, déformation d'ensemble, ouvertures des fissures...). Elles ne permettent donc pas une évaluation logique et correcte du risque qu'il est permis d'accepter.

C'est pourquoi les recherches sur la sécurité des constructions ont donné naissance à de nouveaux principes et de nouvelles méthodes de justification qui consistent :
- à définir les phénomènes que l'on veut éviter.
- à estimer la gravité des risques liés à ces phénomènes.
C'est la base du calcul aux « Etats-Limites ». Les Etats-Limites sont classés en Etats-limites Ultimes et Etats-Limites de Service, selon la gravité des conséquences de leurs atteintes.

NOTION D'ETAT-LIMITE : Un « Etat-Limite » est un Etat au delà duquel une condition requise d'une construction, ou d'un de ses éléments n'est plus satisfaite. On distingue :

- Les « ETATS-LIMITES ULTIMES » dont le dépassement entraîne la ruine de la structure en question :
 - Limite de l'équilibre statique.
 - Limite de la résistance de l'un des matériaux.
 - Limite de la stabilité de forme (flambement).
- Les « ETATS-LIMITES DE SERVICE » pour lesquels les conditions de bon fonctionnement ou d'utilisation et de durabilité ont atteint leurs limites :
 - Etat-limite d'ouverture des fissures (pour éviter la corrosion rapide des aciers).
 - Etat-limite de résistance du béton (pour éviter l'apparition d'une fissure parallèle à la fibre neutre).

B.A

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I - BETON : Un béton à l'état frais est une pâte d'eau, sable, gravier, ciment et éventuellement d'adjuvants, après durcissement, cette pâte devient une roche (artificielle) prenant la forme du coffrage qui la contient et dont les caractéristiques sont :

- à la compression :
 - $j = 28$ jours ; f_{c28} est la résistance caractéristique requise.
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$
 - $j \leq 28$ jours ; $f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log_{10}(j+1)$.
 - $j > 28$ jours ; f_{cj} est conventionnellement prise à f_{c28} .

La valeur de calcul à la résistance est obtenue en prenant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{ou} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ état courant} \rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$
$$\gamma_b = 1,15 \text{ état accidentel} \rightarrow f_{bu} = 18,5 \text{ MPa}$$

Rem :

En comparant, on constate que les valeurs caractéristiques f_{c28} sont inférieures d'environ 15% aux valeurs nominales σ'_{c28} des règles CCBA68 pour des bétons identiques.

- A la traction : Sa résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad \text{avec} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

* Module d'élasticité longitudinal : noté E , Hooke : $E = \sigma / \epsilon$
 sans des contraintes normales (σ) d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on peut prendre à j jours :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad ; \quad E_{ij} = 57000 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{bars})$$

ex: $f_{cj} = 250 \text{ bars}$, $E_{ij} = 57000 \cdot 250^{1/3} = 3,21 \cdot 10^5 \text{ bars}$
 les CCBA 63 donnent : $E_{ij} = 21000 \sqrt{270 \cdot 1,2} = 3,78 \cdot 10^5 \text{ bars}$

Rem : Si l'on ne dispose pas d'autres valeurs de résistance que celles de f_{c28} , on peut admettre que pour les grandes valeurs de j on a sensiblement $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$, le module d'élasticité est alors noté E_i .

* Le coefficient de Poisson ν : $\nu = |\frac{\epsilon'}{\epsilon}|$

- béton non fissuré : $\nu = 0,2$
- béton fissuré : $\nu = 0$ (E.L.U)

* Composition du béton :

• Béton de chantier .

- CPA 325 dosage 350 kg/m³
- 400 l de sable
- 800 l de gravier
- $C_g \leq 25 \text{ mm}$

• Béton de l'usine

- CPA 55R dosage 400 kg/m³
- 400 l de sable
- 800 l de gravier
- $C_g \leq 15 \text{ mm}$

II - ACIERS : Les aciers utilisés sont :

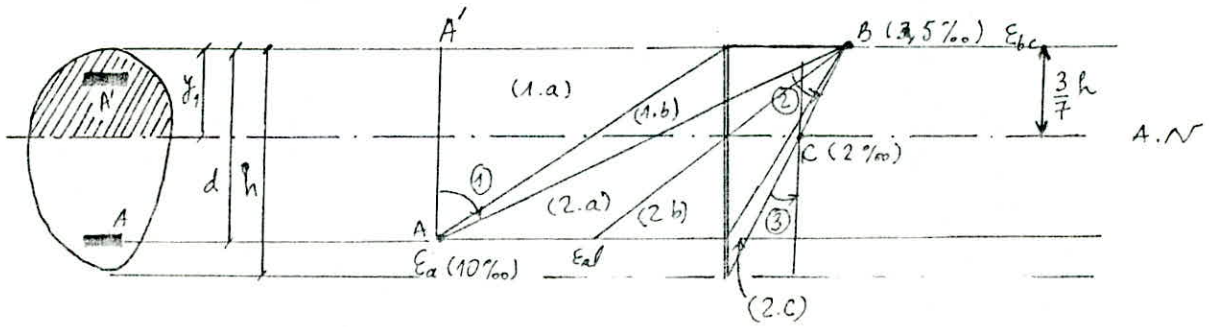
- barres HA $F_{tE} 40$ (type 1) ; $f_e = 400 \text{ MPa}$
- barres RL $F_{tE} 22$; $f_e = 215 \text{ MPa}$
- Treillis soudés TL50 ; $f_e = 500 \text{ MPa}$

Base de calcul :

A - Hypothèses fondamentales sur les déformations des sections :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le diagramme de déformation des sections est linéaire (E.L.U)
- Le raccourcissement du béton est limité à 2,00‰ en compression simple et à 3,5‰ en flexion.

- L'allongement de l'acier est limité à 10‰
- Les droites matérialisant les diagrammes de déformation passent obligatoirement par l'un des trois pivots A, B et C.



La figure ci-dessus définit 3 régions :

• Région ① - Pivot A : $E_s = 10‰$ (allongement ultime de l'acier)

- (1-a) : traction simple ou flexion avec traction, l'axe neutre est en dehors de la section, elle-ci est entièrement tendue.
- (1-b) : flexion simple ou composée, l'axe neutre est à l'intérieur de la section, elle-ci comporte une zone tendue et l'autre comprimée.

• Région ② - Pivot B : $E_{bc} = 3,5‰$ (raccourcissement ultime du béton)

- (2-a) : $E_{al} \leq E_s \leq 10‰$
- (2-b) : $0 \leq E_s \leq E_{al}$
- (2-c) : Tous les aciers subissent des raccourcissements, une petite partie du béton demeure tendue. L'A.N. dans la section.

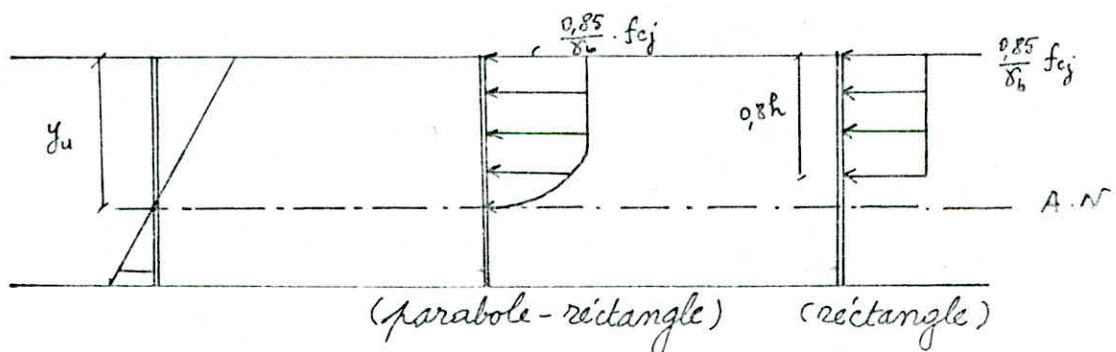
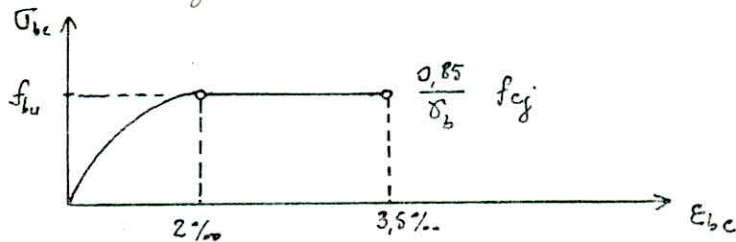
• Région ③ - Pivot C :

- section entièrement comprimée, $2‰ \leq E_b \leq 3,5‰$
- L'a.n. est en dehors de la section

B. Données de base concernant les matériaux :

B.1 Distribution des contraintes de compression du béton :

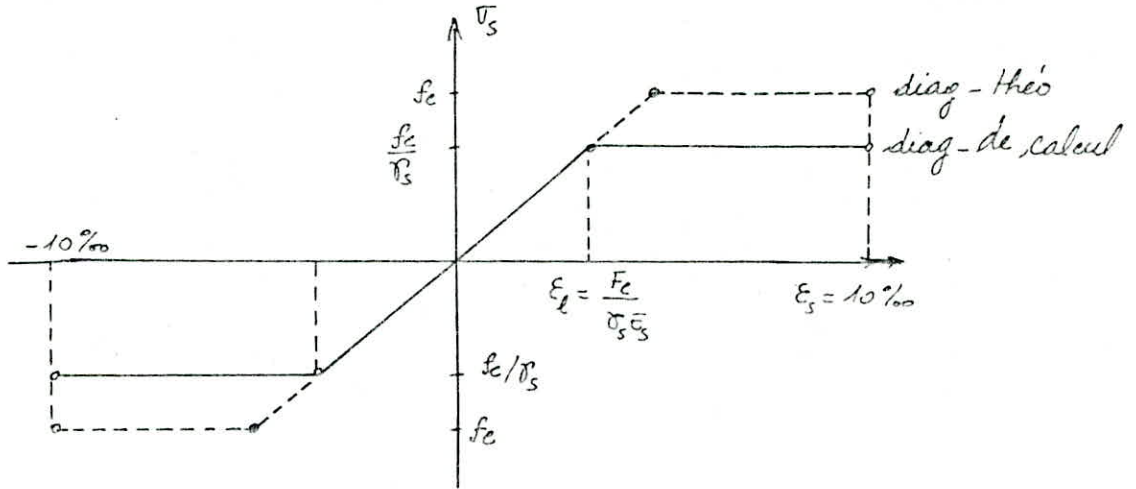
Le diagramme contrainte-déformation du béton est dans tous les cas, celui dit « parabole - rectangle »



Lorsque l'on fait le calcul des forces et celui des moments dans les deux cas de

figure ci-dessous, on s'aperçoit que les résultats sont les mêmes à 1% près -
 D'où l'intérêt du diagramme rectangulaire, beaucoup plus simple d'emploi.

B-2 Diagramme déformations-contraintes des aciers : Le diagramme à considérer est conventionnellement défini comme suit :



BETON PRECONTRAINTE

1. ARMATURES DE PRECONTRAINTE

	Poutres - Précont.	Predalles - précontraintes.	
Caractéristiques	Toron T12.4 III TBR	H.L.E $\phi 5$ III TBR	Caractéristiques
Séction (A_p)	0,93 cm^2	0,196 cm^2	A_p
Force de Tension Garantie (FTG)	15400 kg	2900 kg	FTG
Force de Rupture Garantie (FRG)	17360 kg	3270 kg	FRG
Relaxation à 1000h (ρ_{1000})	2,5 %		
Relaxation à 3000h (ρ_{3000})	3 %		
Relaxation à 16h (ρ_{16})	0,75 %		
Coefficient de scellement (η_d)	1,5	2755 kg	Tension autorisée
Coefficient de fissuration η	1,4	1,2 m	longueur maxi
Longueur de scellement (l_{sn})	1,00 m	5 cm	épaisseur.
Module d'élasticité (E_a)	$1,9 \cdot 10^6$ bars		

2. ARMATURES PASSIVES A HAUTE ADHÉRENCE

• F₂E40 $d \leq 20$ $\sigma_{eq} = 4120$ bars
 $d > 20$ $\sigma_{eq} = 3920$ bars

• F₂E50 GRANITEX $\sigma_{eq} = 4900$ bars

coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$

coefficient de scellement : $\eta_d = 1,5$ ou ψ_d

3. BETON

a- Béton des poutres :

- C'est un béton dosé à 400 kg/m^3 , ($F/C = 0,42$)
- Résistance caractéristique en compression au relâchement : $\sigma' = 300$ bars
- Valeur caractéristique en traction au relâchement : $\sigma = 6 + 0,06 \cdot \sigma' = 24$ bars
(§. 4.4 IP2)
- Résistance caractéristique en compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 420$ bars
- Valeur caractéristique en traction à 28 j : $\sigma_{28} = 6 + 0,06 \sigma'_{28} = 31,2$ bars
(§. 4.4 IP2)
- Module d'élasticité instantané :
 - à la mise en précontrainte, le module du béton est diminué de 30% du fait de l'étuvage.

$$E_{b1} = 0,7 \cdot 24000 \cdot \sqrt{\sigma'} = 290985 \text{ bars} \quad (\text{PRAD Doc 3, §1,31})$$

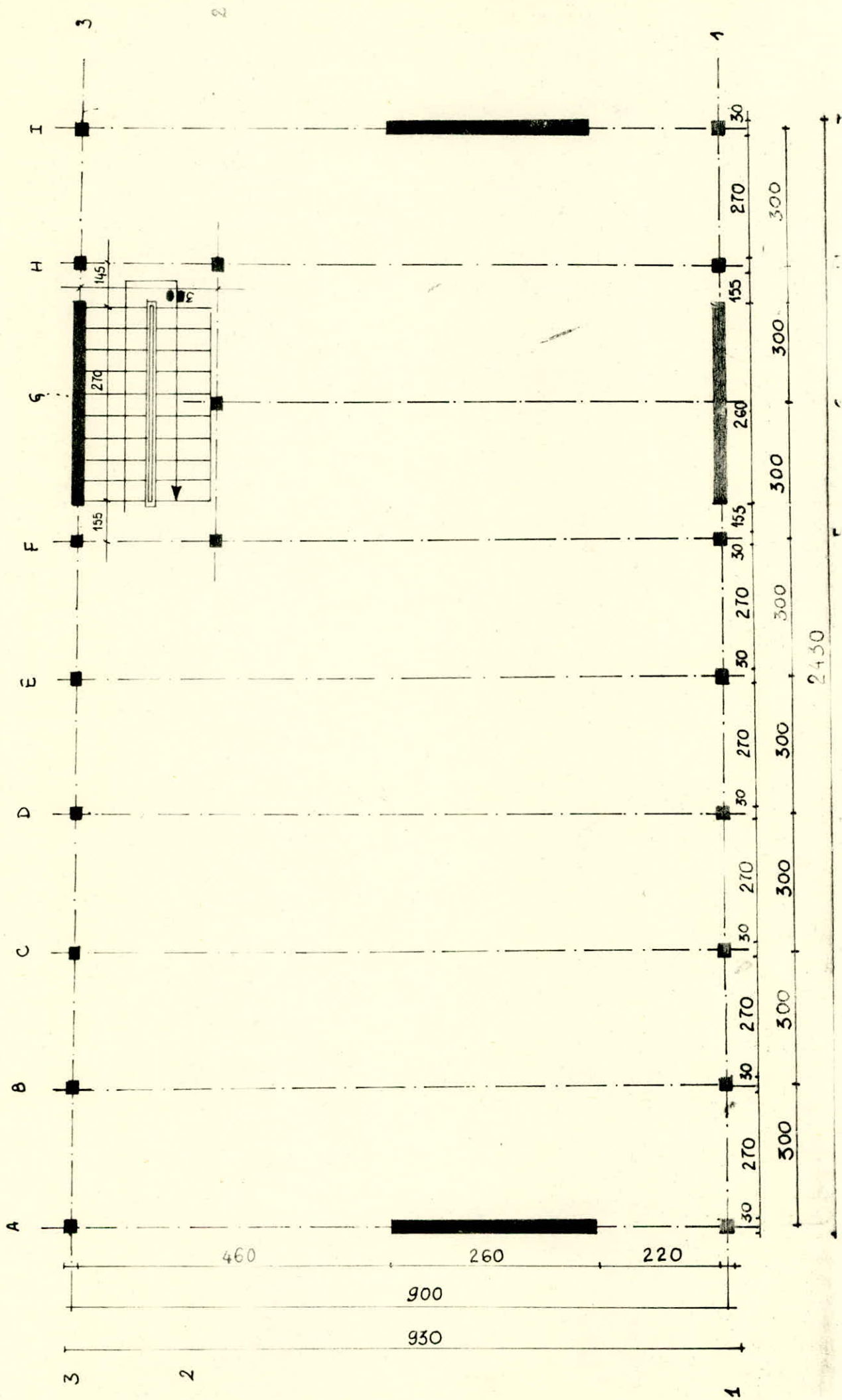
- à 28 jours :

$$E_{b2} = 24000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 492854 \text{ bars} \quad (\text{§ 5 de l'IP2})$$

- Béton étuvé, 70°C de température maximale dans le béton.
 20°C de température minimale dans le béton.

b- Béton de la dalle en Béton Armé coulé en œuvre :

- C'est un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA
- Contrôle strict, $\sigma'_{28} = 240$ bars, ce qui correspond à un béton de contrainte nominale $\sigma'_n = 270$ bars.



CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Elle est soumise à son propre poids et à la surcharge due à la main courante.

- poids propre : $G = 0,5 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,19 \text{ t/ml}$
- surcharge : $Q = 0,1 \text{ t/ml}$

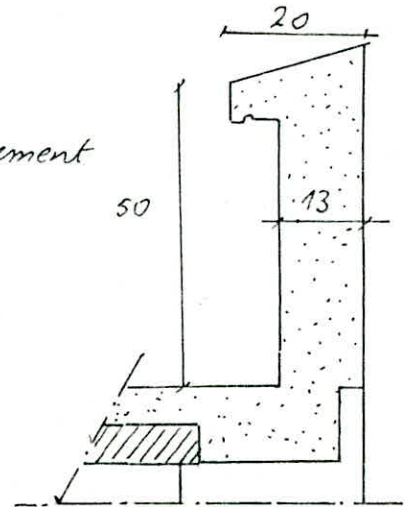
La section dangereuse au niveau de l'encastrement est soumise à une flexion composée.

$$N_u = 1,35 \cdot 0,19 = 0,25 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot 0,1 \cdot 0,5 = 0,08 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,32 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{ m} < e \text{ donc S.P.C}$$



Ferraillage :

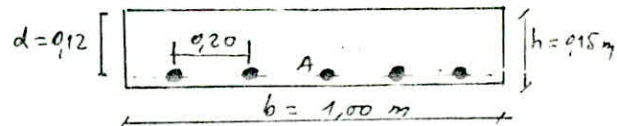
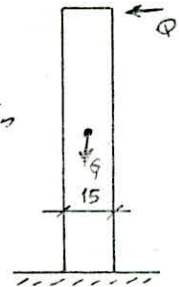
$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{su} = 348 \text{ MPa}$
 $N = 0,2 \text{ t/ml}$; $M = 0,08 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$; $f_{c28} = 2,2 \text{ MPa}$, $F_c = 400 \text{ MPa}$
 on trouve $A = 0,2 \text{ cm}^2$ qui doit être supérieure à A_{min}

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_c} \cdot \frac{e_0 - 0,45 \cdot d}{e_0 - 0,18 \cdot d}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,05}{0,19} = 0,26 \text{ m}$$

$$A_{min} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A = A_{min}$$

on prend : 5TG/ml (1,41 cm²)



Vérification au séisme : (art. 3.39 RPA). L'acrotère doit résister à la force sismique locale F_p :

$$F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{où} \quad \left. \begin{array}{l} W_p = 190 \text{ kg} \\ C_p = 0,8 \text{ (RPA)} \\ z \cdot I = 0,6 \text{ (RPA)} \end{array} \right\} \rightarrow F_p = 91,2 \text{ kg} < 1,5 \cdot Q = 150 \text{ kg}$$

D'où l'acrotère résiste au séisme.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 100}{1,00 \cdot 0,12} = 1250 \text{ kg/m}^2 = 0,0125 \text{ MPa}$$

$$\text{fisuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min [0,13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ vérifié.}$$

CALCUL DES ESCALIERS

1. Introduction : Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier intérieur droit à volée + palier préfabriqués posés au cours de l'exécution de l'ouvrage, ceci nous permet :

- la rapidité d'exécution
- l'utilisation immédiate de l'escalier.
- l'élégance.

2. Prédimensionnement :

• Relation entre le giron (g) et la hauteur de la marche (h)

$$\begin{cases} 2 \cdot h + g = m & (1) \quad \text{formule de BLONDEL} \\ 60 < m < 65 & (2) \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{array}{l} g = \text{largeur d'une marche} \\ h = \text{hauteur d'une marche} \end{array}$$

$m = g + 2h = 30 + 2 \cdot 16,2 = 62,4 \text{ cm} \rightarrow (2) \text{ vérifiée.}$

Donc : calculons le nbre de marches dans une volée

$$g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n}$$

n : nombre de marches

L : longueur de la ligne de foulée. ($L = 3,41 \text{ m}$)

H : Hauteur à monter. ($H = 1,625 \text{ m}$)

$(n-1)$: nombre de contre marches

(1) devient : $2H(n-1) + n \cdot L = 63 \cdot n(n-1)$
 $63n^2 - 729n + 325 = 0$

on trouve $n = 10$ marches.

• Epaisseur de la paillasson : pour éviter une trop grande flexibilité de la paillasson, celle-ci doit avoir au minimum une épaisseur de 10 cm, et limitée par :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = L / \cos \alpha$$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{162,5}{300} = 0,542 \xrightarrow{\alpha = 28^\circ} \cos \alpha = 0,882 \quad , \quad l = \frac{341}{0,882} = 378,04 \text{ cm}$

$12,6 < e < 18,9 \quad , \quad \text{on prendra } e = 16 \text{ cm}$

La volée et le palier sont coulés solidairement au préalable, les marches seront en maçonnerie afin d'en réduire le poids. L'ensemble sera calculé comme une poutre sur deux appuis

3. Charges et surcharges :

a) volée :

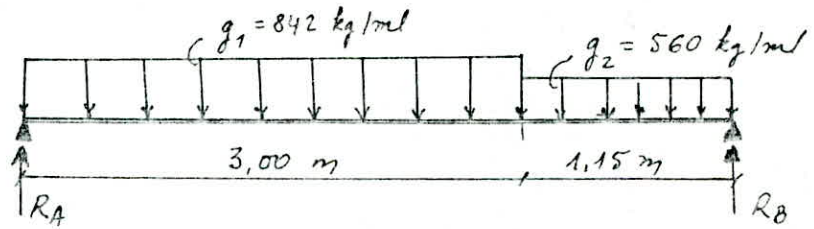
• poids propre de la paillasson = $2500 \cdot 0,16 / \cos \alpha =$	455	kg/m^2
• poids propre de la marche =	187	"
• Revêtement =	140	"
• Enduit en sous face =	20	"
• Garde corps =	40	"
	92	kg/m²

• Surcharges : $S_1 = 250 \text{ kg/m}^2$

- poids propre du palier = $2500 \cdot 0,16 = 400 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement = 140 "
 - Enduit en sous face = 20 "
- $$g_2 = 560 \text{ kg/m}^2$$
- surcharges : $s_2 = 250 \text{ kg/m}^2$

4. Détermination des efforts : soit une bande d'1 m de largeur.

* sous g :



$$\begin{aligned} \sum M_A^{t/o} = 0 &\Rightarrow R_B \cdot 4,15 = g_1 \cdot \frac{3^2}{2} + g_2 \cdot 1,15 \cdot 3,575 \Rightarrow R_B = 1467,8 \text{ kg} \\ \sum M_B^{t/o} = 0 &\Rightarrow R_A \cdot 4,15 = g_1 \cdot 3 \cdot 2,65 + g_2 \cdot \frac{1,15^2}{2} \Rightarrow R_A = 1702,22 \text{ kg} \end{aligned}$$

a) Efforts tranchants :

• $0 \leq x < 3,00 \text{ m}$

$$T(x) = R_A \cdot x - g_1 \cdot x \quad \left\{ \begin{aligned} T(0) &= 1702,22 \text{ kg} \\ T(3) &= -823,8 \text{ kg} \end{aligned} \right.$$

• $3 \leq x < 4,15 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - g_1 \cdot 3 - g_2 \cdot (x-3) \quad \left\{ \begin{aligned} T(3) &= -823,8 \text{ kg} \\ T(4,15) &= -1467,8 \text{ kg} \end{aligned} \right.$$

b) Moments fléchissants :

• $0 \leq x < 3,00 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - g_1 \cdot \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{aligned} M_0(0) &= 0 \\ M_0(3) &= 1317,66 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{aligned} \right.$$

• $3 \leq x < 4,15 \text{ m}$

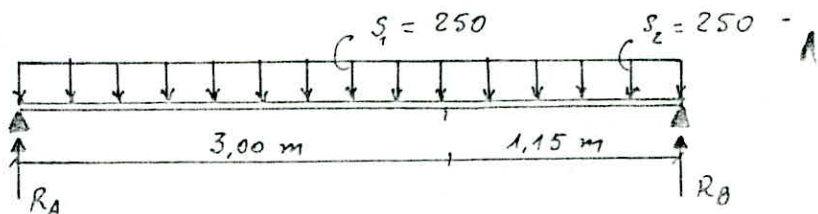
$$M(x) = R_A \cdot x - g_1 \cdot 3 \cdot (x-1,5) - g_2 \cdot \frac{(x-3)^2}{2} \quad \left\{ \begin{aligned} M_0(3) &= 1317,66 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ M_0(4,15) &= 0 \end{aligned} \right.$$

M est max à l'abscisse x tq : $\frac{dM(x)}{dx} = 0$

$$\frac{dM(x)}{dx} = R_A - g_1 \cdot 3 - g_2 \cdot (x-3) = 0 \Rightarrow x = 1,53 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M_0(1,53) = 1702,22 \cdot 1,53 - 842 \cdot \frac{1,53^2}{2} = 1618,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

* sous S :



$$R_A = R_B = \frac{S \cdot l}{2} = 250 \cdot \frac{4,15}{2} = 518,75 \text{ kg}$$

a) Efforts tranchants :

$$T(x) = R_A - S \cdot x \quad \left\{ \begin{aligned} T(0) &= 518,75 \text{ kg} \\ T(4,15) &= -518,75 \text{ kg} \end{aligned} \right. ; T(3) = -231,25 \text{ kg}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - S \cdot \frac{x^2}{2} \quad / \quad M_0(4,15) = 0$$

x_0 ? pour M_{max} :

$$\frac{dM(x)}{dx} = R_A - S \cdot x_0 = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{518,75}{250} = 2,075 \text{ m}$$

$$M_{max} = M_0(2,075) = \frac{S \cdot l^2}{8} = \frac{250 \cdot 4,15^2}{8} = 538,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

soit :

$$\begin{cases} M_{u,max} = 1,35 M_{0,max}^G + 1,5 M_{0,max}^S = \underline{2992,79 \text{ kg} \cdot \text{m}} \\ M_{ser,max} = M_{max}^G + M_{max}^S = \underline{2157,08 \text{ kg} \cdot \text{m}} \end{cases}$$

5. Ferrailage : étant donné un semi-encastrement aux extrémités, les moments en travée et à l'appui sont donnés par :

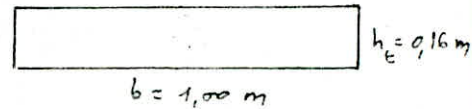
$$\cdot \text{Travée : } M_t = 0,8 M_{0,max} \begin{cases} 0,8 \cdot M_{0,u,max} = 2394,23 \text{ kg} \cdot \text{m} \\ 0,8 \cdot M_{0,ser,max} = 1725,66 \text{ kg} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\cdot \text{Appui : } M_a = 0,3 M_{0,max} \begin{cases} 0,3 \cdot M_{0,u,max} = 897,84 \text{ kg} \cdot \text{m} \\ 0,3 \cdot M_{0,ser,max} = 647,12 \text{ kg} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armatures :

* En travée :

Données : $M_{t,u} = 2394,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$
 $M_{t,ser} = 1725,66$
 $d' = 2 \text{ cm}$; $d = h_t - d' = 14 \text{ cm}$



on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible donc le calcul se fera à l'E.L.U.

$$\gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{2394,23}{1725,66} = 1,39$$

$$f_{ct,28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \mu_{lu} = 0,347 \cdot \gamma - 0,1776 = 0,296$$

$$b d^2 f_{bu} = 1,00 \cdot 14^2 \cdot 14,2 \cdot 10 = 27832 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2394,23}{27832} = 0,09 \approx 0,1$$

$$\mu_{bu} = 0,1 < \mu_{lu} = 0,296 \text{ , donc pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

aciers tendus :

$$a \cdot n \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1}) = 0,13 < 0,259$$

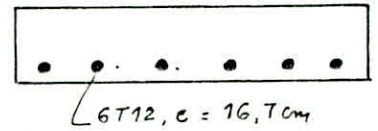
$$\text{on est dans le pivot A : } \begin{cases} \epsilon_{bc} < 3,5\% \\ \epsilon_s = 10\% \end{cases} ; \epsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 1,5\%$$

$$\text{bras de levier} \rightarrow Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 14(1 - 0,4 \cdot 0,13) = 13,27 \text{ cm}$$

$$Z_b = 13,27 \text{ cm}$$

$$\tau_s = f_{su} = \frac{f_c}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{2394,23 \cdot 10^2}{13,27 \cdot 10 \cdot 347,82} = 5,18 \text{ cm}^2$$



soit : 6 T12 p.ml ($A_{eff} = 5,65 \text{ cm}^2$)

* sur appui :

Données : $M_{ser,a} = 647,12 \text{ kg.m}$
 $M_{u,a} = 897,84$
 $d' = 2 \text{ cm}$, $d = 14 \text{ cm}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{897,84}{647,12} = 1,39 \quad ; \quad \xi_{lu} = 0,341 \cdot 1,39 - 0,1776 = 0,3$$

$$\xi_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{897,84}{27832} = 0,03 < \xi_{lu} \text{ donc pas d'aciers comprimés}$$

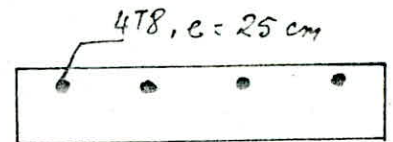
aciers tendus :

$$a \cdot n \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\xi_{bu}}) = 0,04 < 0,259 \rightarrow \text{pivot A} \begin{cases} \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰} \\ \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_{bc} = 0,4\text{‰} \end{cases}$$

$$\text{bras de levier} \rightarrow Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 13,78 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{897,84 \cdot 10^2}{13,78 \cdot 10 \cdot 347,82} = 1,9 \text{ cm}^2$$

soit 4 T8 ($1,99 \text{ cm}^2$)



6. Verifications : Sa fissuration est peu nuisible, dans ce cas aucune vérification particulière n'est demandée en dehors des prescriptions générales énoncées précédemment et de la condition de non fragilité.

a - Condition de non fragilité :

$$\rho = \frac{A_{scal}}{b \cdot d} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{ct28}}{f_c} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,207 \cdot 10^{-3}$$

- En travée : $\frac{A_{scal}}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 14} = 4,03 \cdot 10^{-3} > \rho \rightarrow$ section suffisante.

- sur appui : $\frac{A_{scal}}{b \cdot d} = \frac{1,99}{100 \cdot 14} = 1,4 \cdot 10^{-3} > \rho \rightarrow$ section suffisante.

b - Effort tranchant :

① contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{T_{u,max}}{b \cdot d}$

$$T_{u,max} = 1,35 \cdot T_{s,max} + 1,5 \cdot T_{s,max} = 1,35 \cdot 1702,22 + 1,5 \cdot 518,75$$

$$\underline{T_{u,max} = 3076,12 \text{ kg}}$$

$$\tau_u = \frac{3076,12}{100 \cdot 14} = 2,19 \text{ kg/cm}^2$$

fissuration peu nuisible avec sections d'âme droites $\rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}[0,13 \cdot f_{ct28} ; 4 \text{ MPa}]$
 $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$, on a bien que $\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifié

② Condition d'appui :

• $A'_s \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_c} = \frac{1,15 \cdot 3076,12}{4000} = 0,88 \text{ cm}^2 < 1,99 \text{ cm}^2$

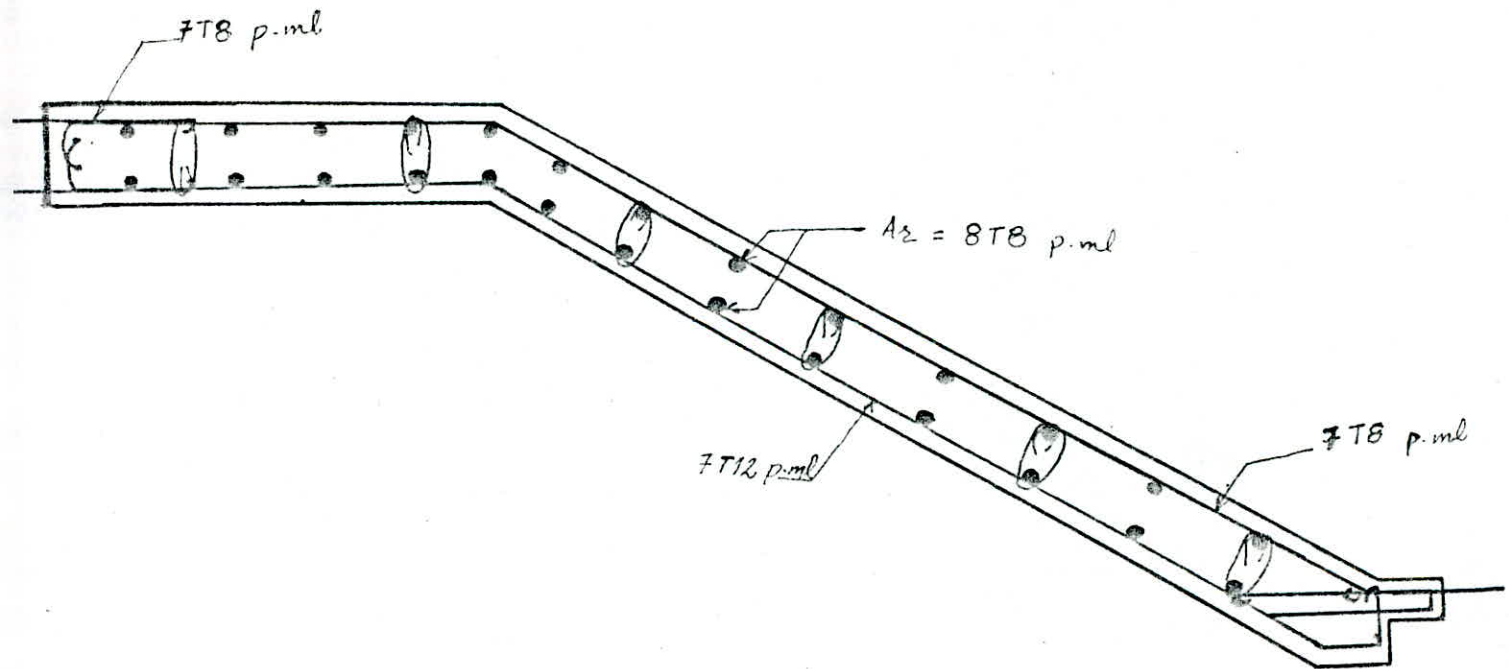
Donc la section trouvée sur appui est suffisante.

• largeur d'appui : $a \geq \frac{3,75 \cdot V_u}{b \cdot f_{c28}} = \frac{3,75 \cdot 3076,12}{100 \cdot 250} = 10,06 \text{ cm}$
 or $a_{pot} = 30 \text{ cm}$ vérifiée.

③ Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

Nous choisissons des aciers plus économiques, soit $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$,
 des 6 $\phi 6$ suffisent pour assurer un écartement de 17 cm.

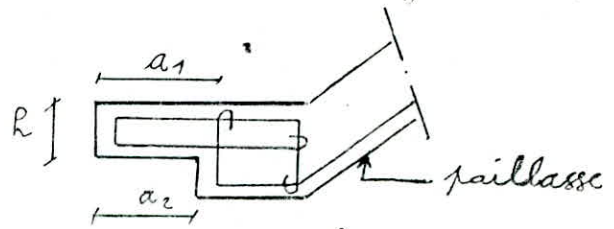


Calcul du béquet: D'après les recommandations du C.T.C., l'épaisseur des béquets ne doit pas être inférieure à 7 cm aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités. Sa largeur du béquet ne doit pas être inférieure à 10 cm.

a : portée du béquet

$$a = \max [a_1, a_2 + 3 \text{ cm}]$$

nous prenons $a = 15 \text{ cm}$.



(béquet bras)

• Sa réaction d'appui (V_u) se transmet sur le béquet sous forme de charge répartie (q_u) de valeur:

$$q_u = \frac{V_u}{0,05}$$

$$\text{avec } V_u = 1,35 (+1467,8) + 1,5 (+518,75)$$

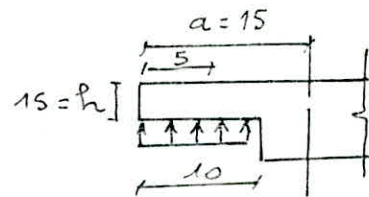
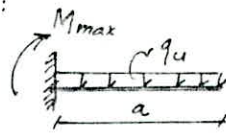
$$V_u = 2759,65 \text{ kg}$$

$$= \frac{2759,65}{0,05} = 551,93 \text{ kN/ml}$$

• Moment max sur le béquet:

$$M_{\max} = M_{\text{encas}} = M_u = q_u \frac{a^2}{2}$$

$$M_u = 551,93 \cdot \frac{0,15^2}{2} = 2,75 \text{ kN.m}$$



• Armatures:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,75 \cdot 10^2}{130 \cdot 11^2 \cdot 142} = 0,02 < \mu_{lu} = 0,3 \rightarrow \text{pas d'acier comp. } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,025$$

$$Z_b = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 11 (1 - 0,4 \cdot 0,025) = 10,8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{2,75 \cdot 10^2}{0,108 \cdot 3480} = 0,73 \text{ cm}^2$$

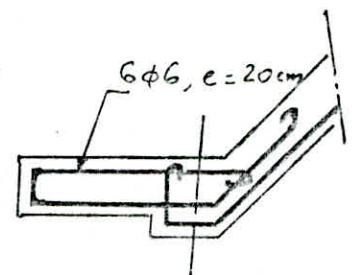
La condition de non fragilité: $\rho = \frac{A_{cal}}{b d} = \frac{0,73}{130 \cdot 11} = 0,5 \cdot 10^{-3} < 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,2 \cdot 10^{-3}$
ce n'est pas donc vérifié.

$A_{\min} = 1,2 \cdot 10^{-3} \cdot 130 \cdot 11 = 1,72 \text{ cm}^2$ donnée par la cond^o de non fragilité.

Sol: 6 ϕ 6 H.A; e = 20 cm

• Cisaillement: $V_u = q_u \cdot a = \left(\frac{27,59}{1,3}\right) \cdot 0,15 = 3,18 \text{ kN}$

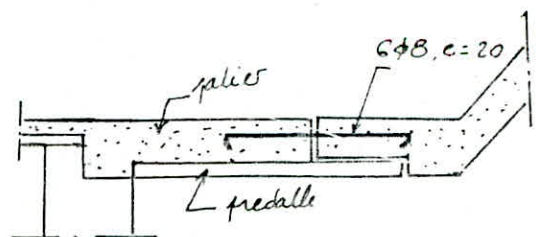
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot z} = \frac{3,18 \cdot 10^2}{130 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 0,23 \text{ bars, ce qui est très faible} \rightarrow \text{vérifié}$$



• Liaison paillasse - palier:

Les aciers de liaison devront être au droit des cadres du béquet, et devront avoir un diamètre minimum de 8 mm.

Les aciers devront être totalement ancrés dans le chaînage coulé en place dans la paillasse préfabriquée.



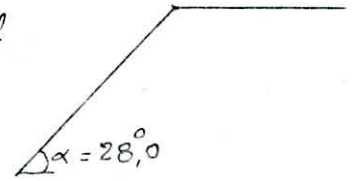
Maintenance des Escaliers: Pour le transport et le levage du bloc paillasse + palier, sans marches, on prévoit des crochets en 4 coins aux extrémités de ce bloc. Chaque crochets est constitué d'un rond lisse en forme d'anneau $F_2 E 24$ ou 22.

Pour éviter le risque de rupture au levage, on doit vérifier que les armatures trouvées sont suffisantes. Dans le cas contraire, on adopte le ferrailage au levage donnée par $M_{manutention}$

charges : - P.P de la paillasse : $\frac{2500 \cdot 0,16}{\cos 28^\circ} \cdot 1,3 = 589 \text{ kg/ml}$

- P.P du palier = $2500 \cdot 0,16 \cdot 1,3 = 520 \text{ kg/ml}$

Pour tenir compte de l'effet dynamique au levage on majore le poids propre de 20%



$q = 1,2 \cdot (589 + 520) = 1331 \text{ kg/ml}$

$M_{manut} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1331 \cdot \frac{4,15^2}{8} = 2865,4 \text{ kg.m} > M_u = 2391,23 \text{ kg.m}$

Donc on ferraille avec M_{manut} :

$\frac{M_{manut}}{M_u} = \frac{2865,4}{2391,23} = 1,20$

La section nécessaire en travée est $5,65 \times 1,2 = 6,8 \text{ cm}$ soit $7T12$ /ml

La section nécessaire sur appui est : $7\phi 8$

La section d'armature de répartition dans les deux sections (appui, travée) sera aussi majorée par 1,2.

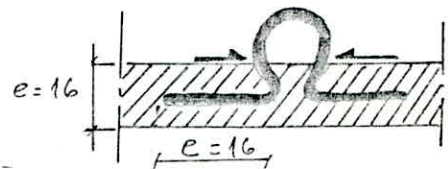
Calcul des armatures constituant les crochets : ces aciers devront résister chacune au quart du poids du bloc majoré de 20%. Il seront calculés en traction simple.

$q = 1331 \text{ kg/ml} \times 4,15 = 5,5 \text{ t}$

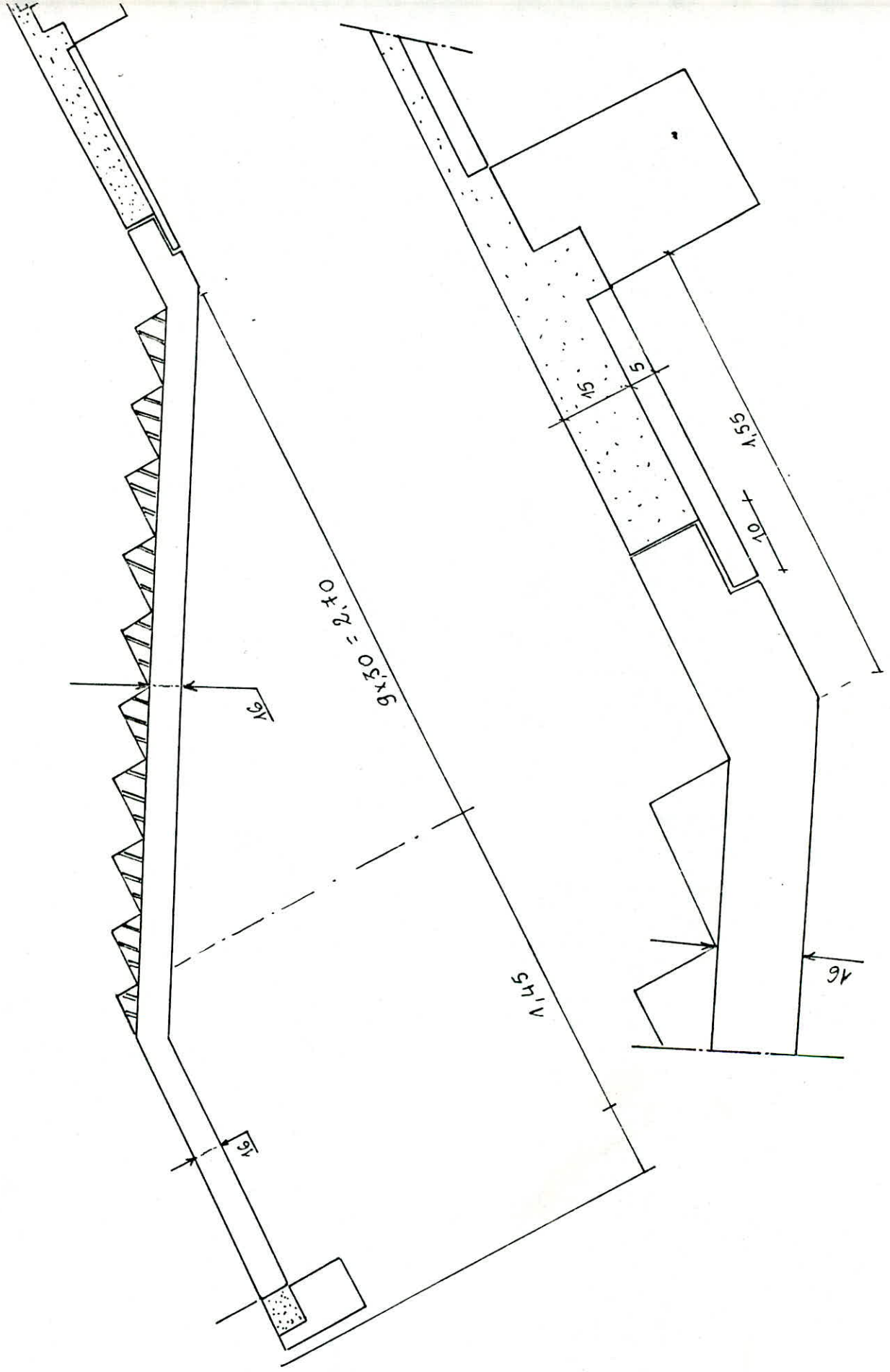
$N = \frac{q}{4} = \frac{5,5 \text{ t}}{4} = 1,4 \text{ t}$

$A = \frac{N}{f_{su}} = \frac{1,4 \cdot 10^3}{2450/1,15} = 0,67 \text{ cm}^2$ soit $2\phi 10$ ($A = 0,78 \text{ cm}^2$)

Nous adoptons des aciers $\phi 10$ (doux) en crochets, ces aciers seront ancrés sur une distance $e = 16 \text{ cm} = e_p$ du palier



Remarque : Dès que la pose est achevée, à l'enlèvement des élingues, on sectionne les crochets.



Chapitre 3.

· Calcul des poteaux MM^2

· Calcul des poutres préfabriquées BB

· Calcul des nœuds de liaison

II. Calcul des poteaux:

- II-1 Généralités: Les poteaux de l'ossature scope sont préfabriqués sur toute la hauteur du bâtiment de 3 à 4 niveaux.
- Leur section varie selon les descentes de charges: 20×20 ; 25×25 ; 30×30 ; 35×35 .
 - Leur longueur totale peut atteindre 12,00 m (limitation au levage), ils sont de la hauteur de la construction.
 - Leur bétonnage est interrompu au droit de chaque plancher et les aciers principaux sont raidis par un diabolos mécano soudé nécessaire à la manutention.
 - Au droit des nœuds, cette cage d'armatures supplémentaires permet l'assemblage avec les poutres supports de planchers, de façon monolithique.
 - Grâce au procédé armatures le rabotage des poteaux est possible et permet la réalisation de constructions de plus de 12,00 m de hauteur.
 - Les poteaux sont scellés au pied selon le procédé Armature ou par encastrement.

II-2 Prédimensionnement: La section des poteaux soumise à un effort normal de compression doit être justifiée vis-à-vis de l'Etat Limite Ultime de Stabilité de forme conformément à l'article A-4-4 (BAEL).

On est dans le cas où la fissuration est peu nuisible où le risque de corrosion est très faible (nos éléments ne sont pas soumis à des condensats). Dans ce cas, aucune vérification particulière n'est alors demandée en dehors des prescriptions générales énoncées en A45.311 et A45.312 des BAEL et de la condition de non fragilité.

Les poteaux peuvent être considérés comme soumis à une compression quasiment centrée et sont justifiés dans l'hypothèse dans la compression simple menée par application des règles BAEL.

a) Poteaux: on a choisi un seul type de poteaux (30×30) cm². Les dimensions des sections transversales doivent satisfaire les conditions suivantes (art. 4.2.1.1 RPA 81):

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone I et II} \\ \cdot \frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \\ \cdot \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \end{array} \right.$$

on a $b = h = 30$ cm qui satisfont bien les conditions précitées.

b) Poutres en B.A et B.P: on a choisi un seul type des poutres (30×40) cm². Pour les poutres en B.A, les dimensions doivent respecter les valeurs prescrites par l'art. 4.2.3.2 RP1):

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{en zone I et II} \\ \cdot h \geq 30 \text{ cm} \\ \cdot h/b \leq 3 \\ \cdot b_{\max} \leq 1,5 \cdot h + b_1 \end{array} \right.$$

Vérifiée.

c) Voiles en B.A de contreventement :

on a pris :

$h_c = 315 \text{ cm}$

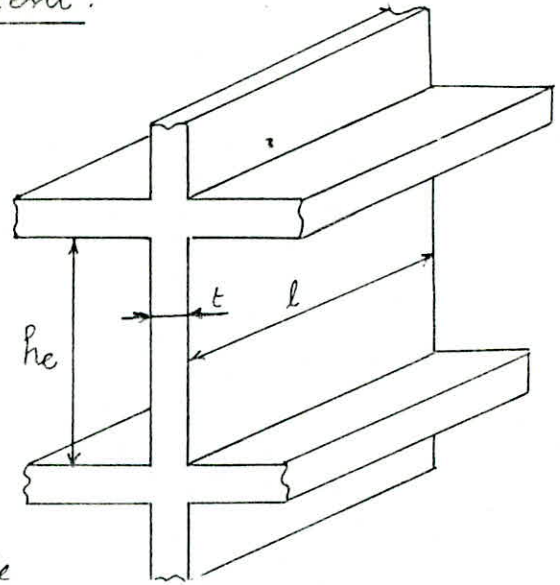
$t = 30 \text{ cm}$

$l = 2,60 \text{ m}$

qui satisfont bien bien les conditions suivantes en accord avec l'art. 43.1 RPA :

- Ne sont considérées comme voiles de contreventement que si :

$l > \frac{h_c}{2}$ et $l > 1,6 \text{ m}$ vérifiée
 $l > 5.t$



- L'épaisseur minimale admissible est de 15 cm en zone II. ok!

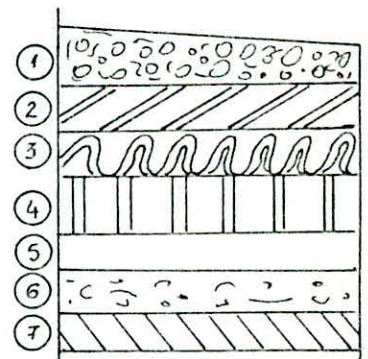
II.3 Descente de charge - Combinaison des actions :

II.3.1) charges verticales :

• Planchers terrasse (non accessible)

•• charges permanentes :

- ① protection en gravillon $0,05 \times 1500 = 75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
- ② Etanchéité multicouche = 10 "
- ③ Isolation thermique, phonique (e=4cm) $0,04 \cdot 250 = 10 "$
- ④ Pare vapeur = 2 "
- ⑤ Forme de pente (e=8cm) $0,08 \times 1800 = 144 "$
- ⑥ Dalle en B.A (e=5cm) 125 = 125 "
- ⑦ Prédalle (e=5cm) 125 = 125 "
- ⑧ Enduit de plâtre (e=1,5cm) $0,015 \cdot 1200 . . . = 18 "$



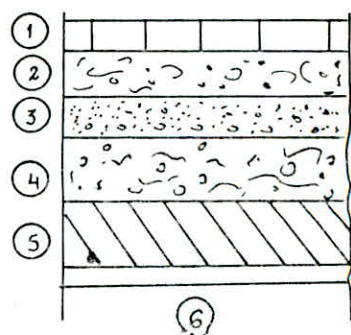
$G = 509 \text{ kg/m}^2$

•• surcharges = 100 kg/m².

Plancher étage courant et RDC :

.. charges permanentes :

- ① Revêtement en carrelage (e=2cm) $0,02 \times 1600 = 32 \frac{kg}{m^2}$
- ② Mortier de pose (e=2cm) $0,02 \times 2000 = 40 "$
- ③ Sable (e=2,5cm) $0,025 \times 1500 = 37 "$
- ④ Dalle en BA (e=5cm) $= 125 "$
- ⑤ Prédalle (e=5cm) $= 125 "$
- ⑥ Enduit de Plâtre (e=1,5cm) $0,015 \times 1200 = 18 "$
- ⑦ Murs et cloisons $= 175 "$



$G = 627 \text{ kg/m}^2$

.. surcharges : 250 kg/m^2

Escalier :

.. charges permanentes :

- ... volée : poids de la pailleasse (e=16cm) B.A $= 400 \text{ kg/m}^2$
- poids des marches (10 marches, g=30cm, h=16,25cm) $= 187 "$
- garde corps $= 60 "$
- carrelage + mortier de pose $= 72 "$

$G = 668 \text{ kg/m}^2$

- ... palier : revêtement carrelage + mortier $= 72 \text{ kg/m}^2$
- Dalle pleine BA (e=16cm) $= 400 "$

.. surcharges = 250 kg/m^2

$G = 472 \text{ kg/m}^2$

Charges linéaires :

a) poutre = $0,30 \times 0,40 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml}$

b) poteaux = $0,30 \times 0,30 \times 2500 = 225 \text{ kg/ml}$

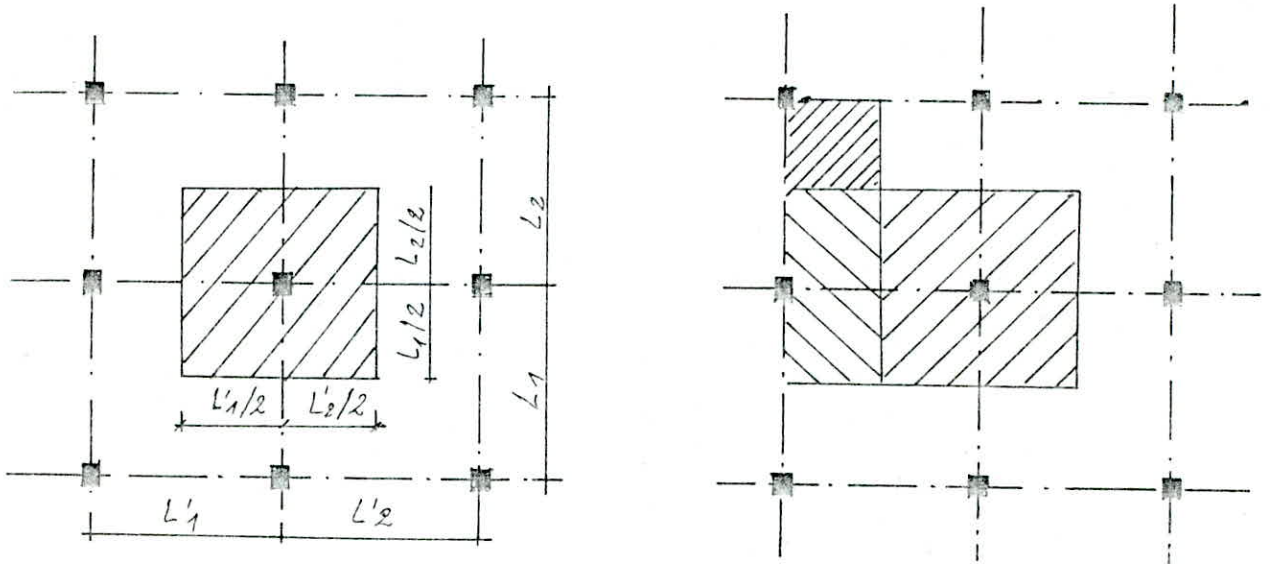
c) voiles = $0,30 \times 3,25 \times 2500 = 2437 \text{ kg/ml}$

<u>Recapitulatif.</u>	Planchers		Escaliers	
	Terrasse	Courant + RDC	volée	palier
ch. pérma. $G \text{ kg/m}^2$	509	627	668	472
surch. $Q \text{ kg/m}^2$	100	250	250	250

II 3.2) Descente de charge sur un poteau. La descente de charge à un niveau donné

du poteau est calculée en tenant compte de son poids propre et de toutes les charges constituées par les divers planchers situés au dessus de ce niveau de plancher.

La charge est évaluée en proportion de la surface de plancher qui peut être affectée au poteau considéré :



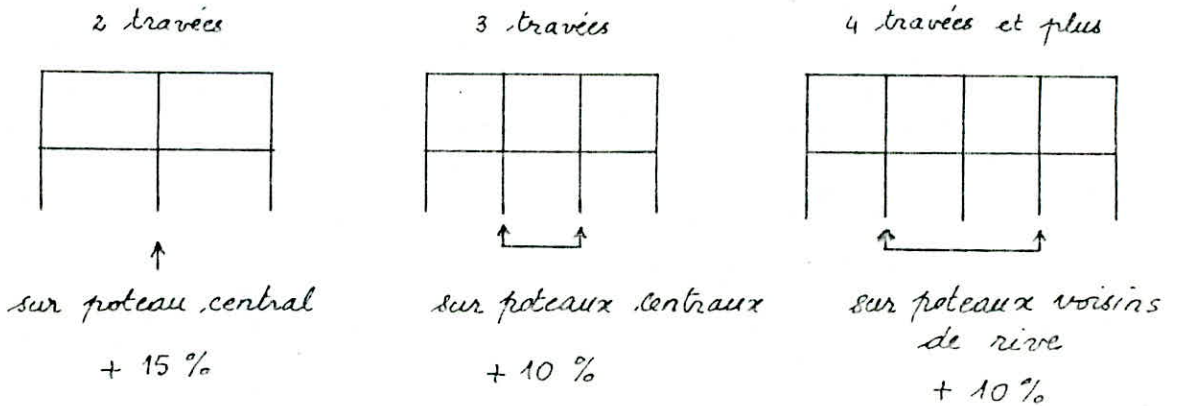
Comme le montrent les schémas ci-dessus, le calcul de la charge de chaque plancher est effectué dans l'hypothèse de la discontinuité des poutres qui reportent ces charges sur les poteaux.

Tableau de la descente par niveau.

poteaux	surface revenant (m ²)	E. tage Courant		Terrasse	
		G (t)	Q (t)	G (t)	Q (t)
(A-1), (A-3)	6,75	6,76	1,69	5,97	0,67
(B-1), (C-1) (B-3), (C-3) (D-1), (D-3) (E-1), (E-3)	13,5	11,44	3,37	9,85	1,35
(G-2), (H-2)	13,5	11,44	3,37	9,85	1,35
(F-3)	6,75	6,76	1,69	5,97	0,67
(F-1)	13,5	11,44	3,37	9,85	1,35
(I-1)	9	8,62	2,25	7,56	0,9
(I-3)	4,5	4,9	1,12	4,37	0,45
(H-3)	6,75	6,76	1,69	5,97	0,67
(H-1)	13,5	11,44	3,37	9,85	1,35

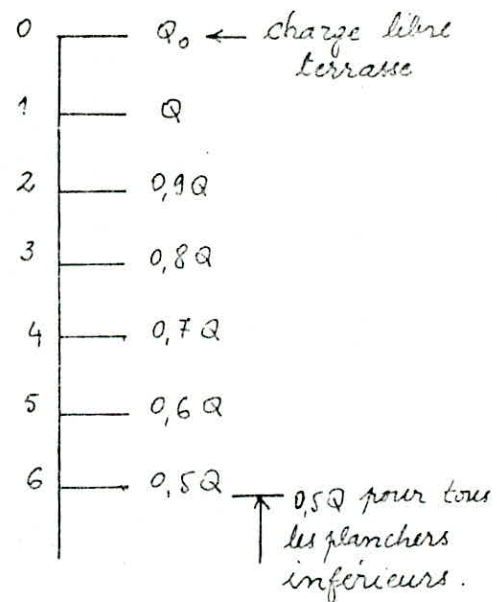
Le portique le plus sollicité est désigné par (1-1), on choisit un poteau intermédiaire.

Pour tenir compte de l'accroissement des réactions d'appui des poutres sur les poteaux dû à l'effet de continuité des poutres, il y a lieu d'appliquer des majorations forfaitaires des descentes de charge (permanentes + libres) pour certains poteaux de l'ossature, selon les indications des schémas suivants



Dégression de la charge libre en fonction du nombre de niveaux :

Niveau		SOUS Q (t)	SOUS Q (t)
3 ^e	n_1	9,12 + 10 %	1,35
	n_2	9,85 + 10 %	
	n_3	20,56 + 10 %	
2 ^e	n_4	21,29 + 10 %	5,19
	n_5	32,00 + 10 %	
1 ^e	n_6	32,37 + 10 %	8,52
	n_7	43,44 + 10 %	
	n_8	44,77 + 10 %	11,48
	n_9	54,88 + 10 %	
	n_{10}	55,61 + 10 %	
	n_{11}	66,32	12,79



II - 3 - 3 Combinaison des actions: Ses calculs sont menés à l'E.L.U selon les règles BAEL.

Nous appelons :

. N_G = l'effort normal résultant des poids morts et charges permanentes

. N_Q = l'effort normal résultant des charges libres (d'exploitation)

Pour les poteaux non concernés par le contreventement :

$$N_u = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot N_Q$$

Récapitulatif des efforts dans les poteaux :

Poteaux	Surface revêtue (m ²)	N_G (t)	N_Q (t)	N_u (t)
A (1,3) F (3) H (3)	6,75	39,03	6,41	62,3
B (1,3) C (1,3) D (1,3) E (1,3) ; G (2) H (2) ; F (1) ; H (1)	13,5	66,32	12,79	108,7 (*)
I (1)	9	49,93	8,54	80,21
I (3)	4,5	33,54	4,25	51,65

Vérification de la section transversale des poteaux :

(*) Menons cette vérification pour le poteau le plus sollicité qu'est :
(B-1) et qui supporte une charge pondérée de $N_u = 108,7$ t

Pour cela, on calculera la section d'armature nécessaire A_{snec} et vérifier par la suite qu'elle satisfait la condition suivante :

$$A_{smin} \leq A_{snec} \leq A_{smax}$$

où :

$$A_{smin} = \text{Max} \left[4 \cdot u ; 0,2 \cdot \frac{A_b}{100} \right] \quad \text{avec: } u = \text{périmètre (en m) de la section}$$

$$A_{smax} = 5 \cdot \frac{A_b}{100}$$

$$u = 4 \times 0,3 = 1,2 \text{ m}$$

$$A_b = \text{aire de cette section}$$

$$A_b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

on trouve : $A_{s \min} = 4,8 \text{ cm}^2$.

$A_{s \max} = 45 \text{ cm}^2$.

$$A_{s \text{ nec}} \geq \frac{1}{0,85 \cdot f_{su}} \left[1,1 \cdot \alpha \cdot N_u - A_{b2} \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} \right]$$

où : $f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \approx 3480 \text{ kg/cm}^2$

$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 32}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \approx 142 \text{ kg/cm}^2$.

$A_{b2} = (30 - 2)^2 = 784 \text{ cm}^2$: section réduite du béton.

1,1 indique que plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; $i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,30}{\sqrt{12}} = 8,66 \cdot 10^{-2}$ (rayon de giration)

$\lambda = \frac{3,25}{8,66 \cdot 10^{-2}} = 37,48$: (E lancement mécanique du poteau)

donc :

$\alpha = 1 + 0,2 \left(\frac{37,48}{35} \right) = 1,23$ (coeff tenant compte du flambé)

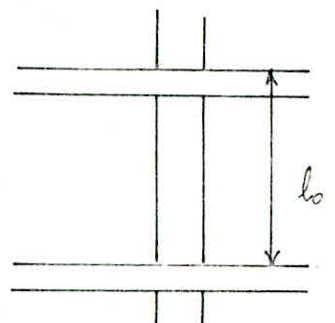
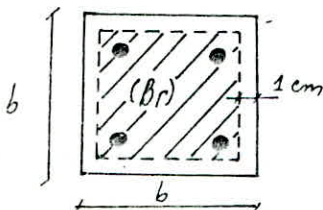
et : $A_{s \text{ nec}} \geq \frac{1}{0,85 \cdot 3480} \left[1,1 \cdot 1,23 \cdot 108,7 \cdot 10^3 - 784 \cdot \frac{142}{0,9} \right]$

$A_{s \text{ nec}} \geq 7,56 \text{ cm}^2$ soit 4T16 ($A_{eff} = 8,04 \text{ cm}^2$)

conclusion : on a bien que $A_{s \min} < A_{s \text{ nec}} < A_{s \max}$ et par conséquent on garde la section $30 \times 30 \text{ cm}^2$ pour tous les poteaux.

II-4 : Capacité portante des poteaux scope : Cette capacité portante est déterminée à l'état limite ultime selon l'art B.8.4 du BAEL. Elle est notée P_u .

II-4.1 Calcul de P_u pour les poteaux scope :



section réduite : $B_r = (b-2)^2$

Elancement : $\lambda = 3,46 \cdot l_c/b$

$l_c = l_0$ pour les poteaux d'angle et de façade

$l_c = l_0$ pour les poteaux intérieurs. Lorsque les deux extrémités s'encastrent sur un réseau de poutres dans les deux directions, il peut éventuellement être pris $l_c = 0,7 \cdot l_0$

Les conditions d'un bon encastrement des poteaux n'étant pas systématiques, nous prendrons dans tous les cas $l_c = l_0$.

A_s : section totale des aciers

La capacité portante d'un poteau scope est :

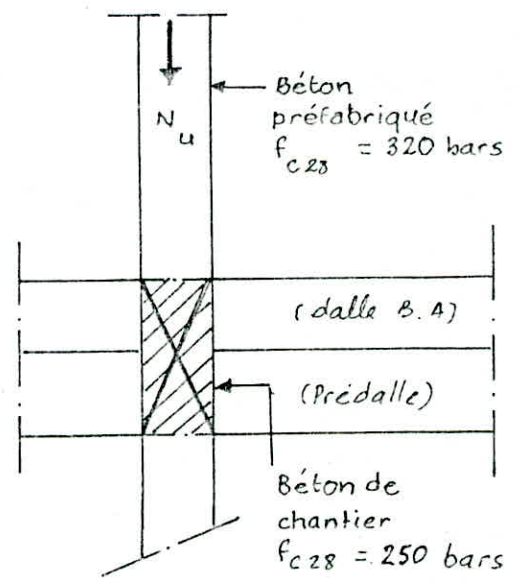
$$P_u = \beta \left[0,57 \cdot f_{c28} \cdot B_r + 0,67 \cdot f_e \cdot A_s \right]$$

β est un coefficient égal ou inférieur à 1. Il diminue la capacité portante lorsque l'élancement augmente (pris en compte du flambement)

si $\lambda \leq 50$ $\beta = \frac{1}{1 + 0,2 (\lambda/35)^2}$

si $\lambda > 50$ et $\lambda \leq 100$ $\beta = 0,71 \cdot (50/\lambda)^2$

II 4.2 : Vérification des poteaux scope



La technique du poteau scope fait intervenir deux bétons de résistance différente, comme l'indique le schéma ci-dessus.

Nous appelons P_{u0} la capacité portante des sections situées au niveau du nœud réalisé avec un béton courant de chantier, et P_{u1} la capacité portante des sections courantes du poteau réalisées avec le béton préfabriqué

Il faut vérifier la double inégalité :

$$Nu \leq P_{u0}$$

$$Nu \leq P_{u1}$$

Les poteaux étant toujours supposés articulés à leurs extrémités, les sections du nœud sont considérées ne pas être affectées par des effets de flambement et P_{u0} est calculée avec $\beta = 1$ et f_{c28} du béton de chantier.

P_{u1} est déterminée avec f_{c28} du béton préfabriqué et β correspondant à l'élanement.

Exemple de calcul : soit le poteau le plus sollicité (B-1) de $30 \times 30 \text{ cm}^2$

où : $Nu = 108,7 \text{ t}$; $l_c = l_0 = 3,25 \text{ m}$; $A = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$.

• Pour le béton préfabriqué : $f_{c28} = 320 \text{ kg/cm}^2$; $\beta = 0,81 = 1/\lambda = 1/1,23$

$$P_{u1} = 0,81 [0,57 \cdot 320 \cdot 784 + 0,67 \cdot 4000 \cdot 8,04] = 133,28 \text{ t}$$

• Pour le béton de chantier : $f_{c28} = 250 \text{ kg/cm}^2$; $\beta = 1$.

$$P_{u0} = 1 [0,57 \cdot 250 \cdot 784 + 0,67 \cdot 4000 \cdot 8,04] = 133,26 \text{ t}$$

on a bien :

$$Nu = 108,7 \text{ t} < P_{u1} = 133,28 \text{ t}$$

$$Nu = 108,7 \text{ t} < P_{u0} = 133,26 \text{ t}$$

vérifié.

• Pour le reste des poteaux :

poteaux	Section (cm ²)	Section réduite Br (cm ²)	$l_c = l_0$ (m)	λ	β	Nu (t)	P_{u1} (t)	P_{u0} (t)	Observation
A (1,3) F (3) H (1)	30x30	784	3,25	37,48	0,81 1	62,3	133,28	133,26	$Nu < P_{u0}$ $Nu < P_{u1}$
B (1,3) C (1,3) D (1,3) E (1,3) G (2) H (2) F (1) ; H (1)	30x30	784	3,25	37,48	0,81 1	108,7	133,28	133,26	"
I (1)	30x30	784	3,25	37,48	0,81 1	80,21	133,28	133,26	"
I (3)	30x30	784	3,25	37,48	0,81 1	51,65	133,28	133,26	"

Remarques: Etant donné la section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ est très répandue dans la construction, Nous avons jugé important de donner ci-après les différents ferrillages utilisés en fonction des capacités portantes des poteaux:

Poteau 30 x 30

Pu en dat (E.L.U)

Longueur de flambement l_c

		2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	
4T14	200	←—————→			105885	—————→			4.98
	250	←—————→			128230	—————→			3.55
4T16	200	←—————→			110815	—————→			4.95
	250	←—————→			133160	—————→			3.29
4T20	200	←—————→			123035	—————→			4.38
	250	←—————→	145380	—————→	3.75	144520			
4T25	299	←—————→			141905	—————→			4.77
	250	←—————→	164245	—————→	2.96	163560	161765	159955	
4T32	200	←—————→			175565	—————→			3.75
	250	←—————→	197910	—————→	2.80	193795	191715	189615	187495

F_{c28} du béton de chantier.

II-5 Ferrailage des poteaux scope :

• Armatures longitudinales : comme nous l'avons déjà calculé au paragraphe (Vérification de la section trans. du II-3.3) , nous adoptons :

4T16 ($A_s = 8,04 \text{ cm}^2$) pour tous les poteaux.

• Armatures transversales :

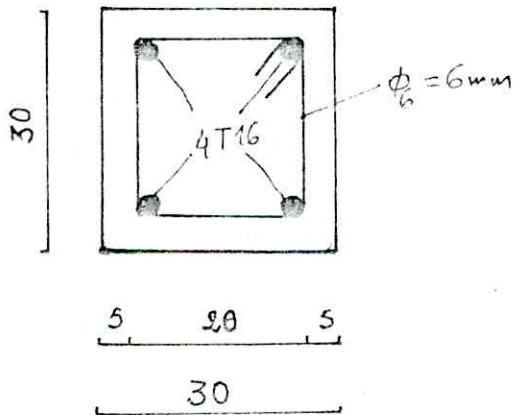
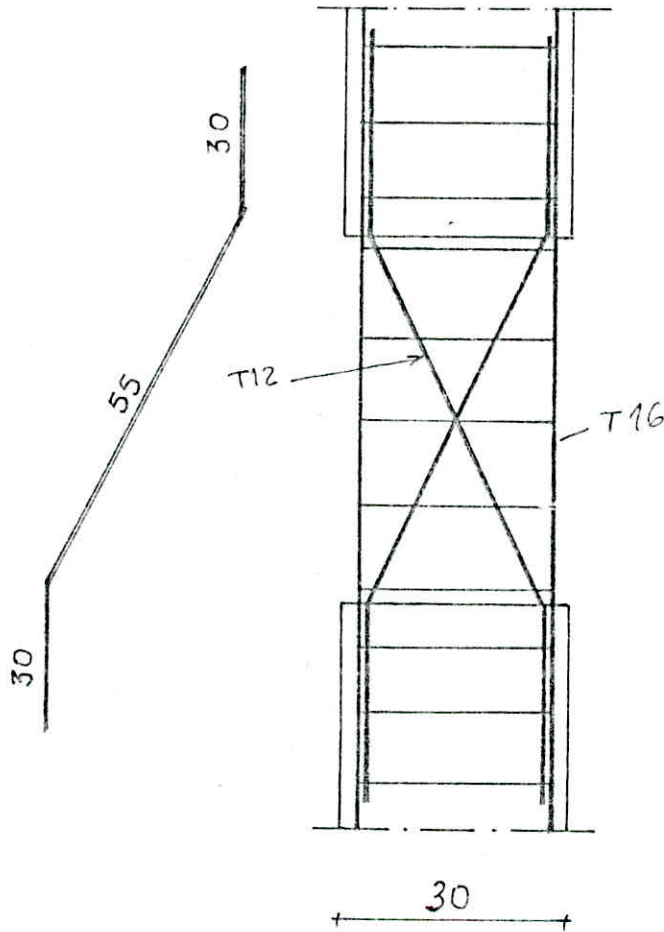
• Diamètre : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} \approx 6 \text{ mm}$ pour les cadres

• Espacement des cadres : $t \leq \min \begin{cases} 15\phi_t = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} = 30 + 10 = 40 \text{ cm} \end{cases}$

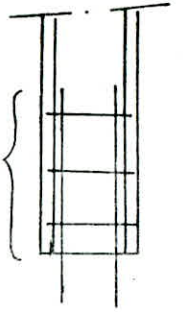
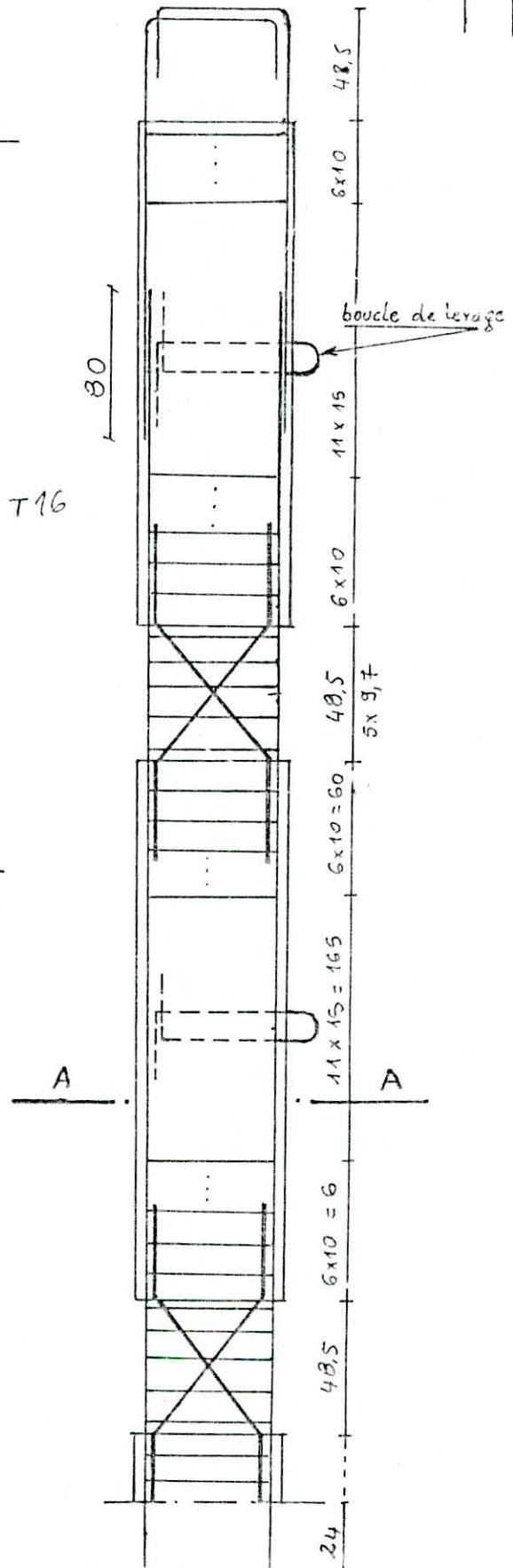
$t_{max} = 25 \text{ cm.}$ en zone courante.

Pour la zone de recouvrement, il faut au moins 3 cadres

• Schemas de ferrailage



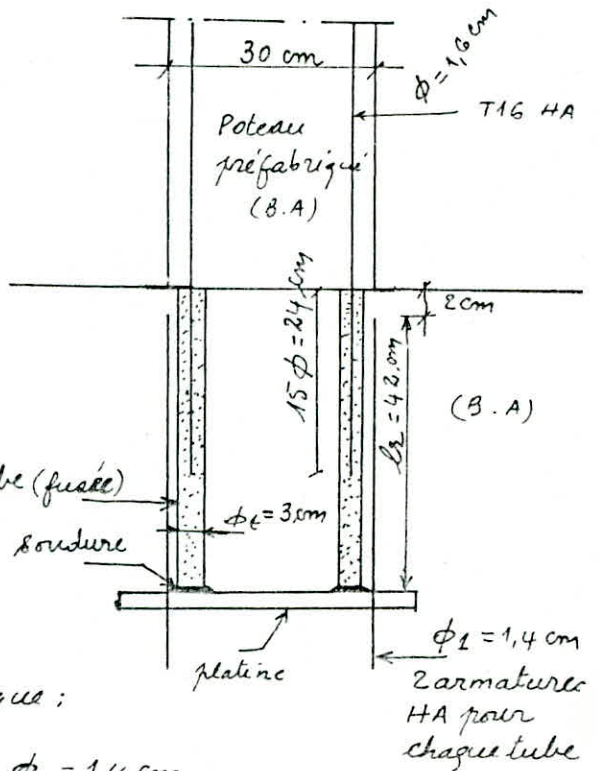
COUPE A - A



II-6 : Liaison des poteaux scope avec les fondations: Les poteaux de notre ouvrage sont reliés aux fondations par le procédé « Armature » :

Les armatures du poteau de diamètre $\phi = 1,6 \text{ cm}$ sont ancrées dans les tubes sur $15 \phi = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm}$ selon les prescriptions du procédé armature.

La liaison aux fondations s'établit par recouvrement entre les tubes de diamètre extérieur ϕ_e et les armatures en attente dans les fondations. Ces attentes s'établissent à raison de deux armatures par tubes et leur diamètre doit être tel que :



$$\phi_1 \geq \frac{\phi}{\sqrt{2}} = \frac{1,6}{\sqrt{2}} = 1,13 \text{ cm}, \text{ on prend } \phi_1 = 1,4 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement entre les armatures ϕ_1 et les tubes doit être la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$l_r \geq \max \begin{cases} 0,34 \cdot \frac{\phi^2}{\phi_e} \cdot \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} \\ 0,15 \cdot \phi_1 \cdot \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} \end{cases}$$

où :

f_e = la limite élastique des armatures H.A.

$\bar{\tau}_s$ = la contrainte d'adhérence à l'E.L.U des armatures.

selon l'article A.6.12 du BAEL on trouve : $\bar{\tau}_s = 28 \text{ bars}$ si $f_{c28} = 250 \text{ ba}$

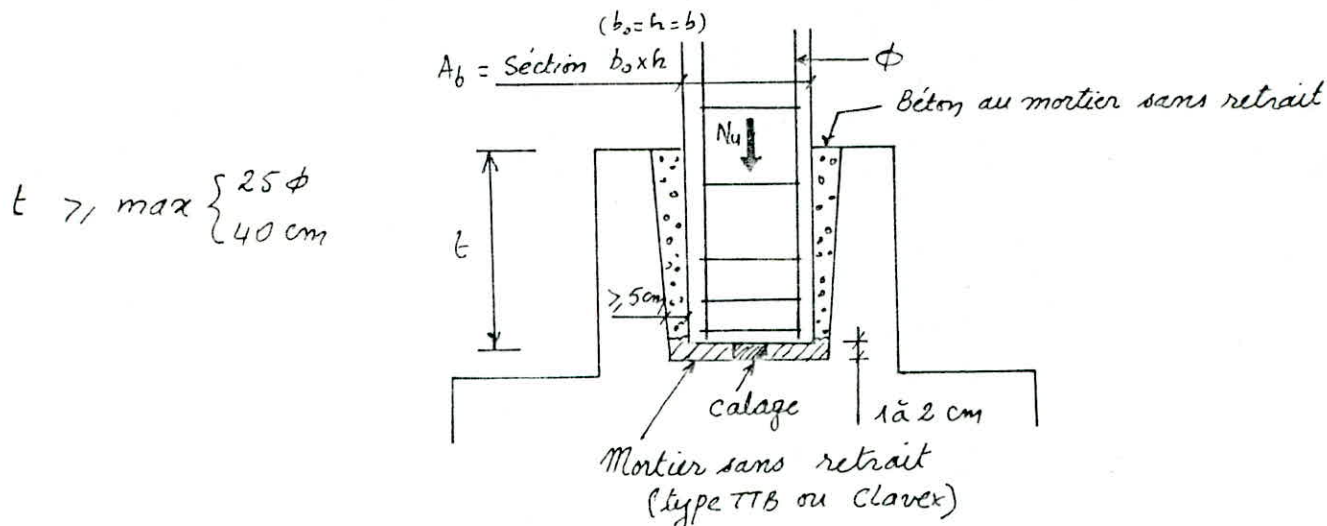
$$l_r \geq \max \begin{cases} 0,34 \cdot \frac{1,6^2}{3} \cdot \frac{4000}{28} = 41,4 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot 1,4 \cdot \frac{4000}{28} = 30 \text{ cm} \end{cases} = 41,4 \text{ cm}$$

$$l_r = 42 \text{ cm}$$

Remarques :

1. De manière pratique lorsque $(l_r + 2 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$ est inférieur à l'épaisseur à l'épaisseur du plancher h on donne en général à ces tubes une longueur égale à h pour faciliter leur pose sur l'arase du massif de fondation.

2. Lorsque (b_r) est supérieur à (h) les tubes doivent être mis en œuvre au moment de la réalisation du dé de fondation.
3. Il existe un autre type de liaison des poteaux scope avec les fondations, Il s'agit de « liaison par fondation à encastrement »



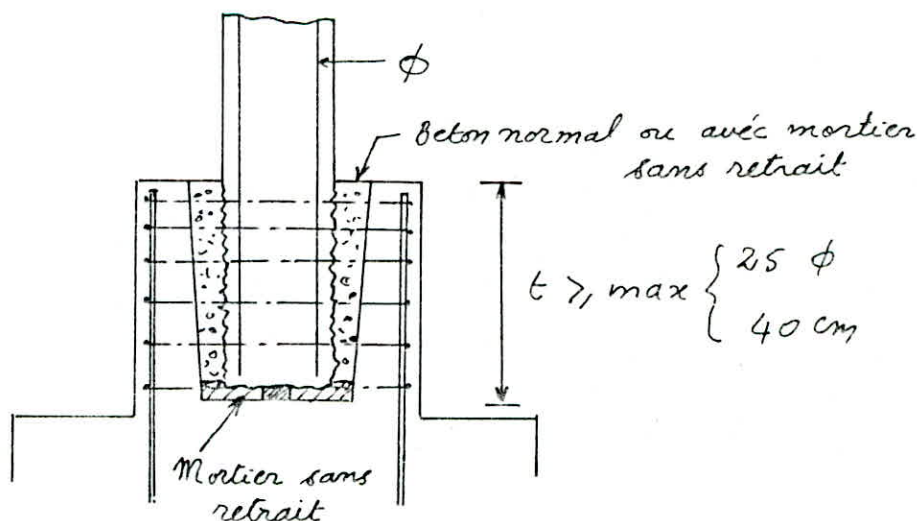
Au niveau du contact en pied de poteau la section est sans acier et fonctionne en compression centrée. A l'état limite ultime on admet :

$$\frac{N_u}{A_b} \leq f_{bu} = \frac{0,85}{1,5} \cdot f_{c28} = 0,57 \cdot f_{c28}$$

f_{c28} = la résistance la plus faible du poteau ou du mortier sans retrait.

Il faudra donc vérifier : $N_u \leq P_u$.

si cette condition n'est pas vérifiée il y aura lieu d'adopter des dispositions qui permettent la diffusion de l'effort normal le long des faces du poteau selon le principe schématisé ci-après :

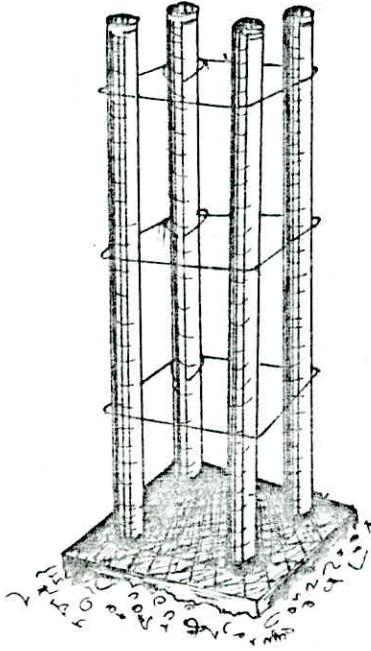


La rugosité des 4 faces en pied peut par exemple être obtenue par la mise en œuvre dans le coffrage d'un métal déployé.

Procédé Armature : ce procédé peut être utilisé directement à partir des fondations (cas des terrains à forte déclivité).

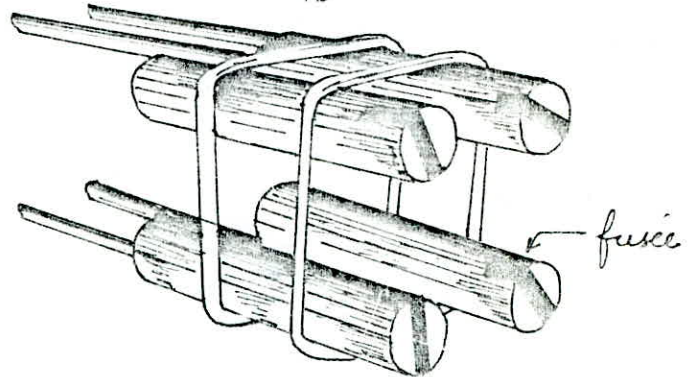
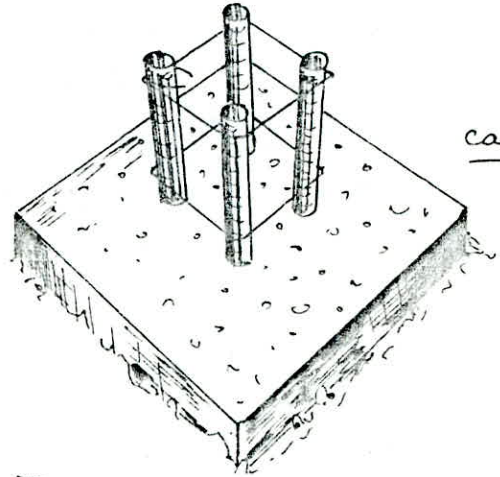
En général, les tubes sont soudés sur une platine : cette pièce est posée, calée et réglée sur la semelle qui aura été coulée environ 2 cm plus bas que la cote nominale. Comme il n'y a pas de longrines de dallage, on peut utiliser 4 étais classiques par poteau appuyés au sol sur des cales en bois et en tête sur une colorette métallique bridée sur le poteau (§ étalement de poteaux de § suivant).

cas (2)

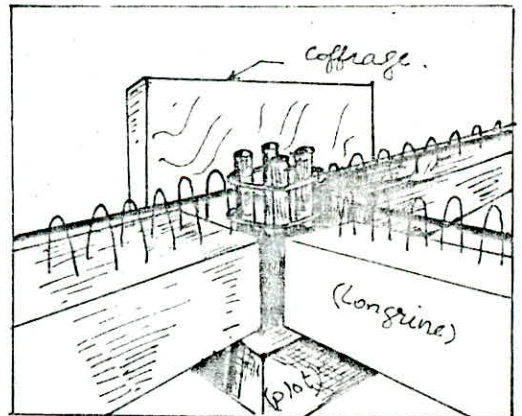


Les 2 cas du scellement (ARMATURE) :

cas (1)



- Dans le cas (1) on met en place les tubes de scellement (ARMATURE) du poteau et on coffre l'espace libre entre les longrines. Après vérification de la position des tubes (entre-axes, alignement), on coule le noyau autour des tubes et sur la hauteur des longrines, à l'aide d'un béton de mignonette dosé à 400 kg/m^3 CPA 55



- Dans le cas (2) on nivelle à l'aide de cales l'appui (2 à 3 cm) puis on pose les tubes soudés sur leur platine sur un mortier sans retrait qui sert de scellement provisoire après le réglage des alignements et de la hauteur des tubes.

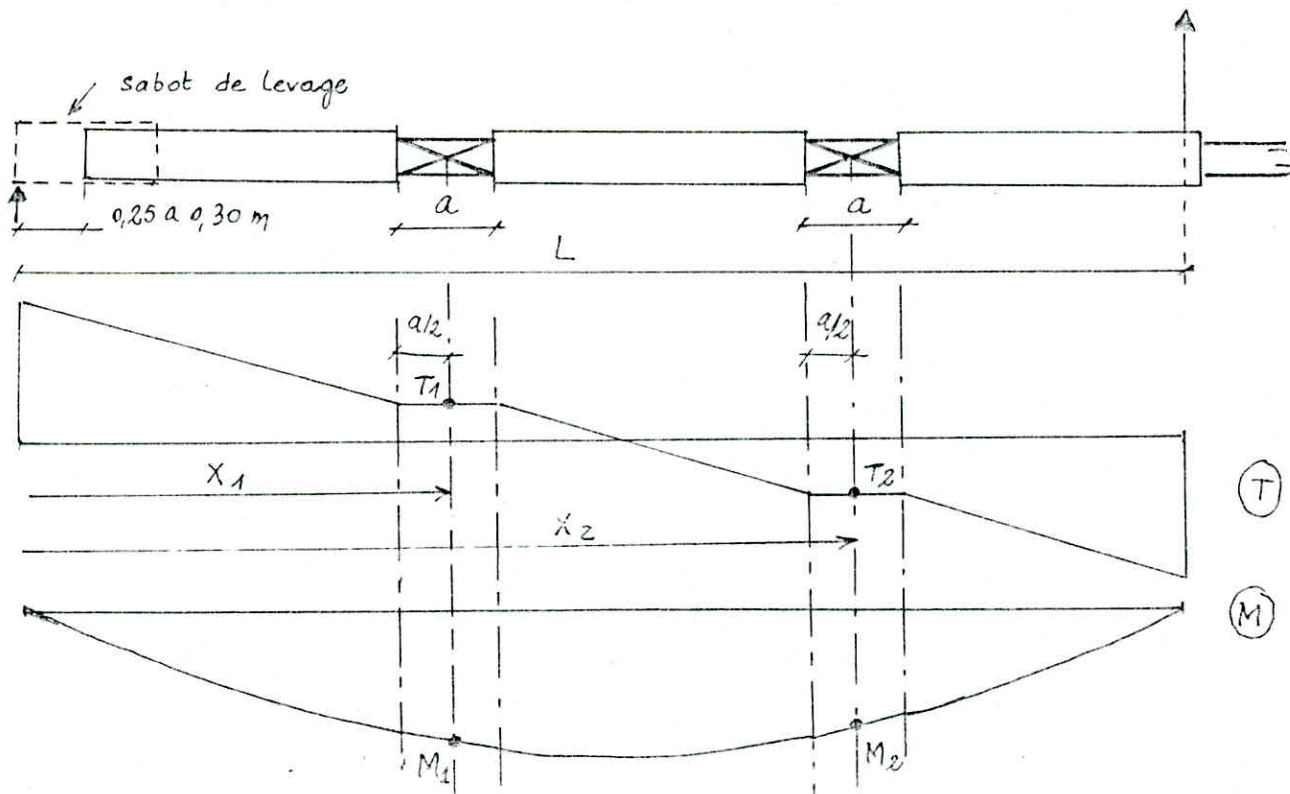
Important : Avant prise de ce béton, on vérifie une dernière fois la parfaite position des tubes : Tolérance 1° aux cotes nominales $\pm 0,5$ cm en plan, ± 1 cm en hauteur.

Remarque : Les poteaux de notre ouvrage sont scellés suivant le cas (2).

II-7. Vérification à la manutention : La vérification à la manutention consiste essentiellement à vérifier le bon dimensionnement des aciers au niveau du diabol.

Le calcul est réalisé en appliquant les règles des constructions métalliques (CM66). Selon ces règles, la charge de calcul est à pondérer par $4/3$. En outre, nous considérons un coefficient de majoration dynamique égal à $1,2$. Par conséquent, de manière globale, il faut prendre :

$$g_1^* = 1,6 \cdot g_1 \quad (g_1 \text{ étant le poids au ml du potcau})$$



Comme l'indique le schéma ci-dessus, il y a lieu de calculer l'effort tranchant et le moment fléchissant aux abscisses x_1, x_2, \dots, x_n correspondant à chaque milieu de diabol. Ces efforts sont calculés avec $g_1^* = 1,6 \cdot g_1$.

Pour le diabol n , il faut vérifier les relations suivantes :

• Dans les diagonales : $T_n \leq T_{2u}$

• Dans les membrures : $M_n \leq M_{2u}$

où :

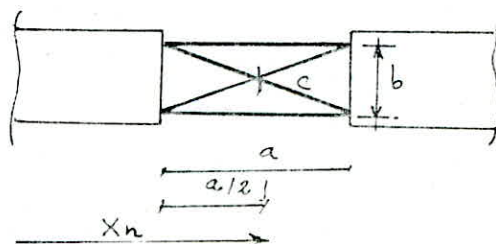
T_{2u} et M_{2u} sont respectivement l'effort tranchant et le moment fléchissant résistant à l'E.L.U :

$$T_{2u} = F_d \cdot \frac{4b}{c} \quad ; \quad M_{2u} = F_m \cdot 2b \quad ; \quad c = \sqrt{a^2 + b^2}$$

où :

F_d et F_m sont les efforts à l'E.L.U en compression pour une barre diagonale ou une barre longitudinale, calculée comme suit :

$$F = A \cdot \frac{\sigma_c}{K}$$



où : A = section de la barre.

σ_c = limite élastique de l'acier.

K = un coefficient qui minore σ_c pour tenir compte des effets de flambement des barres.

$$K = 0,5 + 0,65 \cdot u + \sqrt{0,42 \cdot u^2 - 0,35 \cdot u + 0,25}$$

(cours CM66
pièce à parois pleines
soumise à l compression
centrée).

avec :

$$u = \frac{\sigma_c}{\sigma_k}$$

σ_k = contrainte critique.

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E_a}{\lambda^2}$$

λ = élancement mécanique de la pièce comprimée (poteau

Pour les cages considérées les essais montrent que les barres sont suffisamment maintenues sans leur partie centrale et que l'on peut adopter la figure suivante :



l = longueur de flambement

$$l = \begin{cases} \frac{a}{2} & \text{pour les membrures} \\ \frac{c}{2} & \text{pour les diagonals.} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$I = \frac{\pi \phi^4}{64}$ = moment d'inertie.

$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$ = section de la barre.

d'où :

$$\lambda = 4 \frac{l}{\phi}$$

Valeurs de u :

• Pour une barre longitudinale :

$$l = \frac{a}{2} \Rightarrow \lambda = \frac{4l}{\phi} = 2 \cdot \frac{a}{\phi}$$

$$u = \frac{\sigma_c}{\sigma_k} = \frac{\sigma_c}{\pi^2 E_a} \cdot \lambda^2 = \frac{\sigma_c}{\pi^2 E_a} \cdot \frac{4 \cdot a^2}{\phi^2} \quad ; \quad \pi^2 \approx 10$$

$$\text{soit : } u = \frac{\sigma_c}{2,5 \cdot E_a} \cdot \frac{a^2}{\phi^2}$$

• Pour une barre diagonale :

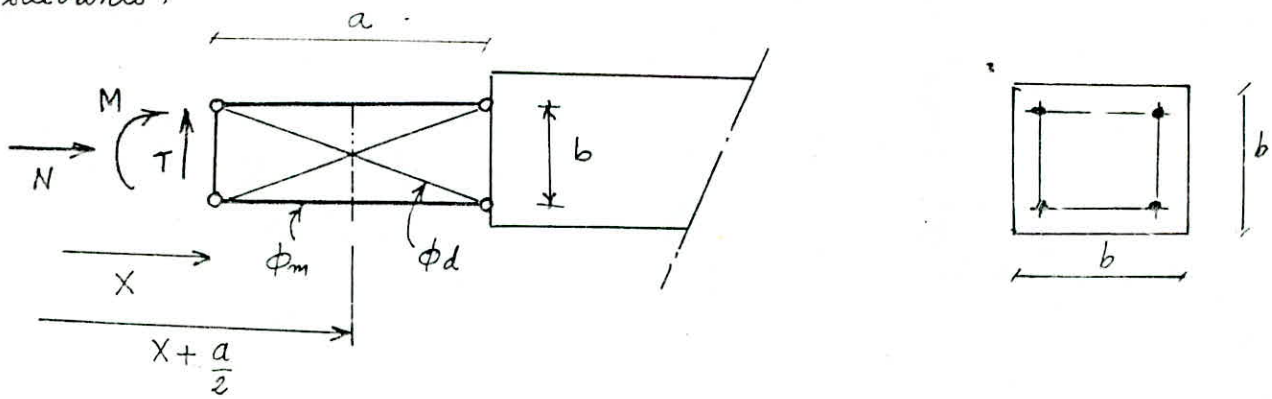
$$l = \frac{c}{2} \Rightarrow \lambda = \frac{4l}{\phi} = 2 \cdot \frac{c}{\phi} \quad ; \quad c = \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$u = \frac{\sigma_c}{\sigma_k} = \frac{\sigma_c}{\pi^2 E_a} \cdot \lambda^2 = \frac{\sigma_c}{\pi^2 E_a} \cdot \frac{4 \cdot c^2}{\phi^2} = \frac{\sigma_c}{\pi^2 E_a} \cdot \frac{4 (a^2 + b^2)}{\phi^2}$$

$$\text{soit : } u = \frac{\sigma_c}{2,5 \cdot E_a} \cdot \frac{a^2 + b^2}{\phi^2}$$

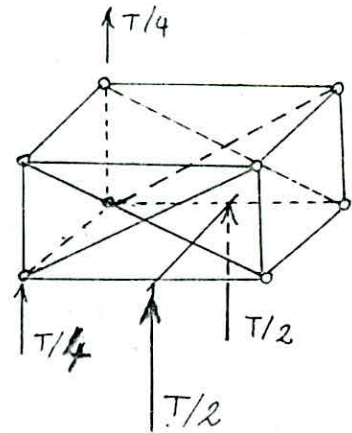
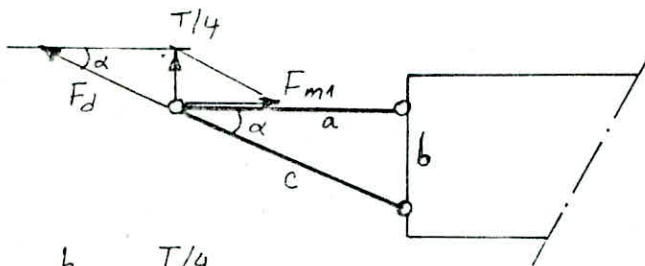
E_a = module d'élasticité de l'acier ($E_a = 2 \cdot 10^6$ bars).

MISE EN EQUATION: Ses efforts agissant sur la cage métallique du diabolos mécano-soudé sont calculés à partir des schémas de calcul suivants :



Ses barres sont supposées articulées. L'effort tranchant donne la décomposition d'efforts suivante.

① Ses Forces F_d et F_m :



$$\sin \alpha = \frac{b}{c} = \frac{T/4}{F_d}$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{T}{4} \cdot \frac{c}{b} = \frac{T}{4} \cdot \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{b} \quad \text{et} \quad T = F_d \cdot \frac{4 \cdot b}{c}$$

Dans les diagonales, l'effort de compression (ou de traction) est : F_d .

$$F_d = \frac{T}{4} \cdot \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{b}$$

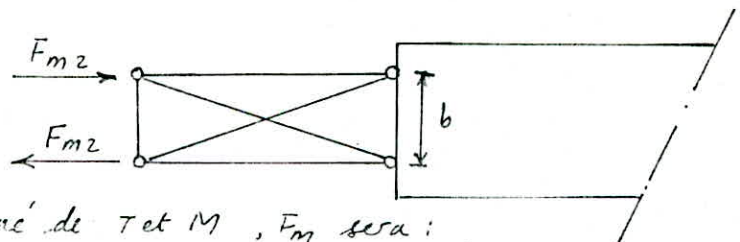
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{a} = \frac{T/4}{F_m} \Rightarrow F_m = \frac{T}{4} \cdot \frac{a}{b}$$

Dans les membrures, l'effort de compression (ou de traction) est : F_m

$$F_m = \frac{T}{4} \cdot \frac{a}{b}$$

Le moment de flexion donne :

$$F_{m2} = \frac{M}{2b} \Rightarrow M = F_{m2} \cdot 2 \cdot b$$



En conclusion, sous l'effet combiné de T et M , F_m sera :

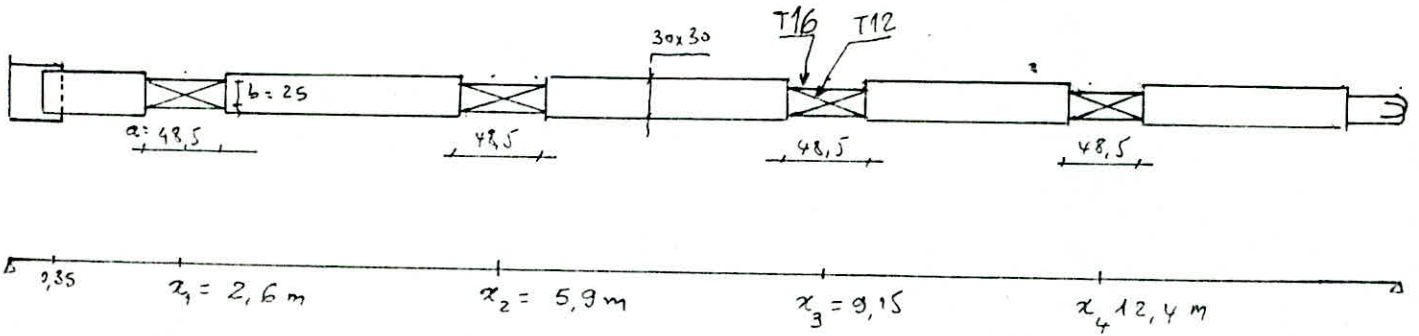
$$F_m = F_{m1} + F_{m2} = \frac{T}{4} \cdot \frac{a}{b} + \frac{M}{2b} = \frac{1}{2b} \cdot \left[\frac{T \cdot a}{2} + M \right] = \frac{M'}{2b}$$

avec : $M' = \left[\frac{T \cdot a}{2} + M \right]$ le moment à l'abscisse $x + \frac{a}{2}$ (au milieu de la cage)

si de plus il ya un effort normal N , la sollicitation résultante dans les barres longitudinales (membrures) devient :

$$F_M = \frac{M'}{2b} + \frac{N}{4}$$

EXEMPLE DE CALCUL : soit le poteau (I-1) de section $30 \times 30 \text{ cm}^2$:



cas du diabolis courant :

$$\sigma_c = 4000 \text{ bars} \quad ; \quad a = 48,5 \text{ cm} \quad ; \quad c = \sqrt{a^2 + b^2} = 54,56 \text{ cm}$$

$$E_a = 200000 \text{ bars} \quad ; \quad b = 25 \text{ cm}$$

• Pour une barre diagonale :
$$\mu = \frac{4000}{2,5 \cdot 2 \cdot 10^6} \cdot \frac{48,5^2 + 25^2}{1,2^2} = 1,65$$

• Pour une membrure :
$$\mu = \frac{4000}{2,5 \cdot 2 \cdot 10^6} \cdot \frac{48,5^2}{1,2} = 1,30$$

$$K_d (\text{diagonale}) = 0,5 + 0,65 \cdot 1,65 + \sqrt{1,14 - 0,58 + 0,25} = 2,47$$

$$K_m (\text{membrure}) = 0,5 + 0,65 \cdot 1,3 + \sqrt{0,71 - 0,45 + 0,25} = 2,05$$

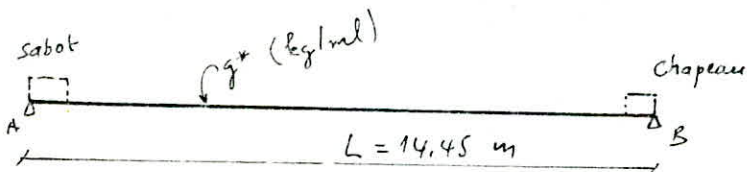
$$F_m = A_m \frac{\sigma_c}{K_m} = 2,01 \cdot \frac{4000}{2,05} = 3921,95 \text{ kg} = 39219,5 \text{ N}$$

$$F_d = A_d \frac{\sigma_c}{K_d} = 1,13 \cdot \frac{4000}{2,47} = 1829,95 \text{ kg} = 18299,5 \text{ N}$$

$$M_{ru} = F_m \cdot 2b = 3921,95 \cdot 2 \cdot 25 = 196097,5 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 19609,75 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$T_{ru} = F_d \cdot \frac{4b}{c} = 1829,95 \cdot 4 \cdot \frac{25}{54,56} = 3354,01 \text{ kg} = 33540,1 \text{ N}$$

Schéma statique du poteau lors de la manutention :



$$L = 13,75 + 2 \times \text{sabot} = 13,75 + 2 \times 0,35$$

$$L = 14,45 \text{ m}$$

$$g^* = 1,2 \cdot g = 1,2 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 2500$$

$$g^* = 360 \text{ kg/ml}$$

$$R_A = R_B = g^* \frac{L}{2} = 360 \cdot \frac{14,45}{2} = 2601 \text{ kg}$$

$$T_x = g^* \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_x = g^* \frac{L}{2} \cdot x - g^* \frac{x^2}{2} = g^* \frac{x}{2} (L - x) = 18 (14,45 - x) \cdot x$$

Position du diabolé	Valeur de x (m)	$T(x)$ (kg)	$M(x)$ (kg.m)	$T_x \leq T_{24}$	$M_x \leq M_{24}$	$M_{24} = 1960,97$ (kg.m) $T_{24} = 3354,01$ (kg)
x_1	2,65	1645,2	56286	vérifié	vérifié	
x_2	5,9	475,2	30801	"	"	
x_3	9,15	-694,8	87291	"	"	
x_4	12,4	-1864,8	45756	"	"	

Conclusion: Sa manutention est vérifiée pour le ferrailage adopté pour diabolé mécanosoudé qui est 1T12 pour les diagonales et 1T16 pour les membrures.

Vérification des poteaux en phase provisoire (Etalement):

Les vérifications sont à mener sous l'effet du vent appliqué aux poteaux mis en œuvre soutenus par des étais.

L'application des règles N.V pour le cas des pièces isolées conduit à considérer les pressions de vent suivantes sous vent normal en ($d = 15 / m^2$)

Sites \ régions	I	II	III
Normal	75	105	135
exposé X	100	136 (x)	188

La vérification est faite sous vent extrême selon:

$$V_{ext} = 1,75 \cdot V_{nor}$$

T et M sont alors calculés comme précédemment:

Données: $L+3$; poteau 20×30 .

zone II; site Normal

$$q_{ve} = 136 \cdot 0,30 \cdot 1,75 = 71,4 \text{ kg/ml}$$

Vérification au niveau 1

• Diagonale $\phi 12$.

$$T = 71,4 \cdot 11 = 785,4 \text{ kg}$$

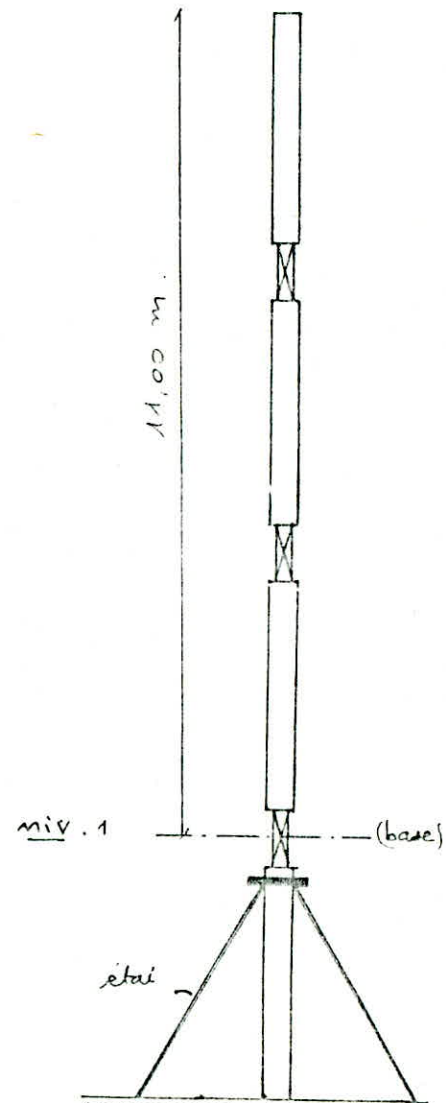
$$T < T_{24} = 3354,01 \text{ kg (cf tableau)} \text{ vérifié.}$$

• membrure $\phi 16$

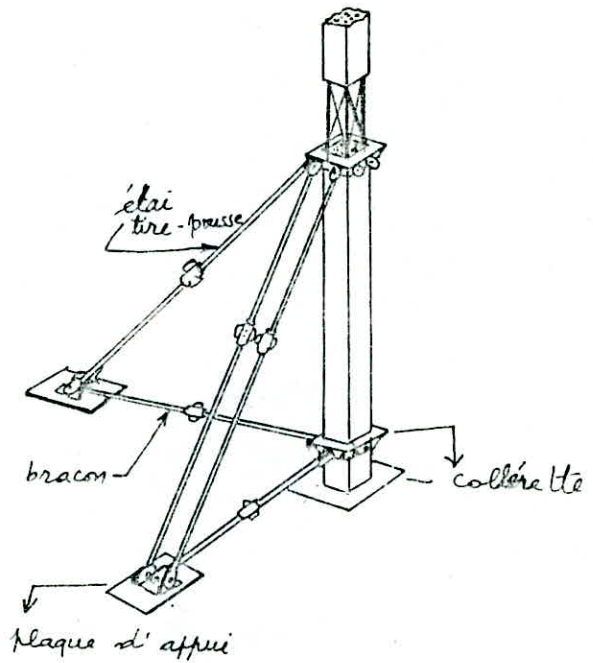
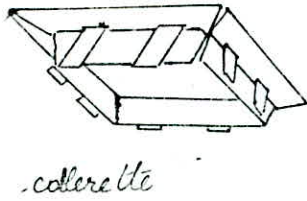
$$M = 71,4 \cdot \frac{11^2}{2} = 4319,7 \text{ kg.m}$$

$$M < M_{24} = 1960,97 \text{ kg.m (cf tableau)} \text{ vérifié}$$

Conclusion: Sa phase provisoire est vérifiée, donc pas de dégâts lors de la pose des poteaux.

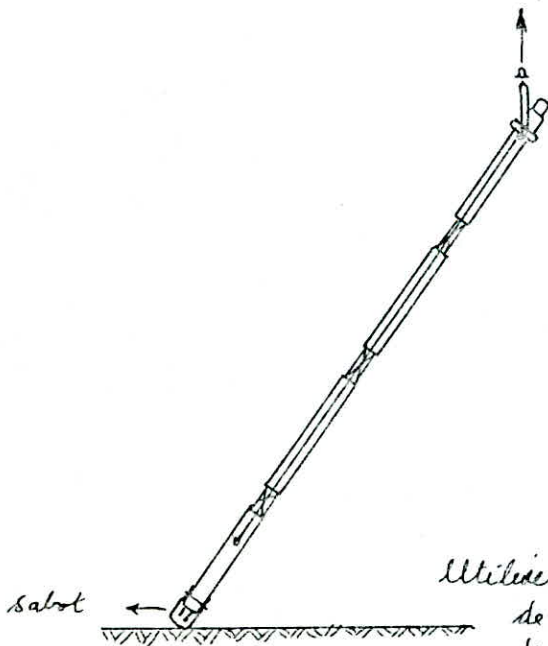


• Etaicement des poteaux :

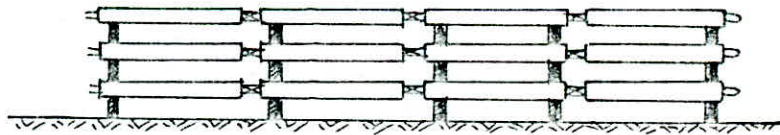


• Levage :

Utiliser le carcan de levage pour lever le poteau.



• Transport - manutention - stockage.

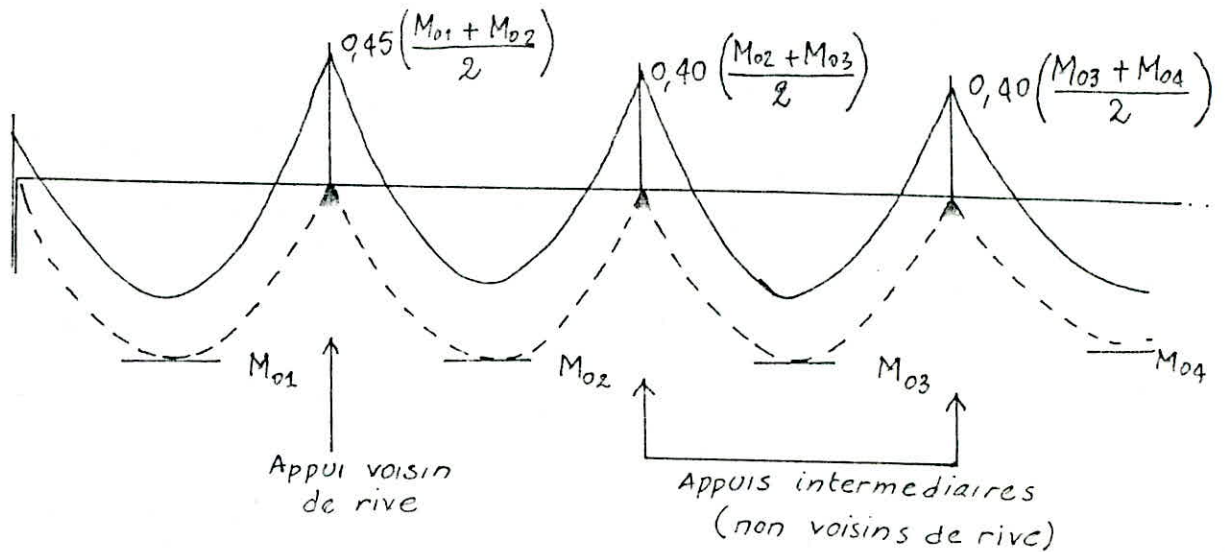


Utiliser le sabot de protection des aciers bas pour le relevage.

CALCUL DES POUTRES B.A

Introduction : Le domaine courant d'emploi de scope correspond au domaine des charges modérées, par ailleurs, les portées des travées sont en général égales ou de même ordre de grandeur. Compte tenu de ces remarques, les traverses seront calculées en poutres continues en négligeant la solidarité avec les poteaux.

Moments aux nœuds sous charges verticales : La valeur des moments sur appui est déterminée forfaitairement, comme suit : (Méthode forfaitaire)



Sur le poteau de rive (en l'absence de console) il y a lieu de mettre en place des armatures en chapeaux pour un moment forfaitaire égal à $0,15 M_{01}$. Le moment n'est pas pris en compte pour le dimensionnement de la première travée.

Pour les appuis autres que ceux de rive, M_0 est pris égal à la moyenne des moments en appuis libres des travées qui encadrent l'appui considéré.

Ces moments isostatiques sont calculés avec les hypothèses qui suivent :

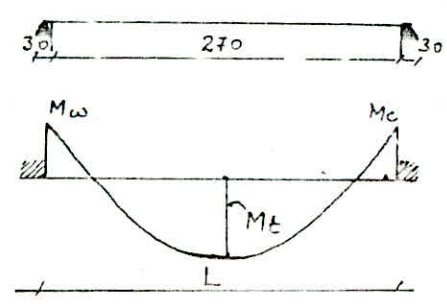
- Portée entre nus des poteaux.
- Avec la totalité du poids propre, les charges permanentes et les charges libres si la poutre est étayée.
- Avec 60% du poids propre et la totalité des charges permanentes et libres si la poutre est posée sans étai.

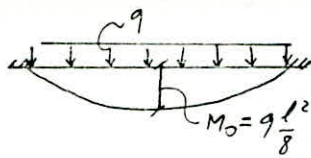
Exemple de calcul d'une poutre en B.A préfabriquée :

- Poids propre = 300 kg/ml
- Poids des murs = 175 "
- Plancher $2,500 \times 0,1 \times 1,2 = 300$ "

- $q = 775$ kg/ml

- Surcharges $(1,2) \times 2,50$ = 300 kg/ml
(largeur de la table)





$$M_0 = \begin{cases} M_{0,g} = G \frac{l^2}{8} = \frac{0,775 \cdot 2,7^2}{8} = 0,71 \text{ t.m} \\ M_{0,s} = S \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{0,3 \cdot 2,7^2}{8} = 0,27 \text{ t.m} \end{cases}$$

- En tenant compte de la continuité :

$$M(\text{appui voisin de rive}) = 0,45 \cdot M_0 \begin{cases} 0,45 \cdot M_{0,g} = 0,32 \text{ t.m} \\ 0,45 \cdot M_{0,s} = 0,12 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(\text{appui intermédiaire}) = 0,40 \cdot M_0 \begin{cases} 0,40 \cdot M_{0,g} = 0,28 \text{ t.m} \\ 0,40 \cdot M_{0,s} = 0,108 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(\text{appui de rive}) = 0,15 \cdot M_0 \begin{cases} 0,15 \cdot M_{0,g} = 0,106 \text{ t.m} \\ 0,15 \cdot M_{0,s} = 0,04 \text{ t.m} \end{cases}$$

⊙ Ferraillage des poutres : Le calcul des armatures se fera à l'E.L.U, avec une fissuration peu nuisible (flexion simple).

$$M_u = 1,35 \cdot M_g + 1,5 \cdot M_s$$

En travée : Le moment M_t en travée doit vérifier :

$$M_t \geq \eta \cdot M_0 - \frac{|M_w| + |M_c|}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(\eta + 0,3)}{2} \cdot M_0$$

↑
cas d'une travée
de rive.

$$\text{ou } \frac{\eta}{2} \cdot M_0$$

↑
cas d'une travée
intermédiaire

avec :

$$\eta = \frac{G + 1,3 \cdot S}{G + S}$$

$$\text{et } \eta \geq 1,05$$

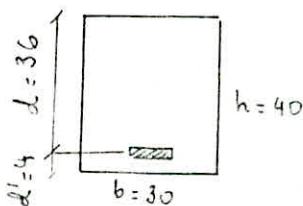
Pour le cas de la poutre ci-dessus : (poutre intermédiaire)

$$\eta = \frac{775 + 1,3 \cdot 300}{775 + 300} = 1,45$$

$$M_t = \frac{\eta}{2} \cdot M_0 = \frac{1,45}{2} \cdot M_0 = \begin{cases} 0,725 M_{0,g} = 0,51 \text{ t.m} = M_{t,g} \\ 0,725 M_{0,s} = 0,19 \text{ t.m} = M_{t,s} \end{cases}$$

$$M_{t,u} = 1,35 \cdot M_{t,g} + 1,5 \cdot M_{t,s} = 0,97 \text{ t.m}$$

$$M_{t,ser} = M_{t,g} + M_{t,s} = 0,51 + 0,19 = 0,70 \text{ t.m}$$



Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bu} = 14,2 \text{ ''}$;

$f_c = 400 \text{ ''}$;

$f_{su} = 348 \text{ ''}$;

$M_{t,u} = 0,97 \text{ t.m}$;

$M_{t,ser} = 0,70 \text{ t.m}$;

fissuration peu nuisible ;

$$\gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,ser}} = \frac{0,97}{0,70} = 1,38 \quad \rightarrow \mu_{lu} = 0,31$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t,u}}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{0,30 \cdot 36^2 \cdot 142} = 0,02 < \mu_{lu} \quad \text{donc pas d'acier comprimé}$$

Armatures tendues :

$$a.n : \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,025 < 0,259$$

$$\text{bras de levier : } Z_b = \alpha (1 - 0,4 \alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \cdot 0,025) = 0,35$$

$$A_{su} = \frac{M_{t,u}}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{970 \cdot 10^2}{35 \cdot 3480} = 0,8 \text{ cm}^2$$

c'est faible comme section d'armature, on prendra donc le % minimal préconisé par le RPA qui est de 3 cm² soit :

$$\underline{3 \text{ T } 12} \quad (A_{eff} = 3,39 \text{ cm}^2) \quad \text{pour toutes les poutres}$$

Condition de non fragilité : (fess peu nuisible).

$$\rho = \frac{A_{eff}}{b d} = \frac{3,39}{30 \cdot 36} = 2,9 \cdot 10^{-3}$$

$$0,23 \cdot \frac{f_{ct28}}{f_c} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,21 \cdot 10^{-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 2,9 \cdot 10^{-3} \\ 0,23 \cdot \frac{f_{ct28}}{f_c} = 1,21 \cdot 10^{-3} \end{array} \right\} \rho = 2,9 \cdot 10^{-3} > 0,23 \frac{f_{ct28}}{f_c} \quad \text{vérifiée}$$

Contrainte tangente :

$$T_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = (1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 5) \cdot \frac{l}{2} = (1,35 \cdot 775 + 1,5 \cdot 300) \cdot \frac{2,7}{2} = 1497 \cdot \frac{2,7}{2}$$

$$T_u = 2021 \text{ kg}$$

$$\gamma_u = \frac{T}{b \cdot z} ; z = \frac{7}{8} \cdot h = 31,5 \text{ cm}$$

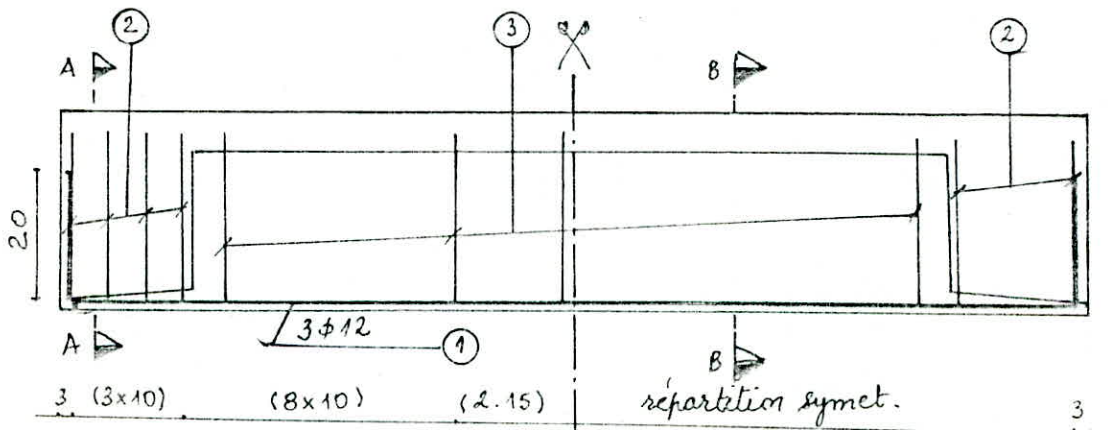
$$\gamma_u = \frac{2021}{30 \cdot 31,5} = 2,14 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} = 325 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Armatures transversales et espacement :

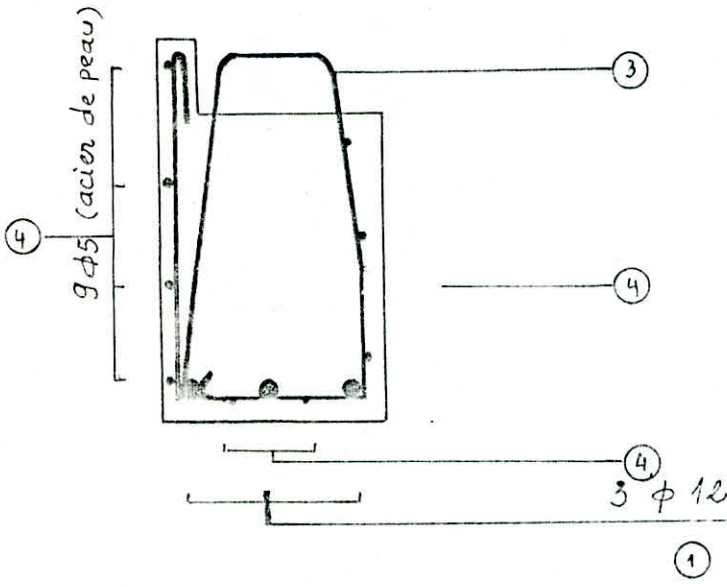
on prend 2 brins $\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

$$s_{t_0} = \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_{su}}{b \cdot (\gamma_u - 0,5)} = \frac{0,9 \cdot 0,56 \cdot 348}{0,30 \cdot (0,214 - 0,5)} \leq 0$$

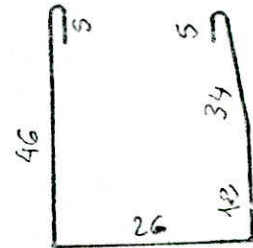
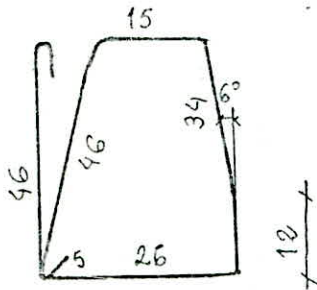
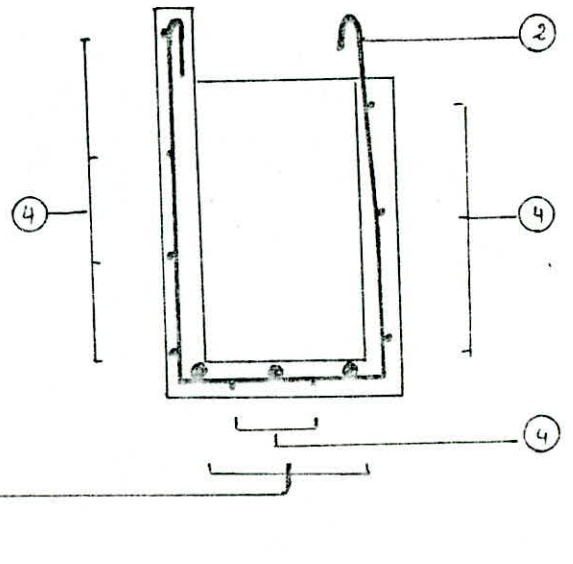
$$\bar{s}_t = \min [0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}] = 32,4 \text{ cm}$$



COUPE B-B



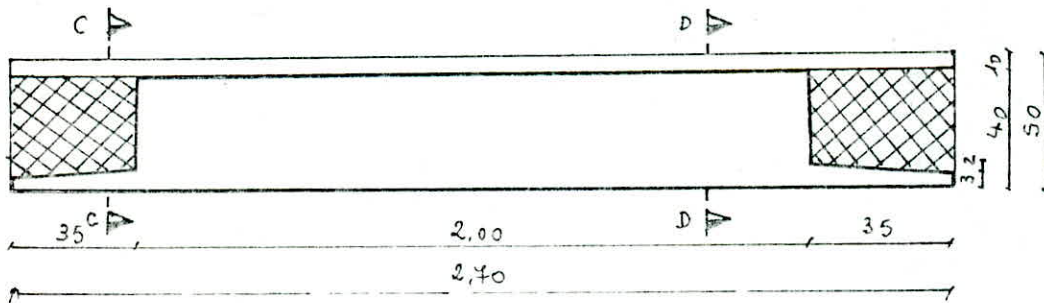
COUPE A-A



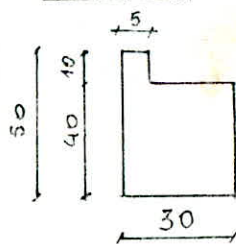
③ 17 φ 6 L = 1,89

② 4x2 = 8 φ 6 L. 1,28
e = 10

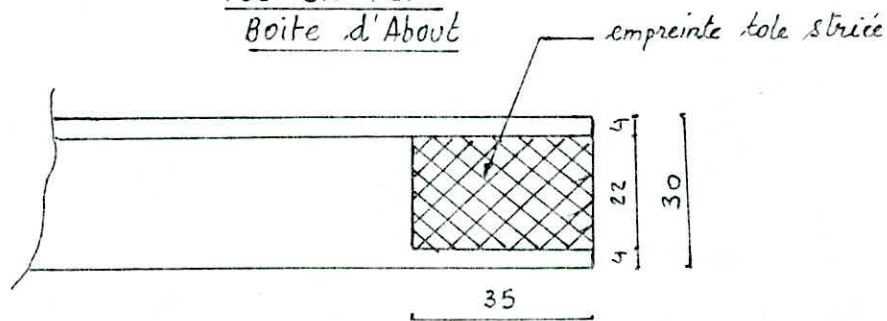
— (POUTRE PBA (30 x 40)) —



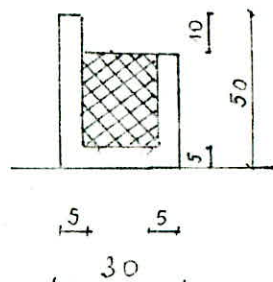
Coupe D-D



VUE EN PLAN
Boite d'About



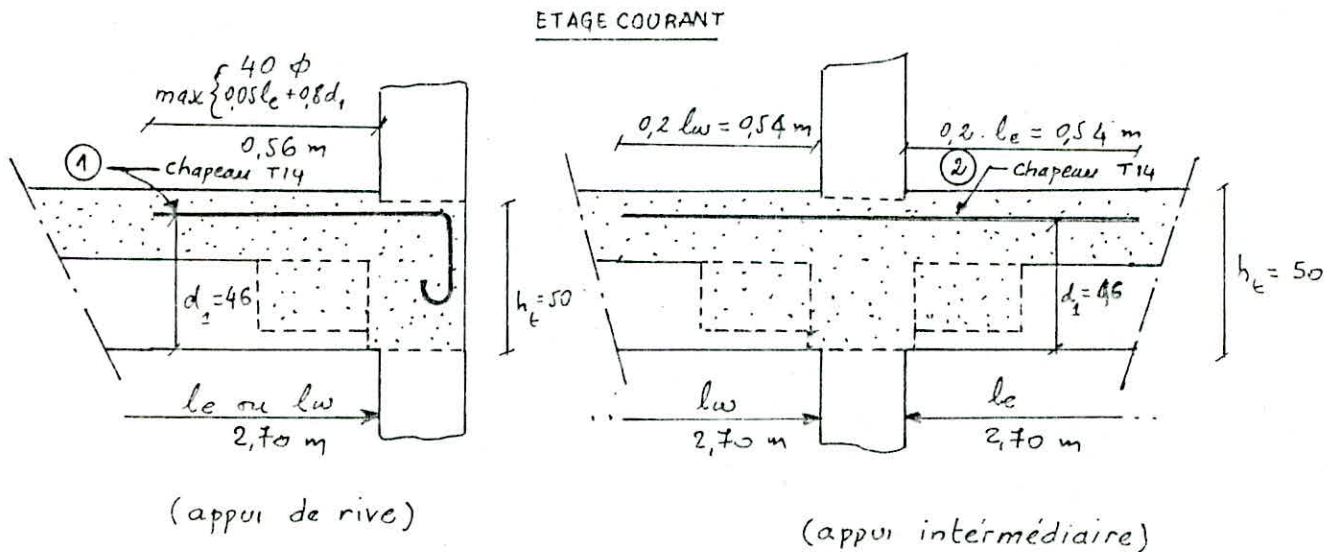
Coupe C-C



Ferraillage des nœuds et disposition des armatures :

1) Calcul des chapeaux :

a - Longueur des chapeaux : (cf schémas ci-dessous) ; Les longueurs indiquées ne valent que lorsque le rapport des portées qui encadrent l'appui reste compris entre 0,8 et 1,25



b - Les sections d'armatures des chapeaux : Elles sont calculées en appliquant les règles BAEL.

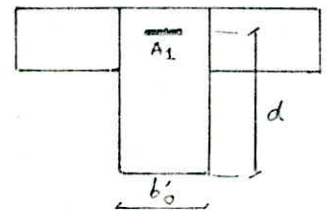
Le moment à l'E.L.U est pris égal à : $M_u = \gamma \cdot M$

où : M = moment sur appui calculé selon le § précédent.

$$\gamma = \frac{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}{G + Q} ; \text{ dans le cas courant } \gamma = 1,4$$

La section est égale à : $A_1 = \frac{M_u}{\delta \cdot d_1 \cdot f_e / 1,15}$

où : $\mu = \frac{1,76 \cdot M_u}{b'_0 \cdot d_1^2 \cdot f_{c28}} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $d_1 = 46 \text{ cm}$
 $b'_0 = 30 \text{ cm}$



$$\delta = 1 - 0,6 \cdot \mu$$

Récapitulatif pour les poutres en B.A : $\mu = 0,018 \cdot M_u$

sens Longitudinal							
Moment sur appui	M_{ul} (t.m)	$M_{sér}$ (t.m)	γ	$M_u = \gamma M$	μ	δ	A_1 (cm ²)
Voisin de rive	0,612	0,44	1,39	0,61	0,01	0,99	0,39
Intermédiaire	0,54	0,388	1,39	0,54	0,09	0,994	0,34
Rive	0,203	0,146	1,39	0,20	0,04	0,997	0,13

sans transversal

Moment sur appui	M_{ul} (t.m)	M_{ur} (t.m)	γ	$M_u = \gamma \cdot H$	ξ	δ	$A_1 \text{ cm}^2$
Rive ① est	0,485	0,349	1,39	0,67	0,012	0,993	0,39
Rive ② west	0,485	0,349	1,39	0,67	0,012	0,993	0,39

Nœuds des poutres Précontraintes :

$$q = 0,627 \text{ t/m}^2$$

$$q = 0,250 \text{ t/m}^2$$

$$M_{or} = 25332,5 \text{ kg.m (moment isostatique à mi-travée, } \angle \text{ } \& \text{ poutres précontr.)}$$

• section d'armatures des chapeaux : A_1

$$\gamma = \frac{1,35 \cdot q + 1,5 \cdot Q}{q + Q} = \frac{1,35 \cdot 627 + 1,5 \cdot 250}{627 + 250} = 1,39$$

$$M_e = M_w = 0,15 M_{or} = 3799,87 \text{ kg.m}$$

Moment (e,w)	γ	$M_u = \gamma M_{or}$	ξ	δ	A_1
3799,87	1,39	5281,82	0,058	0,964	3,42

soit 2 T16 ($A_1 = 4,02 \text{ cm}^2$) en chapeaux

• section d'armatures d'ancrage : A_2

$$A_2 = \max \begin{cases} 1,5 \text{ cm}^2 \\ b_0 \cdot h_t / 800 = \frac{30 \cdot 50}{800} = 1,87 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{RPA} \rightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

soit 2 T14 ($A_2 = 3,08 \text{ cm}^2$)

Vérification de la condition de non fragilité:

$$S = \frac{A_{scal}}{b \cdot d} > 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,2075 \cdot 10^{-3} \quad \left. \vphantom{S} \right\} \text{non vérifié.}$$

$$S = \frac{0,39}{46 \cdot 30} = 2,8 \cdot 10^{-4} < 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Donc la section trouvée est insuffisante. On adoptera le ferrailage minimal préconisé par le RPA relatif à l'assemblage poteau-poutre BA qui est $A = 3 \text{ cm}^2$;

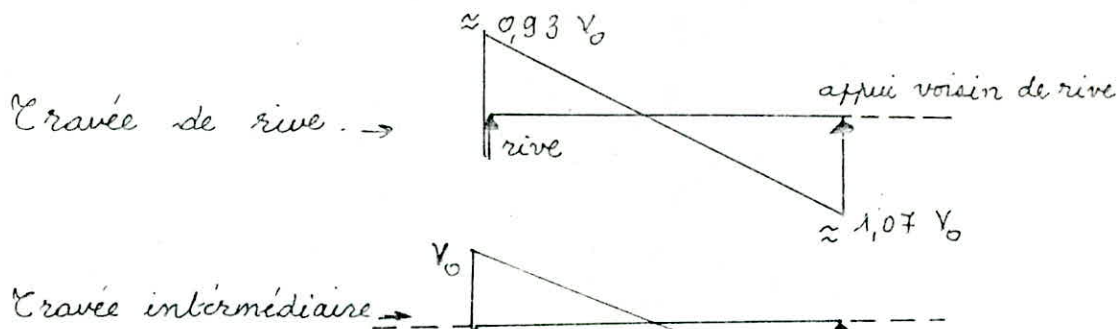
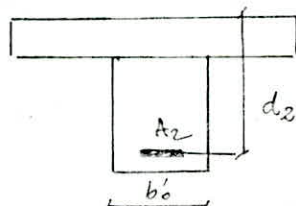
soit 2 T 14 ($A_{eff} = 3,08 \text{ cm}^2$)

Equilibre de la bielle d'appui

1) Vérification du cisaillement: Dans la section d'appui il faut vérifier;

$$\tau_u = \frac{V_u}{b'_s \cdot d_2} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \cdot f_{c28} \\ 40 \text{ bars} \end{array} \right.$$

Les réactions d'appui doivent tenir compte des effets de la continuité et sont à considérer comme suit:



V_0 : l'effort tranchant isostatique de la travée considérée.
Le calcul de la section est effectué à l'E.L.U en considérant un effort tranchant:

$$V_u = \gamma \cdot V \quad ; \quad \gamma = 1,39 \text{ coeff. de pondération}$$

$$V_0 = q \frac{l}{2} = \frac{1,075 \times 2,7}{2} = 1,45 \text{ t. (= V)}$$

$$V_u = \gamma \cdot V = 2,01 \text{ t.}$$

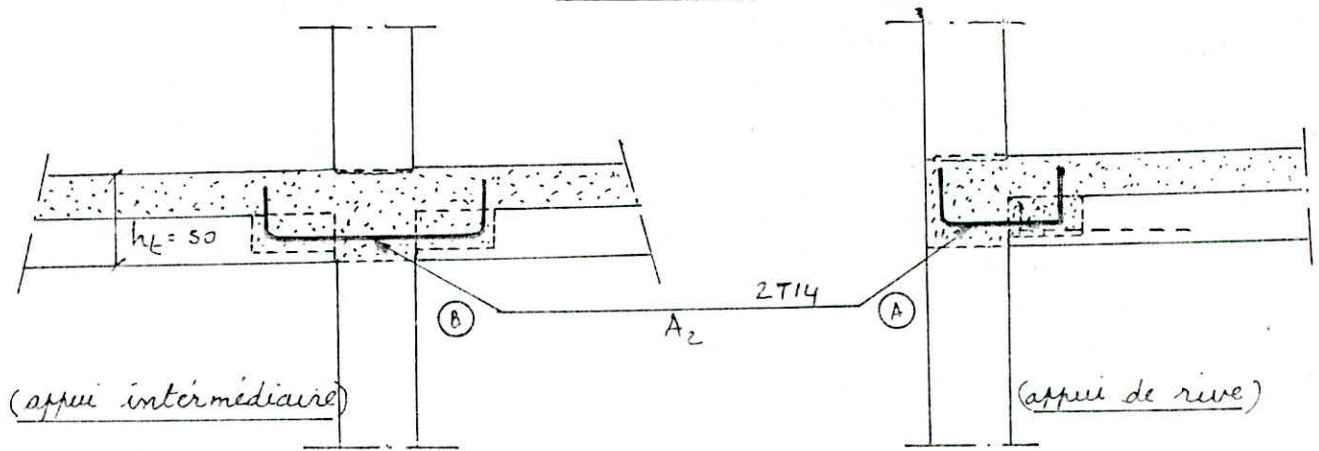
$$\tau_u = \frac{V_u}{b'_s \cdot d_2} = \frac{2,01 \cdot 10^3}{30 \times 46} = 1,46 \text{ bars} < \bar{\tau} = 32,5 \text{ bars. ok!}$$

2) Armatures d'ancrage: ces armatures doivent équilibrer la bielle d'appui. Elles sont mises en recouvrement avec les armatures en attente dans les réservations d'about des poutres. Les dispositions constructives qui en résultent sont définies par les plans d'exécution. La section déterminée par le calcul ne doit pas excéder:

- pour une poutre de 30 cm de base: $8,1 \text{ cm}^2$.

- Remarque:
- poutre de 20 cm de base : $A = 4,4 \text{ cm}^2$
 - poutre de 25 cm de base : $A = 6,0 \text{ cm}^2$

ETAGE COURANT



Les armatures d'ancrage sont calculées à partir du ferrailage mini préconisé par le règlement scope qui est :

$$A_2 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ cm}^2 \\ b_e \cdot h_e / 800 = \frac{30 \cdot 50}{800} = 1,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_2 \geq 1,87 \text{ cm}^2$.

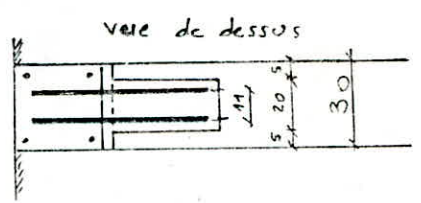
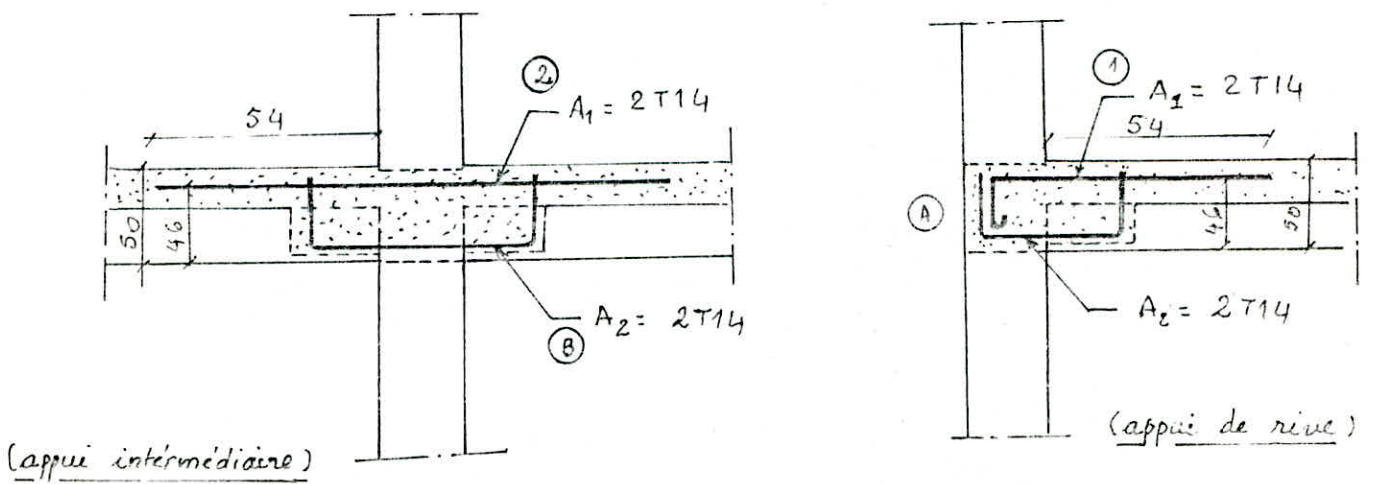
Par ailleurs le RPA nous donne un ferrailage minimal pour les chapeaux ainsi que pour les armatures d'ancrage au niveau de la jonction poteau-poutre (noeud) de 3 cm^2

Soit 2T14 ($A_{eff} = 3,08 \text{ cm}^2$)

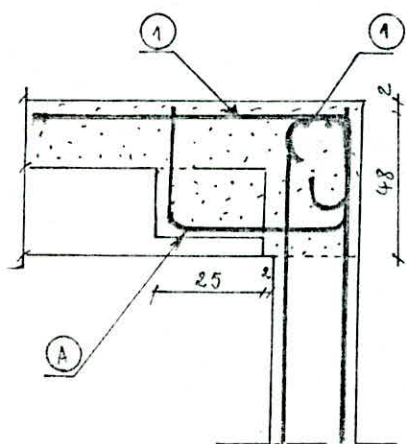
3. Disposition du ferrailage final du noeud :

- ① chapeau avec crochet.
- ② chapeau sans crochet.

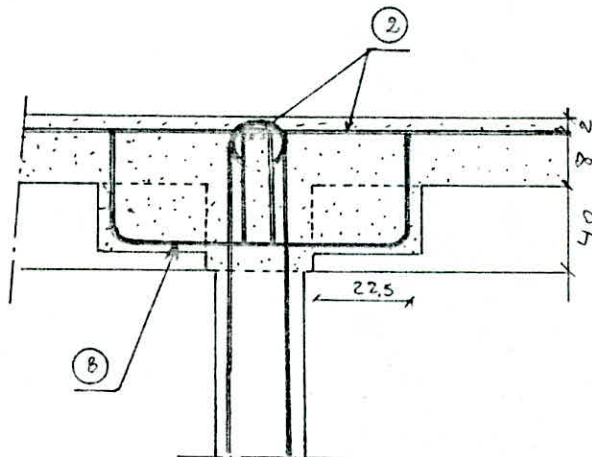
ETAGE COURANT



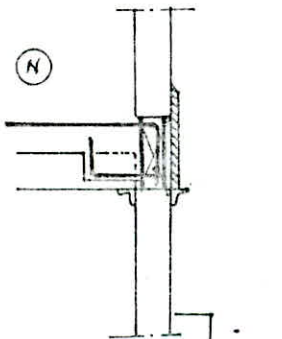
TERRASSE



(rive)

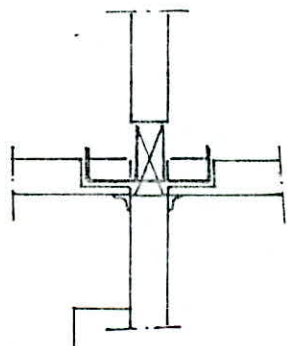


(intermédiaire)



mise en place des aciers de recouvrement plus chapeaux (et étriers dans le cas de poutres à biseau)

(rive)

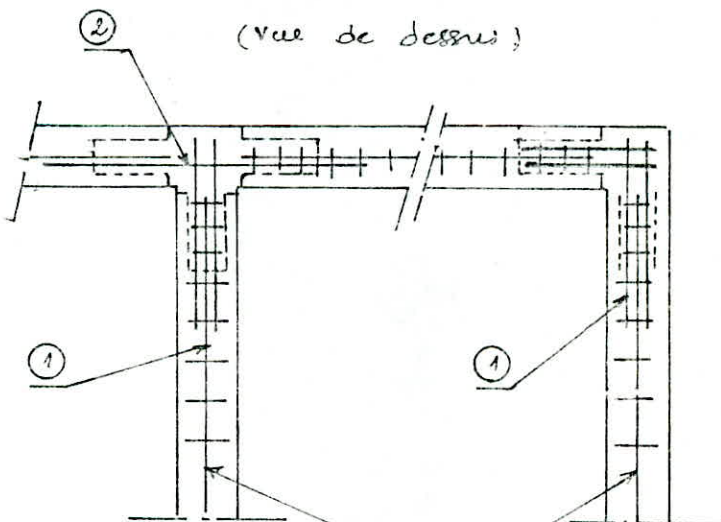


mise en place des aciers bas de recouvrement

(intermédiaire)

CHAINAGE

(vue de dessus)

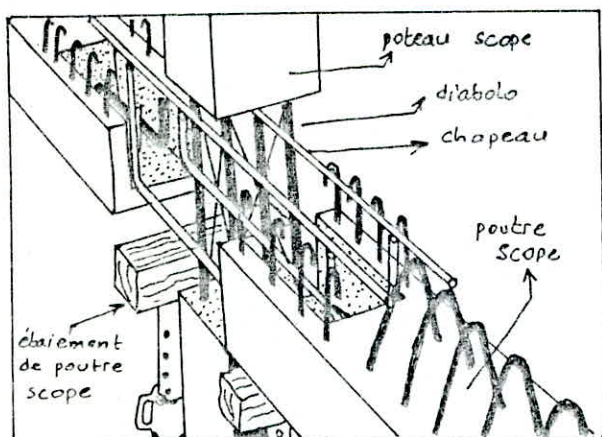


2 T10 filant à l'intérieur des étriers

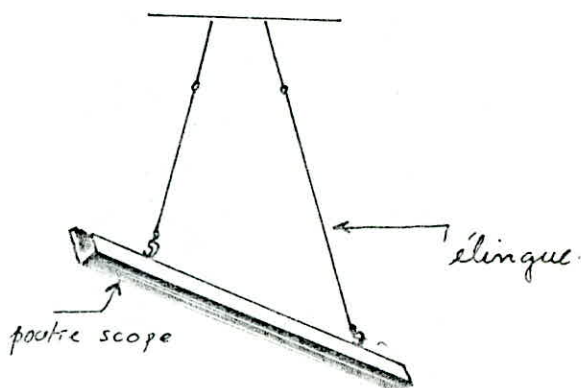
(M) Les étriers de boîte d'about de poutres à biseau sont à placer avant tout coulage béton.

(N) En rive les chapeaux sont également à placer avant tout coulage béton.

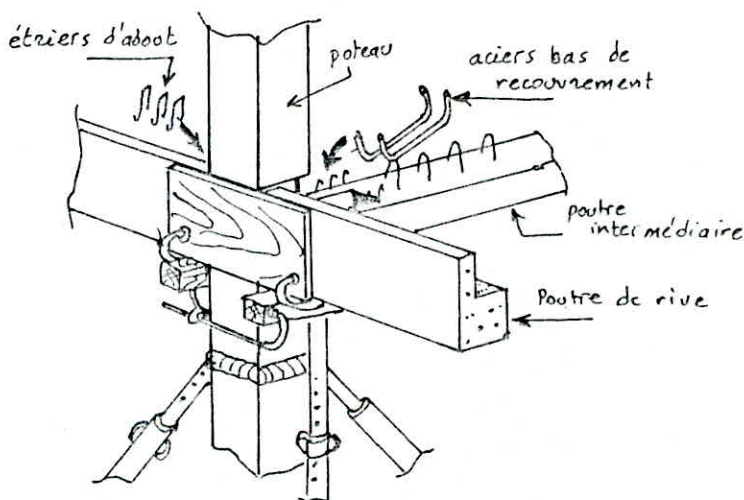
Mise en oeuvre des poutres d'étage :



Les poutres scope sont posées sur des étais simples ou sur des collerettes.



L'angle entre les élingues et la poutre doit être supérieur à 60°



(Coulage des nœuds)

Chapitre 4.

• Calcul des poutres précontraintes ...

• Déformation des φ φ

1. Généralités sur le béton précontraint: La résistance du béton à la traction est très médiocre de l'ordre de $1/12^e$ de sa résistance à la compression. Dans la technique de B.A, on y remédie à ce défaut en disposant dans toutes les zones tendues des armatures d'acier dirigées suivant la direction des forces de traction et capables d'y résister cependant le béton ainsi obtenu présente plusieurs inconvénients qui en limitent l'emploi:

- La fissuration inévitable du béton tendu au niveau de l'enrobage.
- La corrosion des armatures découvertes après fissuration au niveau de l'enrobage.
- Le béton armé est lourd, ce qui constitue un handicap pour les éléments de grandes portées.

Il est donc logique de chercher à utiliser à plein la résistance du béton en le comprimant à l'avance de façon que la variation des contraintes au niveau de la zone tendue ne provoque qu'une décompression du matériau.

2. Précontrainte et sécurité: Pour la plupart des éléments en B.A, les contraintes sont proportionnelles aux actions si bien que si les contraintes de béton et de l'acier sont limitées à une fraction $1/k$ de la contrainte ultime du matériau, l'on peut dire que l'élément considéré présente un coefficient de sécurité égale à k .

Pour le béton précontraint en revanche, les contraintes se déduisent en général de la différence de sollicitation agissant en sens contraire, il en résulte que la limitation de la contrainte à une fraction de la contrainte ultime ne suffit pas à garantir un élément en B.P vis-à-vis d'un dépassement accidentel des actions. Il est donc nécessaire d'effectuer une vérification directe de la sécurité sous les sollicitations Ultimes.

3. Avantages et Inconvénients: Par rapport au B.A, le B.P présente des avantages et inconvénients.

- Ses qualités et les résistances de l'acier sont utilisées d'une façon plus rationnelle, le béton précontraint permet de diminuer le poids propre et de réduire les sections en "T" ou en "I". La diminution du poids propre peut aller au delà de 30% / B.A. L'utilisation des aciers Haute Limite d'Elasticité (H.L.E) amène une réduction de 40 à 50% sur la quantité des armatures.
- La précontrainte évite des fissures dans le béton.
- Les éléments ont une rigidité plus importante et les flèches sont très petites, ceci est dû à l'absence des fissures et la formation de contre-flèches.
- Ces avantages offrent aux structures l'utilisation du B.P dans les cas des éléments de grandes portées (jusqu'à 150 m), ce qui les rend concurrentiels des structures métalliques.
- Il revient moins cher que le B.A du point de vue quantité de béton et d'acier.

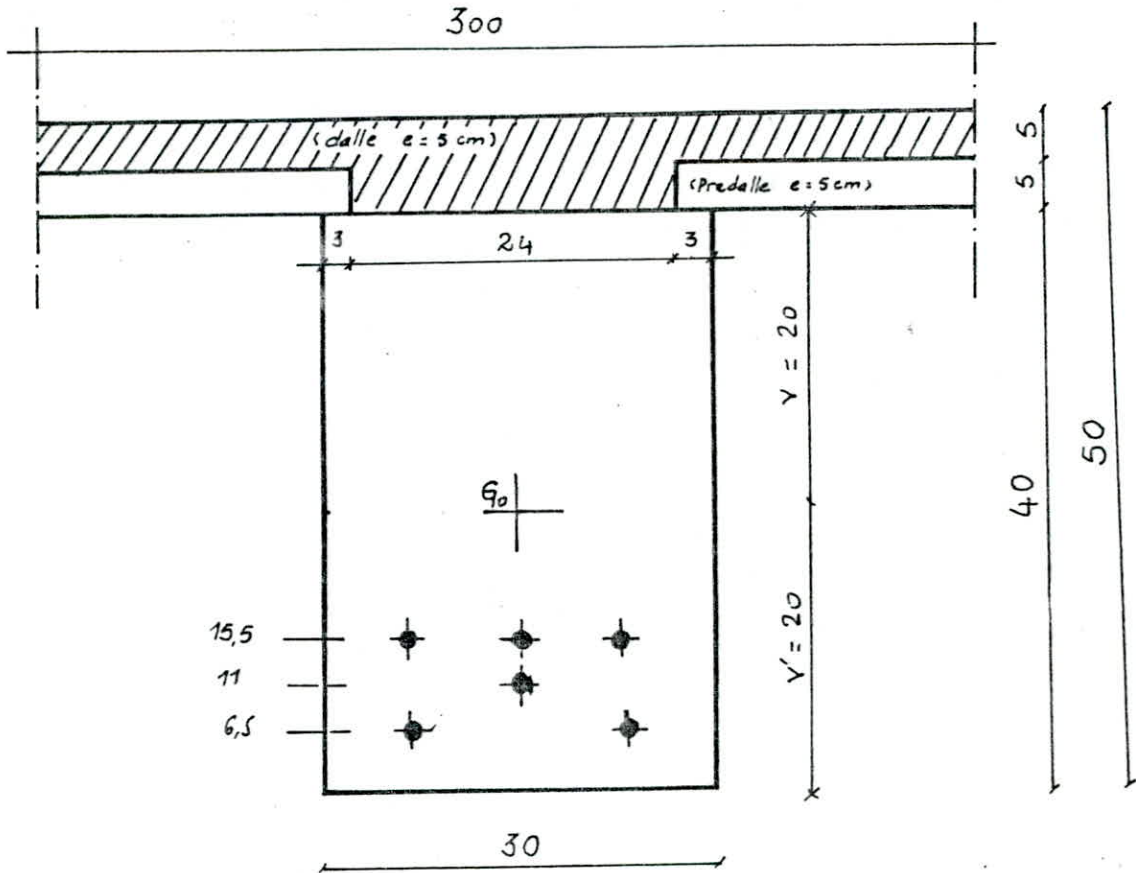
Quant aux Inconvénients, on cite:

- Le B.P ne tolère la médiocrité; Un béton de mauvaise qualité est automatiquement pénalisé lors de la mise en tension (fissuration, rupture).
- Utilisation d'une main d'oeuvre très qualifiée.
- Utilisation de matériels spéciaux.

Afin d'éviter des poteaux au centre de la construction et de limiter la retombées des poutres sur une longueur de 9,50 m, on a opter pour des poutres précontraintes sur la largeur du bâtiment.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION DROITE

I. Caractéristiques de la poutre seule :



B = Section de la poutre.

I = Inertie de la poutre.

V = Distance de la fibre neutre 1° à la fibre supérieure de la poutre.

V' = Distance de la fibre neutre 1° à la fibre inférieure de la poutre.

E = Excentricité des câbles de précontrainte à mi-travée.

\bar{E} = Bras de levier du couple élastique.

IV = Module d'Inertie 1° à la fibre supérieure.

IV' = Module d'Inertie 1° à la fibre inférieure.

Remarque : Toutes ces caractéristiques sont calculées avec $n=0$ et $n=4$ (§ III)

II Association poutre - Hourdis : Les deux bétons (celui des poutres et celui du Hourdis), ayant des modules d'élasticité différents, il devrait être tenu compte d'un coefficient d'équivalence (n). Par simplification, et ceci dans le sens de la sécurité nous prendrons $n=1$.

III Section Homogénéisée : Dans le calcul des sections résistantes pour la justification des contraintes normales, il est tenu compte des armatures longitudinales. La section des armatures est alors multipliée par n . $n = E_a / E_{ic}$.

III-1 Action de la précontrainte et du poids propre : Calcul en section nette (béton seul) ; $n=0$

III-2 Coulage de la dalle à $j=20$ jours :

$$\sigma_{20} = 380 \text{ bars pour le béton de la poutre ;}$$

$$E_{ic} = \left[97 + \frac{93(j-1)}{28} \right] \cdot 24000 \sqrt{\sigma_{20}} = 991 \cdot 24000 \sqrt{380} = 425000 \text{ bars}$$

$$n = \frac{E_a}{425000} = 4,5 \rightarrow n = 4$$

III-3 Action finale des charges permanente : $n = 0$

III-4 Action des charges intermittentes (Exploitation) : $n = \frac{E_a}{24000 \sqrt{\sigma_{20}}} = 3,85 \rightarrow n = 4$

A - Caractéristiques de la poutre seule :

• centre de gravité des armatures actives (D'):

1×11	$= 11$
$2 \times 6,5$	$= 13$.cm
$3 \times 15,5$	$= 46,5$.cm
6	70,5 .cm

on a 6 fils T 12,4 . III.

$$D' = \frac{70,5}{6} = 11,75 \text{ .cm.}$$

$$\text{épaisseur fictive : } e_m = \frac{B}{\pi/2} = \frac{2 \times 1200}{140} = 17,14 \text{ .cm.}$$

1°). Caractéristiques avec $n = 0$ (béton seul) :

$$B = 30 \times 40 = 1200 \text{ .cm}^2.$$

$$V = V' = 40/2 = 20 \text{ .cm.}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 16 \cdot 10^4 \text{ .cm}^4.$$

$$E = V' - D' = 20 - 11,75 = 8,25 \text{ .cm.}$$

$$Z = I/S^* \quad \text{avec } S^* : \text{moment statique au niveau de la fibre neutre.}$$

$$S^* = 30 \cdot (40 - 20) \cdot \left(\frac{40}{2} - \frac{40 - 20}{2} \right) = 6000 \text{ .cm}^3$$

$$Z = \frac{16 \cdot 10^4}{6000} = 26,67 \text{ .cm.}$$

$$I/V = I/V' = \frac{16 \cdot 10^4}{20} = 8 \cdot 10^3 \text{ .cm}^3.$$

2°). Caractéristiques homogénéisées avec $n = 4$ (béton + acier) :

$$B = 1200 + 6 \cdot (4 \cdot 0,93) = 1222,32 \text{ .cm}^2$$

$$V' = \frac{1200 \cdot 20 + (4 \cdot (6 \cdot 0,93)) \cdot 11}{1200 + 4 \cdot (6 \cdot 0,93)} = 19,85 \text{ .cm.}$$

$$V = h - V' = 40 - 19,85 = 20,15 \text{ .cm.}$$

$$I = 16 \cdot 10^4 + 1200 (20 - 19,85)^2 + \begin{cases} 1 \cdot 0,93 \cdot (19,85 - 11)^2 \cdot 4 = 291,36 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (19,85 - 6,5)^2 \cdot 4 = 1326,00 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (19,85 - 15,5)^2 \cdot 4 = 211,00 \end{cases}$$

$$= 1828,36$$

$$I = 161859,00 \text{ .cm}^4$$

$$E = V' - D' = 19,85 - 11,75 = 8,10 \text{ .cm}$$

$$S^* = 30 \cdot \frac{19,85^2}{2} + \begin{cases} 1 \cdot 0,93 \cdot (19,85 - 11) \cdot 4 = 32,92 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (19,85 - 6,5) \cdot 4 = 99,32 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (19,85 - 15,5) \cdot 4 = 48,55 \end{cases}$$

$$= 180,79$$

$$S^* = 6085,0 \text{ .cm}^3.$$

$$Z = \frac{161859,00}{6085,0} = 26,6 \text{ .cm.}$$

$$I/V = \frac{161859,0}{20,15} = 8032,7 \text{ .cm}^3$$

$$I/V' = \frac{161859,0}{19,85} = 8154,0 \text{ .cm}^3$$

B - Caractéristiques de la section Complète (poutre + Dalle):

1°) Caractéristiques avec $n=0$ (béton seul):

$$B = 1200 + (300 \cdot 5) + (24 \cdot 5) = 2820 \text{ cm}^2$$

$$V' = \frac{(300 \cdot 5) \cdot (50 - 2,5) + (24 \cdot 5) \cdot (50 - 7,5) + (30 \cdot 40) \cdot 40/2}{2820} = 35,58 \text{ cm}$$

$$V = 50 - 35,58 = 14,42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{300 \cdot 5^3}{12} + (300 \cdot 5) \cdot (47,5 - 35,58)^2 = 216\,254,6$$

$$+ \frac{24 \cdot 5^3}{12} + (24 \cdot 5) \cdot (42,5 - 35,58)^2 = 5\,996,4$$

$$+ \frac{30 \cdot 40^3}{12} + (30 \cdot 40) \cdot (20 - 35,58)^2 = 451\,283,7$$

$$I = 673\,534,7 \text{ cm}^4$$

$$E = V' - D' = 35,58 - 11,75 = 23,83 \text{ cm}$$

$$S^* = (300 \cdot 5) \cdot (47,5 - 35,58) + (24 \cdot 5) \cdot (42,5 - 35,58) + 30 \cdot \frac{(40 - 35,58)^2}{2}$$

$$S^* = 19\,003,4 \text{ cm}^3$$

$$Z = \frac{673\,534,7}{19\,003,4} = 35,44 \text{ cm}$$

$$I/V = \frac{673\,534,7}{14,42} = 46\,708,4 \text{ cm}^3 \quad ; \quad I/V' = \frac{673\,534,7}{35,58} = 18\,930 \text{ cm}^3$$

2°) Caractéristiques homogénéisées avec $n=4$ (béton + Acier):

$$B = 2820 + 4 \cdot (6 \cdot 0,93) = 2842,32 \text{ cm}^2$$

$$V' = \frac{2820 \cdot 35,58 + (4 \cdot (6 \cdot 0,93)) \cdot 11}{2820 + 4 \cdot (6 \cdot 0,93)} = 35,39 \text{ cm}$$

$$V = 50 - 35,39 = 14,61 \text{ cm}$$

$$I = 673\,534,7 + 2820(35,39 - 35,58)^2 + \begin{cases} 1 \cdot 0,93 \cdot (35,39 - 11)^2 \cdot 4 = 2\,212,92 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (35,39 - 6,5)^2 \cdot 4 = 6\,209,66 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (35,39 - 15,5)^2 \cdot 4 = 4\,415,0 \end{cases}$$

$$I = 686\,474,0 \text{ cm}^4$$

$$= 12\,837,6$$

$$E = V' - D' = 35,39 - 11,75 = 23,64 \text{ cm}$$

$$S^* = 30 \cdot \frac{35,39^2}{2} + \begin{cases} 1 \cdot 0,93 \cdot (35,39 - 11) \cdot 4 = 90,73 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (35,39 - 6,5) \cdot 4 = 214,94 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (35,39 - 15,5) \cdot 4 = 221,97 \end{cases}$$

$$S^* = 19\,314,4 \text{ cm}^3$$

$$= 527,64$$

$$Z = \frac{686\,474,0}{19\,314,4} = 35,54 \text{ cm}$$

$$I/V = \frac{686\,474,0}{14,61} = 46\,986,6 \text{ cm}^3$$

$$I/V' = \frac{686\,474,0}{35,39} = 19\,397,4 \text{ cm}^3$$

RECAPITULATION DES RESULTATS

		cm	cm ²	cm	cm	cm	cm ⁴	cm	cm ³	cm	cm ³	cm ³
		D'	B	e _m	V'	V	I	E	S*	Z	I/V	I/V'
poutre seule	N=0	/	1200	17,14	20	20	16.70 ⁴	8,25	6000	26,67	8.10 ³	8.10 ³
	N=4	11,75	1222,32	"	19,85	20,15	161859,00	8,10	6085,0	26,60	8032,70	8154,0
poutre complète	N=0	/	2820	"	35,58	14,42	673534,70	23,83	19003,4	38,44	46708,4	18930,0
	N=4	11,75	2842,32	"	35,39	14,61	686474,0	23,64	19314,4	38,54	46986,6	19397,4

Hypothèses relatives au retrait et au fluage du béton de la poutre:

• Retrait de la poutre: Le retrait du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps sous l'effet de divers facteurs. Pour des conditions climatiques constantes ou peu variables, la valeur relative du retrait en fonction du temps est: $\epsilon_2 \cdot r(t)$ où: ϵ_2 : retrait final du béton. $r(t)$: fonction du temps $\begin{cases} = 0 & \text{si } t=0 \\ = 1 & \text{si } t=\infty \end{cases}$
 ϵ_2 : âge du béton en jours.
 r_m : rayon moyen.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

§ 1. Etuvage diminue le retrait total de 20% (cas des poutres PPB)

$$\epsilon_2 = 0,8 (K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p) \quad (\text{§ 1.1 P2})$$

- où:
- K_b : dépend de la composition du béton et du rapport E/C. Pour un béton dosé à 400 kg/m³ et E/C = 0,42 on a: $K_b = 1$. (§ 1.1 P2)
 - ϵ_c : dépend des conditions climatiques. Pour une humidité relative de 70% on a $\epsilon_c = 27,5 \cdot 10^{-5}$. (§ 1.2 P2)
 - K_{e1} : dépend de l'épaisseur fictive e_m . Pour $e_m = 17,14$ cm on a: $K_{e1} = 0,72$. (§ 1.3 P2)
 - K_p : dépend du pourcentage d'armatures. (§ 1.4 P2)

$$K_p = \frac{1}{1 + n \cdot \omega} \quad ; \quad \omega = \frac{A}{B} = \frac{6 \cdot 0,93}{1250} = 0,004$$

$n = 20$ eu égard à l'influence du fluage

$$K_p = 0,9$$

soit: $\epsilon_2 = 0,8 (1 \cdot 27,5 \cdot 10^{-5} \cdot 0,72 \cdot 0,9) = 1,32 \cdot 10^{-4}$

• Fluage de la poutre: Le fluage du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps sous l'effet d'une contrainte permanente.

$$\epsilon_{fl} = \frac{\sigma_b}{E_{ij}} \cdot K_{fl} \cdot r(t) \quad (\text{§ 2.1 P2})$$

$$K_{fl} = K_b \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_{e2}$$

- K_b = (idem retrait) = 1
- K_c = dépend des conditions climatiques. Pour 70% d'humidité on a: $K_c = 2,3$. (§ 2.2 P2)

- K_d = dépend du durcissement du béton à la mise en charge (§ 2.3 IP2)
 - à la mise en précontrainte à 1 jour réel sur un béton étuvé, correspond un âge de 7 jours fictifs sur un béton normal (non étuvé) et on a :
 $K_d(7 \text{ jours}) = 1,4$
 - au coulage de la dalle, à 20 jours réels correspond un âge fictif de 23 jours et on a : $K_d(23 \text{ jours}) = 1,1$

K_{e_2} = dépend de l'épaisseur fictive e_m : $K_{e_2} = 0,76$.

soit :

$$\begin{cases} K_{pe}(7) = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,4 \cdot 0,76 = 2,45 \\ K_{pe}(23) = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 0,76 = 1,92 \end{cases}$$

I - Pertes sur branc : (de longueur 66 m)

I-1) Tension Initiale : σ_{p_0} (§ 12.1.2 de l'IP2)

$$\sigma_{p_0} \leq \min \begin{cases} 0,85 \times FR_9 = 0,85 \times 17360 = 14756 \text{ daN} \\ 0,95 \times FT_9 = 0,95 \times 15400 = 14630 \text{ daN} \end{cases}$$

d'où : $\sigma_{p_0} = 14630 \text{ daN}$.

I-2) Perte d'ancrage : Il s'agit de la perte de tension qui résulte du tassement éventuel de l'ancrage (rentrée des clavettes) et le glissement éventuel de l'armature par rapport à son ancrage lors du blocage de celui-ci sur les têtes d'ancrage sur le branc, cette somme est appelée g .
Le raccourcissement relatif de l'armature après le blocage de la clavette est ($\Delta \ell / \ell = g / \ell$) et la perte correspondante est :

$$\Delta \sigma_a = E_a \cdot \frac{g}{\ell} \cdot A_p \quad (\text{§ 12.2.2 IP2})$$

On fixe $g = 5 \text{ mm}$ en moyenne.

$$\Delta \sigma_a = 1,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,005}{66} \cdot 0,93 \quad \text{d'où} \quad \Delta \sigma_a = 133,8 \text{ daN}$$

I-3) Perte par relaxation sur branc : c'est la perte relative de tension que subit au cours du temps à une température de 20°C, une éprouvette de longueur ℓ est soumise à une charge initiale P_0 .
Le temps entre la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des poutres est d'environ 16 heures. Pendant cette période une part de la relaxation s'effectue, appelée $\rho_{16} = 75\%$ (§ 12.2.4 IP2)

$$\Delta \sigma_p = (\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_a) \cdot \frac{\rho_{16}}{100} = (14630 - 133,8) \cdot \frac{0,75}{100}$$

$$\Delta \sigma_p = 108,7 \text{ daN}$$

I-4) Perte par retrait instantané sur branc :

$$\Delta \sigma_r = 2(\epsilon) \cdot \epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p = 0,2 \cdot 1,32 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 46,65 \text{ daN}$$

soit : $\Delta \sigma_r = 47 \text{ daN}$

I-5) Perte thermique: Du fait de l'étuvage, les armatures et le béton vont se dilater. Les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont égaux entre-eux et valent $\alpha = 10^{-5}$ par degré Centigrade.
La perte de tension est:

$$\Delta\sigma_{\theta} = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} \cdot E_a \cdot A_p \approx \frac{\Delta L}{L} \cdot E_a \cdot A_p \quad \text{avec} \quad \Delta L = \alpha \cdot \Delta\theta \cdot L$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = \alpha \cdot \Delta\theta \cdot E_a \cdot A_p = 10^{-5} \cdot (70 - 20) \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 0,93$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = 883,5 \text{ daN}$$

Tension avant relachement: σ_i

$$\sigma_i = \sigma_p - (\Delta\sigma_a + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\theta}) = 14630 - (133,8 + 108,7 + 47 + 883,5)$$

$$\sigma_i = 13457 \text{ daN}$$

II Pertes Instantanées: Le calcul se fait avec la longueur de la poutre.

II-1) La longueur d'établissement de la précontrainte: l_e

$$l_e = \sqrt{(0,8 \cdot l_m)^2 + (h_p)^2} \quad (\text{§ 34.2 IP2})$$

où: l_m = longueur de scellement ($l_m = 1,00 \text{ m}$)
 h_p = distance du Cdg des armatures de précontrainte à la fibre la plus éloignée.

$$l_e = \sqrt{(0,8 \cdot 1,00)^2 + (0,4 - 0,1175)^2} = 0,748 \text{ m}$$

II-2) Le Moment dû au poids propre de la poutre: M^*

$$M^* = q_g \frac{l_e(l - l_e)}{2} = 300 \cdot \frac{0,748(8,7 - 0,748)}{2} = 892,21 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Le calcul de la perte par déformation instantanée est fait par un calcul itératif et vaut:

$$\Delta\sigma_i(l_e) = \sigma'_{bj} \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p$$

où:

σ'_{bj} : contrainte de compression finale au niveau du Cdg des armatures due à la précontrainte et à la décompression due au poids propre de la poutre:

$$E_{ij} = 0,7 \cdot 24000 \sqrt{\sigma'_{j:28}} = 0,7 \cdot 24000 \sqrt{270} = 2,8 \cdot 10^5 \text{ bars}$$

$\sigma'_{j:28} = 270 \text{ bars}$: contrainte caractéristique du béton à la mise en précontr.

$$\text{soit:} \quad \Delta\sigma_i(l_e) = \frac{1,9 \cdot 10^6}{2,8 \cdot 10^5} \cdot 0,93 \cdot \sigma'_{bj} = 6,3 \cdot \sigma'_{bj}$$

Après plusieurs itérations, nous prendrons la bonne valeur :

• perte estimée = 584 daN

• tension probable: $P = 13457 - 584 = 12873,0$ daN.

- Précontrainte au C de g des armatures actives :

$$\sigma'_b = \frac{n \cdot P}{B} + \frac{(n \cdot P) \cdot E^2}{I} = \frac{6 \cdot 12873}{1200} + \frac{6 \cdot 12873 \cdot 8,25^2}{16 \cdot 10^4}$$

$$\sigma'_b = 64,36 + 32,86 = 97,22 \text{ bars}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$\sigma_b^* = - \frac{M^* \cdot E}{I} = - \frac{89221 \cdot 8,25}{16 \cdot 10^4} = - 4,60 \text{ bars}$$

- Contrainte de compression résiduelle :

$$\sigma'_{bj} = 97,22 - 4,6 = 92,62 \text{ bars}$$

d'où la perte instantanée : $\Delta \sigma_i = 6,3 \cdot 92,62 = 583,51 \approx 584$ valeur estimée donc la tension probable au relâchement est :

$$P = 12873,0 \text{ daN}$$

II-3) Valeurs caractéristiques des tensions à "l_e = 0,836 m" de l'about

$$P_{2 \max} = 1,02 \cdot \sigma_p - 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pj}(l_e)$$

$$P_{2 \min} = 0,98 \cdot \sigma_p - 1,2 \cdot \Delta \sigma_{pj}(l_e)$$

D'où les précontraintes max et min après mise en précontrainte :

$$P_{2 \max} = 1,02 \cdot 14630 - 0,8 \cdot (133,8 + 108,7 + 47 + 883,5 + 584) = 13517 \text{ daN}$$

$$P_{2 \min} = 0,98 \cdot 14630 - 1,2 \cdot (133,8 + 108,7 + 47 + 883,5 + 584) = 12229 \text{ daN}$$

II-4) Contrainte dans le béton due à la précont à l_e :

• Précontrainte max :

- Fibre supérieure : $n_0 = \frac{n \cdot P_{2 \max}}{B} - \frac{n \cdot P_{2 \max} \cdot E}{I \cdot V}$

$$n_0 = -16,06 \text{ bars}$$

$$n_0 = \frac{6 \cdot 13517}{1200} - \frac{6 \cdot 13517}{8000} \cdot 8,25$$

$$n_0 = 67,58 - 83,64 = -16,06 \text{ bars}$$

- Fibre inférieure : $n'_0 = 67,58 + 83,64 = +151,22 \text{ bars}$

$$n'_0 = +151,22 \text{ bars}$$

• Précontrainte min :

- Fibre supérieure : $n_0 = 61,14 - 75,66 = -14,52 \text{ bars}$

- Fibre inférieure : $n'_0 = 61,14 + 75,66 = +136,8 \text{ bars}$

III Pertes différées à l'abscisse $x = 0,748 \text{ m}$:

- à $l_e = 9,748 \text{ m}$ ou à $x = l_e = 0,748 \text{ m}$
- portée de la poutre entre appuis = $8,70 \text{ m}$

III-1) Sur poutre seule au stockage:

- a. Retrait :
- total = $E_r \cdot E_a \cdot A_p = \dots 1,32 \cdot 10^4 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 233$
 - déjà effectuée sur banc = 47

soit perte par retrait différé = $233 - 47 = 186 \text{ dan}$.

b. Relaxation différée :

$$\Delta \sigma_p(x) = \max \left[\begin{array}{l} \frac{2,4 \cdot 9000}{100} \times \frac{\sigma_p(x) - 0,55 \cdot F_{R5}}{0,25 \cdot F_{R5}} \cdot \sigma_p(x) \\ \frac{2,5 + 3000}{100} \times \frac{\sigma_p(x) - 0,55 \cdot F_{R5}}{0,25 \cdot F_{R5}} \cdot \sigma_p(x) \end{array} \right]$$

avec : $\sigma_p(x)$ = tension dans le câble après mise en précontrainte à l'abscisse $x = 0,748 \text{ m}$

$$\Delta \sigma_p(x) = \frac{2,4 \cdot 2,5}{100} \cdot \frac{12873 - 0,55 \cdot 17360}{0,25 \cdot 17360} \cdot 12873 = 592 \text{ dan}$$

c. Fluage : Cette perte est évaluée par un calcul itératif pendant les pertes par retrait, fluage et relaxation étant concomitantes, cela est tenu en compte en affectant les pertes différées d'un terme correcteur appelé "terme de concomitance" qui est de la forme :

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_p (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_p(x) - 0,55 F_{R5}} ; \Delta \sigma_{fl} ?$$

Le calcul itératif nous a donné après simplification la valeur estimée suivante :

$$\Delta \sigma_{fl} = 841,0 \text{ dan}$$

• Terme de concomitance : $\sigma_{co} = \frac{592(186 + 841,0)}{12873 - 0,55 \cdot 17360} = 182,80 \text{ dan}$

• précontrainte au Ckg des aciers : $\sigma'_b = 92,62 \text{ bars}$ (déjà calculée)

• Moment dû au poids propre de la poutre : $M_x = 892,21 \text{ dan} \cdot \text{m}$ (" ")

• Variation de précontrainte : $\Delta \sigma^* = \frac{-(\sum \text{pertes différées} - \Delta \sigma)}{\text{tension probable}} \cdot \sigma'_b$

$$\Delta \sigma^* = - \frac{592 + 186 + 841 - 182,8}{12873} \cdot 92,62 = -10,33 \text{ bars}$$

• Contrainte due au poids propre : $\sigma' = - \frac{M \cdot E}{I} = - \frac{89221 \cdot 825}{16 \cdot 10^4} = -4,6 \text{ bars}$

soit la contrainte résiduelle σ'_{bj} :

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_b + \sigma' + \Delta \sigma^* = 92,62 - 4,6 - 10,33$$

$$\sigma'_{bj} = 77,69 \text{ bars}$$

$$\epsilon_{fl} = 0,7 \cdot k_{fl(7)} \cdot z(t) \cdot \frac{\sigma'_{bj}}{E_y} = 0,7 \cdot 2,45 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2,8 \cdot 10^4} \sigma'_{bj}$$

$$\epsilon_{fl} = 6,125 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma'_{bj} = 6,125 \cdot 10^{-6} \cdot 77,69 = 4,76 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \epsilon_{fl} \cdot E_a \cdot A_p = 4,76 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 0,93 = 841,09 \text{ bars} \approx \text{valeur estimée.}$$

La durée du stockage des poutres étant en moyenne de 20 jours, les pertes de cette phase représente 38% des pertes totales.

$$\Delta\sigma_{diff} = 0,38 \cdot (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma) = 0,38 \cdot 1330,12 = 545,8 \text{ daN}$$

donc la tension avant coulage est = $12873 - 545,8 = 12327,20 \text{ daN}$
Et les valeurs caractéristiques au stockage seront:

• Perte différée max = $1,2 (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma) \cdot 0,38 = 1,2 \cdot \Delta\sigma_{diff, \text{stoc}}$
= $1,2 \cdot (186 + 592 + 841 - 182,8) \cdot 0,38 = 1,2 \cdot 545,8$
= 655 daN .

• Perte différée min = $0,8 \cdot \Delta\sigma_{diff} = 0,8 \cdot 545,8 = 436,64 \text{ daN}$.

D'où les contraintes dans le béton en fibres supérieures et inférieures:

a - perte de précontrainte max:

• Fibre sup: $\eta_0 = -n \cdot P_{max} \left(\frac{1}{b} - \frac{e}{I/V} \right) = -6 \cdot 655 \cdot \left(\frac{1}{1200} - \frac{8,25}{8000} \right) = +0,78 \text{ bars}$

• Fibre inf: $\eta'_0 = -n \cdot P_{min} \left(\frac{1}{b} + \frac{e}{I/V} \right) = -6 \cdot 655 \cdot \left(\frac{1}{1200} + \frac{8,25}{8000} \right) = -7,32 \text{ bars}$

b - perte de précontrainte min:

• Fibre sup: $\eta_0 = +0,78 \cdot \frac{436,64}{655,0} = +0,52 \text{ bars}$

• Fibre inf: $\eta'_0 = -7,32 \cdot \frac{436,64}{655,0} = -4,88 \text{ bars}$

III-2) sur section complète au stade finale: La perte différée est évaluée avec les pertes totales calculées sur section complète comme si la section complète était réalisée dès le début, diminuée des pertes effectuées en phase de stockage.

• Perte par retrait total =	233 daN
• Perte par retrait déjà effectuée sur banc =	47 "
• Perte par retrait différé = (233 - 47) =	186 "
• Perte par relaxation différée =	592 "
• Perte par fluage : Le calcul se fait par itération comme précédemment comme suit :	

- Valeur estimée de la perte par fluage = $605 \text{ daN} = \Delta\sigma_{flu}$
- Terme de concomitance : $\Delta\sigma = 0,178 \times (186 + 605) = 140,79 \text{ daN}$
- Perte différée sur section complète = $186 + 592 + 605 - 140,79 - 545,80 = 696,4 \text{ daN}$.

• Variation de la précontrainte sur section complète :

$$\Delta\sigma^* = -6 \cdot 696,4 \cdot \left(\frac{1}{2820} + \frac{23,83}{673534,7} \right) = -5,00 \text{ bars}$$

• Décompression due à l'application du (hourdis + coffrage par pré-dalles)

$$q_g = 0,10 \cdot 2500 \cdot 1 \cdot 3,00 = 750 \text{ daN/ml}$$

$$M = 750,00 \cdot \frac{0,748}{2} \cdot (8,7 - 0,748) = 2230,54 \text{ daN.m}$$

$$\sigma = - 2230,54 \cdot 10^2 \cdot \frac{8,25}{16 \cdot 10^4} = - 11,5 \text{ bars.}$$

$$\Sigma \Delta \sigma = \Delta \sigma^* + \sigma = - 5,0 - 11,5 = - 16,50 \text{ bars.} \quad (12873 - 545,8) \quad \rightarrow \Delta \sigma_{diff}$$

Contrainte due à la précontrainte : $\sigma'_b = 6 \cdot 12327,20 \left(\frac{1}{1200} + \frac{8,25}{16 \cdot 10^4} \right) = 97,22 \text{ bars}$

Donc : Contrainte résiduelle : $\sigma'_{bj} = 97,22 - 4,60 = 92,62 \text{ bars}$
due au pds propre (pne seule)

$$E_{fl} = 0,7 \left(K_{fl}(7) \cdot \frac{\sigma'_{bj}}{E_{ij}(7)} \cdot 2(t-j) + K_{fl}(90) \cdot \frac{\Delta \sigma'_{bi}}{E_{ij}(90)} \cdot 2(t-i) \right)$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} E_{ij}(7) = 24000 \sqrt{270} \\ E_{ij}(90) = 24000 \sqrt{420} \\ K_{fl}(7) = 2,45 \end{array} \right. ; \begin{array}{l} 2(t-j) = 2(\infty) = 2 \\ 2(t-i) = 2(\infty) = 2 \end{array} ; \sigma'_{bi} = \Sigma \Delta \sigma = - 11,38$

on trouve : $E_{fl} = 3,42 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta \sigma_{fl} = E_{fl} \cdot E_a \cdot A_p = 3,42 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^6 \cdot 0,93 = 604,3 \text{ daN} \approx \text{Valeur estimée.}$$

soit finalement la perte différée sur section complète d'après définition :

$$\begin{aligned} &= \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_p + \Delta \sigma_{fl} - \Delta \sigma_{co} - \Delta \sigma_{diff-stock} \\ &= 186 + 592 + 605 - 140,79 - 545,8 \\ &= 696,4 \text{ daN.} \end{aligned}$$

Valeurs caractéristiques des pertes sur le montage à $x = 0,536 \text{ m}$:

- $P_{max} = 1,2 \cdot 696,4 = 835,7 \text{ daN}$
- $P_{min} = 0,80 \cdot 696,4 = 557,1 \text{ daN}$

Variation des contraintes dans le béton sur le montage :

a / Par pertes de précontraintes max :

• F.S du hourdis :

$$n_1 = -n \cdot P_{max} \left(\frac{1}{b_m} - \frac{E_m}{I_m(V)} \right) = -6 \cdot 835,7 \left(\frac{1}{2820} - \frac{23,83}{46708,4} \right) = + 0,78 \text{ bars}$$

• F.S de la poutre :

$$n_2 = -n \cdot P_{max} \left(\frac{1}{b_m} - \frac{E_m}{I_m(V-10)} \right) = -6 \cdot 835,7 \left(\frac{1}{2820} - \frac{23,83(14,42-10)}{673534,7} \right) = - 0,99 \text{ bars}$$

• F.I de la poutre :

$$n_3 = -n \cdot P_{max} \left(\frac{1}{b_m} + \frac{E_m}{I(V)} \right) = -6 \cdot 835,7 \left(\frac{1}{2820} + \frac{23,83}{18930,0} \right) = - 8,09 \text{ bars}$$

b / Par pertes de précontraintes min :

• F.S du hourdis :

$$n'_1 = + 0,78 \cdot \frac{557,1}{835,7} = + 0,52 \text{ bars.}$$

• F.S de la poutre :

$$n'_2 = - 0,99 \cdot \frac{557,1}{835,7} = - 0,66 \text{ bars}$$

• F.I de la poutre :

$$n'_3 = - 8,09 \cdot \frac{557,1}{835,7} = - 5,39 \text{ bars}$$

Valeurs caractéristiques des tensions dues aux fêtes à x : Ses pertes totales à cette abscisse;

- Pertes totales sur banc 1173,00 (I)
- Pertes instantanées 584,00 (II)
- Pertes différées (poutre seule) = $\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{pp} - \Delta\sigma_{concrim}$ 1437,00 (III)

$$\Sigma(I+II+III) = \Delta\sigma_{pj}(x) = 3194,00 \text{ daN}$$

Ses tensions sur les cables:

- $P_{max} = 1,02 \cdot \sigma_p - 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pj}(x) = 1,02 \cdot 14630 - 0,8 \cdot 3194,0 = 12092 \text{ daN}$
- $P_{min} = 0,98 \cdot \sigma_p - 1,2 \cdot \Delta\sigma_{pj}(x) = 0,98 \cdot 14630 - 1,2 \cdot 3194,0 = 10240 \text{ daN}$

Donc :

$$P_{max} = 12092 \text{ daN}$$

$$P_{min} = 10240 \text{ daN}$$

Contraintes finales dans la poutre dues à la précont. à x

a. Contrainte mini:

	Fibre supérieure	Fibre Inférieure	
Contrainte dans le béton au début du stockage (Contr. min)	-14,52	+136,8	bars
Perte de précontrainte durant le stockage (perte max)	+0,78	-7,32	,
Perte sur section complète (perte max)	-0,99	-8,09	,
Somme	-14,73	121,39	bars

b. Contrainte maxi:

	Fibre supérieure	Fibre Inférieure	
Contrainte dans le béton au début du stockage (contr. max)	-16,06	+151,22	bars
Perte de précontrainte durant le stockage (perte min)	+0,52	-4,88	,
Perte sur section complète (perte min)	-0,66	-5,39	,
Somme	-16,20	140,95	bars

Vérification des contraintes normales à la mise en précontr.

Cette vérification doit être faite à la longueur d'établissement minimum de la précontrainte (l_{\min}), car à cette abscisse, la précontrainte est maximum et la décompression due au poids propre est minimum.

À l'abscisse $x = 0,748\text{ m}$ à la mise en précontrainte, la force de précontr. max est :

$$P_{\max} = 13517,0 \text{ daN par tronçon (pertes Instantanées)}$$

et :

$$\dots \text{En F.S} \rightarrow \sigma_0 = -16,06 \text{ bars}$$

$$\dots \text{En F.I} \rightarrow \sigma'_0 = +151,22 \text{ bars}$$

⊗ Calcul des ordonnées de la section d'enrobage :

$$\dots \text{Ordonnée de la F.I} = \text{Ordonnée du 1}^{\text{er}} \text{ lit} - \left(\frac{\phi}{2} (\text{armat}) + \frac{2}{3} \cdot d_0 \right)$$

$$d_0 = (\text{distance min} = 3 \text{ cm}) \quad (\S 47.3 \text{ IP2})$$

$$= 6,5 - \left(\frac{1,24}{2} + \frac{2}{3} \cdot 3 \right) = 3,9 \text{ cm.}$$

$$\dots \text{Ordonnée de la F.S} = \text{ordonnée du dernier lit} + \left(\frac{\phi}{2} + \frac{2}{3} \cdot d_0 \right)$$

$$= 15,5 + \left(\frac{1,24}{2} + \frac{2}{3} \cdot 3 \right) = 18,12 \text{ cm.}$$

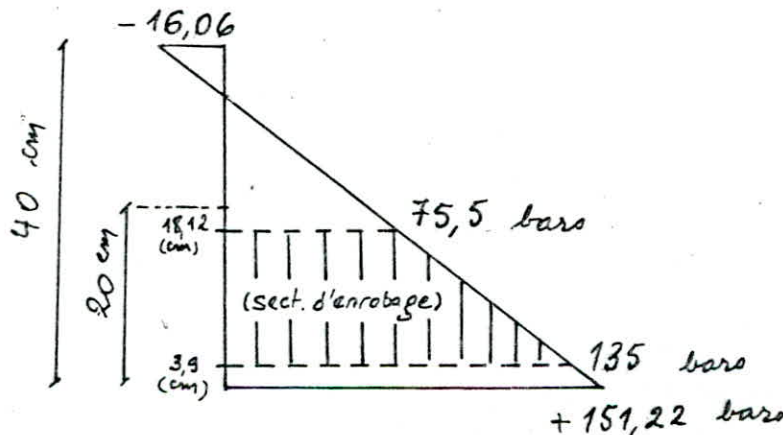
• Au niveau inf (F.I) de la section d'enrobage :

$$6 \cdot 13517 \cdot \left(\frac{1}{1200} + \frac{8,25}{\frac{160000}{16,1}} \right) = 135 \text{ bars}$$

• Au niveau sup (F.S) de la section d'enrobage :

$$6 \cdot 13517 \cdot \left(\frac{1}{1200} + \frac{8,25}{\frac{160000}{1,88}} \right) = 75,5 \text{ bars}$$

D'où le diagramme des contraintes :



⊗ Calcul des contraintes dues au poids propre de la poutre : à la mise en précontr. sur le banc, la poutre s'appuie sur ses deux extrémités d'où $l = 8,7 \text{ m}$.

$$g = 300 \text{ daN/ml} \quad (\text{pds moyen de la ptre}).$$

$$g' = 0,98 \cdot 300 \text{ daN/ml} \quad (\text{valeur minimale du poids propre})$$

$$M_{g'} = \frac{0,98 \cdot 300 \cdot 0,748}{2} (8,7 - 0,748) = 874,4 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad (\text{momt à } l_e = 0,836 \text{ m})$$

Contraintes correspondantes :

$$- \text{En fibre sup} = \frac{87440}{160000} \cdot 20 = +10,93 \text{ bars}$$

$$- \text{Au niveau sup de la section d'enrobage} = \frac{87440}{160000} (-1,88) = -1,03 \text{ bars}$$

$$- \text{Au niveau inf de la section d'enrobage} = \frac{87440}{160000} (-16,1) = -8,79 \text{ bars}$$

$$- \text{En fibre inf} = \frac{87440}{160000} (-20) = -10,93 \text{ bars}$$

⊕ Vérification des contraintes dans la zone de régularisation : (à x)

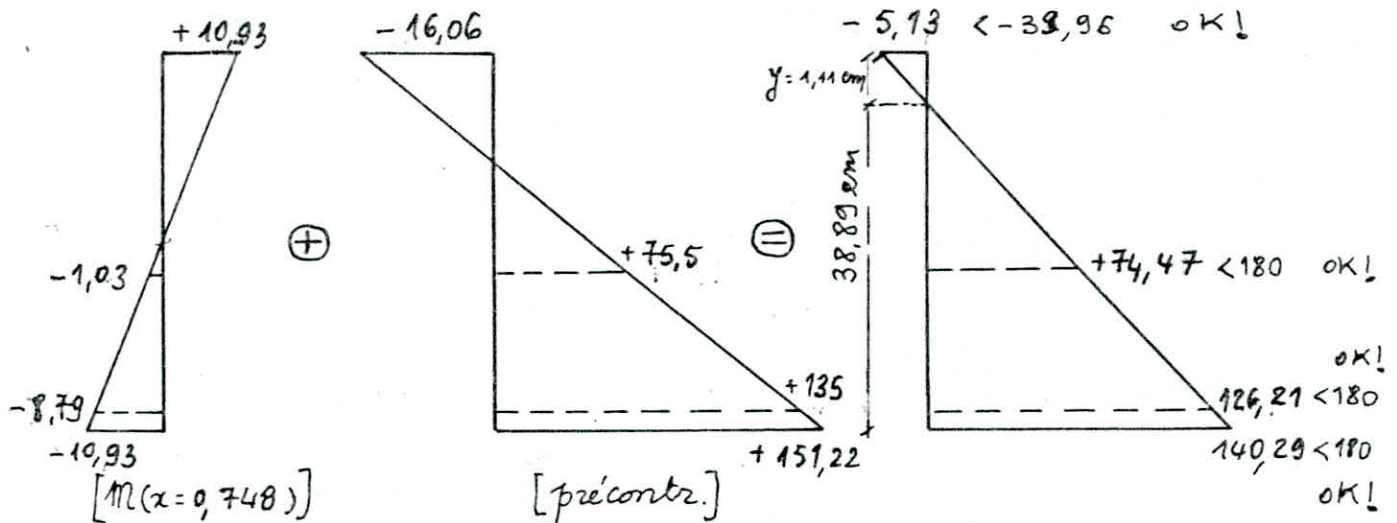
- La contrainte de compression (fibre inf) est limitée à $\frac{\sigma_c'}{1,5}$ (§ 2.1.3 IP2)

$$\frac{\sigma_c'}{1,5} = \frac{270}{1,5} = 180 \text{ bars.}$$

- Les contraintes de traction ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes (genre II_b)

• section d'enrobage : $\sigma = 6 + 0,06 \cdot \sigma' = 6 + 0,06 \cdot 270 = 22,2 \text{ bars}$

• Hors section d'enrobage : $1,8 \cdot \sigma = 1,8 \cdot 22,2 = 39,96 \text{ bars.}$



On constate que la section d'enrobage est entièrement comprimée, la condition est vérifiée et que toutes les contraintes sont vérifiées.

⊕ Règle particulière à l'about : (§ 34.6.1 IP2); La contrainte fictive à l'about calculée sur la section (Ω) est limitée à $\frac{\sigma_{s-28}'}{1,3} = \frac{270}{1,3} = 207,69 \text{ bars.}$

$$\Omega \text{ reçoit la force} = 6 \times 13517 = 81102 \text{ daN} = 81,1 \text{ t.} = P$$

$$\Omega = 18,12 \times 30 = 543,6 \text{ cm}^2 \quad (\text{aire de la section d'enrobage})$$

$$\text{la contrainte appliquée sur } \Omega \text{ est : } \sigma' = \frac{P}{\Omega} = \frac{81102,0}{543,6} = 149,2 < 207,69$$

c'est donc vérifié. OK!

⊙ Reprise conventionnelle de traction du béton dans la zone tendue :

(§ 2.1.4.2 IP2)

La section d'armatures nécessaire = $A_c > \frac{0,1}{100} B + \frac{F_B}{\sigma_e}$

où :

B : aire du béton tendue ; $B = 1,11 \cdot 30 = 33,3 \text{ cm}^2$

F_B : effort de traction dans cette aire ; $F_B = 33,3 \cdot \frac{5,13}{2} = 85,41 \text{ daN}$

$\sigma_e = 4120 \text{ bars (Fe E 40 ; } \phi \leq 20 \text{ mm)}$

$$A_c > \frac{0,1}{100} \cdot 33,3 + \frac{85,41}{4120} = 0,060 \text{ cm}^2$$

soit 2T10 (A = 1,57 cm²)

VERIFICATION DE LA FLEXION
A L'ETAT LIMITE
D'UTILISATION

A. Valeurs caractéristiques des moments des actions de longue
durées :

ces valeurs sont obtenues en pondérant les moments probables par les coefficients suivant :

	valeurs caractéristi- max	valeurs caractéristi- min
poide propre de la poutre (g_p)	1,03	0,98
poide propre hourdis (g_m) (dalle + predalles)	1,06	0,96

$g_p = 300 \text{ daN/ml}$; $g_m = 2800 \cdot 0,1 \cdot 3,00 = 750 \text{ daN/ml}$

Moments des actions de longue durée à $\frac{l}{2}$

• poide propre de la poutre : $M_p = g_p \cdot \frac{l^2}{8} = 300 \cdot \frac{8,7^2}{8} = 2838,375 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$\left\{ \begin{aligned} M_{\max} &= 1,03 \cdot M_p = 2923,53 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ M_{\min} &= 0,98 \cdot M_p = 2781,61 \text{ daN}\cdot\text{m} \end{aligned} \right.$

• poide propre du hourdis : $M_m = g_m \cdot \frac{l^2}{8} = 750 \cdot \frac{8,7^2}{8} = 7095,937 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$\left\{ \begin{aligned} M_{\max} &= 1,06 \cdot M_m = 7521,69 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ M_{\min} &= 0,96 \cdot M_m = 6812,10 \text{ daN}\cdot\text{m} \end{aligned} \right.$

• Contraintes dues au poids propre de la poutre : (caract. de la poutre seule avec $N=0$)

$$1. \text{ F.I de la poutre } = -\frac{M}{I/V'} = -\frac{292350}{8000} = -35,0 \text{ bars}$$

$$2. \text{ L.I de la section d'encrobage : } -\frac{M}{I} (V'-3,9) = -\frac{292353}{160000} (20-3,9) = -29,4 \text{ bars}$$

$$3. \text{ L.S " " " : } -\frac{M}{I} (V'-18,12) = -\frac{292353}{160000} (20-18,12) = -3,43 \text{ bars}$$

$$4. \text{ F.S de la poutre } = +\frac{M}{I/Y} = +\frac{292350}{8000} = +35,0 \text{ bars.}$$

• Contraintes dues au poids propre du hourdis (dalle) : (caract. de la poutre seule avec $N=0$)

$$1. \text{ F.I de la poutre } = -\frac{M}{I/V'} = -\frac{752169}{8000} = -93 \text{ bars}$$

$$2. \text{ L.I de la section d'encrobage : } -\frac{M}{I} (V'-3,9) = -\frac{752169}{160000} (20-3,9) = -75,6 \text{ "}$$

$$3. \text{ L.F " " " : } -\frac{M}{I} (V'-18,12) = -\frac{752169}{160000} (20-18,12) = -8,84 \text{ "}$$

$$4. \text{ F.S de la poutre seule : } -\frac{M}{I/V} = +94 \text{ bars}$$

• Contraintes dues aux surcharges d'exploitations (caract. de la section complète $N=4$).

$$M = q \frac{l^2}{8} = 250 \cdot 3,00 \cdot \frac{8,7^2}{8} = 7095 \text{ daN.m.}$$

$$1. \text{ F.I de la poutre } = -\frac{M}{I/V'} = -\frac{709500}{19398} = -36 \text{ bars}$$

$$2. \text{ L.I section d'encrobage } = -\frac{M}{I} (V'-3,9) = -\frac{709500}{686474} (35,39-3,9) = -32 \text{ bars}$$

$$3. \text{ F.S de la poutre et F.I de la dalle } = +\frac{M}{I} (V-10) = +\frac{709500}{686474} (14,61-10) = +4,8$$

$$4. \text{ F.S de la dalle } = +\frac{M}{I/V} = +\frac{709500}{46986,6} = +15,1 \text{ bars.}$$

Remarque : Ses contraintes dues au retrait de la dalle (en contact avec la poutre) et le fluage gêné de la poutre par la dalle sont très faibles ($\approx 0,8$ bars) c'est pourquoi on les a pas prise en considération.

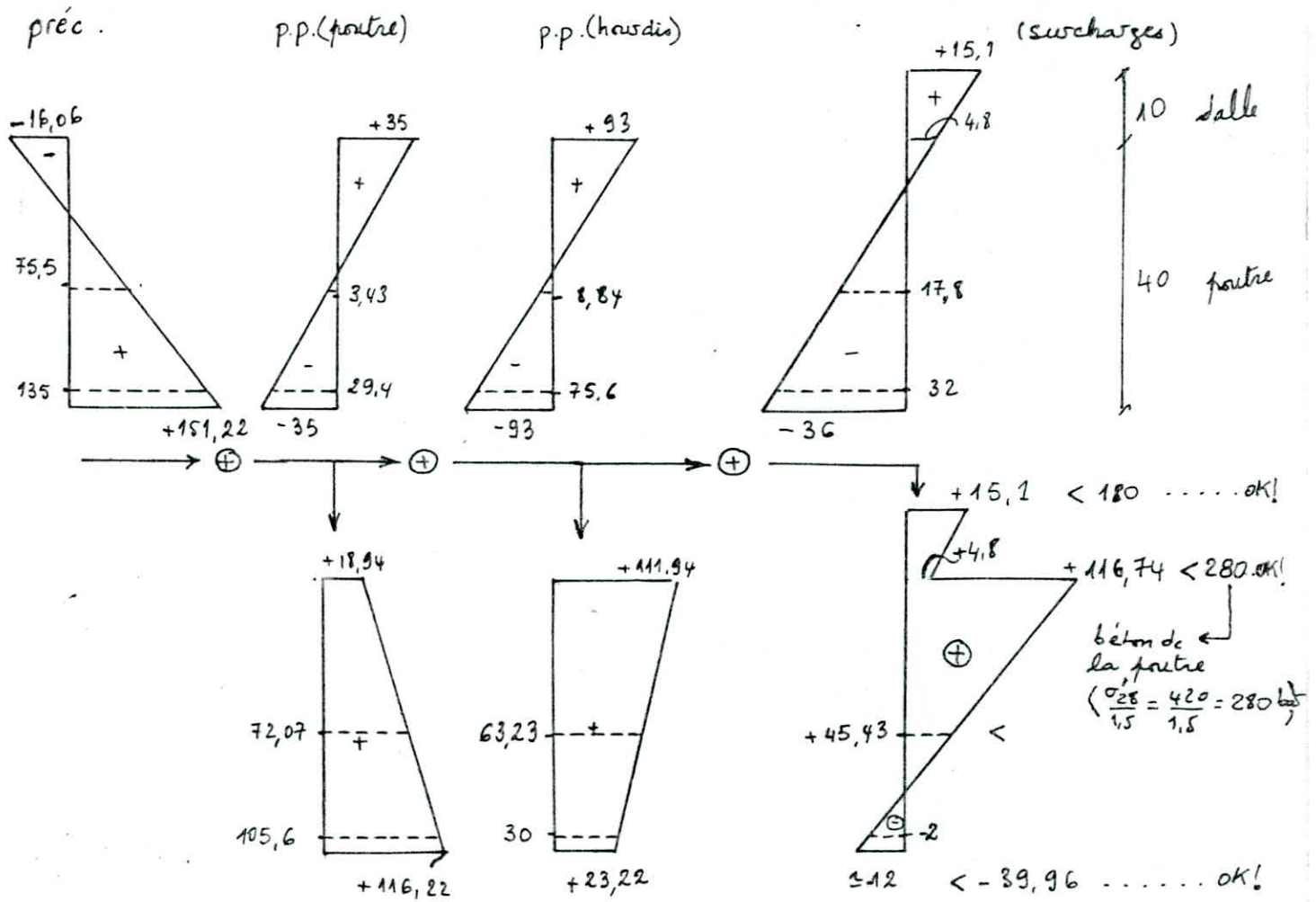
Ses différentes phases :

1. Poids propre de la poutre seule + précontrainte sur banc

2. Poutre supporte seule la table (prédalle + béton frais de la dalle)

3. Poutre + table travaillent ensemble après la prise du béton de dalle. (section complète) pour reprendre l'ensemble des charges permanentes

4. surcharges (section complète).



Conclusion: l'état de contrainte de notre poutre est dans les limites admissibles définies selon le genre II.

Remarque: si on avait soulagé la poutre avec un étai en son milieu, on aurait une contrainte de traction beaucoup plus inférieure à celle trouvée sans étalement (≈ -12 bars).
 Donc on recommandera un un étai lors de la pose de la poutre.

B. Vérification à la rupture par flexion:

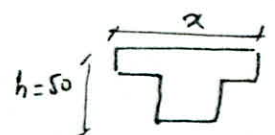
• Le moment de charge M_{or} :
$$M_{or} = (1,4 \cdot g + 1,61 \cdot q) \frac{L^2}{8} = (1,4 \cdot 1050,0 + 1,61 \cdot 3 \cdot 250) \frac{8,7^2}{8}$$

$$M_{or} = 25332,5 \text{ kg} \cdot m$$

$$F = F_{actif} + F_{passif} = \frac{F_{Rg}}{1,15} \cdot n + \frac{\Delta \sigma_c}{1,15} \cdot A_c$$

$$F = \frac{17360}{1,15} \cdot 6 + \frac{4200}{1,15} \cdot 1,57 = 90574,0 + 5734 = 96308 \text{ daN}$$

$$y = \frac{F}{\sigma_b' \cdot x} = \frac{96308}{300 \cdot 300} = 1,07 \text{ cm} \quad (\sigma_b' = \frac{\sigma_{28}}{1,4})$$



• Le moment de Rupture $M_R = M_{Ract} + M_{Rpass}$

$$M_{Ract} = |F_{act} \cdot (h - d' - 0,5 \cdot y)| = |90574(0,50 - 0,11 - 0,5 \cdot 0,01)| = 34871 \text{ daN} \cdot m$$

$$M_{R \text{ pass}} = F_{\text{pass}} \cdot (h - d' - 0,5y) = 5734 (0,5 - 0,11 - 0,5 \cdot 0,01) = 2208 \text{ daN.m}$$

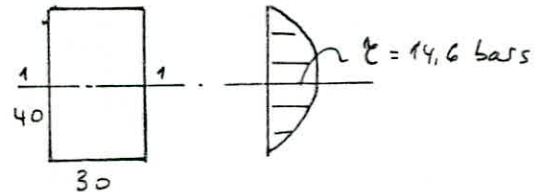
$$M_R = M_{R \text{ act}} + M_{R \text{ pass}} = 34871 + 2208 = 37079 \text{ daN.m}$$

nous avons bien : $M_{OR} = 25332,5 < M_R = 37079 \text{ daN.m} \rightarrow$ vérifié
 Donc pas de rupture par flexion.

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

1. Lors de la pose de la poutre sur ses deux extrémités:

$$\begin{aligned} T &= (1,4 \cdot g + 1,61 \cdot q) \frac{l}{2} \\ &= (1,4 \cdot 7050 + 1,61 \cdot 250 \cdot 3) \cdot \frac{8,7}{2} \\ &= 11647 \text{ kg} \end{aligned}$$



- à la fibre moyenne :

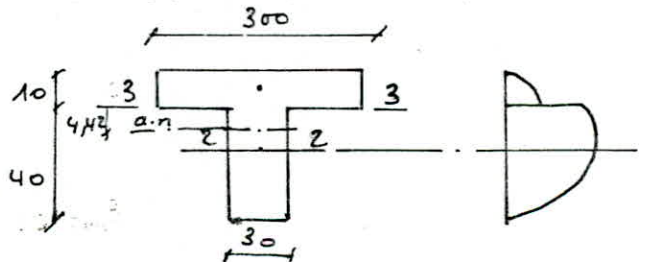
$$\tau_1 = \frac{3}{2} \frac{T}{A} = \frac{3}{2} \cdot \frac{11647}{1200} = 14,6 \text{ bars}$$

2. Après durcissement du béton de la dalle (section en "T")

- à la fibre (3-3):

$$\begin{aligned} \tau_3 &= \frac{T \cdot S^*}{b \cdot I} \\ S^* &= (10 \cdot 300)(4,49) = 13260 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{11647 \cdot 13260}{30 \times 673534,7} = 7,64 \text{ bars}$$



- à la fibre (2-2)

$$\tau_2 = \frac{11647 \cdot 19003,4}{30 \times 673534,7} = 10,95 \text{ bars}$$

Contrainte de cisaillement admissible : $\bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{28}'}{1,8} \cdot \sigma_{28}} = 0,25 \sqrt{\frac{420}{1,8} \cdot 22,2} = 18 \text{ bars}$$

Nous avons bien : Dans les sections particulières (1-1); (2-2); (3-3)
 $\tau < \bar{\tau}$ vérifié.

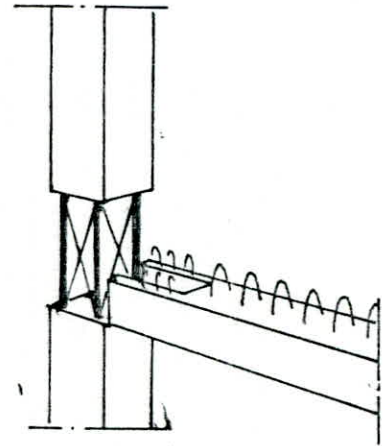
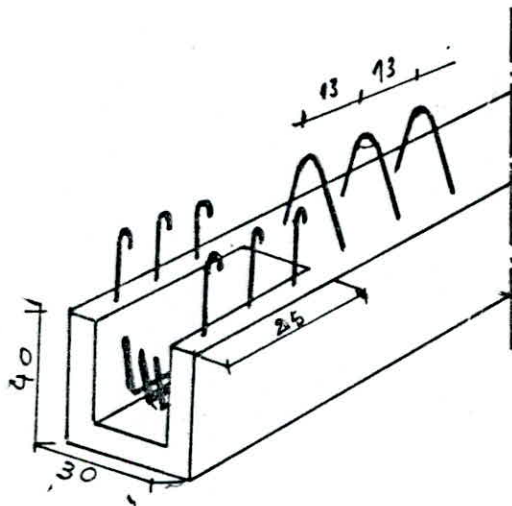
• Armatures transversales : Les armatures transversales de notre poutre précontrainte seront laissées apparentes à la partie supérieure pour assurer la couture poutre-dalle.

Soit 2 brins T10 HA ($A_t = 1,57 \text{ cm}^2$).

$$l'espacement = e \geq \frac{A_t \cdot \sigma_e}{1,1 \cdot \zeta_1 \cdot b} = \frac{1,57 \cdot 4120}{1,1 \cdot 14,6 \cdot 30} = 13 \text{ cm}$$

$$e_{\max} = \min[0,9d; 40 \text{ cm}] = 34 \text{ cm}$$

Soit : la répartition suivante : $5 \times 13 + 5 \times 15 + 5 \times 18 + 5 \cdot 22$
 $+ 5 \times 25 + \dots + 5 \cdot 15 + 5 \times 13$



DEFORMATION

1. Déformation Instantanée de la poutre précontrainte sur banc et jusqu'à sa pose.

$$f_p = -\frac{0,85(m P_{max}) E \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I} = -\frac{0,85 \cdot (6 \cdot 12092) \cdot 0,0825 \cdot 8,7^2}{8 \cdot E \cdot I} = -\frac{48136}{E \cdot I}$$

Le coefficient 0,85 tient compte de la longueur d'établissement de la précontrainte à chaque extrémité.

Déformation instantanée sous poids propre de la poutre =

$$f_{p.p} = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} - \frac{48136}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 300 \cdot 8,7^4}{384 \cdot E \cdot I} - \frac{48136}{E \cdot I} = -\frac{25757}{E \cdot I}$$

on admet un fluage de 20% (le temps de stockage de la poutre doit être diminué au maximum pour éviter une déformation irréversible, ce temps ne doit pas dépasser 1 mois).

$$f_{p.p} = -1,2 \frac{25757}{E \cdot I} = -\frac{30908,5}{E \cdot I}$$

avec : $E = 3 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$; I (poutre seule) = $0,0016 \text{ m}^4$

$$f_{p.p} = \frac{-30908,5}{3 \cdot 10^9 \cdot 0,0016} = -0,0064 \text{ m}$$

sont : -6,4 mm de contre-flèche.

2. Déformation sous revêtement et cloison : ($g^* = p.p$ ds revet + cloison)

$$\frac{5 \cdot g^* \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 600 \cdot 8,7^4}{384 \cdot 3 \cdot 10^9 \cdot 0,00686474} = 0,005 \text{ m} \quad (5 \text{ mm})$$

4. La flèche totale sous charges permanentes est : $-6,4 + 5 = -1,4 \text{ mm}$ de contre-flèche.

La flèche a donc évolué de $-6,4 \text{ mm}$ à $-1,4 \text{ mm}$.

La flèche nuisible est celle qui correspond à l'évolution de la déformation entre la flèche notée à la pose des revêtements et cloisons jusqu'à la flèche finale, ici de l'ordre de $-1,41 = 1,4 \text{ mm}$ qui est très faible devant la flèche nuisible admissible ($\bar{f} \approx 1 \text{ à } 1,5 \text{ cm}$).

Chapitre 5.

· Planchers à prédalles

· Calcul des prédalles

· Prédalles en phase provisoire

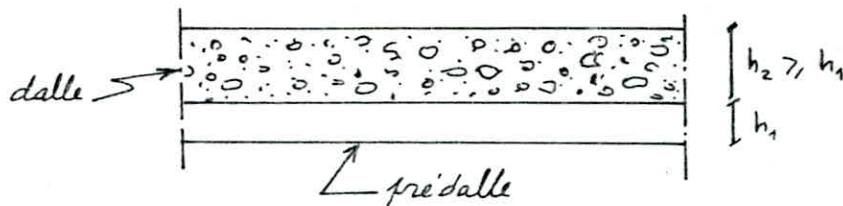
· Déformation des planchers à
prédalles

PLANCHERS A PREDALLES

Introduction : Tous les planchers de notre bâtiment sont constitués par une dalle pleine mince d'épaisseur 5 cm coulée sur place et reposant sur des prédalles précontraintes d'épaisseur 5 cm lesquelles reposent sur des poutres (BA ou BP) et sur des voiles selon leur position.

Définition et rôles des prédalles : Dans le cours de notre étude, on désigne par « prédalles » des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher et lui servir de coffrage apparent. Elles sont associées à du béton de dalle coulé sur chantier et l'ensemble ainsi formé est considéré monolite.

Les planchers visés sont du type à dalle pleine à appuis continus. L'épaisseur du béton de complément, coulé en œuvre, étant au moins égale à celle des prédalles.



Les planchers ainsi réalisés peuvent avoir deux, trois ou quatre bords appuyés.

Les prédalles utilisées sont en béton précontraint par des armatures adhérentes. Elles ont des sous-faces lisses prêtes à peindre ou à tapisser après traitement des rives et éventuellement application d'un "bouché-poré". Leur partie supérieure est rendue rugueuse pour favoriser la reprise de bétonnage (monolite).

Les prédalles sont livrables en épaisseurs 5, 6, 8, 10 cm, leur largeur courante est de 1,20 m (SAPTA, Algérie), aussi sont-elles fabriquées à la demande selon les contraintes des chantiers et les exigences architecturales après vérification par calcul approprié. Elles permettent de franchir des portées allant jusqu'à 10,0 m.

Chaque prédalle comporte 4 crochets de levage permettant sa manutention à l'aide de 4 élingues.

Avantages :

- Pour les promoteurs et architectes :

- S'adapte aisément au système constructif prévu par l'architecte.
- Elle permet de réduire les temps de réalisation de l'ouvrage.
- Sa surface présente un aspect lisse, prêt pour l'application de peinture ou de tapisserie.
- Sa qualité est contrôlée lors de sa fabrication en usine.

• Elle est conforme à la législation en vigueur : résistance mécanique, isolation thermique, isolation acoustique, protection incendie.

- Pour les bureaux d'études et les ingénieurs conseils :

- Elle est conforme à la réglementation en vigueur, au C.P.T. ...
- Elle facilite la conception de l'ouvrage et la rapidité d'exécution des plans.
- C'est un composant compatible avec les autres composants d'ossature ou de façade.

- Pour les entreprises :

- La suppression des coffrages (bois, métal) réduit les immobilisations et les investissements de matériel.
- Ses approvisionnements se font au rythme du chantier.
- La facilité de mise en œuvre de la prédalle garantit des cadences de poses élevées.
- Suppression d'enduit sur les sous-faces (économie de M.O.).

Autres avantages concernant l'ossature scope :

- Facilité et rapidité de mise en œuvre. Souplesse d'organisation de chantiers.
- Economie d'acier et de béton coulé en œuvre. Allègement des structures.
- Compatible avec tout type de construction.
- Prédalles avec Inserts Électriques et crantage d'adhérence avant coulage de la dalle B.A.
- Suppression de coffrage. Etalement réduit. Possibilité de sans étais.
- Parfait fini de rives. Sous-faces prête à peindre.
- Liberté de positionnement des tremies grâce au renforcements intégrés.
- Prédalles pour fortes surcharges et grandes portées jusqu'à 10 m.
- Prédalle élégante pour plancher à grande performance avec poutres noyées.
- Grande variété de formes.
- Dallettes intercalaires stockables.

Mise en œuvre.

- Manutention: A la grue et par des élingues prises sur les crochets de levage (au nombre de 4) assurés par des Fe E24 $\phi 8$ et $\phi 10$
- Etalement: Il est possible de poser sans étai selon les portées et les épaisseurs. Dans le cas d'une pose avec étai, les files d'étais sont placées parallèlement aux appuis et divisant la portée en parties égales.
Dans notre cas, une seule file d'étais suffit (à phase provisoire)
- Aciers: Le ferrailage à placer sur chantier est réduit au minimum.
 - des chapeaux reprennent les moments aux appuis.
 - un treillis soudé spécial en bande de 80 cm de large, livré avec la prédalle, recouvre les rives pour transmettre les efforts transversaux d'une prédalle à l'autre.
- Crémies: Les réservations et crémies sont prévues, sur demande, lors de la fabrication.
- Traitement des rives: Avant le traitement, il est nécessaire de veiller à la propreté des rives, elles doivent être exemptes de poussières, traces de laitance ou d'huile de démoulage. Le profil de la prédalle est triangulaire, il peut être laissé apparent en bâtiments industriels, scolaires...
- Appuis: Trois possibilités de pose:
 - sur bain de mortier
 - sur appuis pré-réglés et de niveau.
 - sur lisse en bois (formant appui et coffrage lors du coulage du béton).
 - sur un mur en béton, l'appui doit être de 2 cm pour une pose avec étais.
 - sur poutre précontrainte, en intercalaire, l'appui est également de 2 cm.
 - sur un mur en maçonnerie, l'appui est de 4 cm.

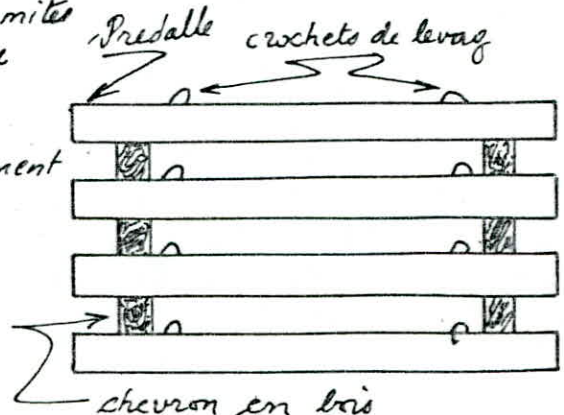
• Dalle de répartition: Le béton de la dalle est dosé à 350 kg/m^3 de CPA.

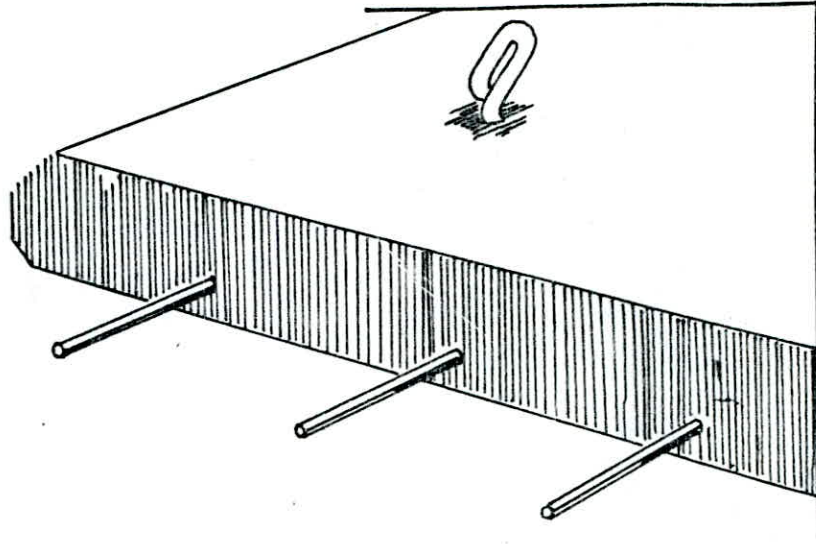
• Stockage et consignes: 1) Ses chevrons sont placés à plat dans un même plan vertical, la dimension des chevrons placés à

plat est supérieure à la hauteur des crochets.

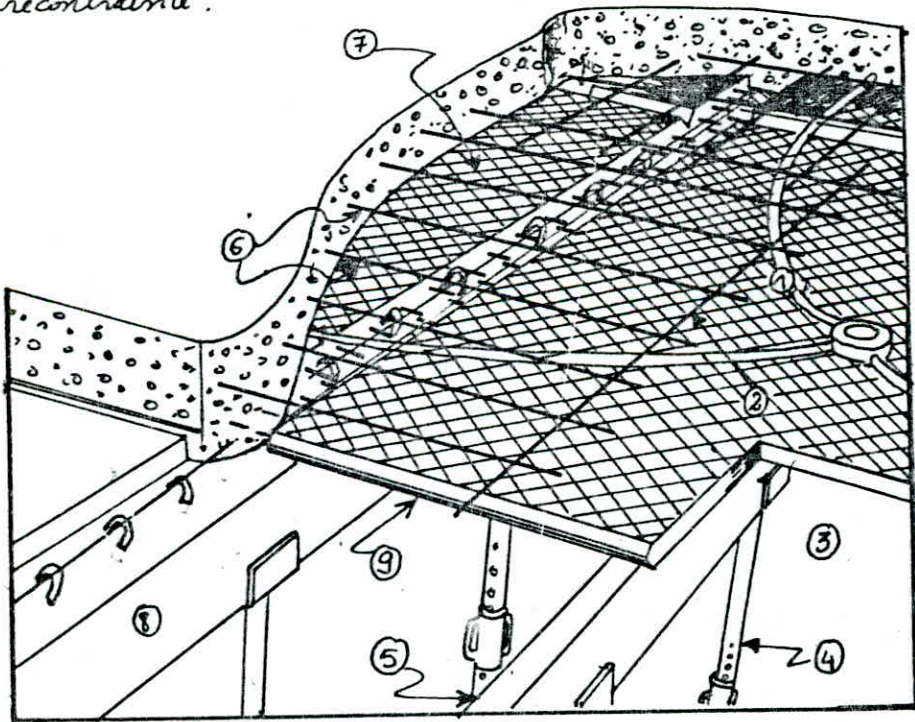
2) Ses chevrons sont positionnés aux extrémités des prédalles. Un chevron intermédiaire est ajouté pour les grandes prédalles.

3) Ses chevrons sont placés perpendiculairement aux armatures de précontrainte.





- ① Boitier électrique
- ② Eventuellement acier de montage support de chapeaux
- ③ Crémis.
- ④ Etai
- ⑤ lisse.
- ⑥ chapeaux.
- ⑦ Treillis soudé.
- ⑧ poutre précontrainte.



CALCUL DES PLANCHERS A PREDALLES

CALCUL DES PREDALLES

FLEXION LONGITUDINALE

Poids revenant aux prédalles:

⊙ Plancher terrasse:

• poids propre ($e = 5 \text{ cm}$)	-----	125	kg/m^2
• Dalle coulée sur place ($e = 5 \text{ cm}$)	-----	125	"
• Revêtement (4 cm)	-----	80	"
• Etanchéité	-----	10	"
• Forme de pente	-----	144	"

= 484 kg/m^2

surcharges = 100 kg/m^2

⊙ Plancher courant:

• poids propre ($e = 5 \text{ cm}$)	-----	125	kg/m^2
• Dalle coulée sur place ($e = 5 \text{ cm}$)	-----	125	"
• Revêtement	-----	80	"
• Cloisons	-----	75	"

= 405 kg/m^2

surcharges = 250 kg/m^2

⊙ Escalier : surcharges = 300 kg/m^2 .

Armatures Utilisées : (voir chapitre caractéristiques des mtr.)

Position des armatures dans l'épaisseur : La position des armatures dans l'épaisseur de la prédalle est repérée après dimensionnement des cales de maintien des fils.

- Pour les dalles d'épaisseur de 5 cm, les aciers sont placés à la limite du noyau central, soit $d' = 1,66 \text{ cm}$
- Pour les aciers placés à 2 cm de la base, il faut une cale de 17,4 mm théoriquement. On mettra un rond de 18 mm ou un plat.
- Pour les aciers placés à 2,5 cm, il faut une cale de 22,4 mm. On mettra un rond de 24 mm ou un plat
- Pour les aciers placés à 3,0 cm, il faut une cale de 27,4 mm. On mettra un plat de 28 mm.

Calcul de la précontrainte minimale (Valeur conventionnelle)

$$\sigma_{pm} = \frac{n\phi \cdot F_{Rg}}{b \cdot h_1 \cdot K_R} \quad \text{avec:} \quad 15 \text{ bars} \leq \sigma_{pm} \leq 110 \text{ bars}$$

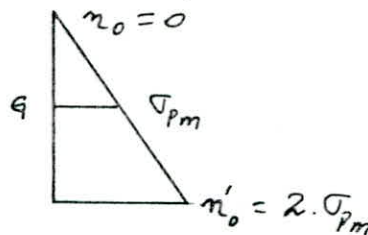
- où :
- h_1 = épaisseur de la prédalle en (cm) $5 \leq h_1 \leq 8$
 - $n\phi$ = nombre de fils par mètre de largeur de prédalle.
 - b = largeur de la prédalle prise en compte ($b = 1,00 \text{ m}$)
 - K_R = coefficient dépendant de la relaxation des aciers (1,4%)
 - F_{Rg} = force de rupture garantie des aciers en (daN)

- Remarques :
- cette contrainte de la forme $\sigma = F/S$ représente la contrainte au centre de gravité de la prédalle.
 - si $h_1 < 5 \text{ cm}$, on prendra $h_1 = 5 \text{ cm}$
 - si la tension initiale T_i est inférieure à la valeur maximum autorisée ($0,85 R_g$ ou $0,95 T_g$), on substitue à F_{Rg} la valeur $1,2 T_i$ à condition que cette dernière n'exécède pas F_{Rg} .

Calcul des précontraintes des prédalles :

Rappel : si les fils de précontrainte sont placés à la limite basse du noyau central :

n.c : $e = \frac{h_1}{6}$



Vérification en flexion :

1. Le moment appliqué : M_{ul} . Il s'agit d'un moment ultime " M_{ul} " sollicitant en kg. mètre de largeur de la prédalle conformément à la RDM en majorant par 1,5 les charges permanentes et par 2 les surcharges d'exploitation.

$$M_{ul} = (1,5 \cdot g + 2 \cdot s) \frac{L^2}{8} \quad \text{avec:} \quad M_{ul} \leq \min[M_{ul_1}, M_{ul_2}]$$

2. Expression de M_{ul_2} : moment résistant à rupture élastique : $\uparrow \uparrow$
moments résistants.

$$\overline{M}_{ul_2} = (n\phi \cdot F_{Rg} + F_p) \left[H_u - \frac{1}{2} \frac{n\phi \cdot F_{Rg} + F_p}{225 \cdot 10^4} \right]$$

- $F_p = n'\phi \cdot \sigma_{en} \cdot A'$ → cas des aciers HA et $n'\phi$: nbre d'armatures passives.
- $F_p = 0,9 \cdot n'\phi \cdot F_{Rg}$ → cas des aciers H.L.E.

• $H_u = h_e - d'$ avec $\begin{cases} h_e = \text{hauteur totale en (m) de la prédalle} \\ d' = \text{enrobage des aciers inférieurs.} \end{cases}$

• le terme : $225 \cdot 10^4$ représente $\overline{\sigma}_b'$ en daN/m².

Nota: si la tension initiale est inférieure à la valeur de tension maximale autorisée, on substitue dans l'expression de M_{ul2} , le maximum de $0,9 \cdot F_{R5}$ et $1,2 T_i$ à condition que cette dernière n'exécède pas F_{R5} .

3. Expression de \overline{M}_{ul2} : moment résistant qui en fait une pseudo phase pondérée par un coefficient de sécurité qui permet de comparer un calcul de moment "en phase" avec le M_{ul} pondéré appliqué.

$$\overline{M}_{ul2} = \frac{H_e^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g + X^5}{g + 5} (1 - 2 \cdot 10^3 \cdot \sigma_{pm}) \left(1 + \frac{2 K_F}{K_F + \sigma_{pm}} \right) \sigma_{pm} \right)$$

où :

- H_e = hauteur totale du plancher fini (en m)
- σ_{pm} = précontrainte minimale (en bars)
- K_F = 20 ou 15 bars suivant que l'atmosphère est protégée ou non.
- X^5 = Fraction de charge d'exploitation susceptible d'application durable.

Base d'établissement de la précontrainte (formule): La contrainte en fibre inférieure ne pouvant pas être déterminée avec précision du fait de la structure du plancher même. Il a été choisi de comparer deux contraintes connues: la contrainte en fibre inférieure due aux charges extérieures et la contrainte due à la précontrainte moyenne; et de limiter leur écart.

$$\sigma_i = \frac{6 \cdot M}{b \cdot H_e^2 \cdot 10^8} \quad ; \quad \text{la contrainte en fibre inférieure}$$

avec : M (daN.m) ; H_e (m), b (m)
on prend $b = 1$ m.

σ_{pm} = précontrainte moyenne (en bars)

σ_{resid} = contrainte résiduelle caractérisant l'écart entre σ_{pm} et σ_i

$$\frac{6 \cdot M}{b \cdot H_e^2 \cdot 10^4} - \sigma_{pm} = \sigma_{resid}$$

$$\text{d'où} \quad M = \frac{b \cdot H_e^2 \cdot 10^4}{6} (\sigma_{pm} + \sigma_{resid})$$

$$\text{et} \quad \sigma_{resid} = \frac{2 \cdot K_F \cdot \sigma_{pm}}{\sigma_{pm} + K_F} \quad ; \quad \text{Formule empirique limitant l'écart de manière rationnelle.}$$

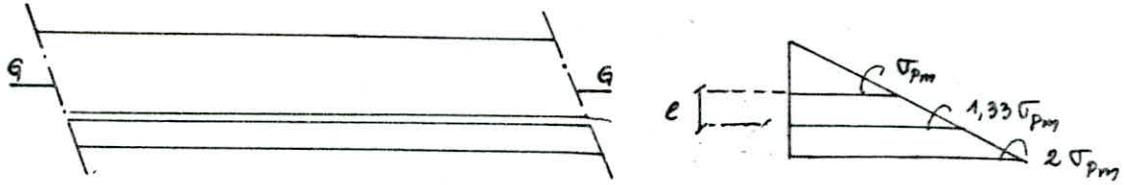
en atmosphère protégée : $K_F = 20$ bars.
d'où :

σ_{pm} (bars)	20	40	60	80
σ_{resid} (bars)	-20	-26,5	-30	-52

• Influence de la perte de précontrainte par raccourcissement du béton:
Fluage = $1,5 \times$ raccourcissement instantané, compte tenu de la part de raccourcissement déjà effectué à la pose.

$E_i = 350\,000$ bars : module d'élasticité du béton à la mise en précontrainte.

Contrainte au niveau des files :



Raccourcissement total du béton : ϵ

$$\epsilon = 2,5 \cdot \frac{1,33 \cdot \sigma_{pm}}{350\,000}$$

$$E_i = 3 E_j \text{ soit } E_j = \frac{E_i}{3}$$

compte tenu de la part de racc^t déjà effectuée à la pose, on prend :

$$E_j = \frac{E_i}{2,5}$$

Perte de tension correspondante : $\Delta\sigma = \epsilon \cdot E_a$

$$\Delta\sigma = 2,5 \cdot \frac{1,33 \cdot \sigma_{pm}}{350\,000} \cdot 200\,000 = 0,19 \cdot \sigma_{pm}$$

cette perte est à comparer à une contrainte $\sigma_{R6} = \frac{3050}{19,7} = 150$ bars

calcul avec $\phi 5$: $\frac{\sigma_{R6}}{K_R} = \frac{150}{1,5} = 100$ soit : $\frac{0,19 \cdot \sigma_{pm}}{100} \approx 2 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{pm}$

La réduction due au retrait se trouvera dans le terme multiplicatif $(1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{pm})$

d'où : $M_{ul2} = \frac{H_e^2}{6} \cdot 10^4 \left(\sigma_{pm} + \frac{2 K_F \cdot \sigma_{pm}}{K_F + \sigma_{pm}} \right) (1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{pm})$

L'incertitude sur les charges est prise en compte en considérant un coefficient de sécurité qui s'écrit :

$$\frac{1,5 \cdot M_g + 2 \cdot M_s + 1,5 \sum M_g + 2 \sum M_s}{M_g + M_s + \sum M_g + \sum M_s}$$

après simplification : $2 \cdot \frac{0,5 M_g + 0,5 \sum M_g}{M_g + M_s + \sum M_g + \sum M_s}$

avec : $M_g = g \cdot \frac{L^2}{8}$

$M_s = s \cdot \frac{L^2}{8}$

on met 2 en facteur, et on rajoute empiriquement les termes $X_1 \cdot M_s$ et $X_2 \cdot \sum M_s$ pour tenir compte de ce que des charges d'exploitation sont susceptibles d'une application fréquente, donc susceptibles de créer des fissures.

$$2 \left(1 - \frac{1}{4} \frac{M_g + X_1 \cdot M_s + \sum M_g + X_2 \cdot \sum M_s}{M_g + M_s + \sum M_g + \sum M_s} \right)$$

Remarque : Dans le cas particulier où l'on a que des charges uniformément réparties, l'expression devient :

$$2 \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g + X \cdot s}{g + s} \right)$$

D'où l'expression finale de $\overline{M_{ul_2}}$ après simplification :

$$\overline{M_{ul_2}} = \frac{H_t^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{g + X \cdot S}{g + S} \right) \cdot (1 - 2 \cdot 10^{-3} \sigma_{Pm}) \cdot \left(1 + \frac{2 K_F}{\sigma_{Pm} + K_F} \right) \sigma_{Pm}$$

← cas de charges uniformes g, S →

Vérification par $\overline{M_{ul_1}}$:

$$M_{ul} \leq \overline{M_{ul_1}} \quad \text{avec} \quad \overline{M_{ul_1}} = (\eta_\phi \cdot F_{Rg} + F_p) \left(H_u - \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_\phi \cdot F_{Rg} + F_p}{225 \cdot 10^4} \right)$$

on tire la portée admissible L_1 :

$$L_1 = \sqrt{\frac{(\eta_\phi \cdot F_{Rg} + F_p) \left(H_u - \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_\phi \cdot F_{Rg} + F_p}{225 \cdot 10^4} \right) \cdot 8}{1,5 \cdot g + 2 \cdot S}}$$

Vérification par $\overline{M_{ul_2}}$:

$$M_{ul} \leq \overline{M_{ul_2}} \quad \text{avec} \quad \overline{M_{ul_2}} = \frac{H_t^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{g + X \cdot S}{g + S} \right) (1 - 2 \cdot 10^{-3} \sigma_{Pm}) \left(1 + \frac{2 K_F}{\sigma_{Pm} + K_F} \right) \sigma_{Pm}$$

on tire la portée admissible L_2 :

$$L_2 = \sqrt{\frac{8 \cdot \frac{H_t^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{g + X \cdot S}{g + S} \right) (1 - 2 \cdot 10^{-3} \sigma_{Pm}) \left(1 + \frac{2 K_F}{\sigma_{Pm} + K_F} \right) \sigma_{Pm}}{1,5 \cdot g + 2 \cdot S}}$$

on effectue un calcul de L_1 sans aciers passifs.

- si $L_1 > L_2$: L_2 est la portée limite admissible.
- si $L_1 < L_2$: on peut rajouter des aciers passifs dans la limite autorisée, soit : $0 < F_p < 0,2 \cdot \eta_\phi \cdot F_{Rg}$

EXEMPLE DE CALCUL : Nous prendrons une pédalle d'épaisseur 5 cm dont les aciers seront placés au bas du noyau central à 1,66 cm de la base de la pédalle.

1. Vérification en flexion des pédalles : Tous les calculs de flexion se font avec les moments de rupture, de ce fait la vérification en phase élastique est rendue homogène à une rupture par l'application d'un coefficient de sécurité.

- Poids propre au m^2 de pédalle : $P = 2500 \cdot b \cdot h_c \cdot L = 2500 \cdot 10 \cdot 0,1 = 250 \text{ daN}$
- Moment de rupture en appui libre :

$$M_{ul} = (1,5 \cdot G + 2 \cdot S) \cdot \frac{L^2}{8}$$

où P : poids propre
 g : revêtement + charges permanente
 $G = P + g$

a) Terrasse : $M_{ul} = (1,5 \cdot 484 + 2 \cdot 100) \cdot \frac{2,76^2}{8} = 881,73 \text{ kg/m}$

b) Etage courant : $M_{ul} = (1,5 \cdot 405 + 2 \cdot 250) \cdot \frac{2,76^2}{8} = 1054,56$

La vérification consiste à calculer pour un nombre η_ϕ donné $\overline{M_{ul_1}}$ (valeur admissible du moment de rupture) et $\overline{M_{ul_2}}$ (valeur admissible du moment en

phase élastique majorée pour être comparable à un calcul en rupture) et en compare ces deux moments au moment M_{ul} appliqué en travée.

• si M_{ul_1} et M_{ul_2} sont simultanément supérieurs à M_{ul} , le nombre d'armatures convient.

• si M_{ul_1} ou M_{ul_2} (ou les deux) sont inférieurs à M_{ul} , il faut augmenter le nombre d'armatures et recommencer la vérification.

Nous vérifierons la travée avec 5 fils : $n_\phi = 5$ (ml) ($b = 100$ cm)

calcul de la précontrainte minimale : $\sigma_{pm} = \frac{n_\phi \cdot F_{Rg}}{K_R \cdot b \cdot h_1}$

où : $F_{Rg} = 3270$ daN ; $K_R = 1,4$ (acier de basse relaxation)
 $b = 100$ cm (calcul par mètre de largeur de prédalle)
 $h_1 = 5$ cm épaisseur de la prédalle

$$\sigma_{pm} = \frac{5 \cdot 3270}{1,4 \cdot 100 \cdot 5} = 23,36 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{pm} > 15$ bars, nous pouvons continuer la vérification :

- à la rupture :

$$\overline{M}_{ul_1} = (n_\phi \cdot F_{Rg} + F_p) \left[h_u - \frac{1}{2} \cdot \frac{n_\phi \cdot F_{Rg} + F_p}{225 \cdot 10^4} \right]$$

où : F_p : Forces des aciers passifs s'il y a lieu. Les aciers passifs ne peuvent être utilisés que si la rupture est prépondérante. Ils doivent dans ce cas être limités à 20% de la force des aciers actifs.

Dans notre cas nous en mettrons :

$h_u = h_t - d'$ (exprimé en mètre)

$h_t =$ hauteur totale de la dalle finie = 10 cm = 0,10 m

$d' =$ distance de centre de gravité des aciers à la base de la dalle = 1,66 cm

$$\overline{M}_{ul_1} = (5 \cdot 3270 + 0) \left[(0,10 - 0,0166) - \frac{1}{2} \frac{5 \cdot 3270}{225 \cdot 10^4} \right] = 1238,24 \text{ kg.m}$$

on a bien :

$$\begin{cases} \overline{M}_{ul_1} > M_{ul} \text{ terrasse} \\ \overline{M}_{ul_1} > M_{ul} \text{ ét.courant} \end{cases} \rightarrow \text{Vérfié.}$$

$$\overline{M}_{ul_2} = \frac{h_t^2 \cdot 10^4}{3} \left[1 - \frac{1}{4} \cdot \frac{g + X \cdot S}{g + S} \right] \left[1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{pm} \right] \left[1 + \frac{2 \cdot K_F}{\sigma_{pm} + K_F} \cdot \sigma_{pm} \right] \cdot \sigma_{pm}$$

où : $K_F = 15$ bars (atmosphère non protégée)

20 bars (atmosphère protégée) nous prendrons ce cas.

$X_s =$ fraction de charges d'exploitation susceptibles d'une application fréquente. Nous prendrons $X = 0$

$$\text{d'où : } \overline{M}_{ul_2} = \frac{0,10^2 \cdot 10^4}{3} \left[1 - \frac{1}{4} \frac{234 + 250}{90 + 250 + 100} \right] \left[1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 23,36 \right] \left[1 + \frac{2 \cdot 20}{20 + 23,36} \right] \cdot 23,36$$

$$\overline{M}_{ul_2} = 1121,97 \text{ kg.m} > (M_{ul, \text{terr.}} ; M_{ul, \text{ét.courant}}) \text{ vérifié.}$$

2.2 Armatures de répartition : Lorsque la prédalle ne subit pas d'effort notable dans la direction perpendiculaire au sens porteur, on peut se contenter des armatures de répartition minimales préconisées par le règlement en vigueur (Modification de Juillet 1970), soit si l'on utilise du treillis soudés :

$$\phi \leq 6 \text{ mm} ; \quad A = 0,0004 \cdot b \cdot h_e$$

$$A = 0,0004 \cdot 100 \cdot 10 = 0,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{T.S})$$

Les armatures ainsi déterminées doivent en outre vérifier les conditions de manutention et de pose.

2.3 Vérification à l'effort tranchant : La charge à prendre en compte pour l'effort tranchant est :

$$Q = G + 1,2 \cdot S = (P + g) + 1,2 \cdot S = 250 + 234 + 1,2 \cdot 100 = 604 \text{ kg}$$

avec la majoration de P de 20% on trouve $Q = 725 \text{ kg}$.

Contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{1,2 \cdot T}{b \cdot h_e}$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = \frac{725 \cdot 2,76}{2} = 1000,5 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{1,2 \cdot 1000,5}{100 \cdot 10} = 1,2 \text{ bars}$$

contrainte admissible : . Ratissage manuel $\bar{\tau}_b = 2,5 \text{ bars}$
 . Ratissage au rouleau $\bar{\tau}_b = 3,0 \text{ bars}$

Dans notre cas (ratissage manuel) et on a bien $\tau_b = 1,2 < \bar{\tau}_b = 2,5 \text{ bars}$
 Par ailleurs, dans toutes les usines de préfabrication, la contrainte de cisaillement admissible pour être conforme à la règle de couture est $\bar{\tau}_b = 2,55 \text{ bars}$.

or $\tau_b = 1,2 \text{ bars} < 2,55 \text{ bars}$ donc pas de coutures.

FLEXION TRANSVERSALE

Armatures de répartition minimales : on utilise dans notre ouvrage des aciers ronds lisses, les règlements préconisent :

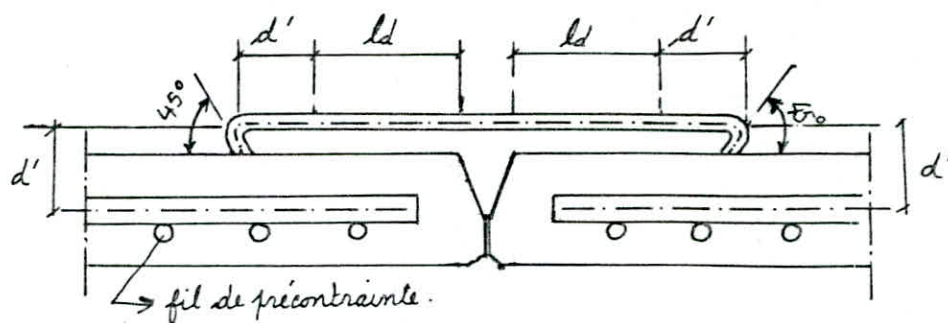
. barres R.L : $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,0006 \cdot b \cdot h_e = 0,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \sigma_{en} = 2150 \text{ bars} \quad (\text{limite d'élasticité}) \end{array} \right.$

soit $4 \phi 5 / \text{ml}$ ($A = 0,78 \text{ cm}^2$) soit (T.S)

Ancrage des armatures de répartition à la reprise entre deux pedalles, sur le joint :

• fiers de répartition à la reprise entre deux dalles : Ces aciers doivent assurer la transmission des efforts engendrés par les aciers transversaux dans la prédalle

Les aciers de répartition sont orantés et disposés perpendiculairement aux armatures de précontrainte.



$ld + d'$: longueur de recouvrement des aciers de répartition

Rappel théorique :

$$F_A = F_B + \pi \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_s \cdot l_d$$

$$F_B = 0 \quad \text{d'où} \quad l_d = \frac{F_A}{\pi \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$l_d = \frac{f_c \cdot \pi \cdot \phi^2}{4 \cdot \pi \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_c}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = 96 \cdot \psi_d^2 \cdot f_{t28}$$

or les CCBA préconisent :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ aciers H.A.}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_d = 16,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 5 \text{ mm}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \rho \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2666,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on trouve : } l_d = \frac{0,5}{4} \cdot \frac{2666,66}{16,31} = 20,43 \text{ cm}$$

Transmission des charges aux appuis :

⊙ Diverses dispositions pour assurer l'ancrage :

- Armatures sortant en attente aux extrémités de la prédalle et scellées par adhérence : Le dépassement des armatures de précontrainte sur les appuis doit assurer la reprise de l'effort tranchant sur ce même appui.

La contrainte d'adhérence admissible est calculée dans le cas d'appui sur des poutres, murs ou tout autre support en retombée, par la formule :

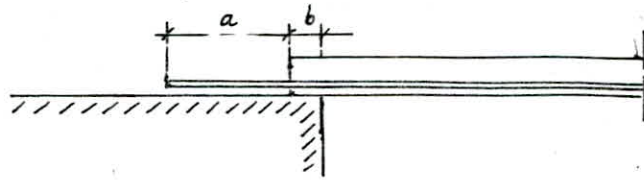
$$\bar{\sigma}_d = K \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$; K = 2,4 \text{ acier de précontrainte du type monofil}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2,4 \cdot 5,8 = 27,84 \text{ kg/cm}^2$$

cette règle tient compte du pincement de l'armature du fait de la transmission de la charge à l'appui

• Longueur de dépassement nécessaire : La longueur d'ancrage prise en compte dans les calculs est la somme $(a+b)$ de la longueur (a) de dépassement des armatures à l'about de la prédalle et de la longueur (b) d'appui de cette dernière sur l'élément porteur.



La longueur du dépassement nécessaire :

$$l = \frac{T}{(\pi \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \eta_\phi)} = \frac{885,15}{\pi \cdot 0,5 \cdot 16,31 \cdot 12} = 3,0 \text{ cm.} = a$$

$$l_t = 3,0 + 2,5 = 5,5 \text{ cm.} = a+b$$

• Nombre de fils minimum assurant l'ancrage : L'effort tranchant appliqué doit être repris par l'ensemble des fils.

$$T_s = F' \cdot n_\phi \quad \text{et} \quad n_\phi = \frac{T_s}{F'}$$

où : T_s = effort tranchant appliqué
 F' = effort tranchant repris par les fils.

$$F' = \pi \cdot \phi \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b = \pi \cdot 0,5 \cdot 2,4 \cdot 5,8 = 21,85 \text{ kg/fil/cm.}$$

pour $l = 5,5 \text{ cm}$: $F' = 21,85 \times 5,5 = 120,2 \text{ kg/fil.}$

pour $7\phi 5$: $F' = 7 \cdot 120,2 = 841,4 \text{ kg.}$

$$T_s = \frac{5}{3} \cdot T \quad (\text{art. 11. A108.211})$$

Remarque : Il n'est pas prudent de tenir compte en cas de séisme de l'effet de pincement admis à l'article 11.A.108.211. Ceci revient à réduire de moitié la contrainte d'adhérence admissible selon cet article.

Toute fois, les règles parasismiques autorisent une majoration de 50% des contraintes admissibles des matériaux.

Il suffit donc de multiplier par $2/3 = 4/3$.

L'effort tranchant à ancrer défini par les règles parasismiques, le scellement étant vérifié selon 11. A108.211. Cependant il est loisible de ne pas évaluer l'effort tranchant à ancrer selon les règles parasismiques si le scellement réalisé suivant 11. A108.211 équilibre un effort au moins égale à $5/3$ de celui à ancrer en l'absence de séisme.

$$T_s = \frac{5}{3} \cdot T = \frac{5}{3} \cdot 1000,5 = 1667,5 \text{ kg.}$$

$$n_\phi = \frac{1667,5}{120,2} \approx 13,90 \text{ fils } \phi 5.$$

Dans notre cas, le calcul a été fait avec $7 \phi 5$, or on trouve un nombre de fils légèrement supérieur à 13, donc pour être dans la sécurité on doit ajouter des barres H.A. pour assurer l'ancrage. Pour se faire, calculons l'effort tranchant T_R restant à ancrer:

$$T_R = 1667,5 - 841,4 = 826,1 \text{ kg.}$$

Calcul du nombre de barres H.A. à ajouter:

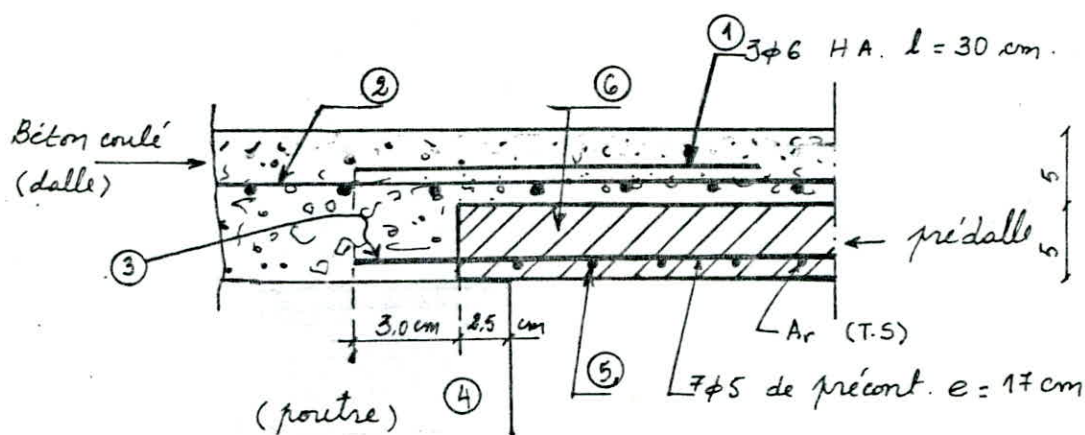
$$K = 4,8 \text{ pour les aciers H.A. (soit des } \phi 6)$$

$$F = \pi \cdot \phi \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b \cdot l_t = 3,14 \cdot 0,6 \cdot 4,8 \cdot 5,8 \cdot 5,5 = 288,48 \text{ kg.}$$

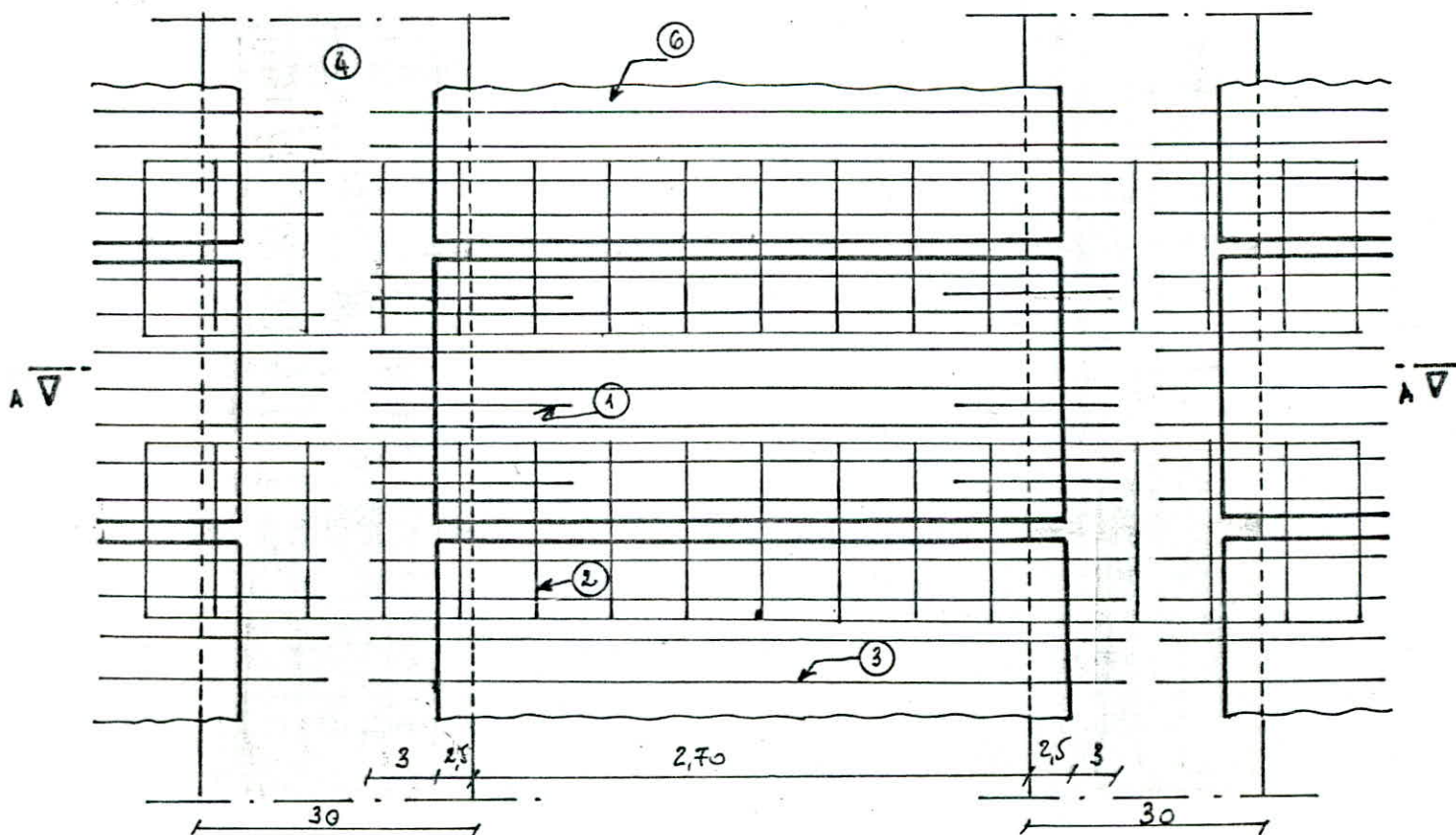
1 $\phi 6$ H.A. donne une effort de $F = 288,48 \text{ kg} < 826,1 \text{ kg}$, donc on ajoutera 3 $\phi 6$ qui reprendront un effort tranchant $3 \times 288,48 = 865,44 \text{ kg}$, ce qui est nettement supérieur à $826,1 \text{ kg}$.

$$\text{Longueur d'ancrage} = 40 \phi = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur totale} = 24 + 5,5 \text{ cm} = 29,5 \text{ cm soit } 30,0 \text{ cm}$$

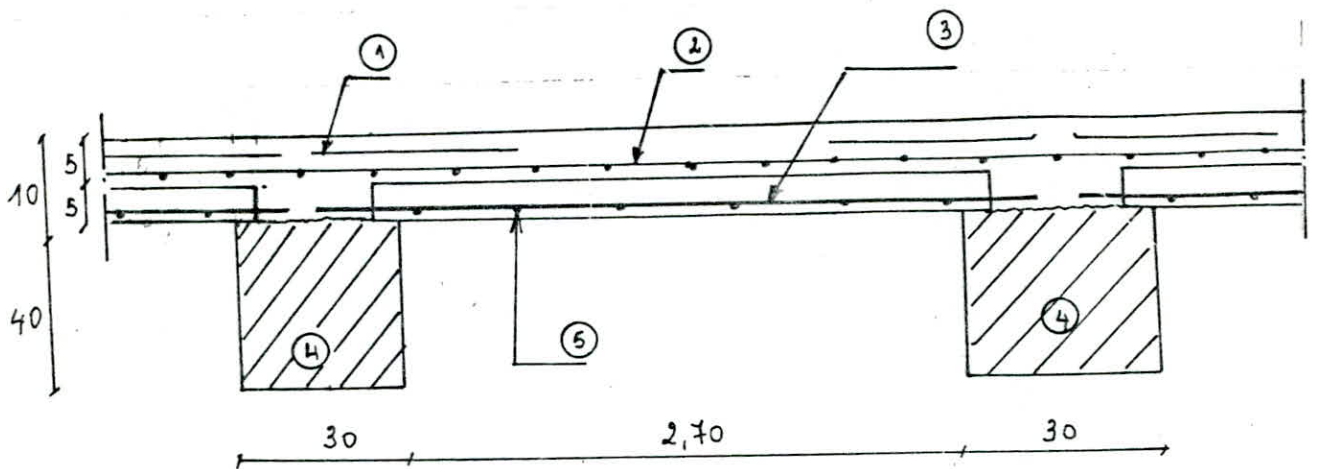


(coupe longitudinale)



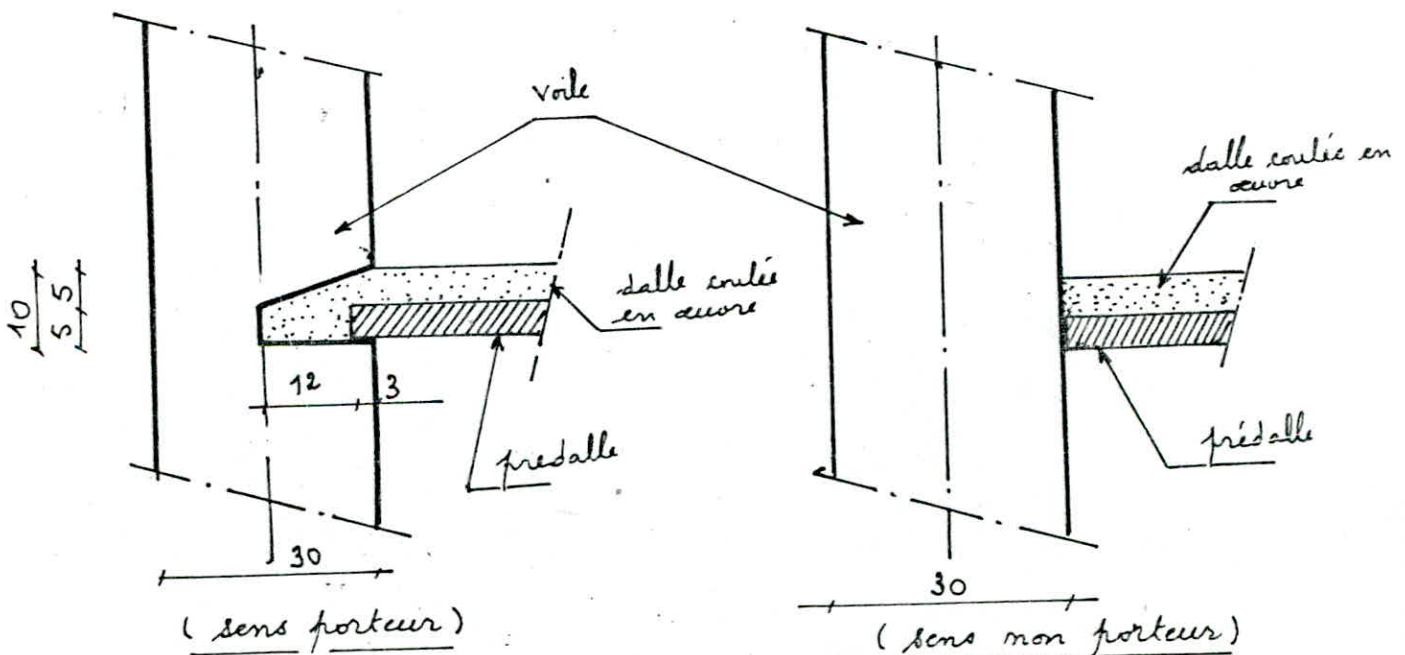
(vue en plan)

coupe A-A



- ① chapeaux 3 ϕ 6 H.A par metre de Largeur , $l = 30$ cm , $e = 33$ cm.
- ② Treillis soudés (T.S) en bande de 80^{cm} de large sur le long des joints latéraux.
- ③ Fils adhérents . 7 ϕ 5 ; $e = 17$ cm , placés à la limite inf du Noyau central.
- ④ Poutre précontrainte 30x40 cm².
- ⑤ Aciers de répartition T.S ϕ 6
- ⑥ Prédalle en béton précontraint 2,76 x 1,20 m² , $ép = 5$ cm.

jonction des prédalles avec les voiles:



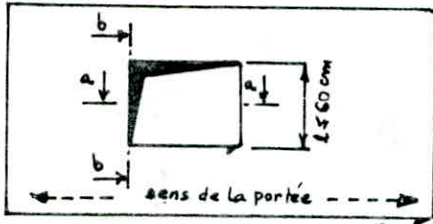
Pour le reste des piedalle, on recapitulera les principaux résultats dans le tableau ci-après :

Piedalle $n \equiv$	$n\phi$ p.ml	Section (cm ²)	σ_{pm} (bars)	M_{ul} ^{Tors} (kg.m) et.	M_{ul_1} (kg.m)	M_{ul_2} (kg.m)	$M_{ul} < H_{ul_1}$ $M_{ul} < H_{ul_2}$	ξ (bars)	$\xi < \bar{\xi}_b$
1	5	120 x 276	23,36	$\left[\begin{array}{l} 881,73 \\ 1054,56 \end{array} \right.$	1238,24	1121,91	OK!	1,2	OK!
2	4	80 x 276	18,68	$\left[\begin{array}{l} 881,73 \\ 1054,56 \end{array} \right.$	1095,31	1060,78	OK!	1,2	OK!
3	4	95 x 276	18,68	$\left[\begin{array}{l} 881,73 \\ 1054,56 \end{array} \right.$	1090,59	1062,48	OK!	1,2	OK!
4	5	120 x 276	23,36	$\left[\begin{array}{l} 931,97 \\ 1093,11 \end{array} \right.$	1238,24	1121,91	OK!	1,3	OK!

TREMIES

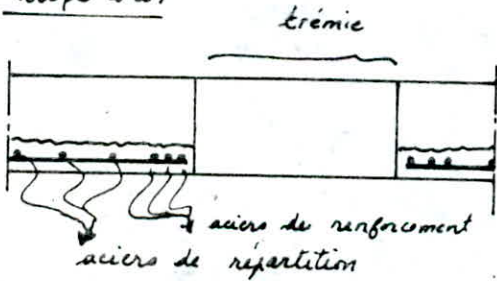
Certaines poutres de notre structure comportent des trémies qui sont au nombre de 2 types :

1^{er} type : cas des trémies situées entièrement dans une poutre de largeur inférieure ou au plus égale à 60 cm et ne supportant pas sur leurs bords des charges linéaires supérieures à 300 kg/ml.

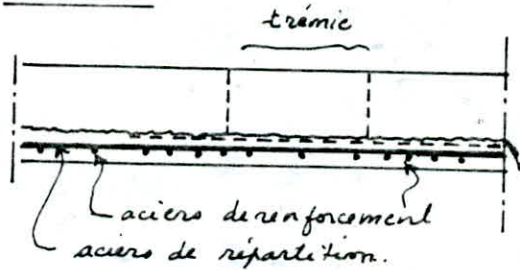


Dans ce cas, il peut suffire de procéder à un renforcement localisé de l'armature de répartition ainsi que, éventuellement, de l'armature des bandes longitudinales bordant la trémie.

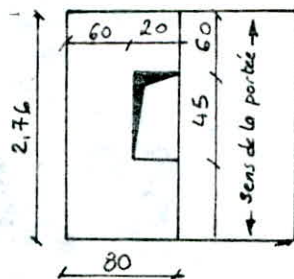
(Coupe a-a)



(Coupe b-b)



2^{ème} type : cas de trémies en rives de poutres. Dans ce cas le chevêtre doit être réalisé in situ de façon traditionnelle.



trémie



VERIFICATION DES PHASES PROVISOIRES

Vérification des prédalles en phases provisoires: Les types de vérifications à effectuer sont désignés par une (x) dans le tableau ci-après :

Vérifications ↓	Stockage	Manutention	Mise en oeuvre
d'Intégrité	x	x	x
de sécurité		x	x
de déformation			x

• Vérification d'Intégrité:

- Contrainte de traction à prendre en compte : $\bar{\sigma} = 20$ bars
- Contrainte de traction admissible du béton : $\frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b = 15$ bars
car autocontrôle des fabrications.
- La force de précontrainte par fil est prise égale à $\frac{F_{Rg}}{K_R}$

Précontrainte en fibre supérieure :

$$\sigma_0 = \frac{n \phi \cdot F_{Rg}}{K_R} (6 \cdot d' - 2 \cdot h_1) \cdot \frac{1}{b \cdot h_1^2}$$

Précontrainte en fibre inférieure :

$$\sigma_0' = \frac{n \phi \cdot F_{Rg}}{K_R} (4 \cdot h_1 - 6 \cdot d') \cdot \frac{1}{b \cdot h_1^2}$$

Rem :

pour les calculs d'intégrité, on peut tenir compte du moment hyperstatique de précontrainte amené par la présence de stais

• Vérification de la Sécurité : Il s'agit d'une vérification à rupture classique en tenant compte d'une réduction sur la hauteur utile.

1. Stockage: cas de deux appuis :

• longueur = $L + 0,10$ m ; $b = 1,0$ m

• Module d'Inertie $W = \frac{b \cdot h_1^2}{6} = \frac{h_1^2}{6}$ / ml

• Traction admissible en fibre inf :
= $-\frac{3}{4} \bar{\sigma}_b = -15$ bars

• Moment correspondant : $M_c = \bar{\sigma} \cdot W = -\frac{3}{4} \bar{\sigma}_b \cdot \frac{h_1^2}{6} \cdot 10^4$ dar·m

• Moment en fibre inf dû à la précom. : M_p

$$\sigma_0' = \frac{M_p}{W} = \frac{M_p}{\frac{h_1^2}{6}} \times 6 = \frac{n \phi \cdot F_{Rg}}{K_R} (4 h_1 - 6 d') \cdot \frac{1}{h_1^2} \Rightarrow M_p = \frac{n \phi \cdot F_{Rg}}{6 \cdot K_R} (4 h_1 - 6 d')$$



• Action du poids propre : $g_1 = 2400 \cdot h_1$ daN/m²

• Moment dû au poids propre $M_g = 2400 \cdot h_1 \cdot \frac{L^2}{8}$

Equation limite : $M_p - M_g = M_c$

$$\frac{m_\phi \cdot F_{Rg}}{6 \cdot K_R} (4 \cdot h_1 - 6 \cdot d') - 2400 \cdot h_1 \cdot \frac{L^2}{8} = -\frac{3 \cdot \bar{\sigma}}{4} \cdot \frac{h_1^2}{6} \cdot 10^4$$

après simplification, on tire la longueur limite L :

$$L = \sqrt{\frac{\frac{m_\phi \cdot F_{Rg}}{K_R} (4h_1 - 6d') + \frac{3\bar{\sigma}}{4} h_1^2 \cdot 10^4}{1800 \cdot h_1}} \quad \text{avec : } \begin{cases} m_\phi = 10 \\ F_{Rg} = 3270 \text{ daN} \\ K_R = 20 \\ h_1 = 10 \text{ cm} \\ d' = 1,66 \end{cases}$$

on trouve : $L = 3,33 \text{ m}$

Et la portée totale est : $L = 3,33 + 0,10 = 3,4 \text{ m}$.

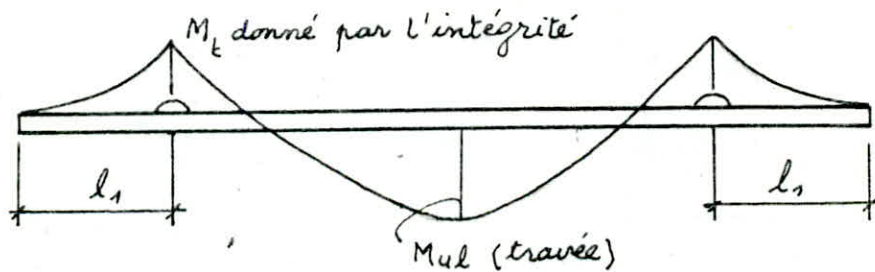
Remarques :

- Les dimensions respectives des prédalles de notre ouvrage n'excède pas 2,81 m de longueur, ce qui est inférieur à la longueur admise trouvée (3,4 m)

Conclusion : Lors du stockage, les prédalles peuvent être posées sur deux appuis seulement.

2. Manutention :

2-1 Vérification dans le sens longitudinal :



SARET prescrit une majoration des charges de :

- 10% pour incertitude sur la répartition des efforts entre points de levage
- 10% pour effets dynamiques et vent.

Et un coefficient de majoration : $1,1 \times 1,1 = 1,21$ arrondi 1,20

d'où : $P = 1,20 \cdot 0,0025 \cdot h_1 \cdot b \cdot S$ avec $S = 0,981$

$$P = 3,53 \text{ daN/cm}$$

$$\begin{aligned} h_1 &= 10 \text{ cm} \\ b &= 120 \text{ cm} \end{aligned}$$

• Pour le porte à faux, il faut vérifier :

- l'intégrité en fibre supérieure qui donne une portée limite \bar{L} ,

- On ne vérifie pas la sécurité en fibre inférieure car les dimensions sont tellement petites que cette vérification n'a pas de sens.

• Pour la travée : il faut vérifier que $M_{ul} \leq \bar{M}_{ul}$ ou $M_{ul} \leq$ au moment limite au droit du crochet donné par la condition d'intégrité en travée. La vérification d'intégrité n'est jamais prépondérante par rapport à la rupture.

2.11 cas de deux crochets :

Moment de flexion :

entre C et A : $M = -\frac{P \cdot x^2}{2}$

entre A et B : $M = -\frac{Pl_1^2}{2} + \frac{Pl \cdot x}{2} - \frac{Px^2}{2}$

en A et C : $M_A = -\frac{Pl_1^2}{2}$



2.111 Vérification d'intégrité au droit des crochets de levage :

$$M_A = -\frac{1,2 \cdot 0,0025 \cdot h_1 \cdot b \cdot l_1^2 \cdot s}{2}$$

on traite le cas général avec le poids de la prédalle et en tenant compte d'une charge supplémentaire

(gorgée d'eau par exemple) P_2 en daN/m^2 .

$P_1 = \frac{P_2}{100}$ daN/cm de portée et $M = -\frac{P + P_1}{2} l_1^2$ (l_1 en cm)

contrainte due au poids majoré : $\bar{\sigma}_1 = \left[\frac{1,2 \cdot 0,0025 \cdot s \cdot h_1 \cdot b + P_1/100}{2} l_1^2 \right] \cdot \frac{6}{b \cdot h_1^2}$ (bars)

Le porte à faux admissible l_1 est donné par la vérification d'intégrité en fibre supérieure :

$$\frac{n_\phi \cdot F_{tR}}{K_R} \left[\frac{6d' - 2h_1}{b \cdot h_1^2} \right] - \left[\frac{6}{2} \cdot 1,2 \cdot 0,0025 \cdot s \cdot h_1 \cdot b + \frac{3 \cdot P_1}{100} \right] \cdot \frac{l_1^2}{b \cdot h_1^2} + \frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b = 0$$

on tire l_1 :

$$l_1 = \sqrt{\frac{\frac{n_\phi \cdot F_{tR}}{K_R} [6d' - 2h_1] + \frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot h_1^2 \cdot b}{0,00864 \cdot s \cdot h_1 \cdot b + \frac{3 \cdot P_1}{100}}} / 100$$

avec : b, d', h_1 en cm

cas particulier : $P_1 = 0$; $s = 0,981$; $\bar{\sigma}_b = 20$ bars (précant à $e = -\frac{h}{6}$)

$$l_1 = \sqrt{\frac{3/4 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_1^2}{0,00864 \cdot s \cdot h_1 \cdot b}} \text{ (cm)} = \sqrt{0,176974 \cdot h_1}$$

$h_1 = 0,10$ m d'où $l_1 = 13,0$ cm

2.112 : Vérification d'intégrité en travée entre les deux crochets :

l_1 étant fixée inférieure à \bar{l}_1 . Il faut vérifier la portée limite (l) entre les deux crochets. En se donnant l_1 , on s'est donné $-\frac{Pl_1^2}{2} = M_A$, et en travée un moment $Pl^2/8$.

on vérifie que la contrainte de traction en phase en fibre inférieure est inf ou égale à $3/4 \bar{\sigma}_b$ et on l'on détermine la portée limite pour laquelle on atteint cette contrainte.

Moment en fibre inférieure : $\frac{P + P_1}{8} (l^2 - l_1^2)$

soit :
$$\sigma = - \left[\frac{1,2 \cdot 0,0025 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + P/100}{b \cdot h_1^2} \right] \cdot \left[l^2 - 4l_1^2 \right] \frac{6}{b \cdot h_1^2} \quad \text{bars}$$

L'équation aux contraintes donne :

$$\frac{\eta_\phi \cdot F_{Rg}}{K_R} \left[\frac{4h_1 - 6d'}{b \cdot h_1^2} \right] - \sigma + \frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b = 0 \quad (1)$$

en remplaçant par l'expression de σ dans (1) et après simplification on tire la longueur limite l_{lim}

$$l_{lim} = \sqrt{\frac{\frac{\eta_\phi \cdot F_{Rg}}{K_R} [4h_1 - 6d'] + \left[0,00864 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + \frac{3P}{100} \right] l_1^2 + \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_1^2}{0,00216 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + 3P/100}} / 100$$

portée totale de la dalle : $L = 2l_1 + l_{lim}$

A.N : $\eta_\phi = 1$, $F_{Rg} = 3270 \text{ daN}$; $h_1 = 10 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_b = 20 \text{ bars}$; $s = 0,38$
 $K_R = 1,4$, $P = 3,53 \text{ daN/cm}$; $d' = 1,66 \text{ cm}$; $b = 120 \text{ cm}$; $h_1 = 10 \text{ cm}$

on trouve :

$$l_{lim} = 50,42 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad \underline{l_{lim} = 60 \text{ cm}}$$

2.113 : Vérification de sécurité en travée : c'est une vérification du type M_{ul}

$$M_{ul} = \frac{1,5}{8} \left[P + \frac{P_1}{100} \right] \left[l^2 - 4l_1^2 \right] = \frac{1,5}{8} \left[1,2 \cdot 0,0025 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + \frac{P_1}{100} \right] \left[l^2 - 4l_1^2 \right]$$

$$= \left[0,00054 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + \frac{1,5 \cdot P_1}{800} \right] l^2 - \left[0,00216 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + \frac{1,5 \cdot P_1}{200} \right] l_1^2 \leq \bar{M}_{ul}$$

$$l \leq \sqrt{\frac{\eta_\phi \cdot F_{Rg} \left[(h_1 - d' - 0,5) - 1/2 \cdot \frac{\eta_\phi \cdot F_{Rg}}{250 \cdot 10^4} \right] 100 + \left[0,00216 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + \frac{3P_1}{450} \right] l_1^2}{0,00054 \cdot s \cdot b \cdot h_1 + 1,5 \cdot \frac{P_1}{800}}}$$

$l \leq 5,30 \text{ m}$; or notre poutre a une longueur de 2,76 m donc c'est vérifié.

3. Mise en oeuvre - Etalement : Il faut prendre en compte une surcharge dite de chantier

ainsi définie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } l \leq 2,00 \text{ m} \\ \text{si } l > 2,00 \text{ m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} P = 100 \text{ kg} \text{ concentrée} \\ P = 50 \text{ L} \end{array}$$

L'épacement des étais sera constant (ex: 2 étais espacés L/3)
 Pour les mêmes raisons qui ont été expliquées plus haut au paragraphe manutention, on vérifiera pour la mise en oeuvre l'intégrité au droit des étais et la sécurité dans la travée entre l'appui et l'étai (cas le plus défavorable)

3.1 Vérification d'intégrité et de sécurité :

3.11 Pose sans étais :

* Vérification d'intégrité : Nous ne prendrons en considération que le cas suivant :

$$l > 2,00 \text{ m}$$

Moment dû au poids propre et à la surcharge de chantier :

$$M = - \left(\frac{g_1 + g_2}{8} \cdot l^2 + \frac{50 \cdot l^2}{4} \right)$$

Equation limite :

$$\frac{m_{\phi} \cdot F_{R5}}{K_R} (4 \cdot h_1 - 6 \cdot d') - (1800 h_t + 75) L^2 = -\frac{3}{4} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot h_1^2 \cdot 10^4$$

$$l = \sqrt{\frac{\frac{m_{\phi} \cdot F_{R5}}{K_R} (4 \cdot h_1 - 6 \cdot d') + 3/4 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot h_1^2 \cdot 10^4}{1800 \cdot h_t + 75}}$$

A.N : on trouve : $l = 2,81 \text{ m}$

* Vérification de sécurité : La vérification se fait en travée en fibre inférieure avec le cas suivant :

$$l > 2,00 \text{ m}$$

Moment ultime dû au poids propre et à la surcharge de chantier :

$$M_{ul} = \left(1,5 (g_1 + g_2) \frac{l^2}{8} + 2 \cdot \frac{50}{4} \cdot l^2 \right)$$

Moment de rupture :

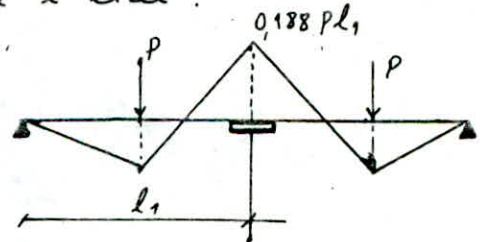
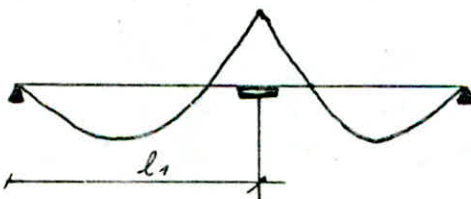
$$\bar{M}_{ul} = (m_{\phi} \cdot F_{R5}) \left[(h_1 - d' - 0,008) - \frac{1}{2} \cdot \frac{m_{\phi} \cdot F_{R5}}{250 \cdot 10^4} \right] = 476,11 \text{ daN.m}$$

$$\bar{l} = \sqrt{\frac{\bar{M}_{ul}}{\frac{1,5 \cdot 2500 \cdot h_e}{8} + 25}} = \sqrt{\frac{476,11}{\frac{1,5 \cdot 2500 \cdot 0,10}{8} + 25}} = 2,57 \text{ m}$$

on a $\bar{l} = 2,57 \text{ m} < 2,81 \text{ m}$ donc la relation n'est pas vérifiée par conséquent, on doit utiliser au moins un étau.

3.12 Pose avec un étau :

* Vérification d'intégrité au droit de l'étau :



si $l_1 > 2,00 \text{ m}$:

Moment dû au poids propre et à la surcharge de chantier :

$$M = - \left[\frac{g_1 + g_2}{2} \cdot l_1^2 + 0,188 \cdot 50 \cdot l_1^2 \right]$$

Moment hyperstatique de précontrainte :

$$-\frac{3}{2} \frac{m \phi \cdot F_{R9}}{K_R} \left(\frac{h_1}{2} - d' \right) \quad \text{idem } \eta \text{ attention.}$$

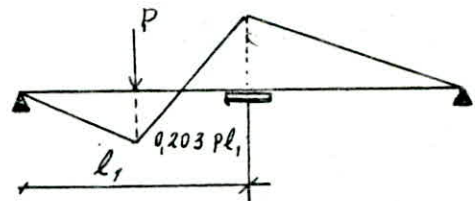
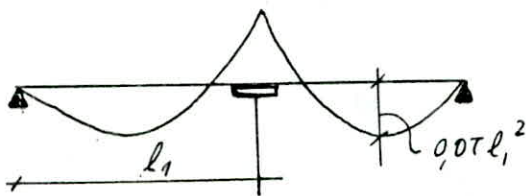
Equation limite :

$$(1800 \cdot h_t + 56,4) l_1^2 - \left[\frac{m \phi \cdot F_{R9}}{K_R} (2,5 \cdot h_1 - 3 d') + \frac{3}{4} \sigma_b \cdot h_1^2 \cdot 10^4 \right] = 0$$

$$l_1 = \sqrt{\frac{\frac{m \phi \cdot F_{R9}}{K_R} (2,5 \cdot h_1 - 3 \cdot d') + \frac{3}{4} \cdot \sigma_b \cdot h_1^2 \cdot 10^4}{1800 \cdot h_t + 56,4}}$$

on trouve : $l_1 = 1,40 \text{ m}$.

* Vérification de sécurité en travée :



On prend le cas où $l_1 > 2,00 \text{ m}$ $l_1 = 1,40 \text{ m}$

$$q_1 = 125 \text{ daN/ml}; \quad q_2 = 50 \cdot L = 50 \cdot 2,76 = 138 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

Moment ultime dû au poids propre et à la surcharge de chantier :

$$M_{ul} = 1,5 \cdot 0,07 \cdot (q_1 + q_2) l_1^2 + 2 \cdot 0,203 \cdot 50 \cdot l_1^2 = 93,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Moment de rupture $\bar{M}_{ul} > M_{ul}$

$$l_1 = \sqrt{\frac{\bar{M}_{ul}}{252 \cdot h_t + 20,3}} = \sqrt{\frac{93,91}{252 \cdot 0,90 + 20,3}} = 1,43 \text{ m.}$$

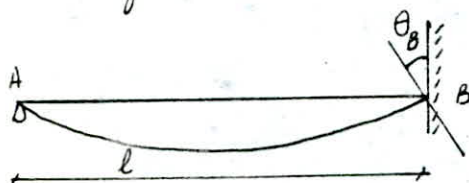
Conclusion : On adoptera un seul étai par prédalle.

La pose se fera avec 1 étai disposé à 1,56 m de l'appui pour les prédalles de 2,76 m de longueur et à 1,40 m pour les prédalles de 2,81 m de longueur.

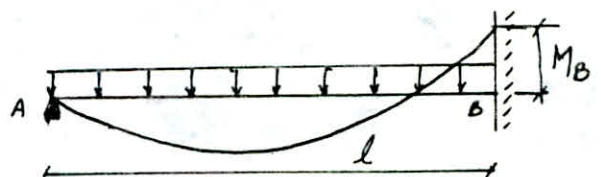
FLECHE

Etablissement des formules générales :

Déformation :



moment : (chargé)



$$M = -EI \cdot y'' \quad , \quad y = - \iint \frac{M}{EI}$$

$$M = -\frac{P x^2}{2} + \frac{P l \cdot x}{2} + M_0 \cdot \frac{x}{l}$$

$$y'' = -\frac{1}{EI} \left(-\frac{P x^2}{2} + \frac{P l \cdot x}{2} + M_0 \cdot \frac{x}{l} \right)$$

$$y' = -\frac{1}{EI} \left(-\frac{P x^3}{6} + \frac{P l \cdot x^2}{4} + \frac{M_0 \cdot x^2}{2l} + K_1 \right)$$

$$y = -\frac{1}{EI} \left(-\frac{P x^4}{24} + \frac{P l x^3}{12} + \frac{M_0 \cdot x^3}{6l} + K_1 x + K_2 \right)$$

Détermination des constantes : K_1 et K_2

$$(x=0 \quad y=0) \rightarrow K_2 = 0$$

$$(x=l \quad y' = \theta_0) \rightarrow K_1 ?$$

$$\theta_0 = -\frac{1}{EI} \left(-\frac{P l^3}{6} + \frac{P l^3}{4} + \frac{M_0 \cdot l}{2} + K_1 \right) \rightarrow K_1 = -\frac{P l^3}{12} - M_0 \frac{l}{2} - \theta_0 \cdot EI$$

soit :

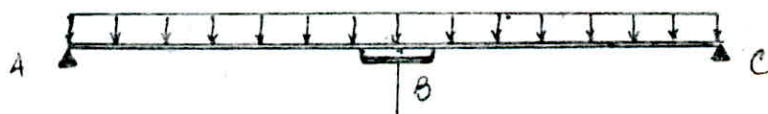
$$y = -\frac{1}{EI} \left(-\frac{P x^4}{24} + \frac{P l \cdot x^3}{12} + M_0 \left(\frac{x^3}{6l} - \frac{l x}{2} \right) - \frac{P l^3 x}{12} - \theta_0 \cdot EI x \right) \quad (1')$$

Dans la suite des calculs, on limitera la flèche à $\frac{1}{500}$ cm de la portée entre étais et pour la travée d'étaieement comprise entre l'appui et le premier étau.

Il sera tenu compte de la contre-flèche uniquement dans le cas sans étais. En effet, l'hypothèse de l'étaieement qui suppose les étais réglés de niveau, empêche de pouvoir prendre en compte valablement la contre-flèche.

Remarque :

La pose des poutrelles se fera avec un seul étau, donc il ne sera pas tenu compte de la contre-flèche.



$$\begin{cases} \theta_0 = 0 \\ M_0 = -\frac{P l^2}{8} \end{cases}$$

(1) devient :

$$y = -\frac{1}{EI} \left(-\frac{P x^4}{24} + \frac{P l x^3}{12} + \frac{P l^3 x}{16} - \frac{P l x^3}{48} - \frac{P l^5 x}{12} \right)$$

pour $x = 0,421 \cdot l$ (où y est maxi) alors : $y = 0,0054 \cdot \frac{P \cdot l^4}{EI}$

Equation limite : $-\frac{l}{500} = -0,0054 \cdot \frac{P l^4}{EI}$

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot 100 \cdot h_1^3}{500 \cdot 0,0054 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot h_2}}$$

Portée limite totale

DEFORMATION.

1. Introduction: Les portées des planchers doivent être limitées de telle sorte que leurs déformations ne soient ni excessives, ni source d'incidents, notamment dans les ouvrages supportés ou complémentaires.

1.1 Limitation du C.P.T. prédalles: Les limitations des fleches imposées par le C.P.T. Prédalles portent sur la limitation du fléchissement appelé fleche active, et non sur la fleche absolue finale.

1.2 Définition de la fleche active: La fleche active est le fléchissement pris par le plancher à partir de l'achèvement de l'ouvrage concerné jusqu'à un temps infini. C'est de cette fleche que dépend la bonne tenue dans le temps de l'ouvrage: cloisons, carrelage, etc...

2. Déformation admissible: (art 106).

Pour les planchers qui supportent des cloisons maçonnées fragiles et/ou des revêtements de sol fragiles, on évalue une fleche active f_a qui, après mise en oeuvre des cloisons ou des revêtements de sol doit être telle que:

$$f_a \leq \frac{l}{500} \quad \text{si } l \leq 500 \text{ cm.}$$

$$f_a \leq 0,5 + \frac{l}{1000} \quad \text{si } l > 500 \text{ cm.}$$

; l (cm)

3. Evaluation des déformations: art. 305: La fleche active totale est la somme des trois termes suivants:

- La fleche due aux charges actives
- La fleche due au retrait différentiel du béton coulé en place par rapport à la prédalle.
- La fleche due au fluage du plancher intervenant après le montage ou la pose de l'ouvrage considéré (cloison, carrelage...). Cette fleche active totale

Cette fleche active totale s'exprime par la formule:

$$f_a = \frac{l^2}{8 E_s I} \left(a \cdot q \cdot \frac{l^2}{9,6} + K_2 \cdot m \cdot n_2 - K_p \cdot F \cdot e' \right) = f_1 + f_2 + f_3$$

avec:

a = coefficient de prise en compte des continuités

$$a = 1 - 1,20 (\delta - 0,30 \alpha)$$

$$\delta = \frac{1}{2} (\delta_w + \delta_e) \quad ; \quad \delta_w \text{ et } \delta_e \text{ étant les fractions de } M_0 \text{ sur chacun des appuis.}$$

$$\alpha = \frac{q}{q + S}$$

$a = 1$ pour une travée indépendante.
 q = charge f de calcul de la fleche active.

$$q = K_1 \cdot g_1 + K_2 \cdot g_2 + K_3 \cdot g_3 + K_4 \cdot g_4 + K_5 \cdot S$$

$K_1 ; K_2 ; K_3 ; K_4 ; K_5 ; K_2 ; K_p$: coefficients sans dimensions de prise en compte des sollicitations (retrait gêné; effet différé de la précontrainte et effet des charges

- g_1 = poids propre de la prédalle = $125 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
 g_2 = poids du béton coulé en œuvre sur la prédalle = $125 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
 g_3 = charge uniformément répartie équivalente au poids des cloisons = $90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
 g_4 = poids des revêtements du sol, plafond et autres charges permanentes ... = $90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
 S = charge variable d'exploitation (non pondérée) ... = $100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

et;

l = portée libre du plancher

E_s = module moyen de déformation longitudinale différé du béton:
 $E_s = 120000 \text{ bars}$.

$I = \frac{1 \cdot h_c^3}{12}$ = moment d'inertie de la section totale du plancher par unité de largeur, pris par rapport à sa fibre neutre.

m = moment statique de la section B de la prédalle par rapport à la fibre neutre de la section du plancher fini, sans homogénéisation des sections:

$$m = \frac{B}{2} (h_c - h_1)$$

n_2 = contrainte de traction qui serait développée dans le béton coulé en place sous l'effet de son retrait si ces déformations étaient complètement empêchées: 3 MPa (30 bars) dans le cas courant correspondant à un raccourcissement unitaire $\approx 3 \cdot 10^{-4}$

F = force de précontrainte finale par unité de largeur.

$$F = \frac{n_0 \cdot F_{prg}}{K_R} \quad (\text{art. 11. A. 302})$$

e' = valeur absolue de l'excentricité de précontrainte par rapport à la fibre neutre de la section totale du plancher.

(*) Exemple de calcul de flèche active:

- Hypothèses:
- Portée: 2,76 m
 - Nbre de fils = 7 $\phi 5$
 - Épaisseur de la prédalle = 5 cm ; $d' = 1,66 \text{ cm}$
 - S = proportion de moment sur appui = 0,40
 - $K_1, \dots, K_4 ; K_3 ; K_2 ; K_p$ dépendent du délai de stockage

des prédalles et du délai de montage des cloisons. Les valeurs données ci-dessous ont été déterminées dans les conditions les plus défavorables de mise en œuvre des cloisons, correspondant aux délais usuels (de 1 à 3 mois après coulage du béton et au moins 15 jours après enlèvement

des états). Elles peuvent donc être conservées pour des délais plus longs.

	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	K_r	K_p
Délai de stockage normal	1/10	1/2	2/3	1	1/3	1/3	1/10
(**) Délai de stockage court garanti	1/5	1/2	2/3	1	1/3	1/5	1/5

(**) correspond à une mise en oeuvre des prédalles dans un délai garanti, qui a été choisi de trois (03) semaines au plus après leur mise en précontr. sur le banc.

Calcul de q : $q_1 = 125 \times 1,2 = 150 \text{ kg/ml} = 1,5 \text{ kg/cm}^3$.

$$q = K_1 \cdot q_1 + K_2 \cdot q_2 + K_3 \cdot q_3 + K_4 \cdot q_4 + K_5 \cdot s$$

$$= \frac{1}{5} \cdot 1,5 + \frac{1}{2} \cdot 1,5 + \frac{2}{3} \cdot 1,08 + 1 \cdot 1,08 + \frac{1}{3} \cdot 1,2 = 3,25 \text{ kg/cm}^3$$

Calcul de a :

$$a = 1 - 1,2(s - 0,3 \cdot \alpha)$$

$$s = \frac{1}{2}(s_w + s_e) = \frac{1}{2}(0,4 + 0,4) = 0,4$$

$$\alpha = \frac{s}{q + s} = \frac{120}{516 + 120} = 0,18$$

d'où: $a = 1 - 1,2(0,4 - 0,3 \cdot 0,18) = 0,584$

Calcul de I : $I = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8333,33 \text{ cm}^4$

Calcul de m : $m = \frac{b}{2}(h_e - h_1) = 100 \cdot 5 \cdot (5 - 2,5) = 1250 \text{ cm}^3$

Calcul de F :

$$\left. \begin{array}{l} K_R = 1,4 \\ F_{R9} = 3270 \text{ daN} \\ m_0 = 7 \text{ fils} \end{array} \right\} \rightarrow F = \frac{F_x \cdot 3270}{1,4} = 16350 \text{ daN}$$

Calcul de e' : $e' = 5 - 1,66 = 3,34 \text{ cm}$

$E_0 = 120000 \text{ bars}$; $n_2 = 30 \text{ bars}$.

d'où la flèche active:

$$f_a = \frac{276^2}{8 \cdot 120000 \cdot 8333,33} \left(0,584 \cdot 3,25 \cdot \frac{276^2}{9,6} + \frac{1}{5} \cdot 1250 \cdot 30 - \frac{1}{5} \cdot 16350 \cdot 3,34 \right)$$

$$f_a = 95 \cdot 10^7 \cdot (15060,63 + 7500 - 10921,8)$$

$$f_a = 0,11 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = \frac{276}{500} = 0,55 = \bar{f}$$

on a bien: $f_a = 0,11 \text{ cm} < 0,55 = \bar{f}$ vérifié.

Chapitre 6

Evaluation de la période

Calcul au vent

Calcul au séisme

Combinaison des actions

Ferraillage des voiles

EVALUATION DE LA PERIODE

Pour évaluer la période de notre structure sous l'effet des forces horizontales (séisme, vent), on assimilera le bâtiment à une console verticale constituée de l'ensemble des voiles seuls et encastrée à sa base.

La masse des planchers et des éléments verticaux est concentrée aux nœuds principaux situés à chaque niveau.

Pour les bâtiments de forme simple comme le notre, composé d'étages de hauteur normale et constante, seul le premier mode de vibration correspond à des efforts notables par conséquent il peut être fait usage de la formule ci-après donnant la période d'oscillation T selon les RPA.

$$T = \frac{0,09}{\sqrt{L}} \cdot H \quad \text{RPA.}$$

où : H = hauteur en (m) total du bâtiment.
 L = dimension (m) en plan dans la direction considérée
 T = la période (s) du 1^{er} mode d'oscillation dans ladite direction.

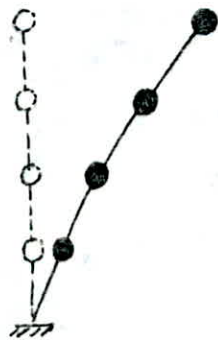
• Sens longitudinal : $T_L = \frac{0,09}{\sqrt{24,3}} \cdot 13,6 = 0,248 \text{ s}$

• Sens transversal : $T_t = \frac{0,09}{\sqrt{9,3}} \cdot 13,6 = 0,400 \text{ s}$

Remarque : Dans les bâtiments dont la forme n'est pas simple et présentent des irrégularités dans les hauteurs d'étages, changement d'inertie d'un étage à un autre, hauteur importante du bâtiment --- selon la gravité de ces irrégularités, deux méthodes de calcul de la période sont utilisées :

- La méthode statique : en utilisant les formules de :
 LORD RAYLEIGH
 STODOLA VIANELLO
 HOLZER

- La méthode dynamique.



1^{er} MODE

ETUDE AU VENT

1. Introduction : L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction se ramène à une résultante \vec{R} :

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$



où : T = trainée : suivant la direction horizontale du vent. Elle produit un effort d'entraînement et de renversement.

L = dérive : suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontal.

U = portance : suivant une direction ascendante verticale. Elle produit un effet de renversement et de soulèvement.

2. Calcul de la trainée. c'est l'effort le plus déterminant dans le calcul au vent de la construction.

$$T = C_e \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$$

a) pression du vent q : $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m$

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

K_s = coefficient de site (site exposé, région II) $\rightarrow K_s = 1,3$

K_m = coefficient de masque (pas de masque) $\rightarrow K_m = 1$

q_{10} = pression dynamique de base à 10m de haut.

$$q_{10} = 71,33 \cdot \text{kg/m}^2$$

$$q = 71,33 \cdot 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot 1,3 \cdot 1 = 231,83 \cdot \frac{H+18}{H+60}$$

b) Coefficient de trainée C_e : pour une construction à toiture terrasse.

$$C_e = 1,3 \cdot \gamma_0 \quad (\text{art. 2.161 NV65})$$

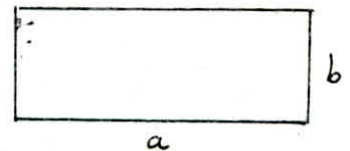
prisme à 3 ou 4 coté, coeff γ_0 donné par fig RIII-SNV

γ_0 = coefficient fonction du rapport de dimensions

• Vent normal à la face "a" ($a > b$)

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{14}{23,3} = 0,60 \quad ; \quad \frac{b}{a} = \frac{9,3}{23,3} = 0,4$$

$$(\lambda_a ; \frac{b}{a}) \rightarrow \gamma_0 = 1 \text{ d'où } C_e = 1,3$$



• Vent normal à la face "b" ($b < a$)

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{14}{9,3} = 1,52 \quad ; \quad \frac{b}{a} = 0,4$$

$$(\lambda_b ; \frac{b}{a}) \rightarrow \gamma_0 = 1 \text{ d'où } C_e = 1,3$$

c) Coefficient de majoration dynamique β :

$$\beta = 0(1 + \xi \cdot \xi) \quad (\text{art. 1.511 NV65})$$

où :

β = coefficient de majoration dynamique qui tient compte de la période d'oscillation de la structure.

ξ = coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation.

$$T = 0,4 \rightarrow \xi = 0,2 \quad (\text{fig R III-3 NV 65})$$

ζ = coefficient de pulsation qui doit être déterminé à chaque niveau de cote H au dessous du sol

$$H = 14,00 \text{ m} \rightarrow \zeta = 0,35 \quad (\text{fig R III-4 NV 65})$$

θ = coefficient global dépendant du type de construction

$$H < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,7$$

$$\beta = \theta(1 + \xi \cdot \zeta) = 0,7(1 + 0,2 \cdot 0,35) = 0,75 < 1$$

Donc on prendra $\beta = 1$

d) Sargeur du maître couple (d) : Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction.

sens transversal : $d = a = 23,3 \text{ m}$

sens longitudinal : $d = b = 9,3 \text{ m}$

e) Coefficient de réduction (δ) : Il tient compte de l'effet de dimension, il est donné par

(fig R III-2 NV 65) ; $\delta = f(H)$

soit enfin l'expression simplifiée de la trainée :

• Sens longitudinal : $T_l = 1,3 \cdot 1 \cdot 9,3 \cdot 231,83 \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot \delta$

$$T_l = 2802,82 \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot \delta$$

• Sens transversal : $T_t = 1,3 \cdot 1 \cdot 23,3 \cdot 231,83 \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot \delta$

$$T_t = 7022,13 \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot \delta$$

Rem : Les forces de trainée extrêmes sont données en multipliant les forces de trainées normales par 1,75 ou bien : $T_e = 1,75 \cdot T_n$

VALEURS DE LA FORCE DE TRAINÉE SUIVANT H

NIV	H(m)	δ	q (kg/m ²)	Sens - long. (d = b = 9,3 m)		Sens - trans. (d = a = 23,3 m)	
				T_n (kg/ml)	T_e (kg/ml)	T_n (kg/ml)	T_e (kg/ml)
4	14	0,815	100,25	987,80	1728,65	2474,83	4330,95
3	9,75	0,835	92,23	931,11	1629,44	2332,73	4082,37
2	6,5	0,860	85,41	888,00	1554,00	2224,97	3893,59
1	3,25	0,890	77,89	858,00	1501,50	2149,70	3767,97
RDC	0	1	69,55	830,85	1453,98	2098,64	3672,62

3. Calcul de la dérive

$$L = S \cdot C_e \cdot \beta' \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{h}$$

où : S = coefficient de réduction qui tient compte de l'effet de dimension.

C_e = coefficient de dérive

β' = coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement.

q_{cr} = pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance.

d = largeur du maître couple

h = hauteur de la construction

H = cote du niveau considéré compte à partir du sol.

Détermination de la vitesse critique : La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons d'un

fluide est donnée par :

$$T_k = \frac{d}{S \cdot V}$$

où : V = vitesse du fluide

S = nbre de STROUHAL qui ^{est} fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité du fluide.

$$0,25 \leq S \leq 0,30$$

T : la période de vibration propre de la construction.

$$T = T_k \rightarrow \text{résonance d'où } V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

on a admi arbitrairement que :

si $V < 25$ m/s \rightarrow faire le calcul à la résonance.

si $V \geq 25$ m/s \rightarrow non

• Sens longitudinal : $T = 0,248$ s

$$S = 0,30$$

$$d = 9,3 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,248 \text{ s} \\ S = 0,30 \\ d = 9,3 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow V_{cr} = \frac{9,3}{0,30 \cdot 0,248} = 125 \text{ m/s}$$

• Sens transversal : $T = 0,401$ s

$$S = 0,30$$

$$d = 23,3 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,401 \text{ s} \\ S = 0,30 \\ d = 23,3 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow V_{cr} = \frac{23,3}{0,30 \cdot 0,401} = 194 \text{ m/s}$$

Les vitesses critiques dans les deux sens sont supérieures à 25 m/s, il est donc inutile de faire le calcul à la résonance.

4. Calcul de la portance :

$$U = C_u \cdot S \cdot q_w \cdot S_u$$

a) coefficient de portance : $C_u = C_i - C_e$

C_i = coefficient de surpression intérieure sur la terrasse.

C_e = coefficient de dépression extérieure sur la terrasse.

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot \sigma_0) \quad \text{art. 2.1.4.1 NV65}$$

$$\sigma_0 = 1 \rightarrow \underline{C_i = +0,3}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_0 = 1 \\ \alpha = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \underline{C_e = -0,5} \quad \text{R. III. 6. NV65}$$

\leftarrow dalle horizontale.

$$C_u = 0,3 - (-0,5)$$

$$\underline{C_u = +0,8}$$

- b) coefficient de dimension : $S = 0,775$ (fig RIII-2 NV65)
 c) surface de la terrasse : $S_u = 23,3 \times 9,3 = 216,69 \text{ m}^2$
 d) pression du vent : $q_{14=14m} = 100,25 \text{ kg/m}^2$

- Portance normale $U_n = 0,8 \cdot 0,775 \cdot 100,25 \cdot 216,69 \cdot 10^{-3} = 13,47 \text{ t}$
- Portance extrême $U_e = 1,75 \cdot U_n = 23,57 \text{ t}$

on a U_e très petit devant le poids de la construction, donc pas de risque de soulèvement.

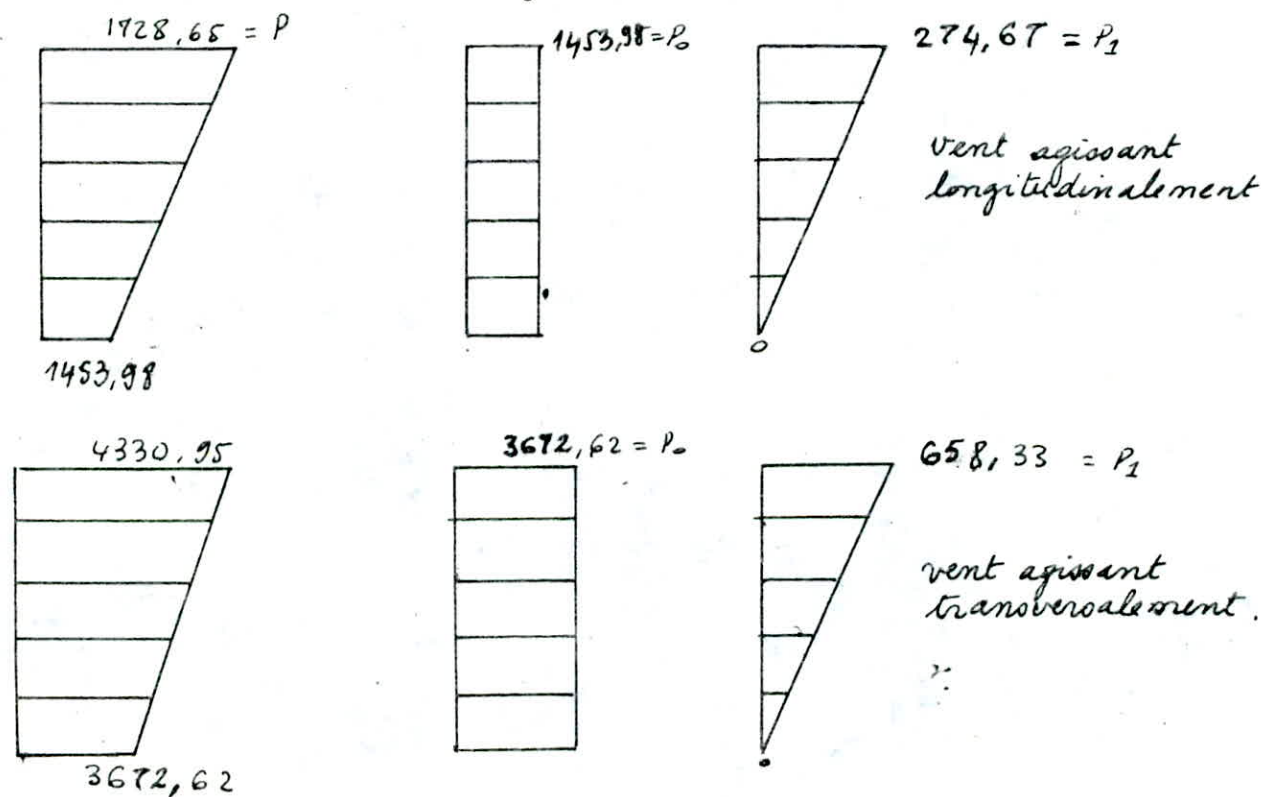
Conclusion : La Traînée T est la force la plus importante qui conditionne le contreventement de la construction.

D'où la résultante de l'effet du vent R se ramène à T

$$\boxed{R = T}$$

CALCUL DES FORCES CONCENTREES AU NIVEAU DE CHAQUE ETAGE

On considère que le bâtiment se comporte comme une console encadrée au niveau du sol, soumise à une charge trapézoïdale que l'on décomposera suivant une répartition rectangulaire et une autre triangulaire.



Les valeurs des forces concentrées F_k à chaque niveau k sont données dans le tableau ci-après :

ex : niv 0 (RDC) ; vent transversal,

$$R_c = R_{c0} + R_{c1} = P_0 \cdot h + P_1 \cdot \frac{h}{2} = (P_0 + \frac{P_1}{2}) h$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 14,00 \text{ m} \\ P_0 = 3672,62 \text{ kg} \\ P_1 = 658,33 \end{array} \right\} R_c = 56,00 \text{ t.}$$

NIV	h (m)	Sens trans.		Sens longi-	
		$F_k(t)$	$F_k(t)_{cum}$	$F_k(t)$	$F_k(t)_{cum}$
4	14,00	0	0	0	0
3	9,75	12,23	130,63	4,8	51,89
2	6,50	24,60	118,4	9,78	47,09
1	3,25	37,80	93,8	15,03	37,31
RDC	0	56,00	56,00	22,28	22,28

ETUDE DU SEISME

Introduction: Les règles parasismiques algériennes ont pour but d'assurer une certaine protection des personnes et des biens, contre les effets des secousses telluriques.

Elles définissent les conditions auxquelles doivent satisfaire les constructions pour répondre à cet objet.

Conformément à ces règles, nous déterminerons les efforts sismiques probables d'une façon plus ou moins proche de la réalité afin de vérifier la résistance et la stabilité vis-à-vis des sollicitations dues à ces forces.

Détermination de la force sismique minimum (formule de base):

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad (\text{art. 3.3.1 RPA})$$

où: V = effort tranchant à la base (force sismique)
 A = coefficient d'accélération de zone;
 groupe d'usage II }
 zone II } $\rightarrow A = 0,15 \quad (\S 331.1)$

B = facteur de comportement de la structure
 Catégorie 4 }
 ossature contreventée par voiles B.A } $\rightarrow B = 0,25 \quad (\S 331.3)$

D = facteur d'amplification dynamique moyen $(\S 331.2)$
 fonction de $\left\{ \begin{array}{l} \text{la nature du sol (meuble)} \\ \text{la période } T = 0,400 \text{ s} \end{array} \right\} \rightarrow D = 2$

Q = facteur de qualité: $(\S 331.4)$
 $Q = 1 + \sum_{q=1}^4 P_q$ où P_q = pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

critère q	valeur P_q	
	critère observé $P_q = 0,1$	critère non observé $P_q = 0$
- Condition minimale des files porteuses ...	0,1	
- surabondance en plan -----	0,1	
- symétrie en plan -----	0	
- Régularité en élévation -----	0	
- Contrôle de la qualité des matériaux ..	0,1	
- Contrôle de la qualité de la construction ..	0,1	
ΣP_q	0,4	

soit: $Q = 1 + 0,4 = 1,4$

Calcul du poids de la structure W: La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes...).
 Le poids W doit être calculé avec le plus grand soin pour que les valeurs obtenues correspondent à la réalité. (art. 3315 RPA)

Poids du dernier niveau:

- plancher terrasse = $0,509 \cdot 24,3 \cdot 9,3 = \dots\dots\dots 115 \text{ t}$
 - poids de l'acrotère = $0,6 \cdot 0,15 \cdot 2,5 \cdot 67,2 = \dots\dots\dots 16 \text{ t}$
 - poids des poutres (BA + BP) = $\dots\dots\dots 28 \text{ t}$
 - poids des poteaux $\dots\dots\dots 14 \text{ t}$
-
- $= 173 \text{ t}$

Poids du niveau courant:

- plancher courant = $0,627 \cdot 24,3 \cdot 9,3 = \dots\dots\dots 142 \text{ t}$
 - poids des éléments structuraux = $\dots\dots\dots 42 \text{ t}$
-
- $= 184 \text{ t}$

Poids du sous sol:

- poids des poutres (BA + BP) = $\dots\dots\dots 28 \text{ t}$
 - poids des poteaux = $\dots\dots\dots 14 \text{ t}$
-
- $= 42 \text{ t}$

Poids propres des escaliers = $\dots\dots\dots 33 \text{ t}$

Poids propre des voiles (4 voiles): $4(0,3 \cdot 2,6 \cdot 13) \cdot 2,5 = 102 \text{ t}$

soit enfin : $W = 1086 \text{ t}$

L'effort sismique à la base V_b : $V_b = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot W$
 $V_b = 0,11 \cdot W$ soit 11% du pds.

Dans les deux sens, on a la même force sismique à la base V_b

$$V_b = 0,11 \cdot 1086 = 119,50 \text{ t}$$

soit : $V_b = 120 \text{ t}$

Distribution de la force sismique sur la hauteur du bâtiment

$$V = F_L + \sum_{k=1}^n F_k \quad \text{où} \quad n = \text{nombre d'étages (niv)}$$

$F_L = \text{force concentrée au Sommet}$
 $F_k = \text{force concentrée dans le niveau } k.$

$$F_L = 0,07 \cdot T \cdot V$$

avec $F_L < 0,25 V$ et $F_L = 0$ si $T < 0,7 s$
 dans notre cas $F_L = 0$ ($T = 0,48 < 0,7 s$)

La partie résistante de l'effort horizontal V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^4 W_i \cdot h_i}$$

A chaque niveau k , la force F_k doit être répartie sur la surface du bâtiment (voiles) en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

$$W_{k=4} = 173 + (0,3 \cdot 2,6 \cdot 2,5) \frac{3,25}{2} \cdot 4 = 173 + 13 = 186 \text{ t}$$

pooids des voiles revenant au niv 4

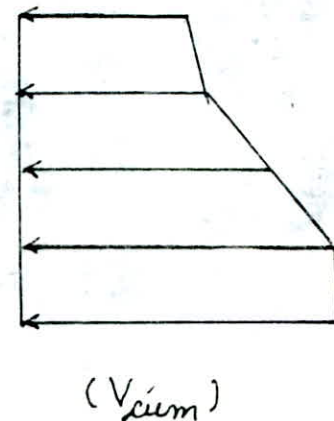
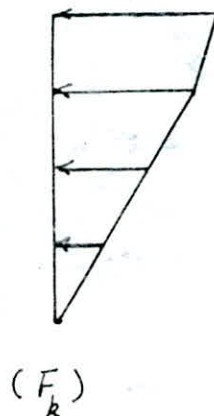
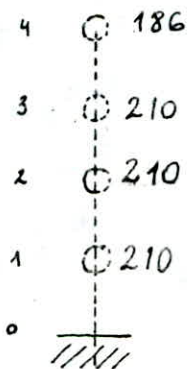
$$W_{k=1,2,3} = 184 + 13 \times 2 = 184 + 26 = 210 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^4 W_i \cdot h_i = 210 \cdot 3,25 + 210 \cdot 6,5 + 210 \cdot 9,75 + 186 \cdot 13 = 6513 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F_k = \frac{120}{6513} \cdot W_k \cdot h_k = 18,42 \cdot 10^{-3} \cdot W_k \cdot h_k$$

VALEURS DE F_k

N	sens Longi = sens trans.			
	F_k (t)	V_{cum} (t)	W_k (t)	h_k (m)
4	44,6	44,6	186	13
3	37,8	82,4	210	9,75
2	25,5	107,9	210	6,5
1	12,6	120,0	210	3,25
0	0	-	210	0



Distribution de l'effort sismique dans les voiles: Pour les struct comportant des planchers horizontaux rigides, l'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux différents éléments de contreventement proportionnellement à leur inertie

1. Calcul des inerties totales: (voiles sans ouvertures)

VOILE		I_x m^4	y_i m	I_y m^4	x_i m
Longi	1-1	0,4394	0	-	-
	3-3	0,4394	9	-	-
Trans	A-A	-	-	0,4394	0
	I-I	-	-	0,4394	24



$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 2,60^3}{12} = 0,4394 \text{ m}^4$$

2. Calcul du centre de torsion: C et centre de gravité G

par définition:

$$x_c = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad y_c = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

à raison de la symétrie, on trouve

$$C = \begin{pmatrix} x_c = 12,00 \text{ m} \\ y_c = 4,5 \text{ m} \end{pmatrix}$$

$$G = \begin{pmatrix} x_g = 12,00 \text{ m} \\ y_g = 4,5 \text{ m} \end{pmatrix}$$

3. Détermination de l'excentricité: e

C et G sont confondus, donc on considèrera seulement l'excentricité accidentelle e_{acc} :

$$e_{acc} = 5\% \cdot L = \frac{5}{100} \cdot 24 = 1,20 \text{ m}$$

4. Nouvelles coordonnées des voiles par rapport à C :

VOILE		y/c m	x/c m
Longi	1-1	-5,7	-
	3-3	+3,3	-
Trans	A-A	-	-13,2
	I-I	-	+10,8

$$y/c = y_i - y/c$$

$$x/c = x_i - x/c$$

5. Calcul de la rigidité à la torsion

$$J_{\theta} = \sum_1^2 I_{xi} \cdot y_{i/c}^2 + \sum_1^2 I_{yi} \cdot x_{i/c}^2 = 146 \text{ m}^3$$

6. Calcul des coefficients de répartition des efforts dans les renforts:

pour une force unitaire $H_x = H_y = 1$ on a :

• sens longi.: $H_{x_i} = 1 \times \left[\underbrace{\frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}}_{F_T} + \underbrace{\frac{I_{x_i} \cdot y_{i,c}}{J_{\theta}} \cdot e_{acc}}_{F_{\theta}} \right]$

• sens trans.: $H_{y_i} = 1 \times \left[\underbrace{\frac{I_{y_i}}{\sum I_{y_i}}}_{F_T} + \underbrace{\frac{I_{y_i} \cdot x_{i,c}}{J_{\theta}} \cdot e_{acc}}_{F_{\theta}} \right]$

avec : F_T = Terme de translation
 F_{θ} = Terme de rotation due à l'excentricité.

Remarque : Le RPA préconise de négliger les valeurs négative de F_{θ} ($F_{\theta} = 0$ si $F_{\theta} < 0$)
 • seules les F_{RPA} sont utilisés dans les calculs.

VOILE	F_T	F_{θ}	$F_{H_{e0}}$	F_{RPA}
1-1	0,5	-0,020	0,48	0,5
3-3	0,5	+0,012	0,51	0,51
sens longi-				

VOILE	F_T	F_{θ}	$F_{H_{e0}}$	F_{RPA}
A-A	0,5	-0,047	0,45	0,5
I-1	0,5	+0,039	0,54	0,54
sens trans.				

7. Calcul des efforts repris par les refernds.

$H_x \equiv T_E$
 $H_y \equiv T_E$

NIV	V_R	VOILE	Coeff F_{RPA}	$(t) T_E$
4	44,6	(V ₃) 1-1	0,50	22,3
		(V ₂) 3-3	0,51	22,75
3	82,4	(V ₃) 1-1	0,50	41,2
		(V ₂) 3-3	0,51	42,03
2	107,9	(V ₃) 1-1	0,50	53,95
		(V ₂) 3-3	0,51	55,03
1	120	(V ₃) 1-1	0,50	60,00
		(V ₂) 3-3	0,51	61,20
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
SENS LONGI-				

NIV	V_R	VOILE	Coeff F_{RPA}	$(t) T_E$
4	44,6	(V ₁) A-A	0,50	22,3
		(V ₁) I-1	0,54	24,09
3	82,4	(V ₁) A-A	0,50	41,2
		(V ₁) I-1	0,54	44,5
2	107,9	(V ₁) A-A	0,50	53,95
		(V ₁) I-1	0,54	58,27
1	120	(V ₁) A-A	0,50	55,03
		(V ₁) I-1	0,54	64,8
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
SENS TRANS-				

SUPERPOSITION DES ACTIONS

Base de calcul Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous. Les éléments structuraux (voiles dans notre cas) doivent être calculés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur qui sont : (RPA art. 3.3.2)

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8 \cdot G \pm E \end{cases} \quad (1) \quad \text{ou : } \begin{cases} G = \text{charges permanentes} \\ Q = \text{surcharges d'exploitation} \\ E = \text{effet du séisme (E = T_E)} \end{cases}$$

Pour les voiles pleins $E = 0$, par conséquent (1) devient :

$$\begin{cases} G + Q = N_{\text{max}} \\ 0,8 \cdot G = N_{\text{min}} \end{cases}$$

Le moment extérieur engendré à chaque niveau (k) par $\sum_{i=k}^n F_i$ est :

$$M_k = \sum_{i=k}^n F_i x_i \quad \text{ou } x_i \text{ hauteur du niv.}$$

sens	Voile	Combinaisons	4	3	2	1 (RDC)
TRANS-	V ₁	G (t)	13,21	26,08	38,95	51,82
		Q (t)	1,05	3,66	6,26	8,87
		G + Q (t)	14,26	29,74	45,21	60,69
		0,8G (t)	10,57	20,86	31,16	41,46
		M (t.m)	313,2	512,17	601,67	628,80
LONG-	V ₂	G -	13,86	28,28	42,69	57,11
		Q -	1,29	4,51	7,73	10,96
		G + Q -	15,15	32,79	50,42	68,07
		0,8G -	11,09	22,62	34,15	45,69
		M -	295,75	483,71	568,24	589,13
	V ₃	G -	10,58	20,95	31,32	41,69
		Q -	0,65	2,26	3,87	5,49
		G + Q -	11,23	23,21	35,19	47,18
		0,8G -	8,46	16,76	25,06	33,35
		M -	289,9	474,2	557,1	577,55

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales (art. 3.3.1.3.1 RPA)

Le voile (V₂) est le plus sollicité : $G + Q = 68,07 \text{ t}$.

ou : $20\% W = \frac{20}{100} \times 1086 = 217,2 \text{ t} > 68,07$ vérifié.

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction : Les voiles sont sollicités en Flexion Composée en considérant les effort (N, M) résultant des charges verticales et des actions horizontales.

Pour chaque voile, on a 2 combinaisons (Nmax; M) et (Nmin; M).

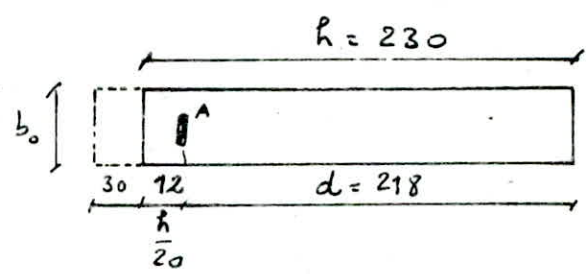
avec : $N_{max} = G + Q$; $E = 0$ (voiles pleins)
 $N_{min} = 0,8 G$

Effort tranchant et Contrainte de cisaillement : La vérification de la résistance aux sollicitations de l'effort tranchant doit être effectuée avec :

$$\begin{cases} \bar{T} = 1,4 \cdot T_E \\ N = 0 \\ \bar{\tau}_b = 0,12 \cdot f_{c28} \end{cases} \quad (\text{art. 4.3.2.2 RPA})$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_E}{b_0 \cdot d}$$

$$d = h - \frac{h}{20} = 230 - \frac{230}{20} = 218 \text{ cm}$$



$$\bar{\omega} = \frac{\tau_b - 8}{f_e} = \text{séction d'acier résistant à l'effort tranchant } T_E$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_E}{b_0 \cdot d} \quad \text{art. 4.33 RPA}$$

$$\begin{cases} \omega_{min} = 0,15\% & \text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \\ \omega_{min} = 0,25\% & \text{si } 0,025 f_{c28} < \tau_b \leq 3 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{art. 4.33.2 RPA}$$

$$\bar{\tau}_b = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa ou } \bar{\tau}_b = 32,5 \text{ bars.}$$

Pour des raisons économiques, on ferraille les voiles selon deux (02) secteurs :

- secteur I \rightarrow 1^e (RDC) + 2^e
- secteur II \rightarrow 3^e + 4^e

Pour la vérification au cisaillement, on prendra T_{Emax} dans chaque secteur.

- secteur I $\rightarrow T_{Emax} = 64,8 \text{ t}$
 - secteur II $\rightarrow T_{Emax} = 44,5 \text{ t}$
- > (X1)

Secteur	NIV	Voile	T_{Emax} (t)	τ_b (bars)	ω_{min} %	$\bar{\omega}$ %	A = Amin / ml
I	1 ^e + 2 ^e	(V1)	64,8	13,87 < $\bar{\tau}_b$	0,25 %	0,27 %	7,5 cm ²
II	3 ^e + 4 ^e	(V1)	44,5	9,53 < $\bar{\tau}_b$	0,25 %	0,07 %	7,5 cm

$$A_{min}/ml = \omega \% \cdot 100 \cdot 30 = \frac{0,25}{100} \cdot 100 \cdot 30 = 7,5 \text{ cm}^2/ml$$

soit : 10 HA 10 / ml ($A_{eff} = 7,85 \text{ cm}^2$)

Pour que les voiles résistent à l'effort tranchant il faut utiliser les armatures suivantes :

5 HA 10 / ml / face.

Armatures verticales :

* Secteur I : Données : voile au RDC.

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,15$ (état accidentel)
- $f_e = 400$; $\gamma_s = 1$ (" ")
- $b = 30 \text{ cm}$; $h_t = 260 \text{ cm}$
- $M_u = 628,8$
- $N_{u_{max}} = 68,07 \text{ t}$; $N_{u_{min}} = 45,69 \text{ t}$.

• 1^{ère} combinaison : (M_u ; $N_{u_{max}}$)

$$e_o = \frac{M_u}{N_{u_{max}}} = \frac{628,8}{68,07} = 9,2 \text{ m} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,15} = \frac{0,85}{1,15} \cdot 25 = 18,48 \text{ MPa}$$

$$d' = 42 \text{ cm} ; b d^2 f_{bu} = 0,3 \cdot 2,18^2 \cdot 18,48 = 26,35 \text{ MN.m}$$

$$M_{uA} = M_{u0} + N_{u_{max}} \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) = 628,8 + 68,07 \left(\frac{2,6}{2} - 0,42 \right) = 688,7 \text{ t.m} = 6,887 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,887}{26,35} = 0,26 < \mu_{lu} = 0,3 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\mu_{bu} = 0,26 > \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \begin{cases} \epsilon_{bc} = 3,5\% \\ \epsilon_s < 10\% \end{cases}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{bc} \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha}$$

a.n : $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,26}) = 0,38$

$$y = \alpha \cdot d = 0,38 \cdot 218 = 83 \text{ cm} \text{ (position de l'axe neutre 1^{er} F.S)}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{bc} \frac{1-\alpha}{\alpha} = 5,7\%$$

$$\epsilon_{élastique} = \frac{f_{su}}{E_s} = \frac{400}{1 \times 2 \cdot 10^5} = 2\% \left. \begin{array}{l} \epsilon_s > \epsilon_{el} \\ \epsilon_s > \epsilon_{el} \end{array} \right\} \rightarrow \text{utilisation économique des aciers.}$$

Aciers tendus :

$$A = \frac{M_{uA}}{Z_b \cdot f_{su}} ; Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 2,18(1 - 0,4 \cdot 0,38) = 1,85 \text{ m}$$

$$A = \frac{6,887 \cdot 10^4}{1,85 \cdot 400} = 93,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{su1} = A - \frac{N_{u_{max}}}{f_{su}} = 93,0 - \frac{68,07}{400} = 76 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot (h_t - y) = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot (260 - 83) = 26,55 \text{ cm}^2 \text{ art.}$$

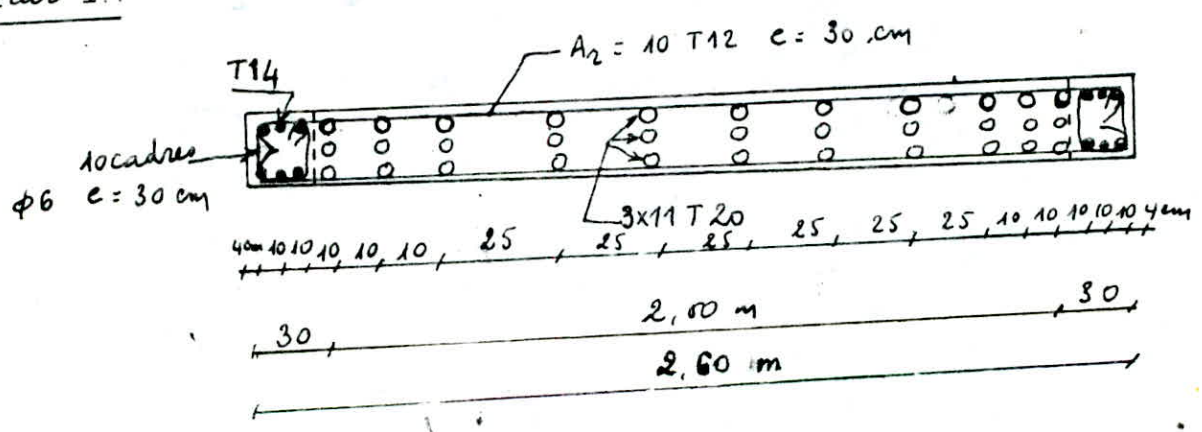
$$A_{su1} > A_{min} \text{ Donc : } \boxed{A_{su} = 76 \text{ cm}^2}$$

Le reste du calcul est analogue au précédent, on le présentera dans le tableau ci-après :

secteur	Combinaison	e_0 (m)	nat section	M_{ua} t.m	η_{bu}	η_{AB}	α	arc. n $\eta = \alpha d$ (cm)	I_b cm	PIVOT	E_{bc}	E_s	A_{su} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
I	(Mu, Numax) (628,8; 68,07)	9,2	S.P.C	688,7	0,26	0,186	0,38	83	185	B	3,5%	5,7%	76	26,55
	(Mu, Numin) (628,8; 45,69)	13,76	S.P.C	669	0,25	0,186	0,36	78,5	186,6	B	3,5%	6,2%	78,2	27,22
II	(Mu, Numax) (483,71; 32,79)	14,75	S.P.C	509,1	0,20	0,186	0,28	61	193,6	B	3,5%	9%	57,5	29,9
	(Mu, Numin) (483,71; 22,62)	21,4	S.P.C	503,6	0,19	0,186	0,26	57	195,3	B	3,5%	9,9%	58,8	30,5

on va ferrailer tous les voiles du 1^{er} (RDC) + 2^e avec $A_{su} = 78,2 \text{ cm}^2$ selon la disposition prescrite par le RPA, et $A_{su} = 58,8 \text{ cm}^2$ pour 3^e et 4^e reparties dans la zone tendue.

Secteur I :



Chapitre 7.

Fondations

Engines

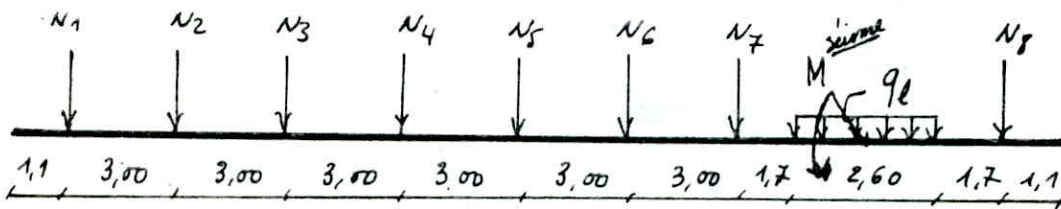
FONDATEIONS

Introduction: D'une façon générale, les éléments de fondation sont relativement massifs et peu élancés et ne prêtent guère à l'application des méthodes de calculs comme précédemment telle que nous les avons développés pour les poutres, poteaux et poutrelles.

Choix du type de fondation: Il dépend de la qualité du sol, les charges de l'ouvrage et sa forme.
 Une étude préalable du sol à 2,00 m de profondeur a donné une contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$:
 $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$.

Les poteaux étant très rapprochés (3,0 m d'entre-axe) et afin d'éviter les interférences des semelles isolées, nous optons pour des semelles filantes qui seront chacune sous 8 poteaux.

schéma statique:



$N_1 (t)$	$N_2 (t)$	$N_3 (t)$	$N_4 (t)$	$N_5 (t)$	$N_6 (t)$	$N_7 (t)$	$N_8 (t)$	$q_l (t/ml)$
45,44	79,11	79,11	79,11	79,11	79,11	79,11	59,47	26,18

Dimensionnement de la semelle:

$L = 26,2 \text{ m}$ = longueur de la semelle.
 $B = ?$ = largeur " " " " " "

$$B \times L \geq \frac{\sum N_i + q_l \cdot l + M/26,2}{\bar{\sigma}_s} = \frac{670,12}{2,5} \cdot 10^1 = 26,8$$

$$B \geq \frac{26,8}{26,2} = 1,02$$

on prend $B = 2,00 \text{ m}$

Le fonctionnement de cette semelle qui doit être assez rigide se fait dans

$$\bullet h_e = \frac{l}{6} \text{ à } \frac{l}{9} \Rightarrow h_e = \frac{300}{6} \text{ à } \frac{300}{9} \Rightarrow h_e \in [34,50 \text{ cm}]$$

avec l : entre-axe des poteaux

$$\bullet h \geq \frac{b-b}{4} = \frac{200-30}{4} = 42,5 \text{ cm} \quad \text{avec } b = 30 \text{ cm cote' du pot.}$$

on prend :

$$\bullet \underline{h = 45 \text{ cm}} \quad \text{et} \quad \underline{h_e = 45 + 5 = 50 \text{ cm.}}$$

$$\bullet \text{ l' épaisseur } e \geq 6\phi + 6 \quad \text{avec } \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\underline{e = 20 \text{ cm}}$$

Pour les semelles continues sous poteaux, la répartition des contraintes sur le sol est fonction de la raideur de la semelle, on utilise la théorie des sols élastiques.

• Calcul de la longueur élastique :

$$l_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot B}}$$

$$I = \frac{B h_e^3}{12} = 208 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad : \text{ Inertie de la semelle.}$$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ bars} \quad (\text{module d'élasticité du Béton})$$

$$k = \text{coeff de raideur du sol} = 4 \text{ bars}$$

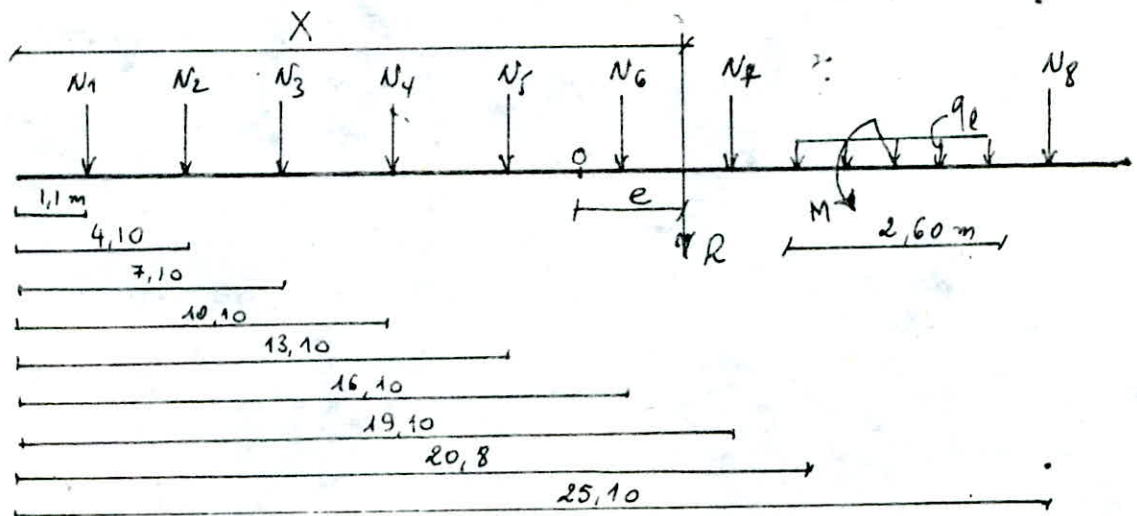
$$B = \text{largeur de la semelle} = 2,50 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt{\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 208 \cdot 10^5}{4 \cdot 250}} = 213,56 \text{ cm. soit } 2,13 \text{ m.}$$

Si $l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$: le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

$$l = 3,00 \text{ m} \leq \frac{3,14}{2} \cdot 2,13 = 3,34 \text{ m} \quad \text{c'est vérifié.}$$

• Position des efforts sur la semelle :



• Poids de la semelle N_5

$$N_5 = 0,25 [L \cdot e + \frac{b+B}{2} (h_t - e)] = 2,25 [26,2 \cdot 0,2 + (\frac{0,3+2}{2})(0,5-0,2)]$$

$$N_5 = \underline{27,92 \text{ t}}$$

• Poids des terres: $N_g = 1,8 \cdot 0,4 \cdot 26,2 = 1,8 \cdot 2,00 \cdot 0,4 \cdot 26,2 = \underline{37,73 \text{ t}}$

D'où $N_{TOT} = 670,12 + 27,92 + 37,73 = \underline{735,77 \text{ t}}$

• Position de la résultante R des efforts verticaux.

$$\sum M_A = 0 \quad N_1 \cdot 1,1 + N_2 \cdot 4,1 + N_3 \cdot 7,1 + N_4 \cdot 10,1 + N_5 \cdot 13,1 + N_6 \cdot 16,1 + N_7 \cdot 19,1 + 2,6 \cdot 26,18 + 59,47 \cdot 25,10 + \frac{589,13}{26,2} \cdot R \cdot X = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{7705,92}{R} = \frac{7705,92}{670,12} = 11,49 \text{ m à partir du pt A.}$$

l'excentricité: $e = |13,1 - 11,49| = 1,62 \text{ m}$.

$$e = 1,62 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{26,2}{4} = 6,55 \quad \text{vérifié.}$$

Donc la semelle est stable.

• Calcul des contraintes σ_1, σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{TOT}}{L \times B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 1,73 \text{ bars} < \bar{\sigma}_5 \text{ vérifié.} \\ \sigma_2 = 0,80 \text{ bars} \end{cases}$$

• Contrainte moyenne de calcul:

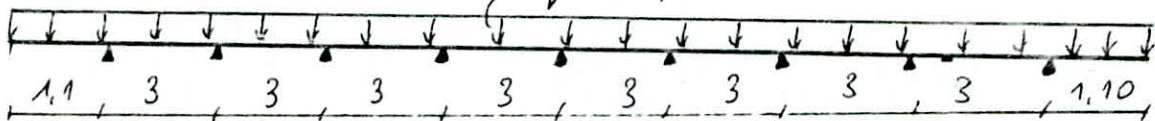
$$\sigma_m = \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 1,73 + 0,8}{4} = 1,49 \text{ bars} < \bar{\sigma}_5 \text{ vérifié.}$$

Ferraillage de la semelle:

1. Sous longitudinal: La semelle filante agit comme une poutre renversée avec les poteaux et les rails comme appuis, soumise à une charge uniformément répartie q et q_i :

$$q = \sigma_m \times B = 1,49 \times 200 = 298 \text{ kg/ml} = 29,8 \text{ t/ml}$$

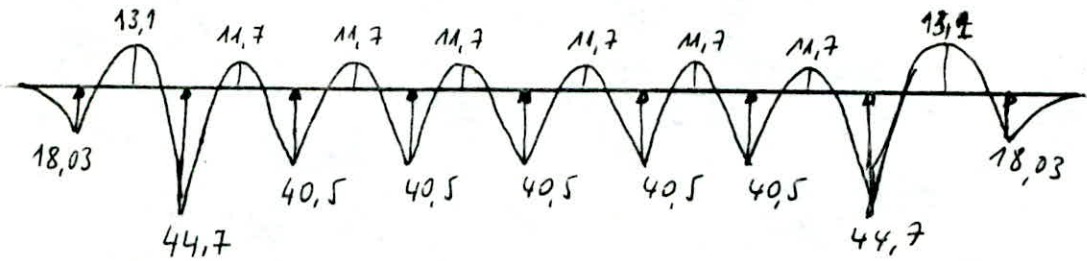
$$-q = -29,8 \text{ t/ml}$$



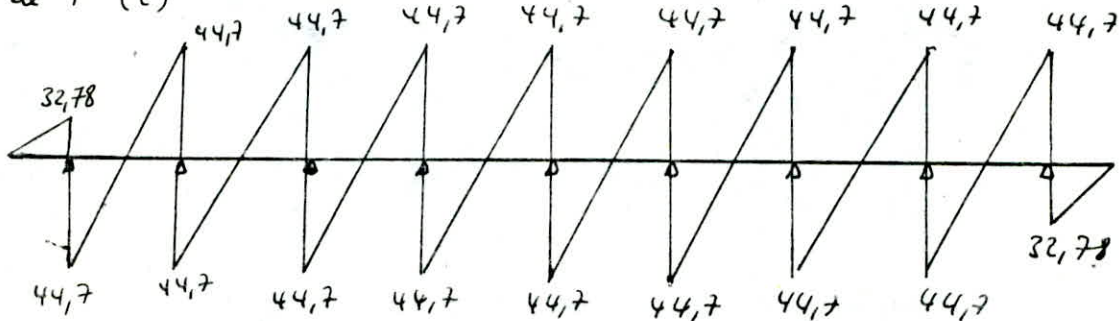
Pour la détermination des efforts M et T agissant en travées et sur les appuis, on utilise un programme que nous avons élaboré dans le cadre de Séminaire comme mini projet de la 4^e année. Ce programme comme il a été défini est valable pour des poutres continues.

Les résultats sont présentés ici sous forme de listing, comme suit,

Diagramme des moments: en (t.m)



Diag de T (t)



* En travée :

$$M_{max} = 13,1 \text{ t.m} \quad ; \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$l_{lu} = 0,3 \quad ; \quad b = 200 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,17}{2 \cdot 0,45^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,02$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \quad (\text{pas d'aciers comprimés}).$$

armatures tendues :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,025$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \cdot 0,025) = 0,44 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{13,1}{0,44 \cdot 348 \cdot 10^2} = 7,29 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 9 \text{ T14 } (A = 13,85 \text{ cm}^2)$$

* En appui :

$$M_{max} = 44,7 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{44,7}{2 \cdot 0,45^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,08 < \mu_{lu} = 0,3 \rightarrow \text{pas d'aciers comp } (A' = 0)$$

$$\text{armatures tendues: } \left. \begin{array}{l} \alpha = 0,104 \\ Z_b = 0,43 \text{ m} \end{array} \right\} A_{su} = \frac{44,7}{0,43 \cdot 348 \cdot 10^2} = 29,87 \text{ cm}^2$$

soit 10T20 ($A = 31,41 \text{ cm}^2$)

• Armatures transversales:
 vérification au cisaillement:

$$V_{\text{max}} = 44,7 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{44,7 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,45 \cdot 10^4} = 4,96 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,13 f_{c28}; 40 \text{ bars}] = 32,5 \text{ bar}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ vérifié.}$$

soit 3 cadre $\phi 8$ (6 brins) $\rightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$.

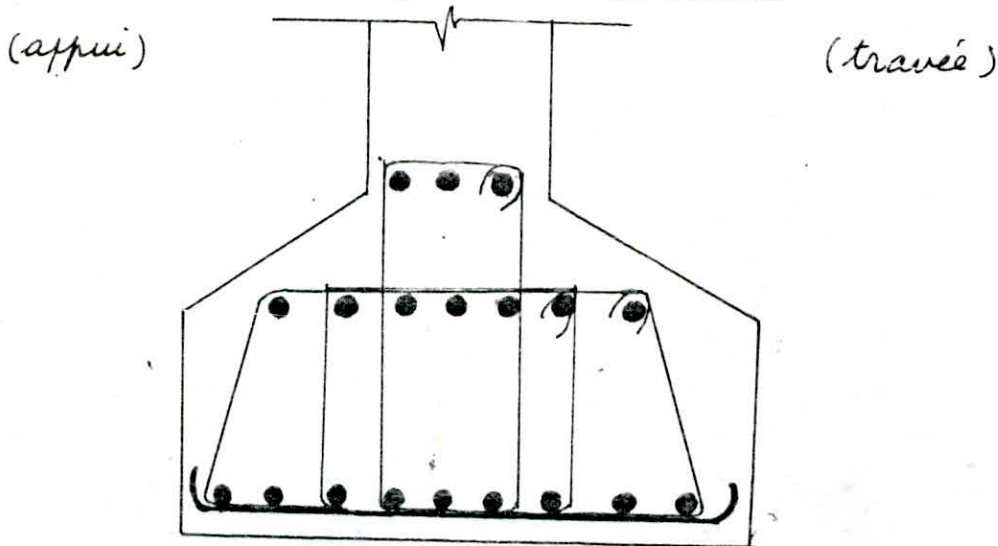
on prend un espacement uniforme de 15 cm.

• Armatures de répartition: A_2

$$\frac{A}{4} \leq A_2 \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 7,85 \text{ cm}^2 \leq A_2 \leq 15,7 \text{ cm}^2.$$

on prend : $A_2 = 11,72 \text{ cm}^2$ soit 10T12 ($11,89 \text{ cm}^2$)

schéma de ferrailage de la semelle:



Calcul de la 2^e semelle filante (cage d'escalier):

$$N_1 = 79,11 \text{ t} ; N_2 = N_3 = 79,11 \text{ t.}$$

$$3.L \geq \frac{\sum N_i}{\sqrt{s}} \Rightarrow B = 2,00 \text{ m} ; L = 8,2 \text{ m}$$

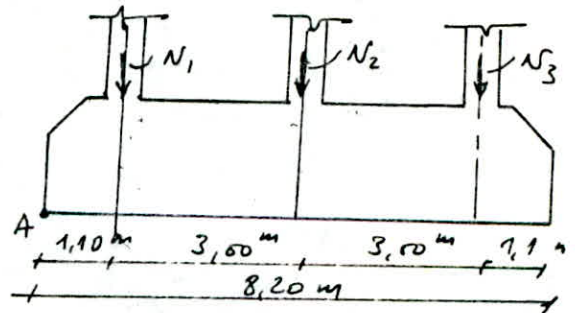
$$h_t = 50 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm}$$

$$N_{\text{TOT}} = \sum N_i + N_{\text{terre}} + N_s$$

$$N_{\text{TOT}} = 3 \times 79,11 + 9,925 + 11,02 = 259,06 \text{ t}$$

$$e = 3,76 \text{ (position de la résultante } R \text{ / } A)$$

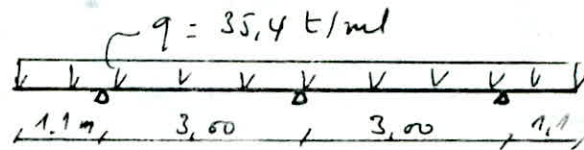
$$e = 0,34 \text{ m (excentricité de } R)$$



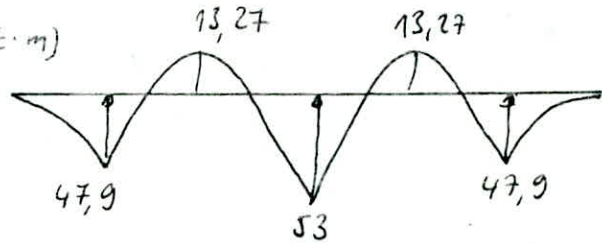
$$\left[\begin{array}{l} \sigma_1 = 1,97 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars (v\u00e9rifi\u00e9)} \\ \sigma_2 = 1,18 \text{ "} \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

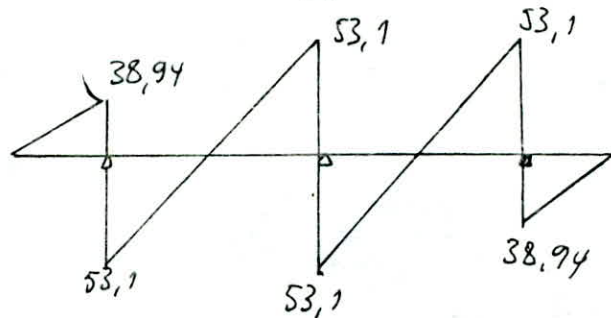
$$q = \underline{35,4 \text{ t/ml}}$$



o Diagramme de moments, (t.m)



o Diagramme de T (t)



Ferrailage:

* En trav\u00e9e: $M_u = 13,27 \text{ t.m}$

$$M_{bu} = \frac{13,27}{2 \cdot 0,45^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,023 < \mu_{lu} = 0,3 \rightarrow A' = 0$$

armatures tendues:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,029 \\ f_b = 0,44 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow A_{su} = 8,66 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{7T14} \quad (A = 10,77 \text{ cm}^2)$$

* En appui: $M_u = 53 \text{ t.m}$

$$M_{bu} = \frac{53}{2 \cdot 0,45^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,092 < \mu_{lu} = 0,3 \rightarrow A' = 0$$

armatures tendues:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,12 \\ f_b = 0,43 \end{array} \right\} \rightarrow A_{su} = 35,4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{12T20} \quad (A = 37,7 \text{ cm}^2)$$

o Armatures transversales: $V_{max} = 53,1 \text{ t}$.

$$\tau_u = \frac{53,1 \cdot 10^3}{260 \cdot 45} = 5,9 \text{ bars} < \bar{\tau}_u = 32,5 \text{ bars} \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9.}$$

on prend un \u00e9pacement de 15 cm.

avec 6 brins $\phi 8$ ($A_t = 2,1 \text{ cm}^2$) ou bien 3 cadres $\phi 8$.

• Armatures de répartition, A_2

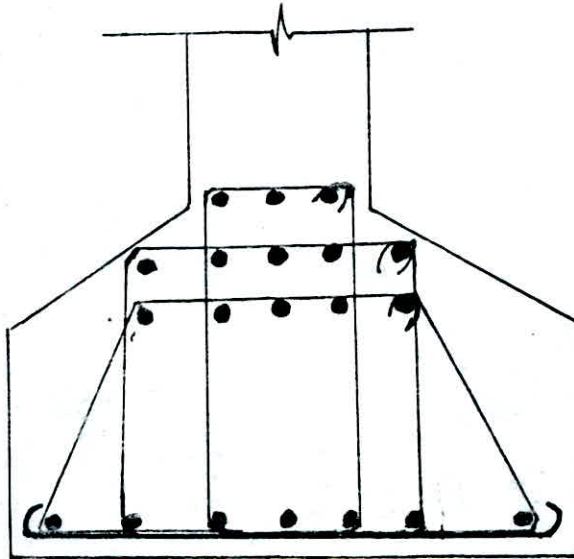
$$\frac{A}{4} \leq A_2 \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 10,05 \leq A_2 \leq 20,1 \text{ cm}^2$$

on prend $A_2 = 10 \text{ T12}$ ($11,31 \text{ cm}^2$)

• Schema de ferrailage :

(appui)

(travée)



CALCUL DES LONGRINES

Les longrines sont prévues entre les semelles dans le sens transversal du bâtiment pour reprendre les moments à la base des poteaux.

Les longrines sont calculées conformément à l'article 4.2.33 (RPA) pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

- $N/15$ pour les terrains de consistance moyenne.
- $N/10$ pour les terrains meubles.

Le Ferrailage minimum doit être 4T14 ou 4T12 avec un espacement ne dépassant pas 20 cm.

avec: $N =$ l'effort axial du poteau considéré

Dimensionnement et Ferrailage des longrines:

$$N_{max} = 79,11 \text{ t} \Rightarrow N/15 = 5,27 \text{ t}$$

la section nécessaire à la traction est:

$$A_s, \frac{N}{f_{su}} = \frac{5270}{4000/1,15} = 1,5 \text{ cm}^2$$

on prendra donc $A_{RPA} = 4T14 \quad (6,15 \text{ cm}^2)$

Condition de non fragilité:

$$B_f \leq \frac{A \cdot f_c}{f_{ctk}} = \frac{6,15 \cdot 4000}{21} = 1171,43 \text{ cm}^2$$

$B_f =$ section droite de la longrine

$$\text{soit } \underline{B_f = 30 \times 40 \text{ cm}^2 = 1200 \text{ cm}^2}$$

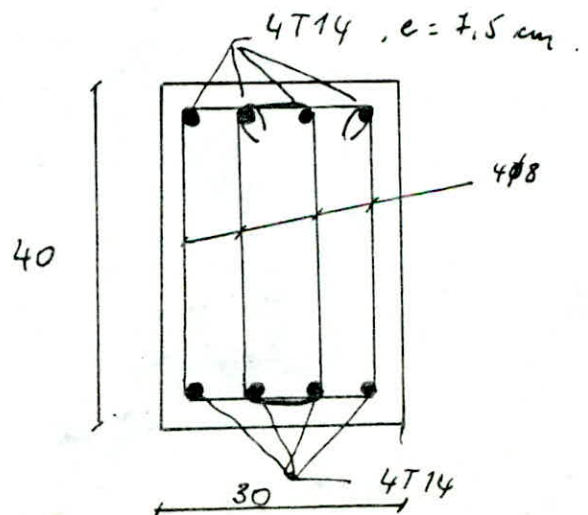
Ferrailage:

• on prendra 2 cadres $\phi 8$

$$\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

• espacement $e = 7,5 \text{ cm}$

Les longrines doivent être armées symétriquement.



Chapitre 8.

• Organisation de chantiers

• Conclusion - Perspectives

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction : Nous donnerons ici quelques éléments d'information concernant surtout les durées de réalisation des tâches clés du procédé SCOPE. Ainsi pour une équipe composée de : 1 OHR + 2 MO + 1 grutier, les cadences moyennes de mise en œuvre sont :

- 10 mn pour 1 poteau
- 5 mn " 1 poutre
- 10 mn " 1 piedalle.

Temps de pose des poteaux : Poteaux prêts à recevoir les poutres après levage, réglage, scellement en pied et étaielement :

En 8,5 h/jour → 16 à 20 poteaux par jour.

Temps de pose des poutres : Poutres prêtes à recevoir le plancher après levage, coffrage et ferrailage du nœud, réglage, étaielement ; coulage de la partie basse de la liaison :

En 8,5 h/j → 13 à 16 poutres par jour.

Temps de pose des planchers : La dalle est prête à couler au béton après étaielement, la pose des piedalles, les ferrailages complémentaires de la dalle, le chaînage, la mise en place des chapeaux et le coulage de béton de dalle :

0,60 h/m² à 0,90 h/m²

titre d'exemple, on prend notre bâtiment qui sera supposé être réalisé par 1 équipe composée de 1 OHR + 2 MO par le procédé SCOPE et le procédé traditionnel de construction :

• 1) Avec SCOPE :

- 21 poteaux $\xrightarrow{16/j}$ 1,5 j
- 30 poutres x 4 $\xrightarrow{13/j}$ 6 j
- 1 planches x 4 $\xrightarrow{0,6 h/m^2}$ 4 x 0,6 (24,3 x 9,3) = 64 j
- 4 voiles x 4 $\xrightarrow{2 @ 1/j}$ 4 x 2 = 8 j

D'où la durée de réalisation de la superstructure est de 3 mois

• 2) Avec le procédé traditionnel : avec la même équipe :

- 21 poteaux x 4 $\xrightarrow{5/j}$ 28 j
 - planchers x 4 $\xrightarrow{30 j}$ 120 j
 - décoffrage x 4 $\xrightarrow{7 j/pland}$ 30 j
- } soit au total une durée de 6 mois

Compte tenu des retards éventuels dans les livraisons des matériaux de construction évalués en moyenne de 1 mois, la durée globale devrait de 7 mois.

Il : dans une durée de 21 mois on aura construit \rightarrow 7 bâtiments en SCOPE
3 bâtiments en traditionnel

marque importante : Dans le cas des terrains accidentés ou de forte déclivité, la différence sera frappante à l'avantage de SCOPE.

CONCLUSION - PERSPECTIVES

- Le procédé SCOPE étant basé sur un assemblage d'éléments préfabriqués, nous avons présenté les études (théoriques) avec calculs ainsi que les techniques de réalisation des principaux éléments à savoir les poutres et les poteaux et les prédalles.

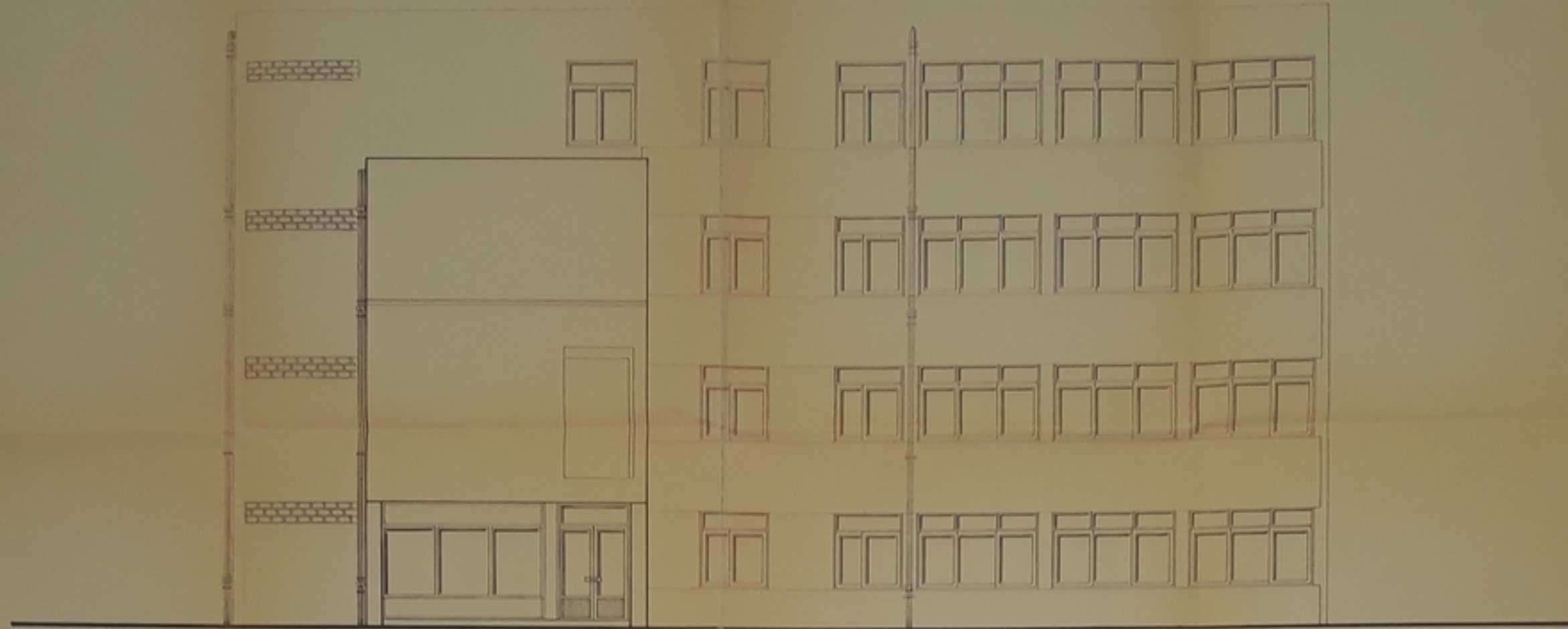
Pour une très bonne maîtrise de cette technique et son éventuel élargissement vers d'autres structures, nous avons présenté certains développements théoriques et recommandations données par les documents techniques de construction (étude à la manutention, jonction poutre-poteau, jonction poteau-fondation... etc) en plus de certains dessins représentant quelques détails pratiques de construction.

Nous avons enfin mis en évidence l'élément essentiel de ce procédé qui est le gain important dans le temps de réalisation des ouvrages ainsi que le coût à travers le calcul de bâtiment proposé par SIDEM. Ces deux éléments militent en la faveur de ce procédé afin que son utilisation soit généralisée dans le domaine de la construction dans notre pays, surtout, en ces temps de crise économique et de crise de logements. Toutefois, les études devraient être poursuivies et approfondies dans l'objectif de adapter ce procédé aux règles Parasismiques Algériennes.

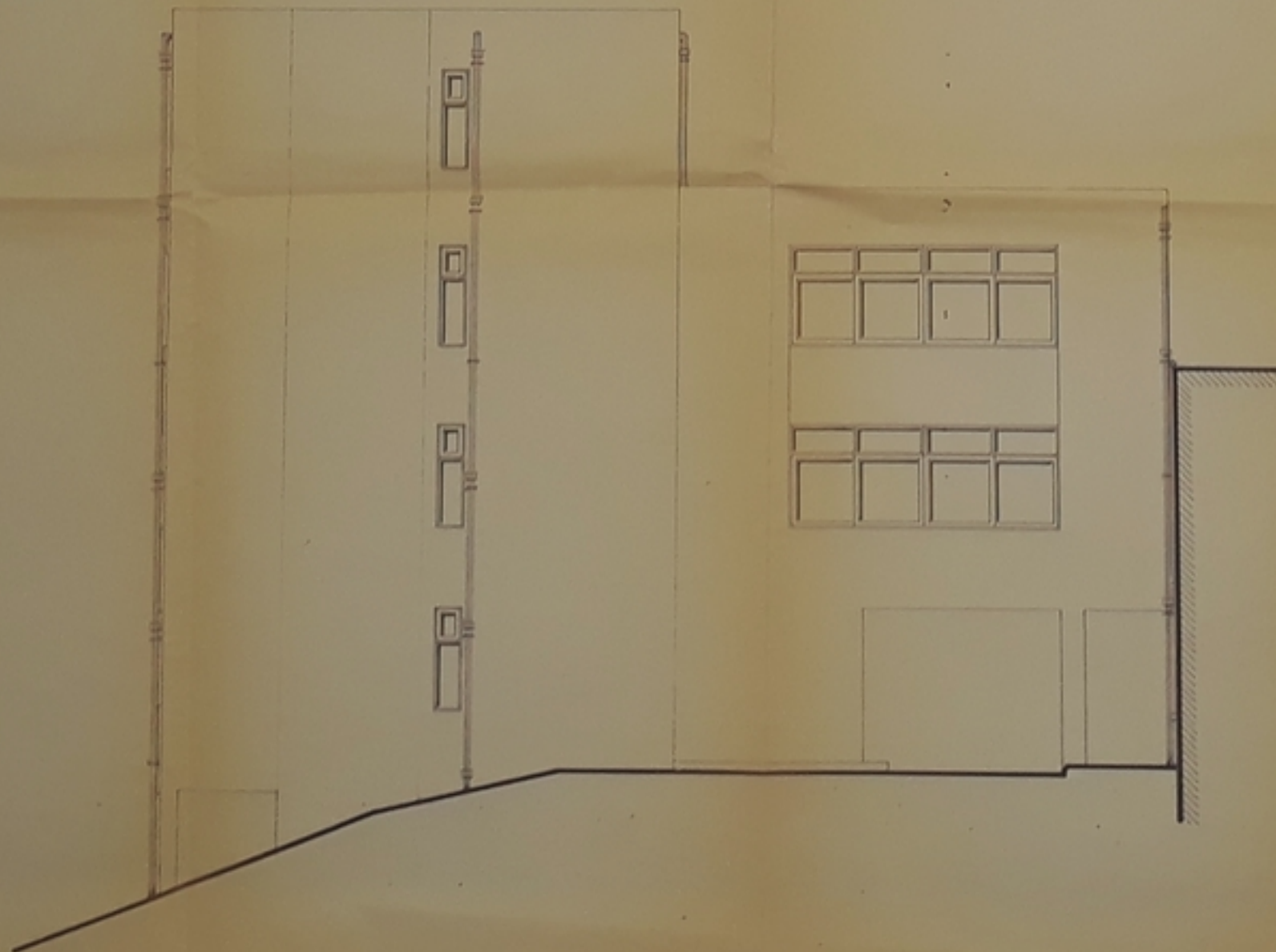
BIBLIOGRAPHIE

- Documents Techniques SARET
 - PPB info.
 - Cahier des prescriptions techniques PREDALLES (C.P.T)
 - Recommandations de l'association Scientifique de la précontrainte. (juin 1965)
 - Instruction provisoire n° 2 IP2.
 - Calcul des Ouvrages en Béton Armé selon BAEL (P. CHARON)
 - Cours pratique du Béton Précontraint (G. DREUX)
 - La précontrainte dans le bâtiment (FUENTES)
 - Calcul des ouvrages en Béton Armé (BELAZOUQUI)
 - Règlements Parasismiques Algériens (RPA 83)
 - Règles N.V 65
 - Règles BAEL 83
 - Règlements CM 66.
-

— FAÇADE NORD-EST —



— FAÇADE SUD-EST —



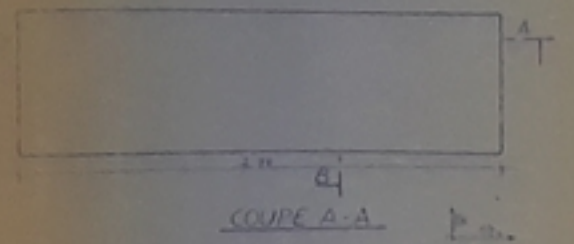
PB 005/83

- 2 -

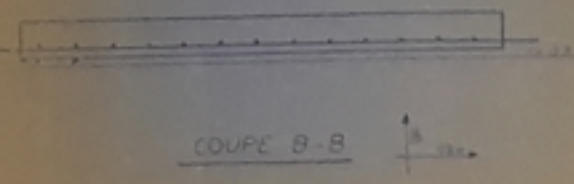


SIEGE SIDEM (EXTENSION)	
FAÇADE NORD-EST FAÇADE SUD-EST	
	31026

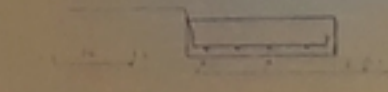
P.1 (276.080)
ECL 19. Avril 1954



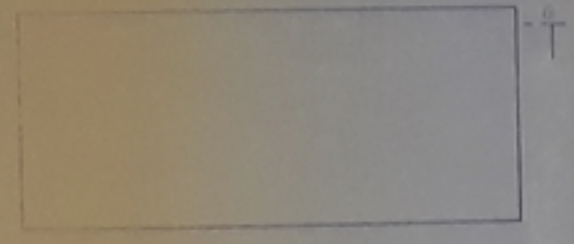
COUPE A-A



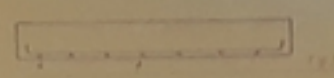
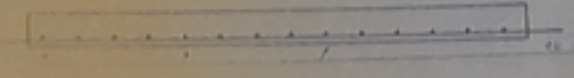
COUPE B-B



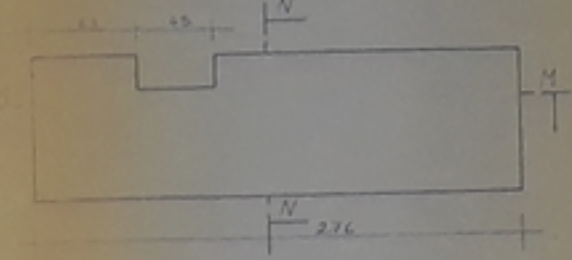
P.2 (281.080)
ECL 19. Avril 1954



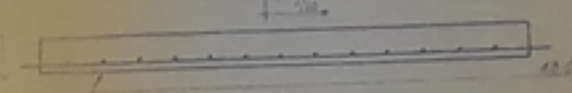
COUPE G-G



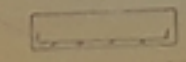
P.7 (276.030)
ECL 19. Avril 1954



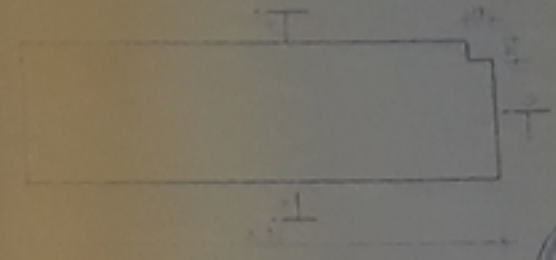
COUPE M-M



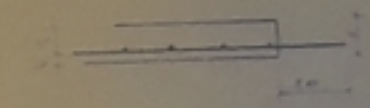
COUPE N-N



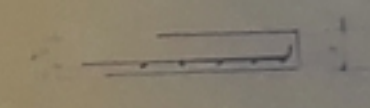
P.10 (276.030)
ECL 19. Avril 1954



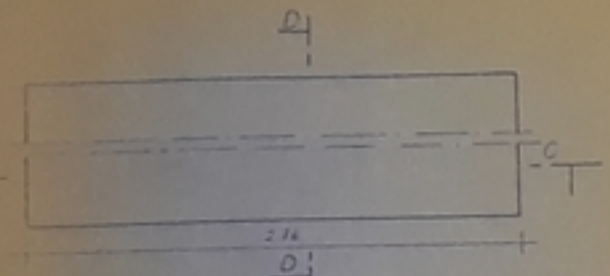
DETAIL TYPE 1 FERR



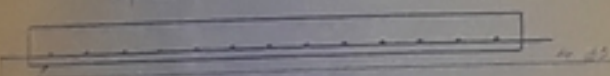
DETAIL TYPE 2 FERR



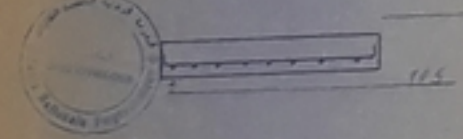
P.3 (276.120)
ECL 19. Avril 1954



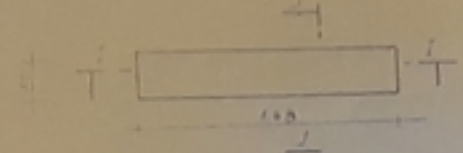
COUPE C-C



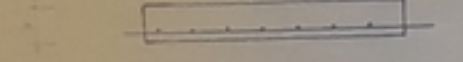
COUPE D-D



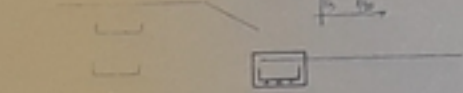
P.5 (281.030)
ECL 19. Avril 1954



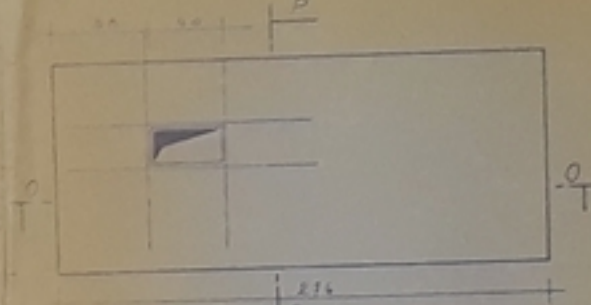
COUPE I-I



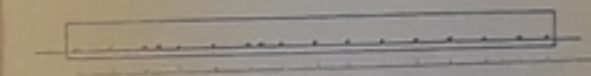
COUPE J-J



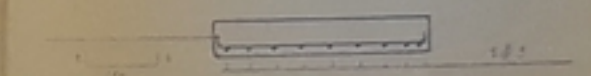
P.8 (276.120)
ECL 19. Avril 1954



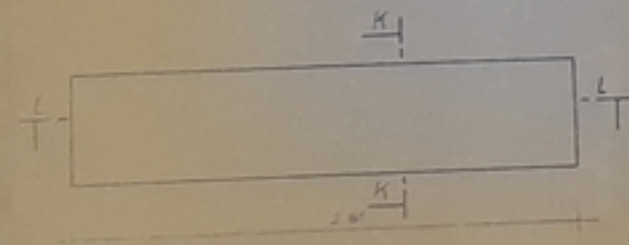
COUPE O-O



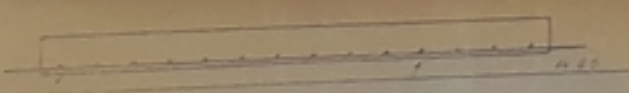
COUPE P-P



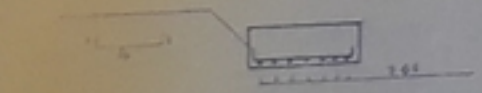
P.6 (281.050)
ECL 19. Avril 1954



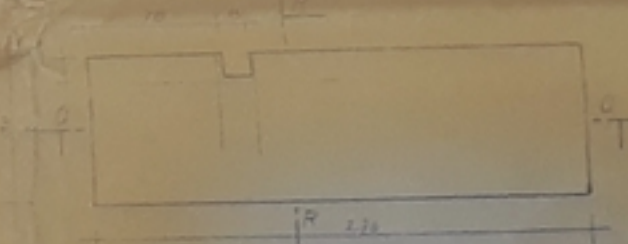
COUPE L-L



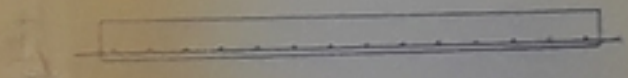
COUPE K-K



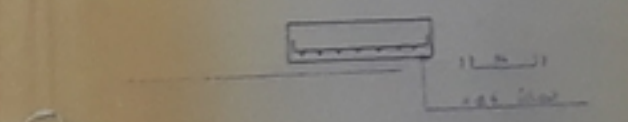
P.9 (276.080)
ECL 19. Avril 1954



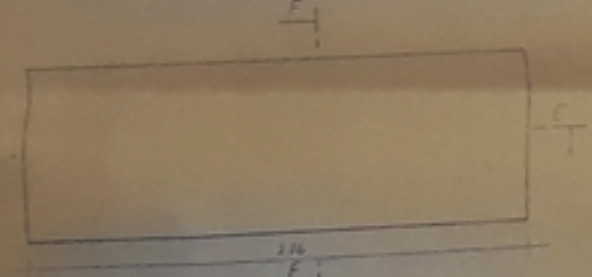
COUPE Q-Q



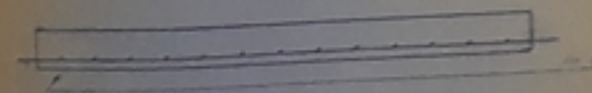
COUPE R-R



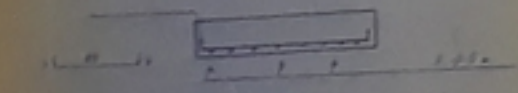
P.3 (276.095)
ECL 19. Avril 1954



COUPE E-E



COUPE F-F



PB 005/33
-3-



S. I. D. E. M.
SIEGE S I D E M

PREDALLES
COFFRAGE - FERRAILLAGE

E. N. P.

