

UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES D'ALGE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

34/81

2 es

INGENIORAT EN GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE

PISCINE COUVERTE

DE

BAB-EZZOUAR

ARCHITECTE :

Oscar NIEYEMEYER

PROMOTEURS :

M. ROBERTO

M. BONNEVILLE

ETUDIE PAR :

M^{lle} F. TARIGHT

M^{lle} H. TELMAT

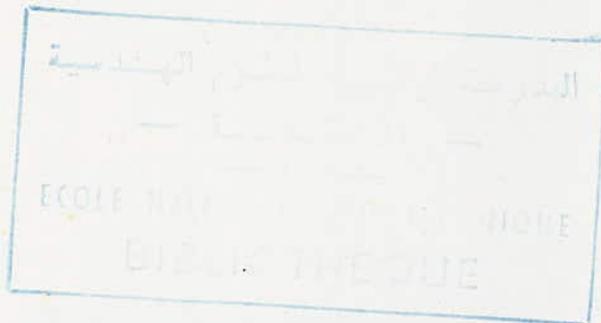
M. B. ZEGHLACHE

Promotion JANVIER 1981

UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



INGENIORAT EN GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE

PISCINE COUVERTE
DE
BAB-EZZOUAR

ARCHITECTE :

Oscar NIEYEMEYER

PROMOTEURS :

M. ROBERTO
M. BONNEVILLE

ETUDIE PAR :

M^{me} F. TARIGHT
M^{me} H. TELMAT
M. B. ZEGHLACHE

Promotion JANVIER 1981

A Monsieur ROBERTO DE OLIVEIRA ALVES
Ingénieur à la D.N.C.

qui nous a inspiré le sujet de cette thèse et nous a guidé dans
la réalisation de ce travail, nous permettent ainsi de le mener
à bien.

TEMOIGNAGE DE GRATITUDE

A Monsieur BONNEVILLE
Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique

qui nous a prodigué ses conseils dans l'élaboration de ce
travail.

TEMOIGNAGE DE GRATITUDE

A tous nos Maîtres de l'ECOLE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH.

A Monsieur ZOUKH

Ingénieur au B.E.R.E.G.

A monsieur BELAZOUGHI

AU PERSONNEL DU B.E.T. GENIE-CIVIL DE LA D.N.C. - USTHB

A Monsieur TARI

A Madame GUELLAB F.Z.

A Monsieur BOURABA

A Mademoiselle DRIMANE KENZA

A Monsieur CHITOUR DJAMEL

-----oOo-----

Je dedie ce modeste travail

A ma Mere qui a su veiller sur mon education

qui m'a enseigné amour et sagesse

qui m'a appris à comprendre, à pardonner

à rire, à pleurer, à chanter, à aimer.

A mon Pere qui a toujours travaillé durement jusqu'à ce jour

qui n'a vu ni le temps passer ni l'âge venir

travaillant ses meilleures années

à assurer nos besoins, notre sécurité

A ma femme Hanna symbole de gentillesse, de bonté

de douceur, de sérénité, d'innocence

dont la beauté d'âme atteint la sublimation

qui m'a énormément assisté de son aide, de ses conseils;

Par sa présence.

A ma soeur Sarah qui suivant l'exemple de mes parents

aime à donner, redonner jusqu'à s'oublier

dont l'aide fut précieuse généreuse décisive

durant toute ma scolarité à l'ENPA

A ma Grand-mère, A la mémoire de mon Grand-père

A ma Belle-Mère pour sa générosité d'âme

A mes deux petites soeurs Rachida et Nadia pour toute l'affection et la confiance qu'elles me témoignent

A tous mes frères Mourad-Larbi-Robert; A mes belles soeurs

Tassadite, Christianne, Rhatima, A mes nièces. A mes neveux.

A mon beau frère Youcef

A mes belles soeurs Sarah, Baya, Assia, Diet; A leurs

époux Kader, Hocine, Mustapha, Younés pour tous ce qu'ils ont fait pour Hanna et pour moi

A toute ma famille oncles tantes cousins cousines

A mes amis (es) dont la présence est douce et salutaire

Faible témoignage de ma profonde affection, de mon

grand respect, de mon infinie reconnaissance - Brachim

A MON PERE , A MA MERE

A MAHMOUD

A TOUS LES MIENS

A TOUS MES AMIS

HAYAT.

Je dedie cette thèse :

A ma mère

A mon père

A tous mes frères et soeurs

A Amar.

A Sabiha, moncef, Klesrine.

A tous mes amis.

A youcef

A Jean.

Fahima

INTRODUCTION

Cet ouvrage présente une structure principale d'une exceptionnelle importance, avec une portée de 50 mètres (presque isostatique) et avec une longueur de 90 mètres de paroi principale. En plus, face aux efforts très significatifs sur la portée de 50 mètres, on a employé pour la précontrainte, des câbles de 12 T 13 mm (acier BP 160/180) avec une capacité d'effort utile d'environ 120 t.

Cette décision vise à simplifier les opérations d'exécution et utiliser un nombre de câbles égal au tiers de celui que nous aurions si on employait 12 T 7 mm.

Des contrôles très soigneux se posent pour les matériaux structurels (béton, acier FE 40 et acier précontraint) de la structure principale.

Le projet structurel a eu comme philosophie celle de séparer complètement par joints de dilatation, la structure principale en précontrainte, appuyée sur semelle continue, des autres structures qui seront en béton armé, appuyées sur semelles. (pression admissible pour le sol : 1,5 kg/cm²)

Toutes ces dernières structures sont des dalles champignons très convenables pour la simplicité des coffrages, la facilité de passage de tous les types d'installation et la vitesse d'exécution.

-----oOo-----

PLAN D'ETUDE DES BASSINS

- I- DESCRIPTION
- II- EFFETS A PRENDRE EN COMPTE
- III- TRAITEMENT DES EAUX
- IV- DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES
- V- CONDITIONS D'UTILISATION
- VI- CONTRAINTES ADMISSIBLES
- VII- IMPLANTATION
- VIII- ETUDE DU TERRAIN
- IX- CALCUL DES BASSINS
 - A) bassin olympique
 - 1) Méthode de calcul
 - 2) Profil à profondeur maximale
 - 3) Calcul des armatures
 - B) Bassin de plongée
 - 1) Méthode de calcul
 - 2) Calcul des parois
 - 3) Calcul du radier

ETUDE DU BASSIN

I-DESCRIPTION/

I.1- Bassin olympique :

C'est un bassin enterré conçu en mobilisant une butée égale à la poussée hydrostatique et ceci sans déformation notable des parois.

Les dimensions du bassin sont 50 X 20 soit une surface de 1000 m², avec 8 lignes de nage écartées de 2,5m. Les parois du bassin doivent être rectilignes sans aspérité, ni saillie ou surplomb, strictement verticales sur une hauteur minimum de 1 m sous le plein d'eau et au delà on peut réduire la largeur.

Dans le sens transversal le profil du fond doit-être rectiligne et horizontal, sauf sur les rives que l'on raccorde par les gorges de 20 à 30 cm de rayon.

Le plan supérieur du quai ou plage entourant le bassin doit-être à 0,35 m au dessus du plan d'eau - on dispose sur les côtés latéraux du bassin des plots de départ en béton.

La côte du radier ne doit pas dépasser 4%, dans notre cas elle est de : 1%.

I.2- Bassin de plongée :

Les dimensions sont 13,50 X 13,50 soit une surface de 182,25m². Les plongeoirs sont respectivement à : 1 m, 3 m, 5 m au-dessus du niveau du sol.

I.3- Equipement :

I.3.1- Détails

A la partie supérieure, le bassin est ceinturé par une goulotte scindée en 2 parties dont l'une reçoit l'eau du bassin et l'autre l'eau de plage.

La séparation entre les deux parties est faite à l'aide d'un revêtement en céramique.

La goulotte est recouverte par une grille de recouvrement en plastique blanc.

La plage est en pente de 5% vers le bassin. Son revêtement est en granito préfabriqué blanc semi-poli. Les accès au bassin se font par des échelles amovibles en acier spécial aux quatres coins de la piscine. Elles descendent à 1,27m au dessous du niveau d'eau.

I.3.2- Caniveau technique

Les canalisations d'alimentation en eau, de transport de celle-ci depuis les appareils de régénération et chaufferie jusqu'au bassin et vice-versa, d'évacuation des eaux usées, d'équilibrage, sont contenues dans un caniveau.

I.4- Exigences techniques :

Les bassins doivent satisfaire aux impératifs suivants :

I.4.1- Résistance

Les bassins dans toutes leurs parties doivent équilibrer les effets auxquels ils sont soumis.

I.4.2- Étanchéité

Les bassins constituent pour le liquide qu'ils contiennent un volume clos. Ils doivent donc être étanches, non fissurés ou fissurés dans des conditions acceptables.

I.4.3- Durabilité

Le réservoir doit durer dans le temps c'est à dire que le matériau (béton) dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau qu'il est destiné à contenir.

I.4.4- Altération

Le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas atténuer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

I.5- Revêtement :

I.5.1- Revêtement extérieur

Il est inutile, le béton des parois est laissé en brut de coffrage. L'isolation thermique est superflue le bassin étant de grand volume.

I.5.2- Revêtement intérieur

Il doit remplir 2 fonctions :

- protéger le béton du contact de l'eau
- assurer une parfaite étanchéité.

L'eau n'attaque pas le béton puisqu'elle est presque toujours légèrement ou franchement alcaline.

Il convient seulement, donc que le bassin soit étanche. L'étanchéité est obtenue dans la masse même du béton avec dosage de 400 Kg/m², une granulométrie et une mise en oeuvre appropriées (pour la compacité il faudrait minimiser le rapport eau/ciment).

Il faudrait donc réaliser un béton plein (et pas seulement compact, car celui-ci pourrait être creux), à minimum de grains fins (ce béton plein a tous ses vides remplis de mortier plein, dans ce dernier lui-même, la pâte de ciment est quantité voulue pour obturer les vides de sable) et réduire au minimum les reprises de coulage. Enfin une mise en eau rapide immédiatement après le durcissement du béton

.../...

est favorable à la compacité du béton.

Ce revêtement sera pour nous de la céramique blanche pour les parois, et de la céramique bleu clair pour le fond des bassins pour mettre en valeur la limpidité de l'eau.

Pour les lignes d'eau on utilise de la céramique noire.

II-EFFETS A PRENDRE EN COMPTE/

2.1- Poids propre :

On considère celui des réservoirs.

2.2- Retenue d'eau :

La poussée de l'eau du bassin prise en compte correspond aux divers niveaux de remplissage possibles limités à la hauteur d'utilisation (plage ou goulotte selon le cas). L'eau est considérée comme une charge variable de poids volumique 1000 daN/m³.

2.3- Surcharges :

Les charges de service des plages sont de 400Kg/m² pour les parties où ne circulent que des baigneurs et ceci en tenant compte des effets des engins d'entretien circulant autour de l'ouvrage.

2.4- Sous-pression :

Lorsque le bassin risque d'être soumis à des pressions hydrostatiques extérieures (nappe phréatique ou eau d'infiltration) on admet pour le calcul du lestage des bassins que les charges verticales descendantes doivent équilibrer 1,05 fois les charges ascendantes calculées de la façon suivante :

- dans le cas de la nappe, le calcul des charges descendantes est fait en considérant que le niveau maximal de l'eau est égal au "niveau des plus hautes eaux prévisibles" augmente de 50cm, avec un minimum de 20cm au dessus du couronnement.

- dans le cas d'eau d'infiltration, le calcul des charges ascendantes est fait en considérant que le niveau maximal de l'eau est égal au niveau du drainage.

2.5- Action des terres :

Le sol doit faire l'objet d'une étude géotechnique les coefficients de poussée retenus pour les calculs correspondent au cas le plus défavorable (poussée maximale, le bassin étant vide; dégarnissage éventuel des terres le bassin étant plein).

.../...

2.6- Effets du retrait :

Ce retrait est gênant lorsque la piscine est construite sur un support indéformable (rocher) dans ce cas il est recommandé de désolidariser le radier de son support pour éviter que des contraintes d'adhérence ne se développent entre ce support et le radier ce qui aurait pour effet de s'opposer à toute variation linéaire.

Dans notre cas le radier repose directement sur le sol. Il est coulé directement sur une couche de béton de propreté ou sur une feuille plastique.

D'autre part, le retrait thermo-hygrométrique n'agit sur un bassin que lorsque celui-ci est vide, ce qui est rare; quant il est plein il n'y a pas retrait mais au contraire gonflement ce qui réduit les contraintes de traction dans le béton, c'est un élément favorable.

2.7- Fluage :

Il s'exerce surtout sur les parties comprimées par des charges permanentes (fond du bassin). Les contraintes correspondantes n'étant pas très élevées le fluage ne présente pratiquement pas de danger.

Cet effet s'exerce aussi sur les parois tendues du bassin et y introduit un accroissement des tractions dans l'acier variant de 15 à 30%. Comme la contrainte de service reste très faible (300 à 500 bars) l'effet du fluage reste négligeable.

D'autre part le fluage ne peut introduire que des modifications de la répartition des contraintes entre l'acier et le béton. Si l'acier est tendu le béton est moins sollicité ce qui est défavorable à sa résistance en traction. Le béton jouant le rôle principal pour la stabilité on peut affirmer que le fluage est favorable dans les bassins.

2.8- Effets climatiques :

Ils n'interviennent pas, la piscine étant couverte.

2.9- Combinaisons des diverses actions :

Les combinaisons des diverses actions sont résumées dans les tableaux suivants :

.../...

<u>P A R O I S</u>		
Eau	+	0
Terres	+	0
Poussée extérieur de l'eau	0	+
Radier charges des parois et superstructure	M m	M m
Variations linéaires	+	+

<u>R A D I E R</u>		
Eau à l'intérieur du bassin	+	0
Parois et superstructure	M m	M m
Sous-pressions	0	+
Variations linéaires	+	+

NOTATION

+ signifie avec
 0 " sans
 M " charges + surcharges
 m " charges permanentes.

.../...

III-TRAITEMENT DES EAUX/

La norme de régénération en vigueur impose un débit de 0,5m³ par m² de surface de plan d'eau et par heure. Dans ces conditions le débit total de régénération sera de 1000 x 0,5 = 500 m³/h.

La solution retenue pour la protection sanitaire du bassin est un procédé de régénération continue traitant l'eau en circuit fermé. Cette solution tout en assurant la lutte permanente contre la pollution instantanée, diminue considérablement le prix de revient du m³ d'eau.

En effet seul un ensemble travaillant en circuit fermé assure :

- la production en permanence d'une eau limpide stérile et bactéricide
- le respect des règlements d'hygiène
- l'économie de combustible
- la possibilité d'un service pratiquement ininterrompu.

IV-DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES/

4.1- Epaisseurs des éléments (radiers, parois) :

Les éléments en béton coulés en place ou projetés auront une épaisseur minimale de :

- 12 cm pour les radiers
- 15 cm pour les parois

4.2- Mise en oeuvre :

Sauf technique particulière pour restreindre les effets du retrait les radiers de plus de 100 m² seront coulés par bandes indépendantes de 5 à 10 m de largeur, parallèlement au petit côté du bassin, ou par plots en réservant à leur pourtour 25 à 50 cm les raccords entre bandes seront coulés après plusieurs afin que la majeure partie du retrait du béton soit réalisée auparavant (minimum 5 jours).

Les parois de longueur supérieure à 18 m seront coulées par parties indépendantes en réservant 25 à 50 cm entre celles-ci, les raccords étant coulés après coup comme ci-dessus.

.../...

V-CONDITIONS D'UTILISATION/

5.1- Généralités :

5.1.1- Conditions normales d'utilisation

Est considéré comme situation normale le cas d'un bassin en toute saison rempli d'eau. Le niveau de la nappe phréatique se situe toujours en dessous du point le plus bas du fond du bassin.

5.1.2- Bassin devant rester en permanence remplis d'eau

Les bassins doivent être en permanence remplis d'eau et les vidanges limitées aux nécessités de l'entretien.

5.2- Vidanges :

Les vidanges d'entretien seront de durée inférieure à 96 h et l'on évitera pour ce faire les périodes de grand froid et de forte chaleur.

Pour nos bassins des dispositions doivent être prises pour maintenir humides les parois et radiers, par arrosage par exemple.

5.3- Nettoyage, entretien :

Un nettoyage régulier et soigné du revêtement évite en grande partie les dépôts. Le lavage à l'acide nécessite une réparation des joints.

VI-CONTRAINTES PARTICULIÈRES/

6.1- Détail :

6.1.1- Pavage

Le bassin doit présenter une étanchéité absolue, pour son exécution nous utiliserons un béton au dosage de 400Kg/m³.

6.1.2- Contrainte de compression simple

Pour un béton peu contrôlé, la contrainte de compression est :

$$\bar{\sigma}_c = 75 \text{ bars} = 75,5 \text{ kg/cm}^2$$

.../...

6.1.3- Contrainte de traction

La contrainte de traction des dalles fléchies en contact avec l'eau entraînant des risques de fissuration donc des fuites, on ne devra tolérer que de faibles contraintes de traction du béton.

Le cahier des charges applicables à la construction de réservoir et cuves en BA tolère la contrainte pour un réservoir contenant de l'eau :

$$\bar{\sigma} b = 33 \text{ bars}$$

Cette valeur nous semble excessive, nous nous limiterons à :

$$\bar{\sigma} b = 22 \text{ bars}$$

6.1.4- Contrainte de flexion simple

$$\bar{\sigma} b = 150 \text{ bars} = 153 \text{ Kg /cm}^2$$

6.2- Acier :

Le CCBA fait varier la contrainte en fonction :

- du danger grand de la fissuration éventuelle
- du % d'acier, du ϕ des aciers
- de la contrainte d'adhérence et de la résistance en traction du béton.

La contrainte de traction admissible est la plus grande des deux valeurs ci-dessus :

$$\bar{\sigma} 1 = K \frac{\bar{\sigma} b}{1 + 10 \omega f} + 300 \eta$$

$$\bar{\sigma} 2 = 2,4 \sqrt{\frac{K}{\phi}} \bar{\sigma} b + 300$$

ϕ = diamètre de la plus grosse barre tendue (en mm)

η = coefficient de fissuration des barres

$\eta = 1$ == aciers lissés

$\eta = 1,6$ == aciers à adhérence améliorée

$\bar{\sigma} b$ = contrainte admissible en traction du béton (bar)

$\bar{\sigma} b = 7,5$ bar pour les parois de réservoir dosés à 400Kg/m²

$K = 5 \cdot 10$ car l'ouverture des fissures est très préjudiciable puisque les éléments sont en contact avec l'eau

$\omega f = \frac{A}{S}$ la quantité d'acier

Lorsqu'une des faces des éléments est en contact permanent avec l'eau, le phénomène de gonflement du béton intervient d'une manière favorable en réduisant l'ouverture des fissures. C'est ce qui motive le terme complémentaire 300 η .

.../...

Le CCBA impose $\sqrt[3]{\sigma} = \frac{2}{3} \sqrt[3]{\sigma}$ en

Acier doux $\sqrt[3]{\sigma} = \frac{2}{3} \times 2350 = 1570$ bars

Acier tor $\sqrt[3]{\sigma} = 2 \times 4120 = 2750$ bars

Finalement les contraintes admissibles sont les suivantes :
pour $\sigma_1 < \sqrt[3]{\sigma_2}$:

Ømm	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Lisses	I.570	I.570	I.570	I.570	I.570	I.540	I.460	I.340	I.230	I.135
HA	2.750	2.750	2.355	2.340	2.175	2.050	I.950	I.790	I.655	I.520

6.3- Enrobage des aciers :

L'enrobage des aciers situés du côté de la face extérieure du béton doit être au moins égale à la plus grande des deux valeurs : 2 cm ou ϕ nominal des aciers.

6.4.1- Section minimale

Par mètre linéaire de radier, la section d'acier dans chaque sens doit être au moins égale à 2,4cm². La section d'armature dans chaque sens et dans chaque nappe doit être au moins égale à 0,75 cm² dans les parois.

6.4.2- Viamètre nominal

Le diamètre nominal des aciers utilisés ne devra pas être inférieur à 6 mm.

6.4.3- Espacement des aciers

L'espacement maximal des aciers dans les parois et les radiers est donné dans le tableau suivant :

	<u>Sens principal</u>	<u>Sens répartition</u>
Épaisseur < 15cm	15cm	20cm
15 ≤ épaisseur < 30cm	20cm	25cm
30 ≤ épaisseur	25cm	25cm

.../...

VII- IMPLANTATION/

Le sol doit avoir fait l'objet d'une reconnaissance et d'une étude préalable.

Le bassin doit être assis sur un sol naturel de surface sensiblement horizontale.

Le terrain autour du bassin doit être remanié le moins possible et les remblais exécutés suivant les prescriptions suivantes :

- les terres extraites des fouilles ne peuvent être réutilisées que si elles sont parfaitement saines et exemptes d'argile ou de matériaux ayant une mauvaise tenue à l'air.

- les remblais sont exécutés par couches horizontales de 20 à 30 cm avant compactage. Chaque couche doit être arrosée légèrement par deux fois, puis compactée régulièrement à la dame à main de 10 à 12 kg pour obtenir une compacité moyenne.

Le fond de fouille sera toujours un terrain naturel non remanié, tout remblais étant proscrit.

VIII- ETUDE DU TERRAIN /

L'organisation d'une construction pour être bonne doit nécessairement respecter certaines conditions et la connaissance la plus poussée du sol, (Sa nature, ces caractéristiques physiques et métalliques, ses possibilités de chargement) est d'une importance primordiale.

Paramètres du sol

- Poids volumique du sol $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Cohésion = C a la dimension d'une contrainte et s'appelle cohésion $C = 0$
- Angle de frottement interne du sol : $\varphi = 30^\circ$
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{ad}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$
- Niveau de la nappe phréatique située à 20m (données fournies par E.E.T Génie Civil de la DNC).

.../...

VIII CALCUL DES BASSINS

Les deux bassins (olympique et de plongée) sont des bassins enterrés. Un bassin enterré est un ouvrage qui fonctionne d'une part identiquement à un bassin posé sur le sol et d'autre part comme subissant les réactions du terrain qui l'entoure. Nous avons donc à considérer en dehors du poids propre :

- les poussées du liquide agissant de l'intérieur vers l'extérieur,
 - les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.
- ces deux efforts seront considérés simultanés ou non.

A) Bassin Olympique :

I) METHODE DE CALCUL :

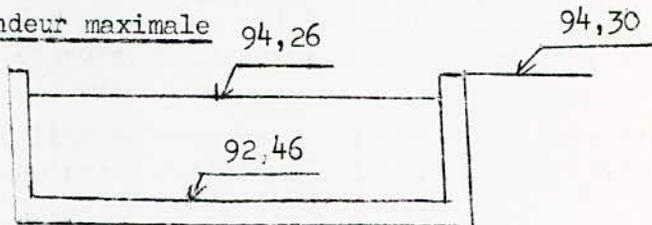
Etude des parois : les parois verticales fonctionnent comme des consoles encastrées sur le radier.

Etude du radier : vu les dimensions de ce bassin, l'effet du poids des murs ainsi que celui des moments d'encastrement à la base du mur seront négligeables sur une majeure partie du radier. Donc à partir d'une certaine longueur que nous déterminerons par les calculs, nous diminuerons l'épaisseur du radier. Nous considérons que la paroi résiste par encastrement sur une semelle qui déborde extérieurement par rapport à la paroi. La stabilité est obtenue par le poids de la semelle et de l'eau qui la surmonte.

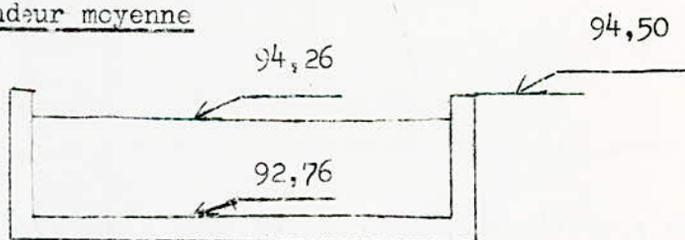
REMARQUE : Un joint est ménagé au raccordement de la semelle avec le béton intérieur.

L'étude sera faite normalement à 3 profils :

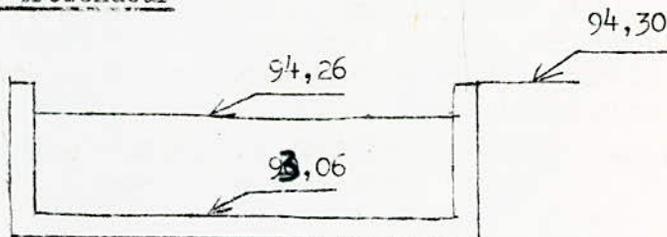
- Profil à profondeur maximale



- Profil à profondeur moyenne



- Profil à faible profondeur



2- PROFIL A PROFONDEUR MAXIMALE/

2.1- Etude des parois

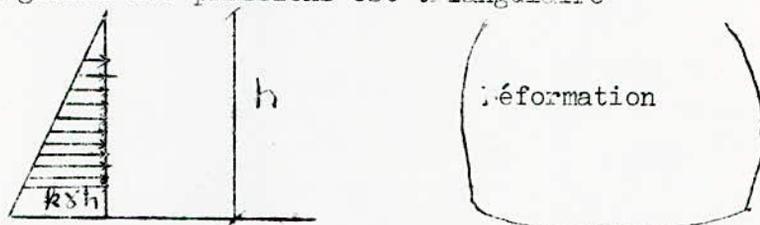
1) bassin vide

Les forces agissantes s'évaluent pour 1m de longueur du mur.
pour le calcul des armatures, les seules forces à considérer sont les composants horizontales :

- de la poussée des terres QH
- de la poussée PH due à la surcharge des plages.

1.1- Influence des terres

Le diagramme des pressions est triangulaire



La résultante horizontale se situe au 1/3 de la base :

$$QH = 1/2 k \gamma h^2$$

Avec : γ = poids volumique des terres = 1,8t/m³

h = hauteur de la paroi

k = coefficient de poussée

En l'absence de frottement sur le mur, Coulomb donne :

$$k = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ = angle du talus naturel de la terre = 30°

$$k = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

Calcul du moment à la base du mur :

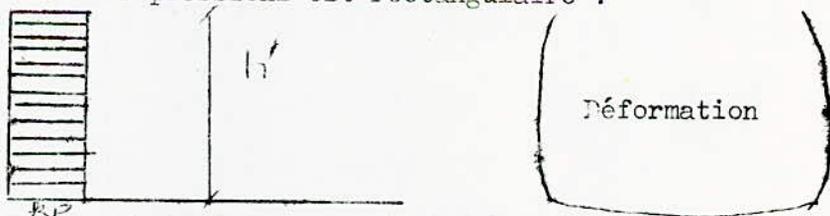
$$Ma = 1/3 h QH = 1/3 \cdot 1/2 k \gamma h^3$$

$$Ma = 1/6 k \gamma h^3$$

$$Ma = 1/6 (0,33) 1,8 \times 1,84^3 = \underline{\underline{0,617tm}}$$

1.2- Influence de la surcharge (majorée par 1,2 CCBA)

Le diagramme des pressions est rectangulaire :



La résultante totale des poussées à mi-hauteur est : PH = kph

$$\text{Calcul du moment à la base du mur : } Mb = PH \times \frac{h}{2} = k p \frac{h^2}{2}$$

$$Mb = 0,33 \times 1,2 (0,4) \frac{(1,84)^2}{2} = \underline{\underline{0,268 tm}}$$

1.3- Moment maximal à la base du mur :

les moments positifs tendent le parement intérieur

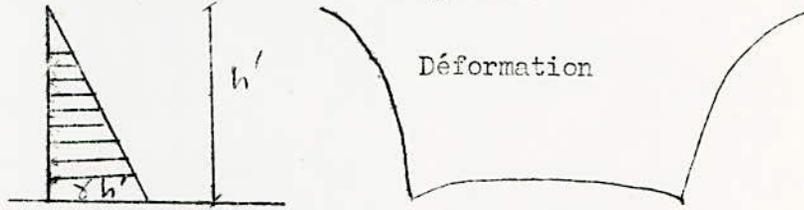
$$M = Ma + Mb = 0,617 - 0,268 = \underline{\underline{-0,885tm}}$$

2) BASSIN PLEIN /

3) CALCUL DES ARMATURES /

2.1- Influence de l'eau intérieure (majorée par 1,2)

Le diagramme des pressions est triangulaire



La résultante horizontale passe au 1/3 de la base

$$Q_e = \frac{1}{2} \gamma_e h'^2$$

γ_e = poids volumique de l'eau = 1 t/m³

Calcul du moment à la base du mur

$$M = \frac{1}{3} h' \cdot 1,2 \frac{1}{2} \gamma_e h'^2$$

$$M = \frac{1}{6} 1,2 \gamma_e h'^3$$

$$M = 1,166 \text{ t.m}$$

2.2- Influence de la surcharge

Elle ne sera pas prise en compte.

2.3- Influence des terres extérieures

Elle ne sera comptée dans ce cas que pour les 2/3 de la valeur calculée.

$$M = \frac{2}{3} (0,617) = 0,41 \text{ t.m}$$

2.4- Moment maximum à la base du mur

$$M_a = 1,166 - 0,41 = 0,756 \text{ t.m}$$

3) CALCUL DES ARMATURES /

3.1- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'un moment de flexion M= 0,885tm/m

Armatures longitudinales

a) calcul de h :

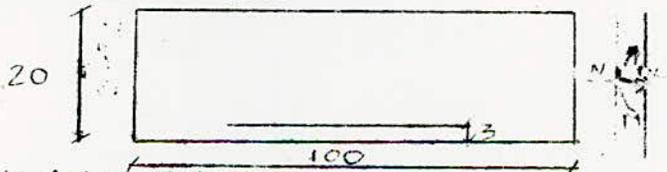
Nous prendrons $M < M_r$ pour ne pas mettre d'armatures comprimées avec

$$\sigma_{cb} = 2 \sigma_{cb0} = 153 \text{ kg /cm}^2$$

$$M_r = 32 \cdot b_0 \cdot h^2 \geq 32 \times 100 \cdot h^2 > 88500$$

$$h^2 > \frac{88500}{32 \times 100} = 27,66 \Rightarrow h > 5,26 \text{ cm}$$

Nous prendrons $h_t = 20\text{cm}$



b) Contraintes admissibles

Pour l'acier la limite imposée par les caractéristiques mécaniques à

$$\text{pour valeur } 2800\text{kg/cm}^2 \quad * \sigma_b = 2 \sigma_{b0} = 153 \text{ kg /cm}^2$$

c) Calcul de eo

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{0,885}{0,92} = 0,96m$$

avec $N = 0,2 \times 2,5 \times 1,84 = 0,92 t$

Nous avons $\frac{ht}{6} < e_o < \frac{ht}{2} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

d) Moment fictif en flexion simple

$$M_f = 88500 + 920 \times 7 = 94940 \text{ kg.cm}$$

en flexion simple sous l'effet de M_f nous avons

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 94940}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,0176 \Rightarrow \xi = 0,9415$$

$$d'où : \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{70,5} = 39,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

\Rightarrow donc pas d'armatures comprimées.

e) Valeur de A

Section soumise à N et M

$$A = AI - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$\text{avec } AI = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{94940}{2800 \times 0,9415 \times 17} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,11 - \frac{920}{2800} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10 $\Rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2$

espacées de 20 cm.

f) Vérification de la fissuration

Vérifions que pour les HA10 la contrainte 2800 kg/cm^2 est admissible en ce qui concerne la fissuration. $\bar{\sigma}_a$ est la plus petite des limites imposées, la première par les caractéristiques mécaniques de l'acier, la seconde par les conditions de fissuration du béton.

1) limite imposée par les caractéristiques de l'acier

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 = 2750 \text{ bars}$$

2) limite imposée par les conditions de fissuration du béton

cette limite est le maximum de σ_1 et σ_2 .

$$\sigma_1 = k \frac{2}{\phi} \frac{3w_{s,ss}}{I + 10w_s} + 300 \text{ ?}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 k \sigma_b}{\phi} + 300} \text{ ?}$$

$$\text{Nous avons : } w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{100 \times 6} = 0,01$$

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,01}{1 + 10 \times 0,01} + 300 \times 1,6 = 1207 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 0,5 \cdot 10^6}{10} \times 22 + 300 \times 1,6} = 3664 \text{ bars}$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3664 \text{ bars}$.

Nous retiendrons : $\bar{\sigma}_a = \min(\sigma_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2$

* ARMATURES TRANSVERSALES

Calcul de l'effort tranchant à la base du mur

$$T = 1/2 h \sqrt{h^2 + 1,2kpl}$$

$$T = 1/2 \times 0,33 \times 1,8 = 1,34 + 0,33 \times 1,8 = 0,4 \times 1,84$$

$$T = 1,3 \text{ t/m}$$

$$z = 7/8 h = 7/8 \times 17 = 14,88 \text{ cm}$$

d'où la contrainte des cisaillements

$$Z_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1300}{100 \times 14,88} = 0,87 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

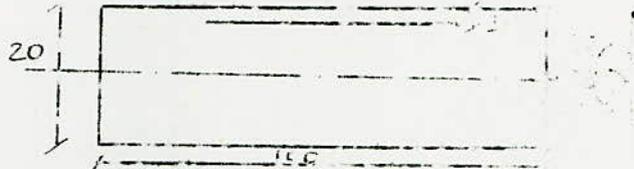
* ARMATURES DE PERMETTE

Nous prendrons forfaitairement 5 HA10 espacées de 20 cm.

3.2- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'un moment de flexion $M = 0,720 \text{ kg.m}$

$$N = 0,92 \text{ t/m}$$

* ARMATURES LONGITUDINALES



a) Calcul de e_0 : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,720}{0,92} = 0,78 > \frac{ht}{2}$

donc section partiellement comprimée

$$e_0 > \frac{ht}{2} \Rightarrow \sigma' b = 155 \text{ kg/cm}^2$$

b) Moment fictif en flexion simple

$$M_f = 75 \times 10 + 920 \times 7 = 82040 \text{ kg.cm}$$

$$\alpha = \frac{m \cdot e_0^2}{\sigma_{abl} \cdot 2800 \times 100 \times 17^2} = \frac{15 \times 82040}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,0152 \Rightarrow \xi = 0,0454$$

$$\Rightarrow \sigma' b < \sigma' b \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

c) Valeur de A : section soumise à N et M

$$A = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot \xi \cdot 17^2}$$

$$A = \frac{82040}{2800 \cdot 0,0454 \cdot 17^2} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,82 + \frac{920}{2800} = 1,49 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10 espacées de 20 cm
soit A = 3,92 cm².

d) Vérification à la fissuration

Nous retiendrons $\sigma_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$

* ARMATURES TRANSVERSALES

$$T = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} k \times 17 h^2 - 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} h^2$$

$$T = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,33 \times 1,8 \times 1,84^2 - 1,2 \times \frac{1}{2} \times 1 \times 1,84^2 = 0,96 \text{ t/m}$$

$$z = \frac{17^2}{3} = 7 \times 17 = 14,88 \text{ cm}$$

$$Z_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{960}{100 \times 14,88} = 0,64 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc pas d'armatures transversales.

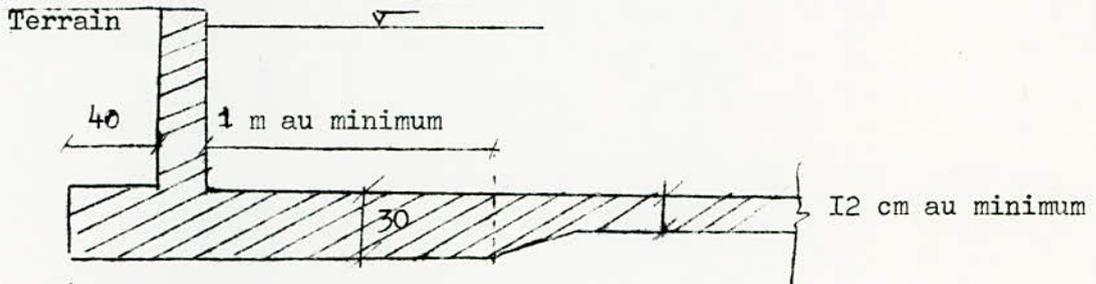
Donc pas d'armatures transversales.

* ARMATURES DE REPARTITION

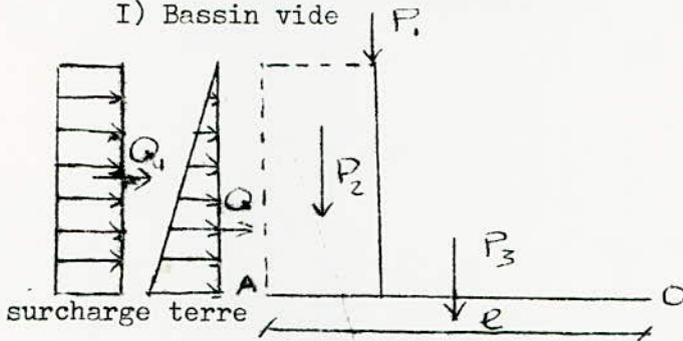
Nous prendrons forfaitairement : 5HA10 soit 3.92cm² espacées de 20cm.

2.2- ETUDE DU RADIER/

Sur une distance l, le radier sera étudié comme une semelle d'un mur de soutènement



1) Bassin vide



I.I- Calcul de la stabilité de la paroi

Le calcul sera fait pour 1 tranche de 1 m de longueur.

Les efforts à prendre en compte pour le calcul de la semelle sont :

- la poussée des terres : $Q = 0,33 \times 1,8 \times \frac{(1,84 + 0,3)^2}{2} = 1,36 \text{ t}$

Point d'application : $\frac{1}{3} (1,84 + 0,3) = 0,71\text{m}$ au dessus de 0

- la poussée due à la surcharge : $QI = 0,33 \times 0,4 \times (1,84 + 0,3) = 0,28 \text{ t}$

Point d'application : $\frac{2,14}{2} = 1,07\text{m}$ au dessus de 0.

- le poids de la paroi : $0,2 \times 1,84 \times 2,5 = 0,92 \text{ t}$

- le poids de la semelle : $0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t}$

béton de propriété $0,07 \times 1 \times 2,4 = 0,17 \text{ t}$

- le poids des terres sur la semelle : $0,4 \times 1,8 \times 1,84 = 1,32 \text{ t}$

- le poids de la surcharge sur la semelle : $0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ t}$

On doit vérifier :

* que la paroi ne peut pas se renverser autour de 0

Calcul des moments des forces agissantes par rapport au point 0 nous avons :

Moment de renversement dû aux poussées Q et QI

$$Mr = 1,36 \times 0,71 + 0,28 \times 1,07 \times 1,2 = 1,33 \text{ t.m}$$

Moment stabilisateur dû aux charges verticales

$$Ms = 0,92 (1-0,5) + 0,921 \times \frac{1}{2} = 1,32 (1-0,2) + 1,2 \times 0,16 \times (1-0,2)$$

$$Ms = 0,4612 + 2,431 - 0,762$$

$$\text{Sécurité de renversement : } \rho = \frac{Ms}{Mr} \geq 2,0$$

$$0,4612 + 2,431 - 0,762 \geq 2$$

$$1,33$$

$$\Rightarrow L \geq 1,15\text{m}$$

.../...

* Que le mur ne peut pas glisser sur sa fondation : c'est à dire
f = coefficient de frottement béton sur terre = 0,5

Forces horizontales < 0,5
Forces verticales

$$\frac{1,36 + 1,2 \times 0,28}{0,92 + 0,92 (2) + 1,32 + 1,2 \times 0,16} = 0,4 < 0,5$$

* Que la contrainte maximale sur le sol de fondation est admissible :

soit N la résultante des forces verticales :

$$N = 0,92 + 0,92 \times 2 + 1,32 + 1,2 \times 0,16 = 4,27 \text{ t}$$

$$\text{Point d'application : } \frac{0,46 (2^2) + 2,43 (2) - 0,762}{4,27} = 1,39 \text{ m de O}$$

Donc à : 1,39 - 1 = 0,39 m du centre de gravité G de la semelle.

Nous avons donc

$$MG = 1,36 \times 0,71 + 1,2 \times 0,28 \times 1,07 - 4,27 \times 0,39$$

$$MG = - 0,34 \text{ t.m}$$

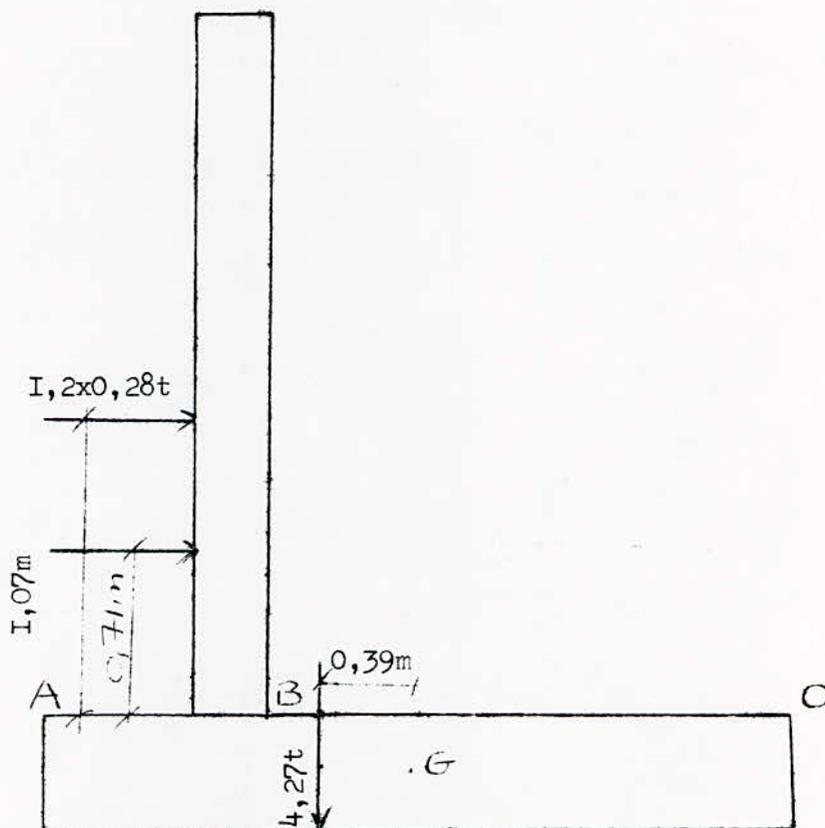
D'où les contraintes sur le sol :

$$\sigma'_A = \frac{4270}{100 \times 200} + \frac{340.00}{100(200)^2} = 0,2135 + 0,0085$$

$$\sigma'_A = 0,222 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_B = 0,205 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes du sol sont toujours inférieures à la résistance admissible du sol.



I.2- Calcul des armatures

La semelle est soumise :

- à la réaction du sol qui représente une répartition trapézoïdale d'après les résultats de stabilité :

$$\sigma_A = 0,222 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_B = 0,205 \text{ kg/cm}^2$$

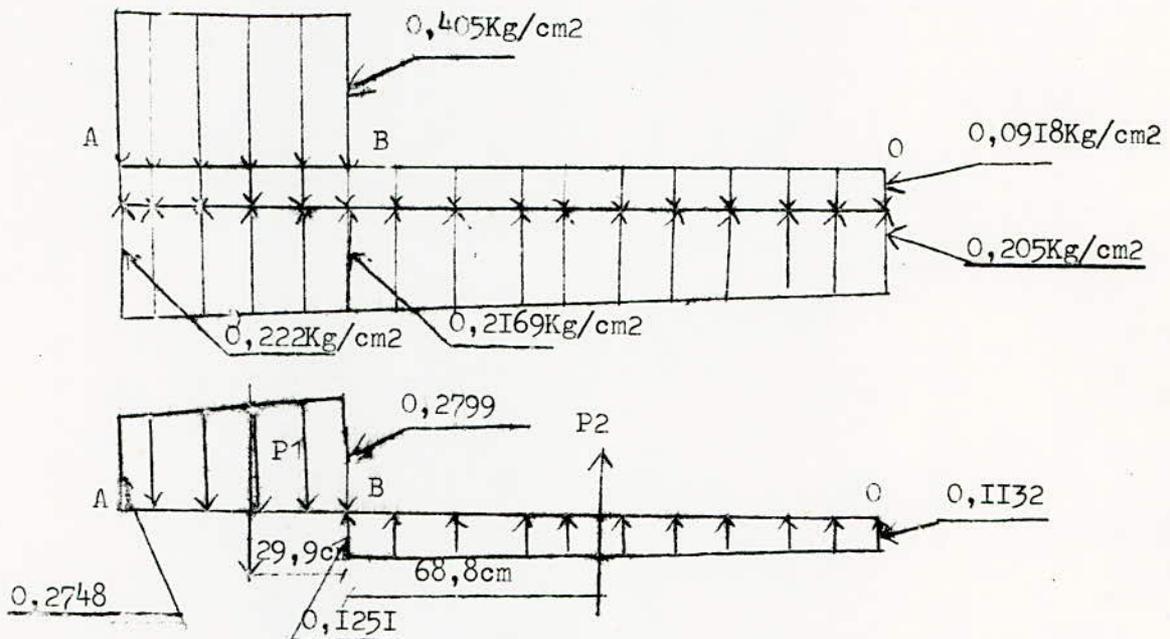
à son poids propre réparti :

$$0,3 \times 2500 + 0,07 \times 2400 = 918 \text{ kg/m}^2 = 0,0918/\text{cm}^2$$

- aux poids des parois et des terres et de la surcharge supposés uniformément répartis de A et B.

$$\frac{0,92 + 1,32 + 1,2 \times 0,16}{(20 + 40) 100} = 0,405 \text{ kg/cm}^2$$

d'où le diagramme des contraintes :



Les résultantes des charges sont :

$$\text{sur AB} : P1 = \frac{0,2748 + 0,2799}{2} \times 100 \times 60 = 1664 \text{ kg}$$

$$\text{sur BO} : P2 = \frac{0,1251 + 0,1132}{2} \times 100 \times 140 = 1668 \text{ kg}$$

En raison de l'équilibre de la semelle, ces deux forces doivent être égales, nous prendrons pour valeur commune $P1 = P2 = 1666 \text{ kg}$.

Les forces sont appliquées au centre de gravité de chacun des trapèzes du diagramme, soit :

$$X1 = \frac{0,2799 + 2 \times 0,2748}{0,2799 + 0,2748} \times \frac{60}{3} = 29,9 \text{ cm}$$

$$X2 = \frac{0,1251 + 2 \times 0,1132}{0,1251 + 0,1132} \times \frac{140}{3} = 68,8 \text{ cm}$$

.../...

Calcul des moments pour les sections d'encastrement sur la paroi :

$$M1 \rightarrow M2 = 1666 \times (0,239 - 0,2) = 164,9 \text{ Kg.m}$$

$$M2 \rightarrow M1 = 1666 \times (0,438) = 1146,2 \text{ Kg.m}$$

pour le calcul armatures : (méthode Pierre Charon)

$$M = 164,9 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M \times 100}{2800 \times 100 \times (30-4)^2} = 0,001306$$

$$\mu = 1,9875$$

$$\mu = 200$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times h} = \frac{164,90}{2800 \times 0,9835 \times 25} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Il faut que : } \sigma_{\text{tr}} = \sigma_s / k < \bar{\sigma}_{\text{tr}} \\ \frac{2000}{2,5} = 800 < 9,6 \times 10^4$$

Donc nous n'avons pas besoin d'armatures comprimées - $M2 = 1146,2 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{1146,20}{2800 \times 100 \times (26)^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,135$$

$$\mu = 12$$

$$A = \frac{1146,20}{2800 \times 0,9835 \times 25} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{tr}} = \frac{2800}{4} = 700 < 9,6 \times 10^4 \text{ 'b donc nous n'avons pas besoin d'armatures comprimées.}$$

Pour simplifier la mise en place du ferrailage nous prendrons comme pour les parois SIAIO espacées de 20 cm soit $A = 3,92 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition :

Nous prendrons forfaitairement RHAIO espacées de 20 cm.

Armatures transversales :

Effort tranchant pour valeur :

$$E = 1065 \text{ Kg}$$

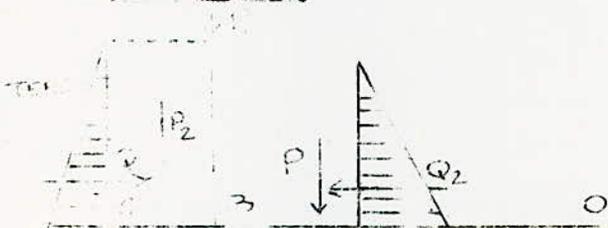
Il faut vérifier que :

$$E_b < 1,15 \bar{\sigma}_{\text{tr}}$$

$$E_b = \frac{E}{l_0} = \frac{1666}{10 \times (7,13)^2} = 0,73 \text{ kg / cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_{\text{tr}}$$

Donc nous n'avons pas besoin d'armatures transversales.

2) Pas en plein



Calcul de la stabilité de la paroi

- poussée des terres : $Q1 = 1,36t$ à $0,71m$ au dessus de A

- poussée due à la surcharge : pas prise en compte.

- poussée de l'eau : $Q2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 1,8^2 = 1,62t$ à $0,60m$ de A

- poids du mur : (paroi : $0,32t$

) semelle : $1,84t$

- poids de la surcharge sur la semelle : $0,16t$

- poids des terres sur la semelle : $1,32t$

- poids de l'eau sur la semelle : $1 \times 1,84 = 1,84 = 2,576t$

.../...

Calcul des moments des forces agissantes par rapport au point A, nous avons :

$$M_r = 2 (1,36 \times 0,71) - 1,2 \times 1,62 \times 0,6 = - 0,52 \text{ t.m}$$

$$M_s = 0,92 \times 6,5 + 1,84 \times 1 + 1,32 \times \frac{0,4}{2} + 1,2 \times 0,16 \times \frac{0,4}{2} + 1,3 \times 1,2 \times 2,576 =$$

$$+ 1,2 \times 0,2 \times 2,576 = 6,619 \text{ t}$$

$$\rho = \frac{M_s}{M_r} = \frac{6,619}{-0,52} = -12,7 > 2$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,36 - 1,2 = 1,52$$

$$\rho = \frac{1,52}{0,92 + 1,84 + 1,2 \times 0,16 + 1,32 + 3,02} = 0,116 < 0,5$$

Soit R la résultante des forces verticales :

$$R = 0,92 + 1,84 + 1,32 + 1,2 \times 0,16 = 7,36 \text{ t}$$

son point d'application : $\frac{6,62}{7,36} = 0,899 \text{ m}$ du point A

donc a $1 - 0,899 = 0,1 \text{ m}$ du centre de gravité de la semelle

donc :

$$M_s = 2 \times 1,36 \times 0,71 - 1,2 \times 1,62 \times 0,6 - 7,36 \times 0,1$$

$$M_s = - 1,258 \text{ t.m}$$

$$\sigma^A = \frac{7360}{100 \times 200} + \frac{125800}{100(200)^2} = 0,368 + 0,03145$$

$$\sigma^A = 0,39945 \text{ kg/cm}^2$$

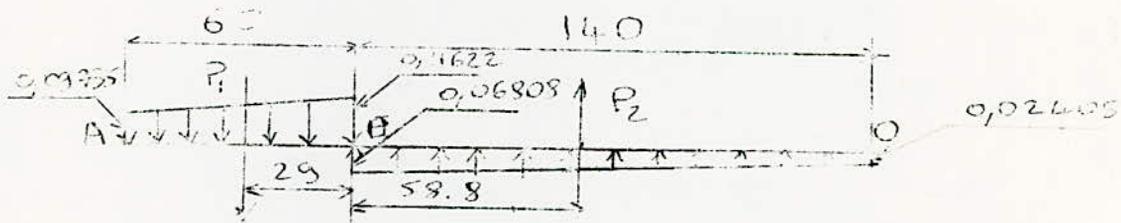
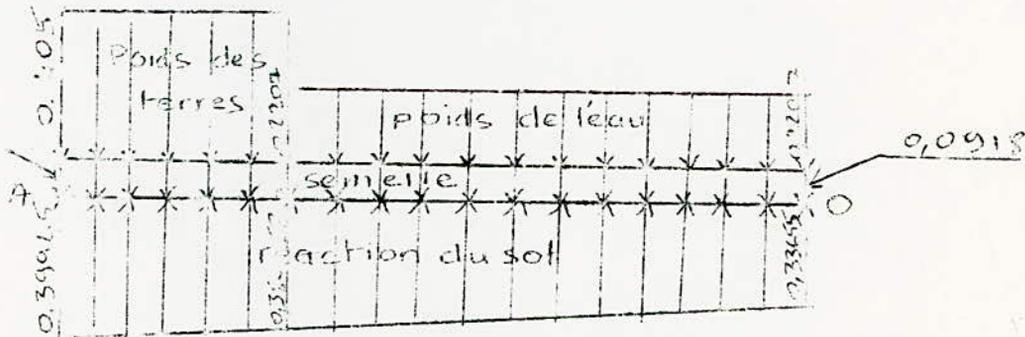
$$\sigma^B = 0,33655 \text{ kg/cm}^2$$

2.2- Calcul des armatures :

La semelle est soumise à :

- $\sigma^A = 0,39945 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma^B = 0,39945 \text{ kg/cm}^2 = 0,33655 \text{ kg/cm}^2$
- à son poids propre réparti = $0,0918 \text{ kg/cm}^2$
- aux poids des parois, des terres et de la surcharge supposés uniformément répartis de A à B = $0,495 \text{ kg/cm}^2$
- au poids de l'eau supposé uniformément réparti de B à A

$$\frac{3,02}{140 \times 100} = 0,2207 \text{ kg/cm}^2$$



Les résultantes des charges sont :

sur AB : $P_1 = 640,7 \text{ Kg}$ $x = 29 \text{ cm}$

sur BO : $P_2 = 644,9 \text{ Kg}$ $x = 58,8 \text{ cm}$

En raison de l'équilibre de la semelle, ces forces sont égales nous prendrons $P_1 = P_2 = 643 \text{ kg}$.

Calcul des moments pour les sections d'encastrement sur les parois :

$$M_1 = 643 \times (0,29 - 0,2) = 57,67 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 643 \times 0,588 = 378 \text{ kg.m.}$$

d'où le calcul des armatures :

$$\mu = \frac{15 \times 37800}{2800 \times 100 \times (26)^2} = 0,0299$$

$$\xi = 0,9751$$

$$K = 186$$

$$A = \frac{37800}{2800 \times 0,9751 \times 26} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons pour toute la semelle 5HA10 soit 3,92 cm² espacées de 20cm.

$$\sigma'_b = \frac{2800}{186} = 15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Nous ne prendrons donc pas d'armatures comprimées.

Armatures de répartition :

Nous prendrons forfaitairement 5HA10 espacées de 20 cm

Armatures transversales :

L'effort tranchant maximal a pour valeur :

$$T = 643 \text{ kg}$$

$$Z_b = \frac{643}{100 \left(\frac{7}{8} \times 26 \right)} = 0,2826 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}'_b$$

⇒ donc pas d'armatures transversales.

B- Profil à profondeur moyenne

C- Profil à faible profondeur

L'étude pour ces 2 profils n'est pas nécessaire puisque nous avons trouvé un minimum d'armatures pour le profil à profondeur maximale.
Nous prendrons donc 5HA10 par mètre sur toute la longueur du bassin.

NOTA/

1) $\frac{l_x}{l_y} = \frac{20}{50} = 0,4$ on calcule uniquement les armatures dans le sens transversal. Dans l'autre sens nous mettrons des armatures de répartition.

2) Sur les 17,2 m de radier de 15 cm d'épaisseur nous mettrons un minimum d'armatures par mètre.

3) Les parois latérales seront armées comme les parois longitudinales par 5 HA10 par mètre espacées de 20 cm.

B) BASSIN DE PLONGEE/

I) Méthode de calcul

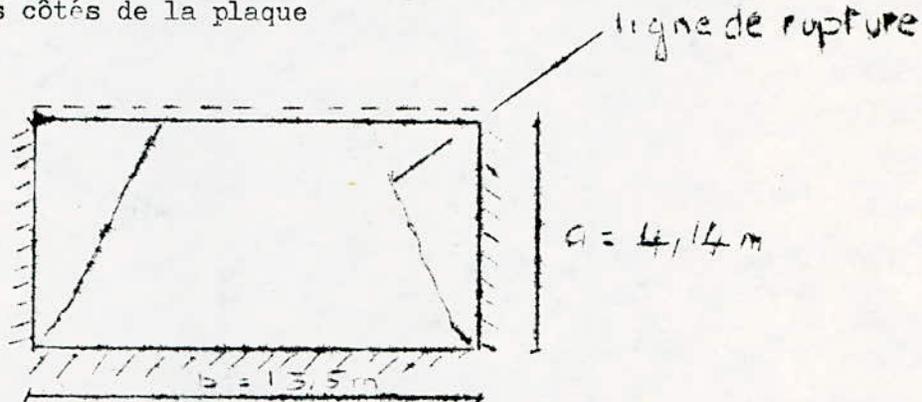
Le bassin de plongée est un bassin carré de 13,5m par 13,5 et de 4,14m de profondeur.

Etant donné les dimensions de ce bassin nous étudierons séparément les parois et le radier.

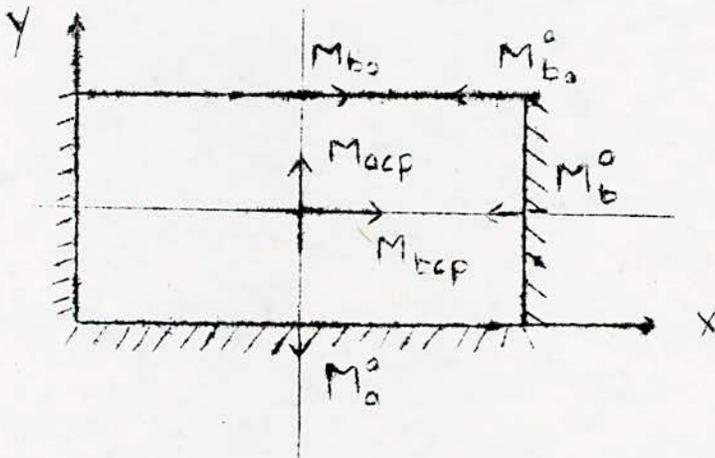
- Exposé de la méthode de calcul des parois

Pour tenir compte de l'effet des coins, les parois seront étudiées comme des dalles rectangulaires encastées sur trois côtés et libre sur le quatrième. Les 3 encastements étant le radier et les 2 parois voisines.

Nous reprendrons ici les résultats de l'étude faite par le Prof. AS. Kalmanok donnés dans son ouvrage intitulé "Manual para calculo de Placas" soit a et b les côtés de la plaque



La plaque est assez longue pour qu'elle se rompe suivant les lignes de rupture indiquées sur la figure. Nous dimensionnerons la plaque avec les moments suivants :



Où : M_{acp} , M_{bcap} représentent les moments fléchissants au milieu de la paroi suivant les directions respectives parallèles aux côtés a et b.

M^o_a , M^o_b représentent les moments fléchissants au milieu des côtés encastés.

M_{bo} , représente les moments fléchissants au milieu du bord libre.

$M^{o_{bo}}$, représente le moment fléchissant au niveau de l'appui du bord libre.

Nous obtenons les valeurs des moments, en multipliant des valeurs de M, données par les tableaux en fonction $\frac{a}{b}$ par p_b dans le cas d'une charge uniformément

répartie et par q_b dans le cas d'une charge triangulaire.

p étant la charge uniformément répartie par unité de surface et q l'ordonnée maximum d'une charge triangulaire.

- EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL DU RADIER /

Le radier sera étudié comme une dalle carrée appuyée sur son pourtour (d'après Guerrin Tome 6).

Pour le cas d'une dalle carrée de côté a , l'ensemble des charges transmises par les parois sur tout leur contour sollicite le radier; La charge moyenne répartie par celui-ci vaut, si Q est la charge au mètre :

$$q = \frac{2Q(a+a)}{a} = \frac{4Q}{a}$$

Mais cette charge n'est pas uniformément répartie. le mode de calcul sur le sol élastique n'est pas actuellement connu.

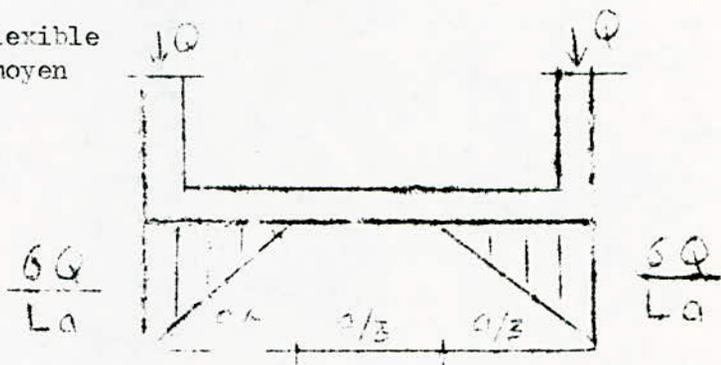
La méthode pratique doit s'inspirer d'une part, des principes des concentrations de charges et aussi de la théorie de l'effet dalle qui permet de calculer les dalles rectangulaires comme étant uniformément chargées et reposant sur un contour articulé. Tel est le fondement du procédé de calcul qui suit et qui combine ces deux effets.

Les parois verticales constituent des poutres de très grande inertie de sorte qu'il est à peu près rigoureux d'admettre au niveau du radier une répartition uniforme sur les côtés.

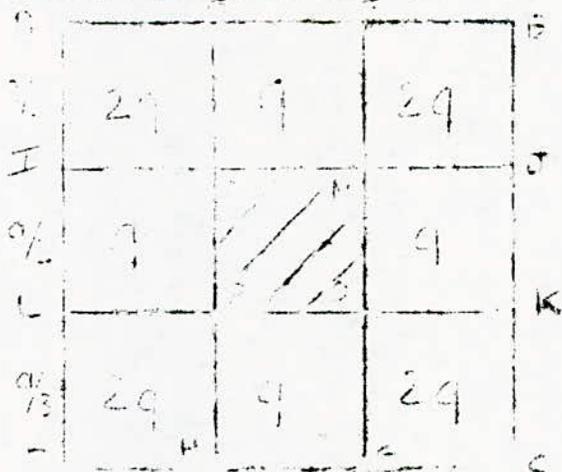
D'après Guerrin Tome 6, les réactions des parois s'exercent sur le radier vers les extrémités suivant le schéma suivant :

Pour :

- radier flexible
- terrain moyen



Dans ce cas notre plaque sera sollicitée comme suit :



Sans sacrifier la sécurité, nous admettrons des surcharges uniformément réparties :

- sur FENM = $q = \frac{6Q}{2a} = \frac{3Q}{a} = q$
- sur NJKO = $q = \frac{6Q}{2a} = \frac{3Q}{a} = q$
- sur FBJN = $q = \frac{6Q}{a} = 2q$

REMARQUES

- A l'influence de la réaction verticale de la paroi s'ajoute l'effet du moment de flexion dont il faut tenir compte car la paroi est encastrée au radier.

- Le poids propre du radier et de l'eau sur le radier sont transmis directement au sol et ne produisent aucun moment fléchissant dans le radier.

2) CALCUL DES PEROIS

Comme nous armons dans les deux sens, nous ferons séparément deux études :

2.1) Etude dans le sens lx

fait pour 1m de longueur du mur.

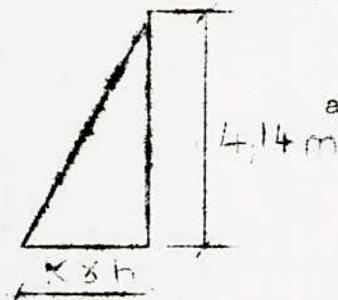
a) Calcul des moments fléchissants

a.1) Paroi vide

La paroi est soumise à la poussée des terres et à la poussée provenant de la surcharge dont la valeur nominale sera majorée à 20%. Nous avons :

1er Cas Influence des terres extérieures.

Le diagramme des pressions dues aux terre extérieures est triangulaire :



avec $q = K \times h = 3,33 \times 1,8 \times 4,14 = 2,46 \text{ t/m}^2$

Pour $\frac{a}{b} = \frac{4,14}{13,5} = 0,3066$ des tableaux nous donne :

$$\begin{aligned} M_{pcp} &= 0,0006 \Rightarrow m'_{11} = M_{pcp} \times q \times b = 0,0006 \times 2,46 \times 13,5^2 = 0,269 \text{ tm/m} \\ M_{bo} &= 0,0028 \Rightarrow m'_{12} = M_{bo} \times q \times b = 0,0028 \times 2,46 \times 13,5^2 = 1,255 \text{ tm/m} \\ M^{o}bo &= -0,0089 \Rightarrow m'_{13} = M^{o}bo \times q \times b = -0,0089 \times 2,46 \times 13,5^2 = -3,99 \text{ tm/m} \\ M^{o}b &= -0,0048 \Rightarrow m'_{14} = M^{o}b \times q \times b = -0,0048 \times 2,46 \times 13,5^2 = -2,152 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

2ème cas Influence de la surcharge.

Le diagramme des pressions dues à la surcharge est rectangulaire



avec $p = kq = 0,33 \times 0,4 \times 1,2 = 0,158 \text{ t/m}^2$

Les tableaux nous donnent :

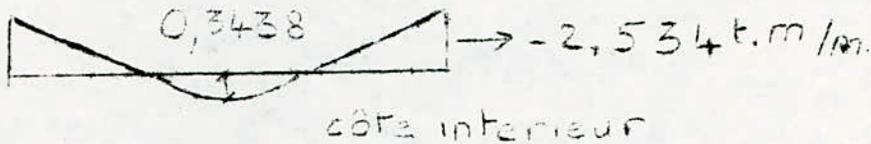
$$\begin{aligned} M_{pcp} &= 0,0026 \Rightarrow m''_{11} = 0,0026 \times 0,158 \times 13,5^2 = 0,0748 \text{ tm/m} \\ M_{bo} &= 0,0077 \Rightarrow m''_{12} = 0,0077 \times 0,158 \times 13,5^2 = 0,2217 \text{ tm/m} \\ M^{o}bo &= -0,0379 \Rightarrow m''_{13} = -0,0379 \times 0,158 \times 13,5^2 = -1,091 \text{ tm/m} \\ M^{o}b &= -0,0133 \Rightarrow m''_{14} = -0,0133 \times 0,158 \times 13,5^2 = -0,362 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

3ème cas Combinaison des deux influences

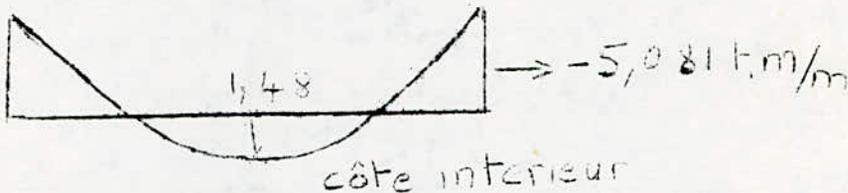
$$\begin{aligned} m_{11} &= m'_{11} + m''_{11} = 0,3446 \text{ tm/m} \\ m_{12} &= m'_{12} + m''_{12} = 1,4767 \text{ tm/m} \\ m_{13} &= m'_{13} + m''_{13} = -5,082 \text{ tm/m} \\ m_{14} &= m'_{14} + m''_{14} = -2,514 \text{ tm/m} \end{aligned} \quad \dots/\dots$$

m_1 et m_2 sont positifs car la poussée des terres et des surcharges tendent le parement intérieur.

Au milieu de la paroi nous avons le diagramme suivant :



Au bord de la paroi nous avons



a.2) Bassin plein

La surcharge sur le terre plein, dont la poussée s'oppose à celle du liquide contenu dans le bassin, ne sera naturellement pas prise en compte, puisqu'elle peut ne pas exister; en outre, par mesure de sécurité la poussée des terres ne sera comptée que pour les $\frac{2}{3}$ de la valeur calculée; enfin suivant les prescriptions des règles C.C.B.A68 (Article 2 et 7), la poussée du liquide sera majorée de 20%.

1er Cas/ influence de l'eau intérieure.

Le diagramme des pressions du liquide est triangulaire



Avec $q = \gamma_e h' = 1 \times 4,1 \text{ t/m}^2$

$$\begin{aligned}
 M_{bc} &= 0,0006 \Rightarrow m_1^* = 0,0006 \times 4,1 \times 13,5^2 = 0,448 \text{ tm/m} \\
 M_{bo} &= 0,0028 \Rightarrow m_2^* = 0,0028 \times 4,1 \times 13,5^2 = 2,092 \text{ tm/m} \\
 M^{o_b} &= -0,0089 \Rightarrow m_1^{*2} = 0,0089 \times 4,1 \times 13,5^2 = -6,65 \text{ tm/m} \\
 M^{b_o} &= -0,0048 \Rightarrow m_2^{*2} = 0,0048 \times 4,1 \times 13,5^2 = -3,587 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

m_1^* et m_2^* sont négatifs car la poussée des eaux intérieures tendent le parement extérieur.

M^{o_b} et M^{b_o} sont positifs par conséquent.

Nous changerons donc les signes des moments trouvés.

2èm cas/ influence des terres extérieures

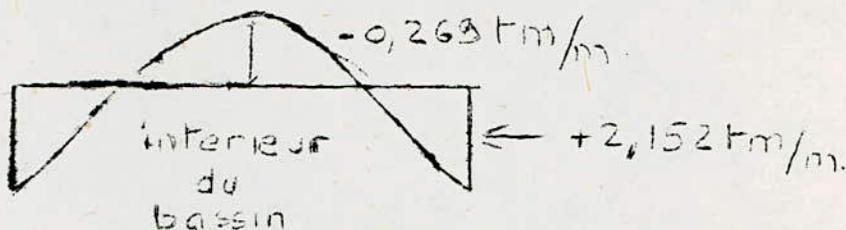
Nous prendrons :

$$\begin{aligned}
 m_1^{**} &= \frac{2}{3} \times 0,269 = 0,179 \text{ tm/m} \\
 m_2^{**} &= \frac{2}{3} \times 1,255 = 0,8366 \text{ tm/m} \\
 m_3^{**} &= \frac{2}{3} (-3,99) = -2,66 \text{ tm/m} \\
 m_4^{**} &= \frac{2}{3} (-2,152) = -1,435 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

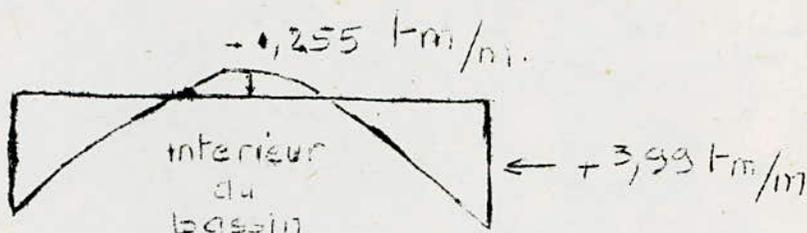
3^{em} cas/ Combinaison des deux influences

$$\begin{aligned}
 m_1 &= m_1^* + m_1^{**} = -0,448 + 0,179 = -0,269 \text{ tm/m} \\
 m_2 &= m_2^* + m_2^{**} = -2,092 + 0,8366 = -1,255 \text{ tm/m} \\
 m_3 &= m_3^* + m_3^{**} = 6,65 - 2,66 = 3,99 \text{ tm/m} \\
 m_4 &= m_4^* + m_4^{**} = 5,587 - 1,4346 = 2,152 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

Au milieu de la paroi nous avons le diagramme suivant :



Au bord libre de la paroi nous avons :



b) Calcul des armatures

Pour armer la paroi nous prendrons les moments positifs et négatifs les plus défavorables.

B.I) soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment de flexion $M_z = -5,081 \text{ tm/m}$.

* Prédimensionnement de la section calcul de h

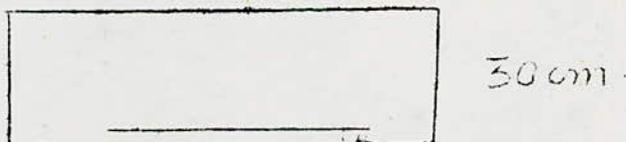
Si le moment résistant $M_R = 32 b \cdot h^2$ (formules simplifiées) est supérieur au moment existant $m_z = -5,081 \text{ tm/m}$.

Nous n'aurons pas besoin d'armatures comprimées.

Nous prendrons $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{bo} = 153 \text{ kg/cm}^2$

d'où : $32 \times 100 \times h^2 > 508100 \Rightarrow h > 12,6 \text{ m}$

Nous choisirons $h_t = 30 \text{ cm}$



* Contraintes admissibles 100 cm.

- Pour l'acier la limite imposée par les caractéristiques mécaniques a pour valeur 2800 kg/cm^2 .

- $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{bo} = 153 \text{ kg/cm}^2$

* Calcul des armatures

Nous appliquerons la méthode de Charon :

$$\mu = \frac{15 m_z}{\bar{\sigma}'_a b h^2} = \frac{15 \times 508100}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,040 = 0,9150$$

$$\text{d'où : } A = \frac{m_z}{\bar{\sigma}'_a \eta h} = \frac{508100}{2800 \times 0,9150 \times 26} = 7,63 \text{ cm}^2$$

.../...

Donc sur $\frac{a}{4} = \frac{4,14}{4} = 1,035$ m à partir du bord libre nous mettrons

5HAI6 espacées de 20cm soit 10,05cm², du côté extérieur de la paroi.

* Vérification de la fissuration

Vérifions que pour les HAI4 la contrainte de 2800 kg/cm² est admissible en ce qui concerne la fissuration

Nous avons : $\bar{\sigma}_a = \min(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$

Avec : $\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{wf}{I + IOwf} + 300 \eta$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \sigma_b}{\phi}} + 300 \eta$

$wf = \frac{A}{Bf} = \frac{10,05}{2 \times 4 \times 100} = 0,0126$

D'où : $\sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \frac{1,6 \cdot 0,0126}{I + 10 \times 0,0126} + 300 \times 1,6 = 1039,5 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{0,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 22}{I6}} + 300 \times 1,6 = 2997,1 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 > \bar{\sigma}_0$

Nous retiendrons donc $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

b.2- : soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment de flexion $m_3 = 3,99 \text{ tm/m}$

Nous appliquerons la méthode du Charon.

$\mu = \frac{15 m_3}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 399000}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,0316$

$K = 50,25$
 $\xi = 0,9234$

D'où : $A = \frac{m_3}{\sigma_a \xi h} = \frac{399000}{2800 \times 0,9234 \times 26} = 5,94 \text{ cm}^2$

Nous prendrons sur $\frac{a}{4}$ à partir du bord libre, 5HAI4 espacées de 20 cm

Soit 7,69 cm², du côté intérieur de la paroi
 $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{50,25} = 55,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ donc

Nous n'avons pas besoin d'armatures comprimées.

b.3- : soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment de flexion $m_4 = - 2,534 \text{ tm/m}$.

$\mu = \frac{15 m_4}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 253400}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,020$

$\xi = 0,9379$
 $K = 65,5$

d'où : $A = \frac{253400}{2800 \times 0,9378 \times 26} = 3,71 \text{ cm}^2$

Nous mettrons sur les $\frac{3}{4} a$ qui restent 5HAI0 espacées de 20cm soit 3,92 cm², du côté extérieur de la paroi (côté terre)

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{65,5} = 43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

.../...

b.4 : soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment de flexion $m_4 = 2,152 \text{ tm/m}$.

$$\mu = \frac{15 \text{ m} \cdot 4}{\sigma_a \cdot b \cdot x^2} = \frac{15 \times 215200}{2800 \times 100 \times 26} = 0,017$$

$$\xi = 0,9423$$

$$K = 71,75$$

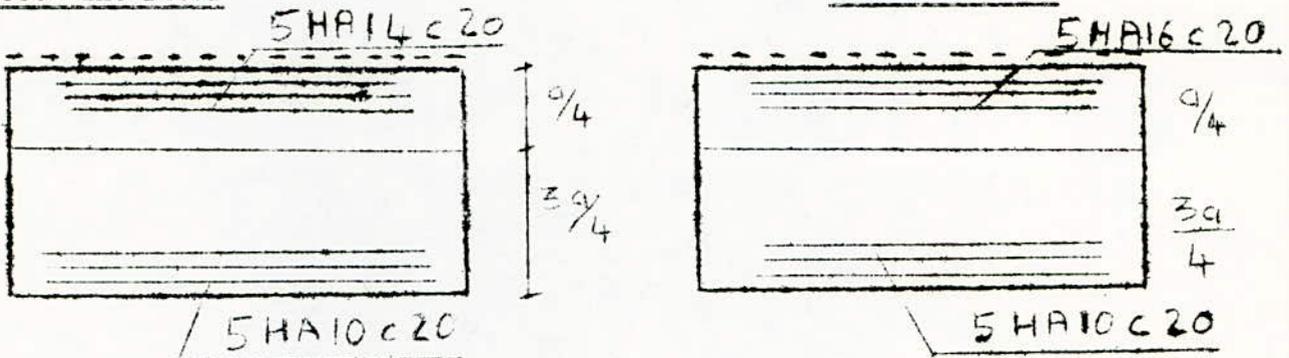
$$\text{d'où : } A = \frac{215200}{2800 \times 0,9423 \times 26} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Nous mettrons également sur $3/4 a$ de la paroi RHA10 espacées de 20 cm soit $3,92 \text{ cm}^2$, du côté intérieur de la paroi (côté eau).

Résumé : Armature dans le sens de lx

Côté intérieur

Côté extérieur



2.2- ETUDE DANS LE SENS l_y

Le calcul sera fait également pour 1 m de longueur du mur

a) Calcul des moments fléchissants

a.1 bassin vide

1er cas / influence des terres extérieures.

Les tableaux nous donne les valeurs de M_{cp} et M^a

$$M_{cp} = 0,0002 \Rightarrow m'_1 = 0,0002 \times 2,46 \times 13,5^2 = 0,08966 \text{ tm/m}$$

$$M^a = -0,012 \Rightarrow m''_2 = -0,012 \times 2,46 \times 13,5^2 = -5,38 \text{ tm/m}$$

2em cas / Influence de la surcharge

$$M_{cp} = -0,0038 \Rightarrow m''_1 = -0,0038 \times 0,158 \times 13,5^2 = -0,1094 \text{ tm/m}$$

$$M^a = -0,0327 \Rightarrow m''_2 = -0,0327 \times 0,158 \times 13,5^2 = -0,9416 \text{ tm/m}$$

3em cas / combinaison des deux influences

$$m'_1 = m'_1 + m''_1 = -0,01974 \text{ tm/m}$$

$$m''_2 = m''_2 + m''_2 = -6,3216 \text{ tm/m}$$

a.2- bassin plein

1er cas / influence de l'eau intérieure

$$M_{cp} = 0,0002 \Rightarrow m^* = 0,0002 \times 4,1 \times 13,5^2 = 0,149 \text{ tm/m}$$

$$M^a = -0,012 \Rightarrow m^*_2 = -0,012 \times 4,1 \times 13,5^2 = -8,966 \text{ tm/m}$$

Ces moments seront changés de signe.

2em cas / influence des terres extérieures

$$m^{**}_1 = \frac{2}{3} \times 0,08966 = 0,05977 \text{ tm/m}$$

$$m^{**}_2 = \frac{-2}{3} \times 5,38 = -3,5866 \text{ tm/m}$$

.../...

3^{em} cas/ combinaison des deux influences

$$m_1 = m_1^* + m_1^{**} = -0,149 + 0,05977 = -0,089 \text{ tm/m}$$

$$m_2 = m_2^* + m_2^{**} = +8,966 - 3,5866 = 5,38 \text{ tm/m}$$

b) Calcul des armatures :

Nous prendrons pour nos calculs les moments positifs et négatifs les plus défavorables.

b.I- soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment $m_2 = -6,3216 \text{ tm/m}$ ainsi qu'un effort de compression



$$N = 0,3 \times 2,5 \times 4,14 = 3,11 \text{ t/m}$$

$$m_2 = 6,322 \text{ tm/m}$$

Le ferrailage sera calculé suivant la méthode du Charon :

$$e_0 = \frac{m_2}{N} = \frac{6,322}{3,11} = 2,03 \text{ m}$$

$$ht = \frac{0,3}{6} = 0,05 \text{ m} < e_0 \quad \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{ht}{2} = e_0 \Rightarrow \sigma'_b = 2 \sigma'_{b0}$$

Le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues a pour valeur :

$$M = 632200 + 3110 \times 11 = 666410 \text{ kg;m}$$

En flexion simple, sous l'effet du moment nous avons :

$$\mu = \frac{m M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 666410}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,0528$$

$$\xi = 0,9039$$

$$K = 37$$

$$\text{D'où : } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{37} = 75,7 \text{ kg/cm}^2$$

Donc des armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A' = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{666410}{2800 \times 0,9039 \times 26} = 10,13 \text{ cm}^2$$

La section soumise à N et à M est donnée par la formule :

$$A = A' - \frac{N}{\sigma_a} = 10,13 - \frac{3110}{2800} = 9,02 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons du côté extérieur de la paroi (côté terre) 7HA14 espacées de 14 cm soit 10,77 cm².

Effort tranchant : l'effort tranchant maximal à la base du mur a pour valeur

$$T = \frac{K \gamma h^2}{2} + 1,2 Kph$$

$$T = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 1,8 \times 4,14^2 + 1,2 \times 0,33 \times 0,4 \times 4,14 = 5,75 \text{ t/m}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 26 = 22,75 \text{ cm}$$

D'où la contrainte de cisaillement :

$$z_b = \frac{T}{bz} = \frac{5750}{100 \times 22,75} = 2,53 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma'_b$$

.../...

Donc nous avons besoin d'armatures transversales

b.2- : Soit déterminer les armatures de la section soumise à un moment $m_2 = 5,38 \text{ tm/m}$ ainsi qu'un effort de compression

$$\sigma_c = \frac{M}{N} = \frac{5,38}{3,11} = 1,73 \text{ m}$$

$$\frac{ht}{\delta} = \frac{0,3}{6} < \epsilon_0 \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$

$$\frac{ht}{2} < \epsilon_0 \quad \bar{\sigma}'_{tb} = 2 \bar{\sigma}'_{bo}$$

Le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues a pour valeur :

$$M = 538000 + 3100 \times 11 = 572210 \text{ kg/m}$$

En flexion simple, sous l'effet du moment nous avons

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_{abh}^2} = \frac{15 \times 572210}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,0453 \Rightarrow \begin{cases} K = 46,6 \\ \epsilon = 0,9102 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{46,6} = 60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Donc des armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_t \epsilon h} = \frac{572210}{2800 \times 0,9102 \times 26} = 8,64 \text{ cm}^2$$

La section soumise à N et à M est donnée par la formule

$$A = A_t - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 8,64 - \frac{3110}{2800} = 7,53 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons du côté intérieur de la paroi (côté eau) 7HA12 espacées de 14 cm soit 7,92 cm².

Effort tranchant

$$T = \frac{2}{3} \frac{I}{2} k \delta h^2 - 1,2 \frac{I}{2} \delta_c h^2$$

$$T = \frac{2}{3} \times \frac{I}{2} \times 0,33 \times 1,8 \times 4,14^2 - \frac{I}{2} \times 1,2 \times 1 \times 4,4^2 = -6,69 \text{ t/m}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 22,75 \text{ cm}$$

$$z_b = \frac{6690}{100 \times 22,75} = 2,94 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Donc nous n'avons pas besoin d'armatures transversales.

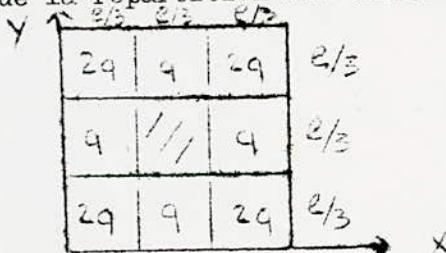
3- CALCUL DU RADIER/

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4$$

on tient compte de la rigidité de la dalle dans les deux sens

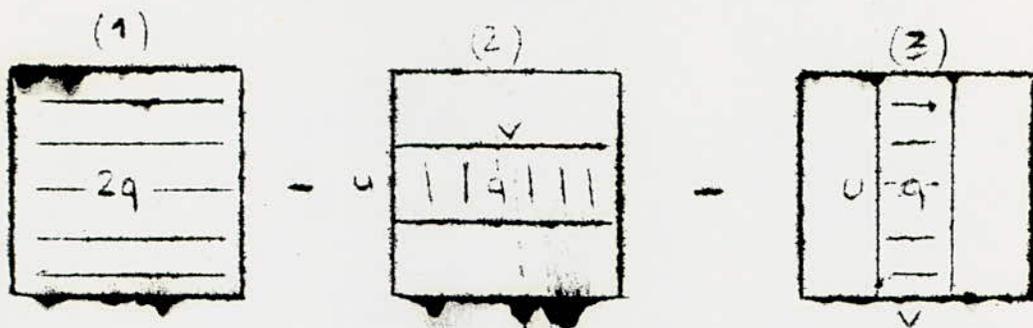
a) Effet de la charge verticale des parois

Nous avons vu que la répartition des charges Q sur le radier est comme suit :



.../...

ceci est équivalent à :



Calcul des moments fléchissants

Etude de la plaque (1)

Soit l_x et l_y les dimensions mesurées entre deux des appuis d'un tel panneau et $2q$ la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expressions : (CCBA 68 A.21)

a) sens de la portée $l_x = 13,5 + 2 \times 0,3 = 14,1m$

$$M_{x_1} = \mu_x q l_x^2$$

b) sens de la portée $l_y = 14,1 m$

$$M_{y_1} = \mu_y \times M_{x_1}$$

les valeurs des coefficients :

$$\mu_x = \frac{M_{x_1}}{q l_x^2} \text{ et } \mu_y = \frac{M_{y_1}}{M_{x_1}} \text{ sont donnés en fonction du rapport}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \text{ par l'échelle fonctionnelle}$$

Or $\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0423$
 $\mu_y = 1$

Donc :

$$M_{x_1} = 0,0423 \times 14,1^2 \times q' = 8,41q'$$

$$M_{y_1} = M_{x_1} = 8,41 q'$$

Calcul de q' : $q' = 2 \times \frac{30}{a} = \frac{2 \times 3 \times 0,3 \times 4,14 \times 2,5}{14,1} = 1,32 \text{ t/m}^2$

$$M_{x_1} = 8,41 \times 1,32 = 11,1 \text{ tm/m}$$

$$M_{y_1} = 11,1 \text{ tm/m}$$

Etude de la plaque (2)

Soit l_x et $l_y = 14,1m$ les dimensions de la plaque.

Désignons par U et V la largeur et la longueur du rectangle de répartition de P , $P = q \times U \times V$

Le moment fléchissant au milieu de $l_x =$

$$M_{x_2} = (M_1 + V M_2) P$$

Le moment fléchissant au milieu de $l_y =$

$$M_{y_2} = (M_1 + V M_2) P$$

avec M_1 et M_2 moments au milieu de l_x et l_y sous une charge P unitaire.

Cette charge $P = 1$ est aussi centrée sur la plaque.

.../...

M₁ et M₂ sont donnés par les ablaques de "Pigeaud" d'après

$$\frac{l_x}{l_y}, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y}$$

U = coefficient de poisson = 0,15

Nous avons : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0,15}{14,1} = 0,333 \quad \left. \begin{array}{l} M_1 = 7,5 \text{ IO}^{-2} \text{ tm/m} \\ M_2 = 5,66 \text{ IO}^{-2} \text{ tm/m} \end{array} \right\}$$

$$\frac{V}{l_y} = 1$$

Donc : $M_{x_2} = (7,5 \text{ IO}^{-2} + 0,15 \times 5,66 \text{ IO}^{-2}) = 0,66 \times 14,1 \times \frac{14,1}{3}$

$$M_{x_2} = 3,65 \text{ tm/m}$$

$$M_{y_2} = (5,66 \text{ IO}^{-2} + 7,5 \text{ IO}^{-2} \times 0,15) \times 0,66 \times \frac{14,1}{3}$$

M_y = 2,97 tm/m

Etude de la plaque (3)

$$M_x = (M_1 + VM_2) \rho_2 \quad \text{et} \quad M_{yz} = (M_2 + VM_1) P_2$$

$$\nu = 0,15$$

$$\rho = 1$$

$$\frac{U}{l_x} = 0,333$$

$$\frac{V}{l_y} = 1$$

$$\Rightarrow \left(\begin{array}{l} M_1 = 5,66 \text{ IO}^{-2} \\ M_2 = 7,50 \text{ IO}^{-2} \end{array} \right)$$

Donc : $M_{x_2} = M_{y_2} = 2,97 \text{ tm/m}$
 $M_{y_2} = M_{x_2} = 3,65 \text{ tm/m}$

Etude de (1) - (2) - (3)

$$M_x = M_{x_1} - M_{x_2} - M_{x_3} = 11,1 - 3,65 - 2,97 = 4,48 \text{ tm/m}$$

$$M_y = M_{y_1} - M_{y_2} - M_{y_3} = 11,1 - 3,65 - 2,97 = 4,48 \text{ tm/m}$$

E) EFFET DU MOMENT D'ENCASTREMENT

Le moment d'encastrement est constant sur tout le radier le moment vas s'ajouter ou se retrancher suivant que le bassin est vide ou plein au moment fléchissant dû à la charge verticale des parois.

1) Bassin vide : $M_{enc} = - 8,38 \text{ tm/m}$
 $(M_x = + 4,48 \text{ tm/m}$
 $)M_y = + 4,48 \text{ tm/m}$

Moment aux extrémités du radier = - 8,38 tm/m
 Moment au milieu du radier = - 3,9 tm/m

2) Bassin plein : $M_{enc} = 9,10 \text{ tm/m}$
 $(M_x = 4,48 \text{ tm/m}$
 $)M_y = 4,48 \text{ tm/m}$

Moment aux extrémités du radier : 9,10 tm/m
 Moment au milieu du radier = 13,58 tm/m

.../...

C) CALCUL DES ARMATURES/

Nous aurons les mêmes armatures dans les 2 sens

I) soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment de flexion $M = - 8,38 \text{ tm/m}$ (c'est le moment le plus défavorable).

Nous appliquerons la méthode du Charon :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{15 \times 838000}{2800 \times 100 \times 35^2} = 0,03665$$

$$K = 46,1$$

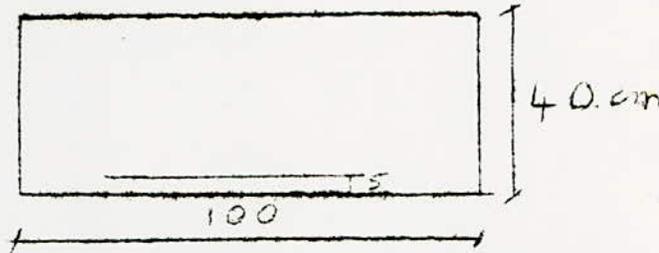
$$\varepsilon = 0,9181$$

$$D'où : A = \frac{838000}{2800 \times 0,9181 \times 35} = 9,31 \text{ cm}^2$$

Soit HA14 espacées de 12,5 cm $A = 11,84 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{46,1} = 60,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ des armatures comprimées ne sont}$$

pas nécessaires.



2) Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un moment de flexion $M = 13,58 \text{ tm/m}$

$$\mu = \frac{15 \times 1358000}{2800 \times 100 \times 35^2} = 0,05939$$

$$K = 34,45$$

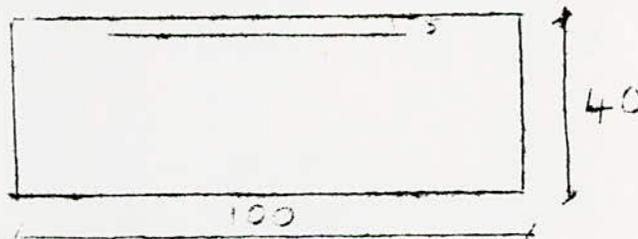
$$\varepsilon = 0,8989$$

$$D'où A = \frac{1358000}{2800 \times 0,8989 \times 35} = 15,4 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons HA16 espacées de 12,5cm soit $A_2 = 15,47 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{34,45} = 81,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ donc nous n'avons pas besoin}$$

d'armatures comprimées.



d) Contraintes sur le sol

I) Piscine vide

- poids du béton :

$$* 2,5 \times 0,4 \times 13,5 = 13,5 \text{ t/m}$$

$$* 2 (2,5 \times 0,3 \times 4,54) = \frac{6,81 \text{ t/m}}{20,31 \text{ t/m}}$$

$$\sigma = \frac{20,31}{14,1} = 1,44 \text{ t/m}^2 = 0,144 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

2) Bassin plein

- poids du béton = 20,31 t/m

- poids de l'eau = 4,1 x 1 = 4,1 t/m²

$$\sigma = \frac{20,31}{14,1} + 4,1 = 5,54 \text{ t/m}^2 = 0,554 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

.../...

PLAN D'ETUDE DES GRADINS

- I - Présentation
 - II - Matériaux utilisés
 - III- Méthode de calcul
 - IV - Détermination des moments fléchissants
-
- 4-1 - Détermination des charges et surcharges
 - 4-2 - Etude dans le sens $x - x$
 - 4-2-1 - Portique de rive I
 - Portique AR 1
 - Portique BR 1
 - 4-2-2 - Portique intermédiaire
 - Portique A †
 - Portique B 1
 - 4-2-3 - Portique de rive II
 - Portique AR 2
 - Portique BR 2
 - 4-2-4 - Combinaisons des moments fléchissants
 - 4-2-5 - Répartition des moments fléchissants
 - 4-2-6 - Détermination des armatures
 - 4-3 - Etude dans le sens $Y - Y$
Même plan que précédemment
 - 4-4 - Etude du seisme
 - 4-5 - Résistance de la dalle aux efforts tranchants
 - 4-6 - Résistance des piliers
 - 4-7 - Conditions de non fragilité
 - 4-8 - Limitation des flèches.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET CONTRAINTES
ADMISSIBLES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE BA

I-BETON/

Dosage à 350Kg/m³ de ciment CPA 325 - Contrôle strict
Grosseur des granulats comprise entre 5 et 25mm
Contrainte nominale de compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bar} = 275,4 \text{ Kg/cm}^2$
Contrainte nominale de traction : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bar}$

a) Contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}'_b$ (CCBA.Art.9.4)
$$\bar{\sigma}'_b = \rho' b \times \sigma'_{28} \quad \rho' b = \alpha \beta \gamma \epsilon$$

$\alpha = 1$ car CPA 325
 $\beta = 1$ contrôle strict
 $\gamma = I \frac{e_m}{D} = \frac{20}{2,5} = 8 > 4$

$\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple} \\ 0,5 < \epsilon < 1 & \text{en flexion simple} \end{cases}$

$\rho' b = \begin{cases} 0,30 & \text{en compression simple} \\ 0,60 & \text{en flexion simple} \end{cases}$

- Sollicitations totales pondérées du 1er genre
 $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \sigma'_{28} = 82,62 \text{ Kg/cm}^2$ en compression simple
 $\bar{\sigma}'_b = 0,60 \sigma_{28} = 165,24$ " en flexion simple
- Sollicitations totales pondérées du 2ème genre
 $\bar{\sigma}'_{ba} = 1,5 \times 0,30 \times \sigma'_{28} = 123,93$ en compression simple
 $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 0,30 \times \sigma'_{28} = 247,86$ en flexion simple

b) Contrainte de traction de référence (CCBA68-Art.9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma (\sigma_{28})$$

$\alpha = 1$
 $\beta = I$
 $\gamma = I$
$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,025$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,05 \times 270 = 6,96 \text{ bars}$$

c) Contrainte admissible de cisaillement

$$\bar{\tau}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}'_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

2-ACIER/

a) Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2/3 & \text{pour les sollicitations du 1er genre} \\ 1 & \text{pour les sollicitations du 2em genre} \end{cases}$$

Nous utiliserons des aciers tors. Les limites d'élasticité nominales sont données comme suit :

Acier HA		
$\phi \leq 20$	($\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$)	(1er genre)
	($\bar{\sigma}_{en} = 4200$)	" (2em genre)
$\phi > 20$	($\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$)	(1er genre)
	($\bar{\sigma}_{en} = 4000$)	" (2em genre)

Pour éviter une fissuration qui serait préjudiciable à notre ouvrage, on limitera ces contraintes par la condition de fissuration

$$\sqrt{2} = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\sqrt{2} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{\phi} \times 7} = \frac{8032}{\sqrt{\phi}}$$

$$6 \leq \frac{\max(61,62)}{\sqrt{\sigma_a}}$$

ϕ = diamètre nominal en mm

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de traction

η = coefficient de fissuration

$$\eta = 1,5$$

$$k = 10^6$$

On obtient ainsi le tableau suivant dans le cas où $\sqrt{2} > \sqrt{1}$.

ϕ_{mm}	8	10	12	14	16	20	25
$\bar{\sigma}_a$ bar	2800	2540	2320	2150	2010	1800	1610

b) Compatibilité de l'acier avec le béton -

La condition d'adhérence est satisfaite si :

$$(1) \sqrt{\bar{\sigma}'_{bo}} > 20 (1 + 1,25 \psi' d)$$

$$\sqrt{\bar{\sigma}'_{bo}} > 20 (1 + 1,25 \times 1,5) = 575 \text{ Kg/cm}^2$$

$\psi' d$ = coefficient de scellement

$$\psi' d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \psi' d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \times \sqrt{2} = 1,5$$

$$\sqrt{\bar{\sigma}'_{bo}} = 82,62 \text{ kg/cm}^2$$

La condition (1) est satisfaite.

3-PRESENTATION DES GRADINS/

Les gradins sont constitués d'une paillasse qui supporte cinq (5) marches, la dernière étant prolongée par une dalle (plate-forme) de 13 mètres de portée. Les gradins sont supportés par 3 files de 14 pôtéaux chacune. Les raisons qui nous ont incité à considérer l'ensemble gradins et dalle à un plancher champignon, sont les suivantes :

- 1- les grandes surcharges que les gradins auront à supporter
- 2- l'existence de 3 travées de portée minimum de 6 mètres
- 3- la condition $\frac{l_y}{l_x} = 1,11 < 1,25$
- 4- la faible distance entre plancher et plafond ($h = 2,80\text{m}$) et l'existence d'un faux plafond destiné à recevoir les canalisations et l'installation électrique, ceci nous empêchant de prévoir des poutres.

Un désir de simplification et de moindre gêne à l'exploitation des bâtiments (canalisations, transmissions, plafonnage ...) nous a conduit à envisager un plancher champignon sans châtepeau.

Dans ce cas on a d'importants efforts de cisaillement à la périphérie du pôtéau qu'il faut équilibrer par un ferrailage approprié (barres pliées ou profilées soudées en **croix**)

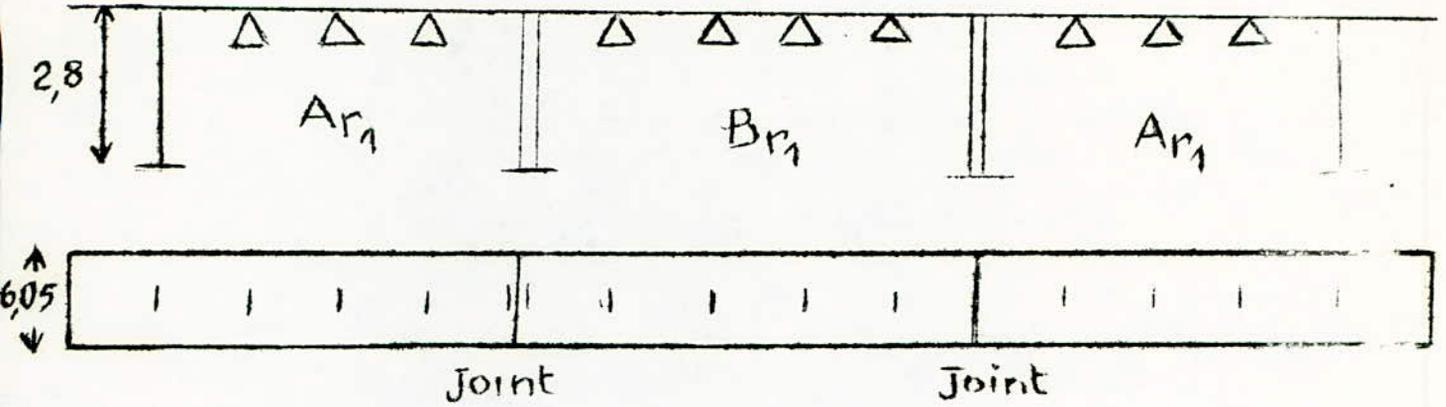
Avantages d'un plancher dalle :

- 1- économie de coffrage et d'échaffaudage
- 2- simplicité d'exécution (la dalle repose directement sur les pôtéaux)
- 3- grande force portante
- 4- facilité d'éclairage

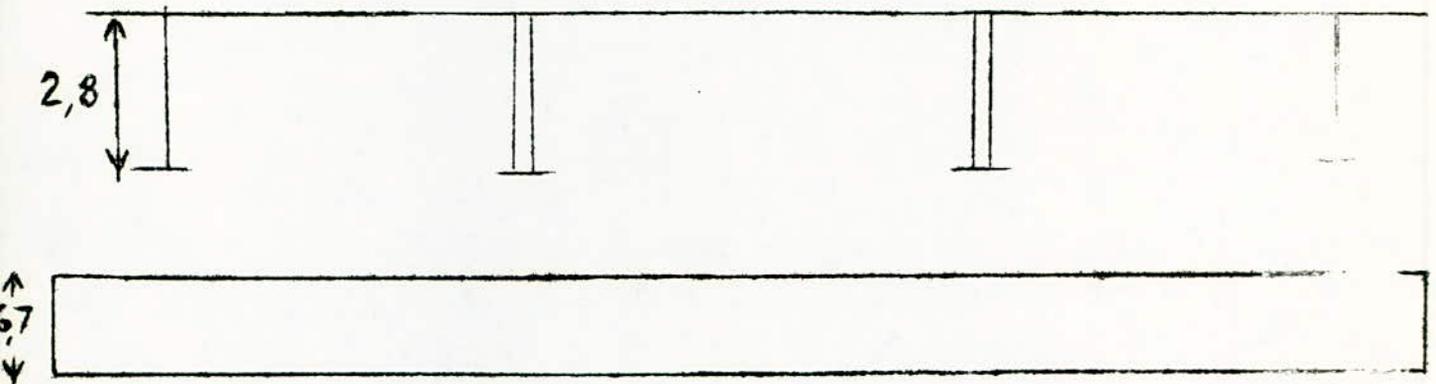
PRESENTATION

a) sens longitudinal

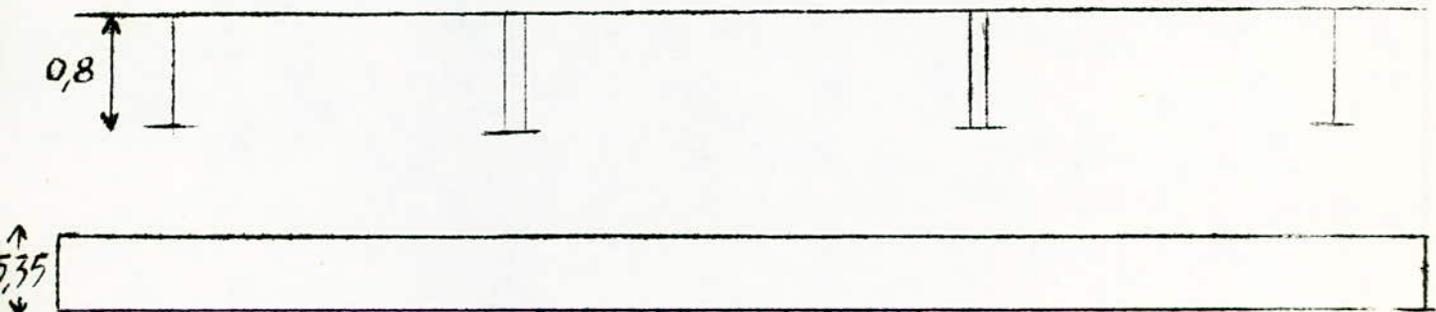
1) Portique de rive $A_{r1} - B_{r1} - A_{r1}$



2) Portique intermédiaire $A_I - B_I - A_I$

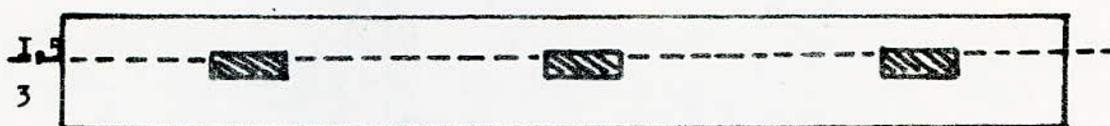
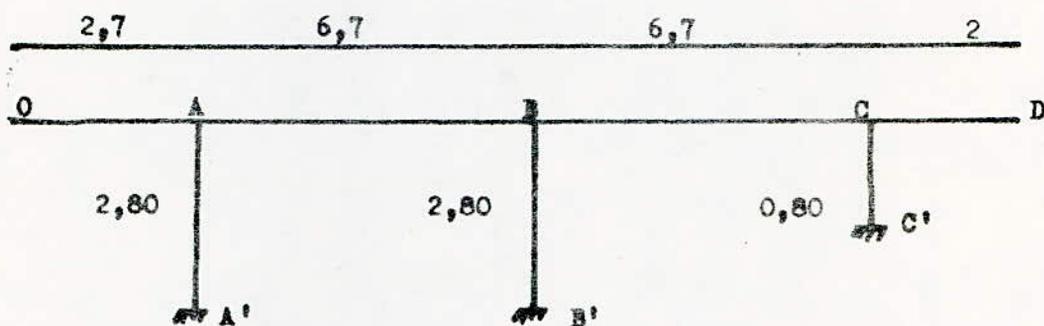


3) Portique de rive $A_{r2} - B_{r2} - A_{r2}$

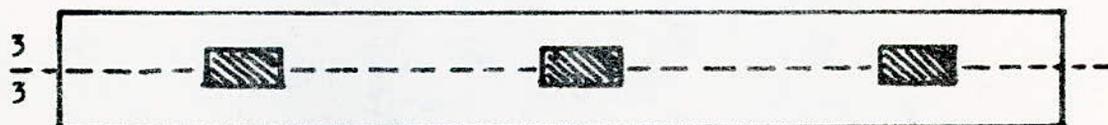
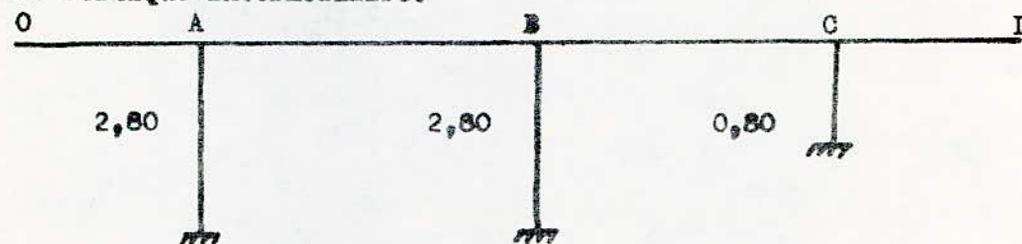


b) Dans le sens Transversal.

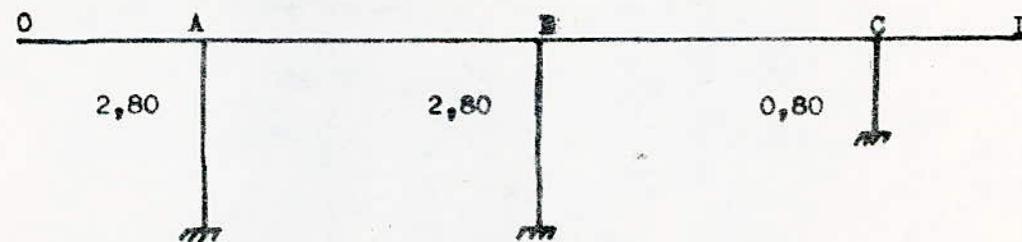
-Le 1^{er} Portique de Rive.



-Le Portique intermédiaire.



-Le 2^{eme} Portique de Rive.



4-METHODE DE CALCUL/

I) Exposé de la méthode :

On étudie indépendamment l'une de l'autre les flexions dans le sens X et Y des panneaux dont la juxtaposition constitue le plancher et cela en prenant en compte chaque fois la totalité des charges et surcharges supportées par celui-ci.

A cet effet, les gradins sont décomposés en 2 séries de portique X et Y supposés indépendants les uns des autres dont les plans moyens sont les plans verticaux contenant les droites (X) et (Y)

On considère ainsi dans chaque série un certain nombre de portiques intermédiaires et deux portiques de rive.

Chaque portique est étudiée comme un système à deux dimensions, composé de montants verticaux (poteaux) et de traverses.

La hauteur h des montants est la distance entre faces supérieures des planchers consécutifs $h = 2,80\text{m}$

La hauteur de la dalle est $h_0 = 25\text{ cm}$

Les poteaux sont de dimensions $(0,20 \times 0,30)\text{ m}^2$

La dalle reçoit un revêtement d'épaisseur $e = 0,05\text{ m}$

Dans une section quelconque de la traverse d'un portique le moment de flexion et l'effort tranchant seront obtenus par la méthode de Cross.

Les moments fléchissants positifs et négatifs sollicitant les traverses des différents portiques seront répartis entre les bandes centrales et bandes sur appui conformément aux règles C7BA 68 Art.32.I.

3) Caractéristiques des portiques
 a) dans le sens longitudinal

Portique Ar1 :

Poteaux -

Section 20 x 80cm2 $\Rightarrow I' = \frac{80 \times 20^3}{12} = 5,310^4 \text{ cm}^4$

Traverse -

Section 25 x 6,05 $\Rightarrow I = \frac{6,05 \times 25^3}{12} = 78,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Calcul des rigidités -

Noeud A $K_{AB} = \frac{4}{L_{AB}} EI$ soit $EI = I$

$K_{AB} = \frac{4}{6} = 0,67$

$K_{AA'} = \frac{4}{h_{AA'}} \times \frac{I'}{I} = \frac{4}{2,80} \times \frac{5,3}{78,8} = 0,1$

Noeud B $K_{BA} = \frac{4}{6} = 0,67$

$K_{BC} = \frac{4}{6} = 0,67$

Noeud E Idem noeud A

Calcul des coefficients transmission

Noeud A $f_{AB} = \frac{0,67}{0,1+0,67} = 0,87$

$f_{AA'} = \frac{0,1}{0,1+0,67} = 0,13$

Noeud B $f_{BA} = \frac{0,67}{2 \times 0,67} = 0,5$

$f_{BC} = \frac{0,67}{2 \times 0,67} = 0,5$

A		B		C		D		E	
AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'
0,13	0,87	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,87	0,13

Portique Br1

Poteaux - $I' = 5,310^4 \text{ cm}^4$ (section 20x80)

Traverse - $I = 78,510^4 \text{ cm}^4$ (section 25x605)

D'où le tableau

E		F		G		H		I		J	
EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'
0,13	0,87	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,87	0,13

Portique A1

Poteaux $I' = 5,310 \text{ cm}^4$

Traverse

Section = $25 \times 670 \quad I = \frac{670 \times 25^3}{12} = 87,3 \text{ IO}^4$

Noeud A $K_{AB} = \frac{4}{l} = \frac{4}{6} = 0,67$

$K_{AA'} = \frac{4}{2,8} \times \frac{5,3}{37,3} = 0,087$

\Rightarrow

$f_{AB} = \frac{0,67}{0,67+0,087} = 0,89$

$f_{A'A'} = \frac{0,087}{0,67+0,087} = 0,11$

Noeud E' Idem noeud A

Noeud intermédiaire $f_{ij} = f_{ji} = 0,5$

A		B		C		D		E	
AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'
0,11	0,89	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,89	0,11

Portique BI

Idem AI Poteaux $I' = 5,3 \text{ IO}^4 \text{ cm}^4$)
 Traverse $I = 87,3 \text{ IO}^4 \text{ cm}^4$ (d'où le tableau

E		F		G		H		I		J	
EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'
0,11	0,89	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,89	0,11

Portique Ar2

Poteaux $20 \times 80 \Rightarrow I' = 5,3 \text{ IO}^4 \text{ cm}^4$

Traverse $535 \times 25 \Rightarrow I = \frac{535 \times 25^3}{12} = 69,7 \text{ IO}^4 \text{ cm}^4$

Noeud A

$K_{AB} = \frac{4}{60} = 0,67$

$K_{AA'} = \frac{4}{0,80} \times \frac{5,3}{69,7} = 0,38$

\Rightarrow

$f_{AB} = \frac{0,67}{0,67+0,38} = 0,64$

$f_{AA'} = \frac{0,38}{0,67+0,38} = 0,36$

Noeud intermédiaire

Idem Ar1

.../...

Noeud E

Idem Noeud A

A		B		C		D		E	
AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'
0,36	0,64	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,64	0,36

Portique Br2

Ce même I' pôteaux = 5,3 IO⁴

I traverse = 69,7

E		F		G		H		I		J	
EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'
0,36	0,64	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,64	0,36

b) Dans le sens transversal :

I)- Ièr Portique de rive

Traverse b = 450 cm e = 20cm
 $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{450 \times 20^3}{12} = 30 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Pôteau b = 20 cm e = 80cm
 $I' = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \cdot 80^3}{12} = 85,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Calcul des rigidités des barres

on pose EI = 1

Noeud A $K_{AB} = \frac{4EI}{l_{AB}} = \frac{4}{6,7} = 0,597$

$K_{AA'} = \frac{4EI}{l_{AA'}} = \frac{4}{2,80} \times \frac{I'}{I} = \frac{4}{2,80} \times \frac{85,33}{30} = 4,06$

Noeud B $K_{BC} = \frac{4}{6,7} = 0,597 = K_{BA}$

$K_{BB'} = \frac{4}{2,80} \times \frac{85,33}{30} = 4,06$

Noeud C $K_{CB} = 0,597$

$K_{CC'} = \frac{4}{0,80} \times \frac{85,33}{30} = 14,22$

Calcul des coefficients de transmission

Noeud A $f_{AB} = \frac{0,597}{0,597 + 4,06} = 0,13$

$f_{AA'} = \frac{4,06}{0,597 + 4,06} = 0,87$

Noeud B $f_{BC} = f_{BA} = \frac{0,597}{0,597 \times 2 + 4,06} = 0,113$

$f_{BB'} = \frac{4,06}{0,597 \times 2 + 4,06} = 0,772$

.../...

Noeud C $\rho^{CB} = \frac{0,597}{0,597+14,22} = 0,04$
 $\rho^{CC'} = \frac{14,22}{0,597+14,22} = 0,96$

2) Portique intermédiaire

Traverse $b = 600\text{cm}$ $e = 20\text{cm}$
 $I = \frac{b e^3}{12} = \frac{600 \times 20^3}{12} = 40 \text{ IO}^4 \text{ cm}^4$

Pôteau $I' = 85,33 \text{ IO}^4 \text{ cm}^4$

Calcul des rigidités des barres

Noeud A $K_{AB} = \frac{4}{6,7} = 0,597$
 $K_{AA'} = \frac{4}{2,8} \times \frac{85,33}{40} = 3,05$

Noeud B $K_{BC} = \frac{4}{6,7} = 0,597 = K_{BA}$
 $K_{BB'} = \frac{4}{2,8} \times \frac{85,33}{40} = 3,05$

Noeud C $K_{CB} = 0,597$
 $K_{CC'} = \frac{4}{0,8} \times \frac{85,33}{40} = 10,67$

Calcul des coefficients de transmission

Noeud A $\rho^{AB} = \frac{0,597}{0,597+3,05} = 0,16$
 $\rho^{AA'} = 0,84$

Noeud B $\rho^{BC} = \frac{0,597}{0,597 \times 2 + 3,05} = 0,14 = \rho^{BA}$
 $\rho^{BB'} = 0,72$

Noeud C $\rho^{CB} = \frac{0,597}{0,597+10,67} = 0,05$
 $\rho^{CC'} = 0,95$

3) 2ème Portique de rive

Traverse $b = 300\text{cm}$ $= 20\text{cm}$
 $I = \frac{b h^3}{12} = \frac{300 \times 20^3}{12} = 20 \text{ IO} \text{ cm}^4$

Pôteau $b = 20\text{cm}$ $= 80\text{cm}$
 $I = \frac{b h^3}{12} = \frac{20 \times 80^3}{12} = 85,33 \text{ IO} \text{ cm}^4$

$K_{AB} = 0,597$) $\rho^{AB} = 0,09$
 $K_{AA'} = 0,09$ ($\rho^{AA'} = 0,91$
 $K_{BC} = K_{CB} = 0,597$ ($\rho^{BC} = \rho^{CB} = 0,085$
 $K_{BB'} = 6,09$) $\rho^{BB'} = 0,83$

.../...

IV - Détermination des courbes enveloppes des moments ... fléchissants

I) Détermination des charges permanentes et des surcharges

a) Sans longitudinal - Vue en plan



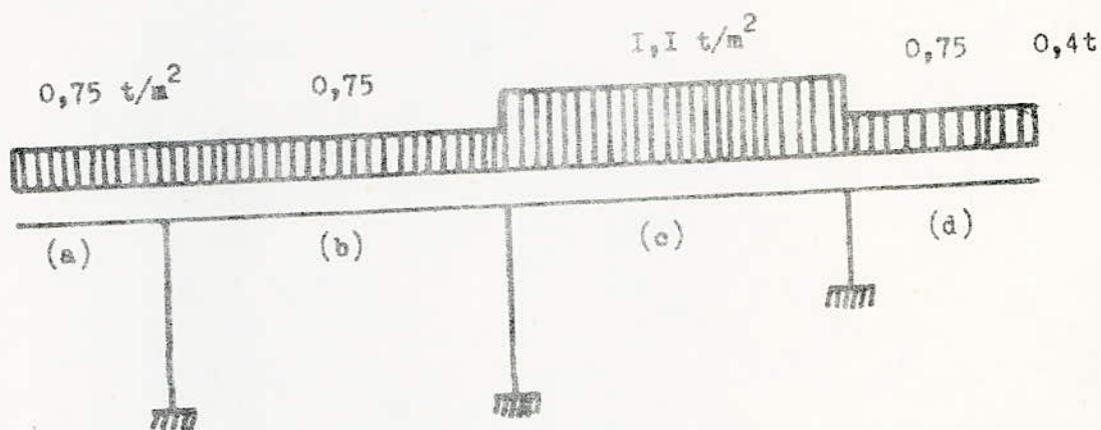
Portée a) b) d)

Dalle en béton $2,5 \times 0,25 \longrightarrow 0,625 \text{ t/m}^2$
Revêtement $\longrightarrow 0,12 \text{ t/m}^2$
 $\underline{G = 0,745 = 0,75 \text{ t/m}^2}$
Surcharge $1,2 \times 0,5 \longrightarrow 0,6 \text{ t/m}^2$
 $\times \underline{G + 1,2 S = 1,345 \text{ t/m}^2 = 1,4 \text{ t/m}^2}$

Portée C

Dalle en béton $2,5 \times 0,25 \longrightarrow 0,625$
Revêtement $\longrightarrow 0,12$
Marche $\frac{3,6 \times 0,225 \times 2,5}{6,7} \longrightarrow 0,3$
 $\underline{G = 1,1 \text{ t/m}^2}$
Surcharge $\longrightarrow 0,6 \text{ t/m}^2$
 $\times \underline{G + 1,2 S = 1,7 \text{ t/m}^2}$

b) Sens transversal



Portée (a), (b), (d).

$$G = 0,75 \text{ t/m}^2$$

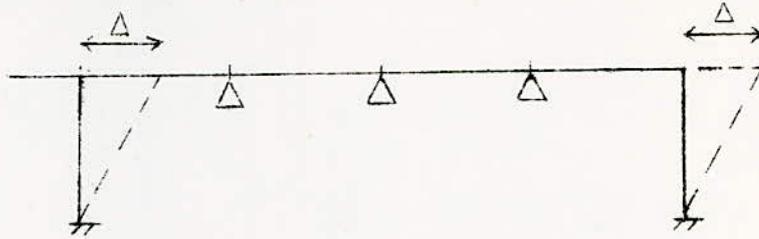
$$G + 1,2 S = 1,4 \text{ t/m}^2$$

Portée (c)

$$G = 1,1 \text{ t/m}^2$$

$$G + 1,2 S = 1,7 \text{ t/m}^2$$

METHODE DE CALCUL DES PORTIQUES A NOEUDS DEPLACABLES



1) Détermination du degré de liberté

$$N = n - c$$

n = nombre de noeuds susceptibles de se déplacer
c = nombre de contours fermés

$$N = 2 - 1 = 1$$

2) Calcul du portique à noeuds fixes - Méthode de Cross (voir page 10)

voir page

3) Calcul des moments des déformées - Méthode de Cross

Voir page

4) Calcul des coefficients T11, T12, X1

Voir page

5) Multiplication des moments des déformées par X1

Voir page

6) Diagramme final

Il est obtenu en faisant la somme algébrique du diagramme du portique à noeuds fixes et du diagramme corrigé des moments des déformées.

IV-2 ETUDE DANS LE SENS XX

4.I.I- Détermination des moments d'encastrement parfaits

Portiques Ar1 - Br1

Console OA - sous G : $MAO = - \frac{0,75 \times 6,05}{2} \times 1,5^2 = - 5,1 \text{ t.m}$
- sous G + I,2S : $MAO = - \frac{1,4 \times 6,05}{2} \times 1,5^2 = - 9,53 \text{ t.m}$

Travée ij - sous G : $Mij = (0,75 \times 6,05) \times 6 = 13,6 \text{ t.m}$

- sous G : $Mij = + (0,75 \times 6,05) / 12 \times 6 = 13,6 \text{ t.m}$
 $Mji = - Mij = - 13,6 \text{ t.m}$
- sous G + I,2S : $Mij = + 1,4 \times 6,05 / 12 \times 6 = 25,4 \text{ t.m}$
 $Mji = - Mij = - 25,4 \text{ t.m}$

Portiques A1 - B1

Console OA - sous G : $MAO = - (0,75 + 1,1) / 2 \times 3,35 \times 1,5^2 = 7 \text{ t.m}$
- sous G + I,2S : $MAO = - \frac{(1,4 + 1,7)}{2} \times 3,35 \times 1,5^2 = - 11,7 \text{ t.m}$

Travée ij - sous G : $Mij = \frac{(0,75 + 1,1)}{12} \times 3,35 \times 6^2 = 18,6 \text{ t.m}$
 $Mji = - 18,6 \text{ t.m}$
- sous G + I,2S : $Mij = \frac{(1,4 + 1,7)}{12} \times 3,35 \times 6^2 = 31,2 \text{ t.m}$
 $Mji = - 31,2 \text{ t.m}$

Portiques Ar2 - Br2

Console OA - sous G : $MAO = - \frac{(0,75 \times 2 + 1,1 \times 3,35)}{2} \times 1,5^2 = - 5,85 \text{ t.m}$
- sous G+I,2S : $MAO = - \frac{(1,4 \times 2 + 1,7 \times 3,35)}{2} \times 1,5^2 = - 15,6 \text{ t.m}$

Travée ij - sous G : $Mij = \frac{(0,75 \times 2 + 1,1 \times 3,35)}{12} \times 6^2 = 15,6 \text{ t.m}$
 $Mji = - 15,6 \text{ t.m}$
- sous G + I,2S : $Mij = \frac{(1,4 \times 2 + 1,7 \times 3,35)}{12} \times 6^2 = 25,5 \text{ t.m}$
 $Mji = - 25,5 \text{ t.m}$

CALCUL DES PORTIQUES A NOEUDS FIXES

Portique A ₁	A		B	C	D	E	
	AO	AA'					AB
1 ^{er} Cas de charge	-9,53	-0,47	-10,14	-14,8	-12,55	-16,76	-2
2 ^{es} " " "	-5,1	-3,4	-8,5	-25	-10	-17,3	-2,1
3 ^{es} " " "	-5,1	-0,7	-5,8	-22,9	-20	-15	-2,1
4 ^{es} " " "	-5,1	-1,5	-6,5	-19,7	-20,7	-20,85	-1,25
5 ^{es} " " "	-5,1	-1,2	-6,3	-16	-10,12	-25	-4,2
G seul	-5,1	-1,25	-6,34	-15,8	-12,28	-16,83	-2

Portique A _I							
1 ^{er} Cas de charge		-0,84	-12,51	-20,47	-17,25	-22,12	-2,26
2 ^{es} " " "		-3,37	-10,37	-31,1	-14,47	-23,83	-2,26
3 ^{es} " " "		-1	-7,91	-29,1	-24,77	-21	-2,44
4 ^{es} " " "		-1,53	-8,52	-19,48	-25	-30,5	-1,78
5 ^{es} " " "		-1,4	-8,4	-21,6	-14,5	-32,7	-4,2
G seul		-1,43	-8,46	-21,6	-16,74	-23,14	-2,3

Portique A ₂							
1 ^{er} Cas de charge		-2,33	-11,33	-16,73	-14,66	-18,2	-6,12
2 ^{es} " " "		-8,64	-14,6	-24	-12,78	-18,77	-6
3 ^{es} " " "		-2,48	-8,34	-23,57	-20,85	-16,6	-6,45
4 ^{es} " " "		-4,22	-10,18	-15,4	-20,92	-25,2	-4,8
5 ^{es} " " "		-5,74	-9,6	-17,82	-12,72	-24,95	-11,07
G seul		-3,8	-9,65	-17,34	-14,5	-18,24	-6,12

Portique B ₂	E	F	G	H	I	J
1 ^{er} cas de charge	-4,2	-25,6	-10,61	-13,61	-16,5	-2
2 ^e	-1,4	-23,8	-20,58	-11,7	-17,15	-1,94
3 ^e	-2,1	-14,82	-20,52	-20,52	-14,82	-2,1
4 ^e	-1,94	-17,15	-11,1	-20,58	-23,8	-1,4
5 ^e	-2	-16,5	-13,61	-10,61	-25,6	-4,2
G seul	-2	-16,6	-12,97	-12,97	-16,6	-2

Portique B ₁						
1 ^{er} cas de charge	-4,8	-32,7	-15	-18,4	-22,5	-2,4
2 ^e	-1,8	-30,5	-25,3	-15,3	-23,4	-2,28
3 ^e	-2,4	-20,9	-25,66	-25,66	-20,9	-2,4
4 ^e	-2,28	-23,4	-15,3	-25,3	-30,5	-1,8
5 ^e	-2,4	-22,5	-18,4	-15	-32,7	-4,8
G seul	-2,3	-22,85	-17,76	-17,76	-22,85	-2,3

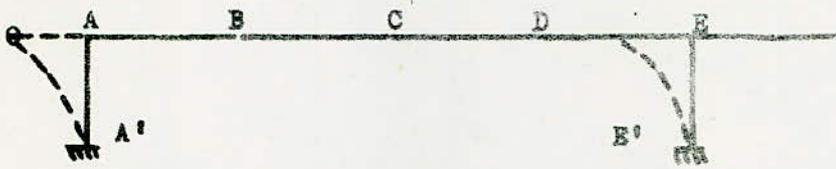
Portique B ₃						
1 ^{er} cas de charge	-9,5	-25,15	-13,2	-15,71	-17,64	-7,75
2 ^e	-5,2	-24,17	-21,43	-13,5	-18,15	-5,62
3 ^e	-6,5	-16,44	-21,36	-21,36	-16,44	-6,5
4 ^e	-5,62	-18,15	-13,5	-21,43	-24,17	-5,2
5 ^e	-7,75	-17,64	-15,71	-13,2	-25,15	-9,5
G seul	-6,07	-18,2	-15,2	-15,2	-18,2	-6,07

CALCUL DES MOMENTS DES DEFORMEES.

15

1) PORTIQUE Ar₁

MOMENTS D'ENCASTREMENTS



$$\Delta\Delta_{AA'} = \Delta\Delta_{A'A} = \frac{-6EID}{I^2} = -100$$

$$\Delta\Delta_{EE'} = \Delta\Delta_{E'E} = -100$$

A'		A		B		C		D		E		E'	
A'A	AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'	E'E		
-92,64		-85,2	85,2	21,2	-21,2	0	0	-21,2	21,2	85,2	-85,2	-92,64	

2) PORTIQUE A₁

A'		A		B		C		D		E		E'	
A'A	AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'	E'E		
-93,74		-87,4	87,4	21,87	-21,87	0	0	-21,87	21,87	87,4	-87,4	-93,74	

3) PORTIQUE Ar₂

$$\Delta\Delta_{AA'} = \Delta\Delta_{A'A} = \frac{-6EID}{h^2} = -100 \quad \Delta\Delta_{EE'} = \Delta\Delta_{E'E} = \frac{-6EID}{h^2} = -100$$

A'		A		B		C		D		E		E'	
A'A	AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'	E'E		
-80,2		-60,38	60,38	15,1	-15,1	0	0	-15,1	15,1	60,38	-60,38	-80,2	

PORTIQUE. Br₁



$$\Delta_{EE'} = \Delta_{E'E} = -100$$

$$\Delta_{JJ'} = \Delta_{J'J} = -100$$

E'	E		F		G		H		I		J		J'
E'E	EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'	J'J
-92,7	-85,3	85,3	23,2	-23,2	-7,69	7,69	7,69	-7,69	-23,2	23,2	85,3	-85,3	-92,7

PORTIQUE. Br₂

E'	E		F		G		H		I		J		J'
E'E	EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'	J'J
-80,34	-60,7	60,7	16,54	-16,54	-5,51	5,51	5,51	-5,51	-16,54	16,54	60,7	-60,7	-80,34

PORTIQUE. B₁

E'	E		F		G		H		I		J		J'
E'E	EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'	J'J
-93,78	-87,59	87,59	23,79	-23,79	-7,83	7,83	7,83	-7,83	-23,79	23,79	87,58	-87,58	-93,78

Calcul des coefficients Tij et X

I) Portique Ar1

$$T11 \times 1 + T1p = 0 \quad X1 = \frac{-T1p}{T11}$$

$$T11 = \frac{-92,64 - 85,2}{2,8} + \frac{(-92,64 - 85,2)}{2,8} = - 127$$

1er cas de charge/

$$T1p = (- 0,47 - 0,235) \times \frac{1}{2,8} + (2 + 1) \frac{1}{2,0} = 0,82$$

$$X1 = \frac{- 0,82}{- 127} = 0,00645$$

2ème cas de charge/

$$T1p = [(- 3,4 - 1,7) + (2,07 + 1,035)] \times \frac{1}{2,8} = 0,712$$

$$X1 = \frac{+ 0,712}{- 127} = - 0,0056$$

3ème cas de charge/

$$T1p = [(- 0,68 - 0,34) + 2,09 + 1,045] \times \frac{1}{2,8} = 0,755$$

$$X1 = \frac{- 0,755}{- 127} = 0,00594$$

4ème cas de charge/

$$T1p = [(- 1,29 - 0,645) + (1,25 + 0,625)] \times \frac{1}{2,8} = - 0,021$$

$$X1 = \frac{0,021}{- 127} = - 0,0001$$

5ème cas de surcharge/

$$T1p = [(- 1,2 - 0,6) + (4,15 + 2,075)] \times \frac{1}{2,8} = 1,58$$

$$X1 = \frac{- 1,58}{- 127} = 0,01244$$

G seul/

$$T1p = [(-1,245 - 0,6225) + (2 + 1)] \times \frac{1}{2,8} = 0,404$$

$$X1 = \frac{- 0,404}{- 127} = 0,00318$$

2) PORTIQUE A

$$T_{11} = -\frac{32,74 + 17,0}{2,6} + \frac{32,74 + 17,0}{2,6} = 3,23$$

CAS DE CHARGE	TRAVAIL VIRTUEL	X
1 ^{er} CAS DE CHARGE	$T_{11} = \frac{-0,84 - 0,42}{2,6} + \frac{0,29 + 1,145}{2,6} = 3,23$	$6 \cdot 10^{-3}$
2 ^e cas	TIP = -0,6	0,0046
3 ^e cas	TIP = 0,75	0,0058
4 ^e cas	TIP = 0,13	0,001
5 ^e cas	TIP = 1,5	0,0116
G seul	TIP = 0,46	0,00356

3 - Portique Aa $T_{11} = -356,75$

1 ^{er} Cas de charge	TIP = 7,107	0,0202
2 ^e cas	TIP = -4,95	0,014
3 ^e cas	TIP = 7,44	0,0211
4 ^e cas	TIP = 1,0075	0,0031
5 ^e cas	TIP = 10,995	0,031
G seul	TIP = 4,35	0,012

3 - Portique Br $T_{11} = -127,15$

1 ^{er} Cas de charge	TIP = -1,170	0,00926
2 ^e cas	TIP = 0,209	0,00227
3 ^e cas	TIP = 0,00	0,00
4 ^e cas	TIP = 0,209	0,00227
5 ^e cas	TIP = -1,170	0,00926
G seul	TIP = 0,00	0,00

4 - Portique B I $T_{11} = -1$

1 ^{er} Cas de charge	TIP = -1	0,0077
2 ^e cas	TIP = 0,256	0,00197
3 ^e cas	TIP = 0,00	0,00
4 ^e cas	TIP = 0,256	0,00197
5 ^e cas	TIP = -1	0,0077
G seul	TIP = 0,00	0,00

5) PORTIQUE. R_2

$$T_{11} = -352,6$$

1 ^{er} de Charge	$T_{1P} = -9,2$	-0,02609
2 ^{ème} Cas	$T_{1P} = 2,2125$	0,006
3 ^{ème} Cas	$T_{1P} = 0$	0
4 ^{ème} Cas	$T_{1P} = 2,2125$	0,006
5 ^{ème} Cas	$T_{1P} = -9,2$	-0,02609
G seul	$T_{1P} = 0$	0

2) PORTIQUE AX₂

E'	E		F		G		H		I		J		J'
E'E	EE'	EF	FE	FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'	J'J
-2,1	-4,2	4,2	-25,55	25,55	-10,61	10,61	-13,61	13,61	-16,49	16,49	-2,01	2,01	1,005
0,858	0,749	-0,749	-0,215	0,215	0,071	-0,071	-0,071	0,071	0,215	-0,215	-0,789	0,789	0,858
-1,242	-3,42	3,42	-25,76	25,76	-10,54	10,54	-13,68	13,68	-16,27	16,27	-2,8	2,8	1,863
-0,7	-1,4	+ 1,4	-23,8	23,8	-20,58	20,58	-11,1	11,1	-17,15	17,15	-1,94	1,94	0,97
-0,21	-0,193	0,193	0,052	-0,052	-0,017	0,017	0,017	-0,017	0,052	0,052	0,193	-0,193	-0,21
-0,91	-1,593	1,593	-23,74	23,74	-20,6	20,6	-11,08	11,08	-17,2	17,2	-1,747	1,747	0,76
-1,035	-2,07	2,1	-14,82	14,82	-20,52	20,52	-20,52	20,52	-14,82	14,82	-2,1	2,07	1,035
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1,035	-2,07	2,1	-14,82	14,82	-20,52	20,52	-20,52	20,52	-14,82	14,82	-2,1	2,07	1,035
0,93	1,94	-1,94	17,15	-17,15	11,1	-11,1	20,58	-20,58	23,8	-23,8	1,4	-1,4	-0,7
-0,21	-0,193	0,193	0,052	-0,052	-0,017	0,017	0,017	-0,017	0,052	0,052	0,193	-0,193	-0,21
-1,18	1,747	-1,747	17,2	-17,2	11,08	-11,08	20,6	-20,6	23,74	-23,74	1,593	-1,593	0,49
1,005	2,01	-2,01	16,49	-16,49	13,61	-13,61	10,61	-10,61	25,55	-25,55	4,2	-4,2	-2,1
0,858	0,789	-0,789	-0,215	0,215	0,071	-0,071	-0,071	0,071	0,215	-0,215	-0,789	0,789	0,858
-0,147	2,8	-2,8	16,27	-16,27	13,68	-13,68	10,54	-10,54	25,76	-25,76	3,42	-3,42	1,242
-1	-2	2	-16,6	16,6	-12,97	12,97	-12,97	12,97	-16,6	16,6	-2	2	1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1	-2	2	-16,6	16,6	-12,97	12,97	-12,97	12,97	-16,6	16,6	-2	2	1

3-Portique Ar2

Cas	AA'	A'	Ag	Ad	B	C	D	E	E'
1	-3,55	-2,78	-9,6	-13,15	-16,43	-14,66	-18,5	-4,9	1,44
2	-7,79	3,19	-5,85	-13,8	-24,2	-12,73	-10,57	-6,85	4,13
3	-3,75	2,94	-5,85	-9,61	-23,25	-20,85	-16,92	-5,18	1,525
4	-4,41	2,36	-5,85	-10,37	-15,38	-20,92	-25,25	-4,61	2,15
5	-5,63	4,37	-5,85	-11,49	-17,35	-12,72	-25,42	-9,18	3,04
G	-4,55	2,9	-5,85	-10,4	-17,2	-14,5	-18,43	-5,37	2,06

4-Portique Ar

Cas	AA'	A'	Ag	Ad	B	C	D	E	E'
1	-1,37	0,98		-13,04	-20,34	-17,25	-21,99	-1,76	0,58
2	-2,97	1,25		-9,97	-3,12	-14,47	-23,83	-2,65	1,46
3	-1,5	1,04		-8,41	-28,97	-24,77	-21,13	-1,92	0,66
4	-1,61	0,86		-8,6	-19,46	-25	-30,5	-1,69	0,4
5	-2,41	1,79		-9,41	-21,35	-14,5	-32,95	-3,19	1,01
6	-1,74	1,05		-8,77	-21,5	-16,74	-23,2	-1,99	0,82

5-Portique Br2

Cas	E'	EE'	EF	F	G	H	I	Jg	Jd	J'
1	3,44	-9,5	-9,5	-25,15	-13,2	-15,71	-17,54	-7,75	-7,75	5,18
2	2,91	-5,2	-5,2	-24,17	-21,43	-13,5	-18,45	-5,62	-5,62	2,5
3	3,25	-6,5	-6,5	-16,44	-21,36	-21,36	-18,44	-6,5	-6,5	3,25
4	2,5	-5,62	-5,62	-18,45	-3,5	-21,43	-24,17	-5,2	-5,2	2,91
5	5,18	-7,75	-7,75	-17,54	-15,71	-13,2	-25,15	-9,5	-9,5	3,44
G	3,08	-6,07	6,07	-18,2	-15,2	-15,2	-18,2	-6,07	-6,07	3,08

6-Portique Br

Cas	E'	EE'	EF	F	G	H	I	Jg	Jd	J'
1	1,39	-3,8	-3,8	-32,5	-14,94	-18,5	-22,5	-3,03	-3,03	1,9
2	1,08	-1,97	-1,97	-30,2	-25,7	-15,3	-23,44	-2,16	-2,16	0,95
3	1,2	-2,4	-2,4	-20,9	-25,66	-25,66	-20,9	-2,4	-2,4	1,2
4	0,95	-2,16	-2,16	-23,44	-15,3	-25,7	-30,2	-1,97	-1,97	1,08
5	1,9	-3,03	-3,03	-22,5	-18,5	-14,94	-32,5	-3,8	-3,8	1,39
6	1,15	-2,3	-2,3	-22,85	-17,76	-17,76	-22,85	-2,3	-2,3	1,15

SANITAIRES SENS LONGITUDINAL



Efforts dus a

$$M_{AA'} = M_{A'A} = -100$$

$$M_{EE'} = M_{E'E} = -100$$

A'	A		B		C		D		E		E'
A'A	AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'	E'E
	0,13	0,87	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,87	0,13	
-92,64	-85,2	85,2	21,3	-21,2	0	0	-21,2	21,3	85,2	-85,2	-92,64

Travail Virtuel

$$T_{II} = 2 \cdot -92,64 \cdot -85,2 = -127$$

$$T_{sp} = [(-0,00779 - 0,00389) + (1,22 + 0,611)] \times 1 = 0,65$$

$$X_1 = \frac{-0,65}{-127} = 0,00512$$

	A'	A		B		C		D		E		E'
	A'A	AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EE'	E'E
	-0,00389	0,00779	0,00779	-0,0154	0,0154	0,47	-0,47	-7,216	7,216	-122	122	0,611
	-0,4745	-0,4362	0,4362	0,109	-0,109	0	0	-0,109	0,109	0,4362	-0,4362	-0,4745
	-0,4781	-0,4439	0,4439	0,0856	-0,0856	0,47	-0,47	-7,325	7,325	-0,75	0,7838	0,1367
		-4,96	7,05	-15,63	15,63	-11,81	11,81	-24,21	24,21	-2,51	2,51	

Moments en travée

	AB	BC	CD	DE
α_{max}	2,68	3,14	3,83	3,51
M_{max}	9,25	6,75	14,85	19,4

MOMENTS EN TRAVÉES - Portique Ar₁

		AB	BC	CD	DE
1 ^{er} cas de charge	X max	2,85	3,07	2,84	3,56
	M max	7,75	6,79	5,76	11,88
2 ^e	X max	2,64	3,57	2,72	3,55
	M max	20,18	3,43	6,79	10,9
3 ^e	X max	2,39	3,05	3,18	3,49
	M max	6,66	49,3	3,05	12,64
4 ^e	X max	2,75	2,74	2,99	3,72
	M max	10,4	3,38	45,85	10,57
5 ^e	X max	2,69	3,2	2,44	3,43
	M max	9,06	7,51	3,38	23,36
G Seul	X max	2,66	3,12	2,83	3,55
	M max	9,45	6,36	5,9	11,71

MOMENTS EN TRAVEES

Portiques Br₁

		EF	FG	GH	HI	IJ
1 ^{er} cas de charge	X max	2,54	3,56	2,88	2,9	3,49
	M max	22,93	3	8,29	5,41	11,48
2 ^e	X max	2,2	3,06	3,35	2,77	3,56
	M max	9,39	14,51	4,87	6,33	11,57
3 ^e	X max	2,53	2,79	3	3,2	3,46
	M max	12,4	2,87	16,3	2,75	12,37
4 ^e	X max	2,43	3,22	2,65	2,93	3,81
	M max	11,66	6,33	4,86	14,47	9,21
5 ^e	X max	2,5	3,09	3,11	2,97	3,45
	M max	11,4	5,4	8,27	2,87	22,86
G Seul	X max	2,46	3,43	3	5,59	3,53
	M max	11,74	5,64	7,46	9,62	11,68

MOMENTS EN TRAVÉES

Portique Ar₂

cas	AB	BC	CD	DE
cas 1	8,63	7,86	6,86	12,19
2	19,42	5,28	7,84	11,05
3	7,46	16,21	4,55	12,72
4	9,70	8,42	19,55	6,8
5	9,07	8,62	4,76	21,38
6	9,70	7,57	6,98	11,96

Portique Br₂

	EF	FG	GH	HI	IJ
cas. 1	21,32	4,6	8,96	6,80	11,01
2	9,68	15,46	6,1	7,49	11,8
3	12,19	4,56	19,38	4,56	12,19
4	11,8	7,49	6,1	15,46	9,68
5	11,01	6,80	8,96	4,6	21,32
6	11,65	6,80	8,2	6,80	11,65

MOMENTS EN TRAVÉES.

PORTIQUE A_I

CAS	AB	BC	CD	DE
I	11,26	9,07	8,24	16,86
2	26,75	5,69	8,95	15,66
3	10,2	19,97	5,02	17,28
4	14,01	5,74	19	13,66
5	12,86	9,99	4,88	30,7
G	13,16	8,87	8,1	16,31

PORTIQUE B_I

CAS	BF	FG	GH	HI	IJ
I	29,7	4,83	11,45	7,43	16,24
2	13,58	18,74	7,65	8,66	16,07
3	17	4,63	21,1	4,67	17,1
4	16,07	8,66	7,65	18,74	13,58
5	16,24	7,43	11,45	4,82	29,7
G	16,2	7,65	10,14	7,65	16,27

SERS LONGITUDINAL.

A'	A			B		C		D		E		R'	A I
	AA'	AO	AB	BA	BO	CB	CD	DC	DE	ED	EE'		
2,01	-4,04	-9,55	-13,56	-32,42	-28,12	-57,32	-4,69	1,9	Ar I				
4,7	-8,67	-9,6	-17,64	-30,4	-27,43	-32,43	-10,64	3,2	Ar 2				
1,99	-1,99		-14,68	-38,67	-33,34	-40,68	-3,65	1,65	A I				

R'	B		T		Q		H		I		J		J'	Ar I
	BB'	BT	TT	TQ	QQ	QH	HH	HI	II	IJ	JJ	JJ'		
2,14	-1,32		-33,2	-32,85	-32,85	-33,5	-4,32	2,14	Ar I					
5,71	-11,61		-31,57	-28,1	-28,1	-31,57	-11,61	5,71	Ar 2					
2,19	-4,63		-40,44	-33,64	-33,64	-40,44	-4,63	2,19	B I					

SENS LONGITUDINAL.

MOMENT EN TRAVEES

G + 1,2 S

		AB	BC	CD	DE
Ar 1	M max	20,93	17,27	25,69	32,15
Ar 2	M max	19,42	17,55	20,3	22,37
A I	X	27,6	21,29	19,99	32,22

		EF	FG	GH	HI	IJ
Br 1	M max	23,59	15,2	17,94	15,2	23,59
Br 2	Mmax	22,01	16,15	20,9	16,15	22,01
B I	X	30,54	19,75	23,72	19,75	30,54

IV- 3 ETUDE DANS LE SENS Y.Y

4.3.I- Détermination des moments d'encastrement parfaits

Portique de rive

Console OA - sous G MAO = $-(0,75 \times 4,5) \times 2,7^2 = -12,3 \text{ t.m}$

- sous G+I,2S MAO = $-\frac{(1,4 \times 4,5)}{2} \times 2,7^2 = -22,96 \text{ t.m}$

Travée AB - sous G (MAB = $\frac{(0,75 \times 4,5)}{I2} \times 6,7^2 = 12,63 \text{ t.m}$
)
(MBA = $-12,63 \text{ t.m}$

- sous G + I,2S (MAB = $\frac{(1,4 \times 4,5)}{I2} \times 6,7^2 = 23,57 \text{ t.m}$
)
(MBA = $-23,57 \text{ t.m}$

Travée BC - sous G (MBC = $-\frac{(1,1 \times 4,5)}{I2} \times 6,7^2 = 18,52 \text{ t.m}$
)
(MCB = $-18,52 \text{ t.m}$

- sous G+ I,2S (MBC = $\frac{(1,7 \times 4,5)}{I2} \times 6,7^2 = 28,62 \text{ t.m}$
)
(MCB = $-28,62 \text{ t.m}$

Console CD - sous G MCD = $-\frac{(0,75 \times 4,5)}{2} \times 2^2 - 0,4 \times 2 = -7,55 \text{ t.m}$

- sous G + I,2S MCD = $-\frac{(1,4 \times 4,5)}{2} \times 2^2 - 0,4 \times 2 = -11,8 \text{ t.m}$

Portique intermédiaire

Console OA - sous G MAO = $-16,4 \text{ t.m}$
- sous G + I,2S MAO = $-30,6 \text{ t.m}$

Travée AB - sous G : MAB = $16,8 \text{ t.m}$
MBA = $-16,8 \text{ t.m}$
- sous G+ I,2S MAB = $31,42 \text{ t.m}$
MBA = $-31,42 \text{ t.m}$

Travée BC - sous G : MBC = $24,7 \text{ t.m}$
MCB = $-24,7 \text{ t.m}$
- sous G+ I,2S MBC = $38,2 \text{ t.m}$
MCB = $38,2 \text{ t.m}$

Console CD - sous G : MCD = $-9,8 \text{ t.m}$
- sous G+ I,2S MCD = $-17,6 \text{ t.m}$

Sens Transversal

1° Portique de rive

1) Cross des efforts dus à Δ ⇒ m.

A	A		B		B'		C		C'
AA	AA'	AB	BA	BC	BB'	B'B	CB	CC'	C'C
-58.2	-16.41	16.41	14.09	32.27	-46.47	-73.18	52.77	-52.77	-636.16

2) Travail virtuel

$$T_{ii} = \frac{-58.19 - 16.41}{2.8} + \frac{-46.47 - 73.18}{2.8} + \frac{-52.76 - 636.16}{0.8} = -930.52$$

1^{er} cas de charge $T_{ip} = 22.58 \Rightarrow X_1 = \frac{-22.58}{-930.52} = 0.0242$

2^e cas $T_{ip} = 19.96 \Rightarrow X_1 = \frac{-19.96}{-930.52} = 0.0171$

3^e cas $T_{ip} = 32.97 \Rightarrow X_1 = \frac{-32.97}{-930.52} = 0.0354$

4^e cas $T_{ip} = 10.22 \Rightarrow X_1 = \frac{-10.22}{-930.52} = 0.0109$

G seul

$T_{ip} = 17.91 \Rightarrow X_1 = \frac{-17.91}{-930.52} = 0.0192$

3) Diagramme Final

Moment Final = $M_{fixe}^t + m_i X_i$

Voir tableau suivant

-35.

Sens Transversal

Sanitaires sur le portique intermédiaire. [G+So]

1) Cross des efforts dus au déplacement Δ

A'	A		B			B'	C		C'
A'A	AA'	AB	BA	BB'	BC	B'B	CB	CC'	C'C
-59.8	-19.65	19.65	16.31	-55.52	39.17	-77.55	65.38	-65.38	-645.16

2) Travail virtuel

$$T_{ii} = -964.1$$

$$T_{ip} = 1.22 \Rightarrow X_1 = \frac{-1.22}{-964.1} = 0.00126$$

3) Diagramme Final

	A'	A		B			B'	C		C'
	A'A	AA'	AB	BA	BB'	BC	B'B	CB	CC'	C'C
M_{fixe}	0.934	1.878	7.302	-0.693	0.933	0.1	0.295	0.051	-0.051	-0.025
$m X$	-0.07	-0.024	0.024	0.02	-0.07	0.05	-0.09	0.08	-0.08	-0.81
M_{So}	0.85	1.85	7.32	-0.67	0.52	0.15	0.2	0.13	-0.13	-0.83
M_{G+So}	-0.58	1.51	24.06	-18.21	-6.86	25.06	-4.75	-22.72	12.91	-9.8

Portique intermédiaire

1) Cross des efforts dus à Δ

A'	A		B			B'	C		C'
A'A	AA'	AB	BA	BB'	BC	B'B	CB	CC'	C'C
-59.82	-19.63	19.63	16.31	-55.45	39.16	-77.7	65.36	-65.36	-645.16

Portique intermédiaire - Sens transversal

$$T_{11} = \frac{-59,82 - 19,63}{2,8} + \frac{55,46 - 77,75}{2,8} + \frac{-65,36 - 645,16}{0,8} = -964,1$$

1er Cas/

$$T_{1p} = \frac{12,2 + 6,1}{2,8} + \frac{-6,7 - 3,35}{2,8} + \frac{14,77 + 7,385}{0,8} = 30,63$$

$$X_1 = \frac{-30,63}{-964,1} = -0,0317$$

2ème cas/

$$T_{1p} = \frac{13,04 - 6,52}{2,8} + \frac{5,47 + 2,735}{2,8} + \frac{13,65 + 6,825}{0,8} = 21,54$$

$$X_1 = \frac{-21,54}{-964,1} = +0,0223$$

3ème cas/

$$T_{1p} = \frac{0,978 + 0,489}{2,8} + \frac{-16,17 - 8,085}{2,8} + \frac{28,46 + 14,23}{0,8} = 45,23$$

$$X_1 = \frac{-45,23}{-964,1} = 0,0469$$

4ème cas/

$$T_{1p} = \frac{0,134 + 0,067}{2,8} + \frac{-5,83 - 2,915}{2,8} + \frac{7,27 + 3,635}{0,8} = 10,58$$

$$X_1 = \frac{-10,58}{-964,1} = 0,0109$$

G seul/

$$T_{1p} = \frac{0,143 + 0,071}{2,8} + \frac{-5,98 - 2,99}{2,8} = \frac{14,69 + 7,345}{0,8} = 24,42$$

$$X_1 = \frac{-24,42}{-964,1} = +0,0253$$

SENS TRANSVERSAL.

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

MOMENTS SUR APPUIS.

A'	A		B			B'	C		C'
A'A	AA'	AB	BA	BB'	BC	B'B	CB	CC'	C'C
6,1	12,2	18,45	-16,96	-6,7	23,77	-3,55	-24,57	14,77	7,385
-1,89	-0,62	0,62	0,51	-1,75	1,24	-2,46	2,07	-2,07	-20,45
4,21	11,58	19,07	-16,45	-8,45	25,01	-5,81	-22,5	12,7	-13,05
-6,52	-13,04	29,46	-31,6	5,47	26,12	2,735	-23,45	13,65	6,825
-1,33	-0,43	0,43	0,36	-1,23	0,87	-1,75	1,45	-1,45	-14,38
-7,85	-13,47	29,89	-31,24	4,24	26,99	1	-22	12,2	-7,55
0,489	0,978	15,42	-20,16	-16,17	36,04	-8,085	-37,77	28,46	14,23
-2,8	-0,92	0,92	0,76	-2,6	1,83	-3,64	3,06	-3,06	-30,258
-2,31	0,06	16,34	-19,4	-18,77	37,87	-11,72	-34,71	25,4	-16,03
0,067	0,134	16,26	-17,92	-5,83	23,76	-2,915	-24,87	7,27	3,635
-0,65	-0,21	0,21	0,17	-0,6	0,42	-0,84	0,71	-0,71	-7,03
-0,58	-0,07	16,47	-17,76	-6,43	24,18	-3,75	-24,16	6,56	-3,39
0,071	0,143	16,25	-17,95	-5,98	23,92	-2,99	-24,5	14,69	7,345
-1,51	-0,49	0,49	0,41	-1,4	0,99	-1,96	1,65	-1,65	-16,32
-1,44	-0,34	16,74	-17,54	-7,38	24,91	-4,95	-22,85	13,04	-8,97

SENS TRANSVERSAL.

2e Portique de Rive.

1) Cross des efforts dus au déplacement.

A'		A			B			B'	C			C'
A'A	AA'	AO	AB	BA	BC	BB'	B'B	CB	CD	CC'	C'C	
-56,43	-11,98		11,98	10,89	24,89	-35,73	-67,99	39,93		39,93	-632,94	

2) Détermination des T_{ij} , X

1 ^{er} Cas $T_{1p} = 15,05$	$T_{11} = -902,58$	-----	$X_1 = 0,0166$
2 ^{ème} Cas $T_{1p} = 11,19$		-----	$X_1 = 0,0123$
3 ^{ème} Cas $T_{1p} = 21,85$		-----	$X_1 = 0,0242$
4 ^{ème} Cas $T_{1p} = -0,6$		-----	$X_1 = -0,0006$
5 ^{ème} Cas $T_{1p} = 12$		-----	$X_1 = 0,0132$

3) Diagramme Final.

CAS		AA'	A'A	AB	BA	BC	BB'	B'	CB	CC'	C'
1	M fixe	6,43	-3,20	-8,86	-8,46	-12,1	-3,61	1,81	-12,29	-7,24	3,6
	M final	6,24	-2,27	-9,05	-8,28	-12,51	-4,2	2,93	-11,63	-6,58	-6,9
2	M fixe	-6,95	3,41	-15,16	-15,74	-12,74	2,97	-1,39	-11,98	-7,07	3,6
	M final	-7,09	4,05	-15,3	-15,61	-13,04	2,53	-0,56	-11,49	-6,58	-4,1
3	M fixe	0,21	-0,1	-7,97	-9,31	-18,37	-9	4,5	-19,09	-14,17	7,0
	M final	-0,08	1,26	-8,26	-9,05	-18,97	-9,86	6,14	-18,13	-13,21	-8,1
4	M fixe	-0,04	0,02	-8,24	-8,75	-12,01	-3,26	1,63	-12,48	-0,68	0,26
	M final	-0,03	-0,01	-8,23	-8,74	-11,99	-3,24	1,59	-12,5	-0,7	0,64
G	M fixe	-0,02	0,015	-8,22	-8,74	-12,1	-3,36	1,67	-12,28	-7,37	3,68
	M final	-0,17	0,75	-8,37	-8,6	-12,42	-3,83	2,56	-11,76	-6,85	-4,6

Moments entravée sous $G + 1.25$
 - Sens Transversal.

1^{er} Portique de rive

		AB	BC
1 ^{er} cas de charge	X_{max}	3.42	3.39
	M_{max}	5.74	9.69
2 ^e	X_{max}	3.33	3.44
	M_{max}	12.28	9.37
3 ^e	X_{max}	3.27	3.38
	M_{max}	5.64	15.26
4 ^e	X_{max}	3.32	3.36
	M_{max}	6.14	9.61
G seul	X_{max}	3.33	3.39
	M_{max}	6.12	9.77

S E N S T R A N S V E R S A L .

PORTIQUE Intermédiaire. Moments en travées.

		AB	BC
1 ^{er} Cas de charge	X MAX	3,436	3,4
	M MAX	7,5	13,3
2 ^{eme} Cas de charge	X MAX	3,326	3,462
	M MAX	16,57	12,58
3 ^{eme} Cas de charge	X MAX	3,248	3,396
	M MAX	7,4	20,95
4 ^{eme} Cas de charge	X MAX	3,3	3,35
	M MAX	8,11	13,16
G seul	X MAX	3,323	3,396
	M MAX	8,11	13,16

2^{eme} PORTIQUE de Rive.

Cas de charge		AB	BC
1 ^{er}	X MAX	3,4	3,389
	M MAX	3,96	6,45
2 ^{eme}	X MAX	3,338	3,42
	M MAX	6,11	6,26
3 ^{eme}	X MAX	3,297	3,374
	M MAX	3,97	10,07
4 ^{eme}	X MAX	3,315	3,326
	M MAX	4,13	6,27
G seul	X MAX	3,334	3,379
	M MAX	4,14	6,42

A'	AA'	AO	AB	BA	BC	BB'	B'	CO	CD	CC'	C'	
-4.83	-10.06	-22.9	24.06	24.5	23.76	-9.97	-5.35	27.46	-14.8	-9.3	-8.44	1er Portique de rive
5.63	9.57					9.7	5.74			4.66	4.18	
-7.37	-13.13	30.06	39.54	33.99	40.2	-12.46	-4.95	36.89	-17.6	-12.36	-11.98	Portique intermédiaire
7.28	14.44					13.09	7.63			7.79	7	
-3.78	-6.92	15.3	15.98	16.24	19.68	-6.4	-4.09	18.87	-11.8	-6.36	-5.79	2 ^e Portique de rive
3.84	6.64					6.95	3.95			6.69	5.8	

Moments sur appuis sous G + 1.2 S

- Sens Transversal.

		A B	B C
1 ^{er} Portique de Rive	M. max	12,3	15,26
1 ^{er} Portique Intermediaire	M. max	17,42	9,3
2 ^{eme} Portique de Rive	M. max	8,11	10,1

Q + I, 2 S

SUM 8 UNIVERSAL MOMENT IN TRAVERS

REPARTITION DES MOMENTS FLECHISSANTS ENTRE LES DIFFERENTES BANDES

-----oo0oo-----

- 43 -

Les moments fléchissants positifs et négatifs sollicitant les trames des portiques sont répartis entre les bandes centrales et bandes sur appuis conformément aux indications du tableau (1)

- M et M' représentant respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant une travée quelconque d'un portique intermédiaire.

- M1 et M'1 représentant respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant un portique de rive.

Les moments sont répartis uniformément par rapport à leur largeur d'application, comme suit :

1) Demi - Bande sur appuis :

- Moments sur appuis : $1,5 \left(\frac{B}{2} + h_0 \right) = 1'y_1$

- Moments en travée : $1,5 \left(\frac{B}{2} + h_0 \right) = \frac{1x}{10} = 1' Y_2$

2) Demi-Bande centrale :

- Moments sur appuis : $ly - 2 1'y_1$

- Moments en travée : $ly - 2 1'y_2$

On aboutit ainsi aux résultats suivants :

Sens Longitudinal

Portique A r I				Portique A I				PORTIQUE A r II			
D.B sur appuis		D.B. centrale		D.B sur appui		D.B centrale		DB sur appuis		D.B. centrale	
1'y 1	1'y 2	ly-2ly	ly-2ly'	1'y1	1'y2	ly-2ly'	ly-2ly'	1'y1	1'y2	ly-2ly'	ly-2ly'
97,5mm	151,25	410	302,5	97,5	167,5	475	335	97,5	133,75	340	267,5

Sens Transversal

Portique de rive I				Portique intermédiaire				Portique de rive II			
Appuis		Centrale		Appuis		Centrale		Appuis		Centrale	
1'y1	1'y2	ly-2l'y	ly-2l'y								
52,5	112,5	345	225	52,5	119,5	495	361	52,5	112,5	345	225

PORTIQUE
DEMI BANDE

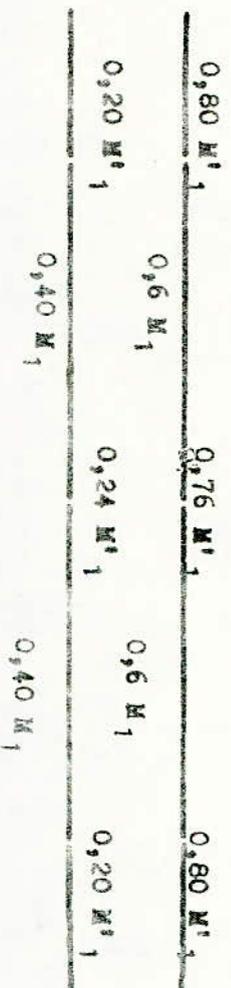
SENS TRANSVERSAL

*D*IMENSIONS

DEMI BANDE
SUR APPUIS

PORTIQUE DE RIVE

DEMI BANDE
CENTRALE.



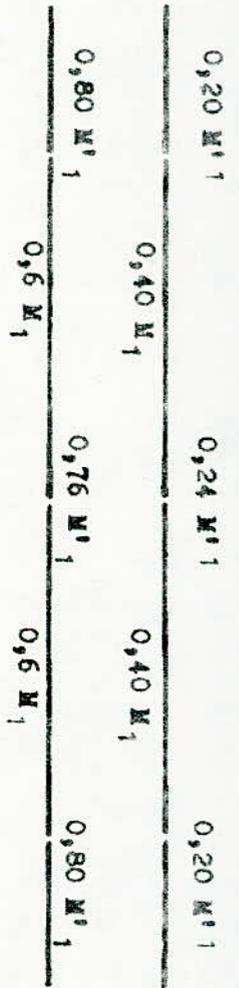
PORTIQUE INTERMEDIAIRE

DEMI BANDE
SUR APPUIS
DEMI BANDE
CENTRALE.



PORTIQUE DE RIVE

DEMI BANDE
CENTRALE.
DEMI BANDE
SUR APPUIS.



Sens Longitudinal

A ₂ - B ₂	A _I - B _I	A _n - B _n
<p>D.B. centrale</p> <p>D.B. sur appuis</p> <p>14.11 23.1 20.84 24.56 8.58 9.28 23.84 21.35 21.35 23.84 9.28</p> <p>Δ 11.4 Δ 10.53 Δ 12.18 Δ 13.42 ΔΔ 13.2 Δ 9.69 Δ 12.54 Δ 9.69 Δ 13.2 Δ</p>	<p>D.B. centrale</p> <p>D.B. sur appuis</p> <p>5.95 14.89 12.74 15.55 1.54 1.85 15.36 12.86 12.86 15.36 1.85</p> <p>Δ 8.28 Δ 6.38 Δ 6.00 Δ 9.67 ΔΔ 9.15 Δ 5.92 Δ 7.11 Δ 5.92 Δ 9.15 Δ</p>	<p>D.B. centrale</p> <p>D.B. sur appuis</p> <p>3.71 7.78 6.74 8.95 0.93 0.86 8.04 6.92 6.92 8.04 8.04</p> <p>Δ 12.55 Δ 10.36 Δ 15.41 Δ 19.29 ΔΔ 14.15 Δ 9.12 Δ 10.76 Δ 9.12 Δ 14.15 Δ</p>

PORTIQUE DE RIVE II	PORTIQUE INTERMEDIAIRE	PORTIQUE DE RIVE I
D.B centrale D.B sur appuis	D.B centrale D.B sur appuis	D.B centrale D.B sur appuis

Armatures - Sens Transversal

Portique de rive II	Portique intermediaire	Portique de rive I
D-B sur appuis	D-B sur appuis	D-B sur appuis
<p style="text-align: center;">D-B centrale</p>	<p style="text-align: center;">D-B centrale</p>	<p style="text-align: center;">D-B centrale</p>

Le calcul sera fait conformément aux règles parasismiques 1969.

I/- FORCES SISMIQUES HORIZONTALES (Art. 3.II2.II)

On utilise la formule :

$$F_h = \pm \sigma_h W$$

σ_h = coefficient sismique
W = charges permanentes et surcharges d'exploitation

$$\sigma_h = \alpha \beta \gamma \delta$$

1) α = coefficient d'intensité

$\alpha = 1$ car Alger est une zone de moyenne sismicité

2) β = coefficient de réponse

amortissement moyen $\Rightarrow \beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad [0,065 \leq \beta \leq 0,110]$

T = Période du mode fondamental de vibration de la construction

T = 0,09 $\frac{H}{\sqrt{L}}$ car contreventement en BA

Sens transversal $T = 0,09 \times \frac{2,80}{\sqrt{18,1}} = 0,059$

Sens longitudinal $T = 0,09 \times \frac{2,80}{\sqrt{40,5}} = 0,039$

Soit $\beta_t = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,059}} = 0,218 \Rightarrow \beta_t = 0,110$ sens transversal

$\beta_l = \frac{0,085}{0,039} = 0,25 \Rightarrow \beta_l = 0,110$ sens longitudinal

3) γ = Coefficient de distribution

$\gamma = 1$ car on a un seul niveau

4) δ = Coefficient de fondation

$\delta = 1,15$ car (semelles superficielles) Terrain de consistance moyenne)

$\sigma_h = 1 \times 0,110 \times 1 \times 1,15 = 0,1265$ dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.

2) Détermination de la masse W soumise à l'action sismique

$$W = \text{Charges permanentes} + \frac{I}{5} \text{ surcharge d'exploitation}$$

$$W = G + \frac{I}{5} S$$

$$S = 500 \text{ Kg/m}^2$$

Portique Ar1 - A1 - Ar2

$$\frac{I}{5} S = \frac{I}{5} \times 0,5 \times 25,5 \times 18,1 = 46,15 \text{ t}$$

$$G = [0,75 (6,7 + 2,7) + 1,1 \times 6,7 + 0,75 \times 2] \times 25,5 = 405,96 \text{ t}$$

$$W = G + \frac{I}{5} S = 405,96 + 46,15 = 452,11 \text{ t}$$

$$F_t = F_l = \sigma_{hw} = 0,1256 \times 452,11 = 57,2 \Rightarrow 19,06 \text{ t par file de p\^oteaux}$$

Portiques Brs - Bi - Br2

$$\frac{I}{5} S = \frac{I}{5} \times 0,5 \times 30 \times 18,1 = 54,3 \text{ t}$$

$$G = [0,75 (6,7 + 2,7) + 1,1 \times 6,7 + 0,75 \times 2] \times 30 = 477,6 \text{ t}$$

$$W = G + \frac{I}{5} S = 531,9 \text{ t}$$

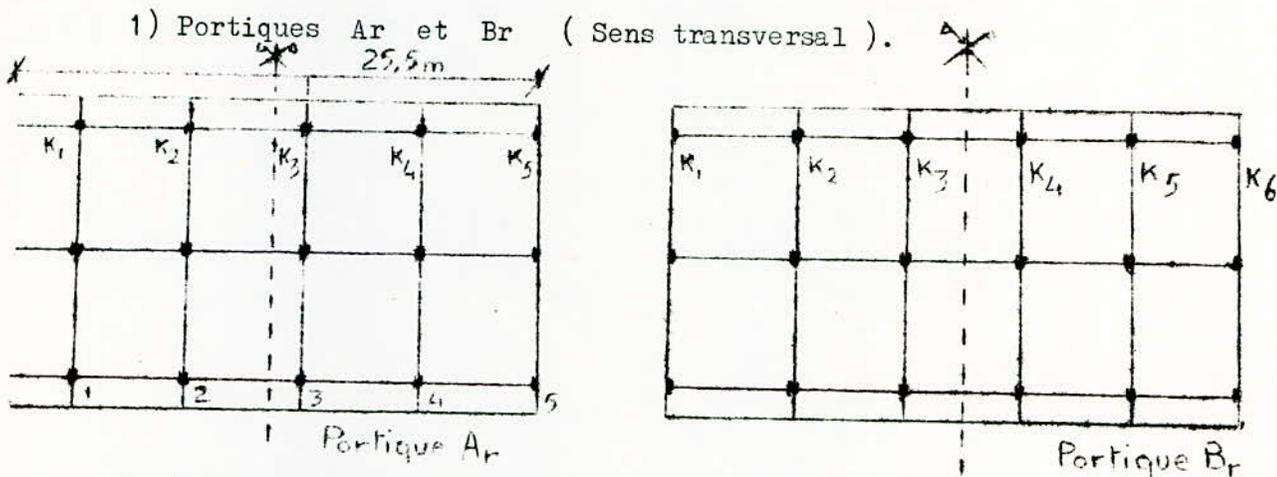
$$F_t = F_l = \sigma_{hw} = 0,1265 \times 531,9 = 67,3 \text{ t} \Rightarrow 22,43 \text{ t par file de p\^oteaux.}$$

I - DETERMINATION DES FORCES SISMIQUES

Les forces sismiques doivent être distribuées entre les différents portiques au prorata des inerties.

Nous devons vérifier l'excentrement éventuel de la résultante et en tenir compte.

Ceci nous amène à déterminer en premier lieu le centre de torsion d'après l'Annexe des règles PS 69.



1-1) Portique Ar

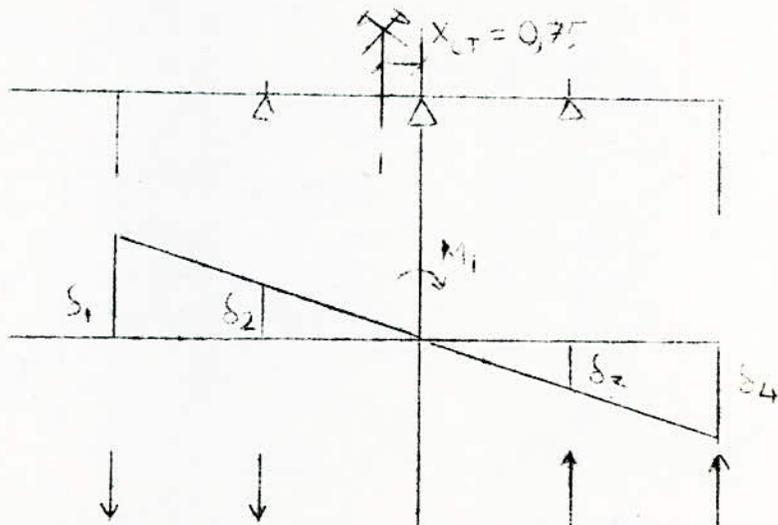
$$X_{ct} = \frac{930,52 (1,5 + 25,5) + 964,1 (7,5 + 13,5 + 19,5)}{930,52 \times 2 + 964,1 \times 1} = 13,5 \text{ m}$$

Avec $K_1 = K_5 = 930,52$ $K_1, K_2 \dots K_5$ étant les inerties
 $K_2 = K_4 = K_6 = 964,1$ des portiques

L'Axe de symétrie de la dalle passant à $\frac{25,5}{2} = 12,75 \text{ m}$

Nous aurons ainsi un excentrement :

$$e = 13,5 - 12,75 = 0,75 \text{ m}$$



$$M_e = F \times e = 57,2 \times 0,75 = 42,9 \text{ T;m}$$

a) Détermination des forces dues à M_e (Rotation).

$$S_1 = 1 \Rightarrow N_1 = k_1 S_1 = 930,52 \times 1 = 930,52$$

$$S_2 = S_1 \times \frac{6}{12} = 0,5 \Rightarrow N_2 = k_2 S_2 = 964,1 \times 0,5 = 482,05$$

$$S_3 = 0,5 \Rightarrow N_3 = k_3 S_3 = -964,1 \times 0,5 = -482,05$$

$$S_4 = -1 \Rightarrow N_4 = k_4 S_4 = -930,52 \times 1 = -930,52$$

Ces forces créent un moment :

$$M_n = 930,52 \times 12 \times 2 + 482,05 \times 6 \times 2 = 28.117,08$$

$$\rho = \frac{M_e}{M_n} = \frac{42,9}{28.117,08} = 0,00152$$

Correction des forces N_i

$$N_1 = 930,52 \times 0,00152 = 1,41$$

$$N_2 = 482,05 \times 0,00152 = 0,73$$

$$N_3 = 482,05 \times 0,00152 = -0,73$$

$$N_4 = 930,52 \times 0,00152 = -1,41$$

b) Détermination des forces sismiques sur chaque poteau (translation)

$$N'1 = \frac{57,2 \times 930,52}{930,52 \times 2 + 964,1 \times 3} = 11,97 \text{ t}$$

$$N'2 = \frac{57,2 \times 964,1}{930,52 \times 2 + 964,1 \times 3} = 11,6 \text{ t}$$

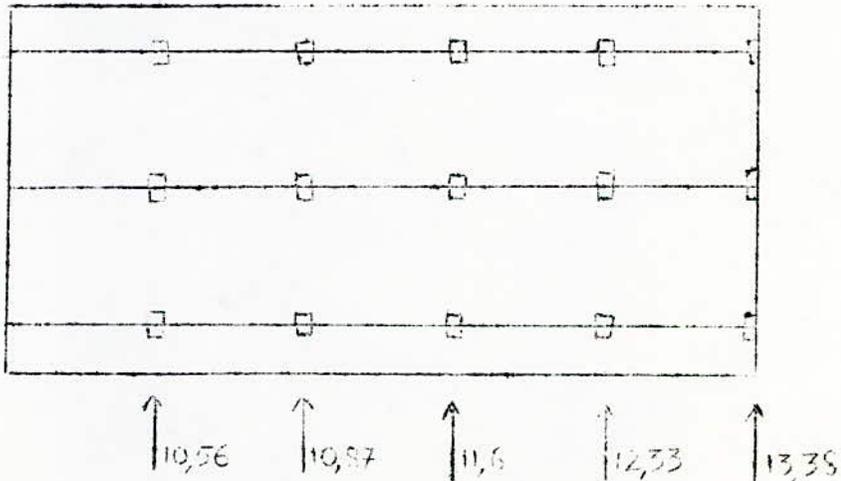
c) Combinaison des forces N_i et N'_i

$$N_1 + N'1 = -1,41 + 11,97 = 10,56 \text{ t}$$

$$N_2 + N'2 = -0,73 + 11,6 = 10,87 \text{ t}$$

$$N_0 + N'0 = 0 + 11,6 = 11,6 \text{ t (au niveau du centre de torsion)}$$

$$N_4 + N'4 = +1,41 + 11,97 = 13,38 \text{ t}$$



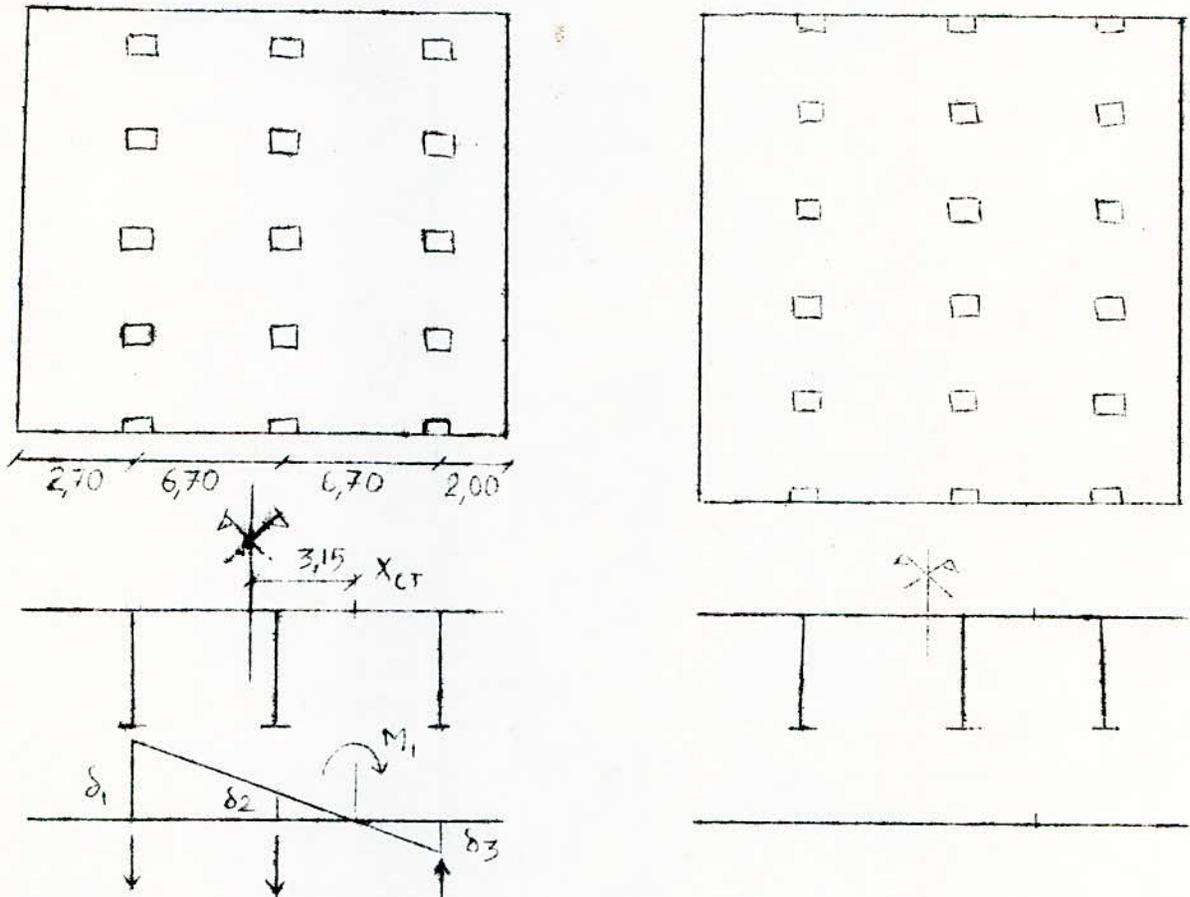
1-2) Portique Br

Ce portique présentant une symétrie, le centre de torsion sera confondu avec le centre de symétrie.

on a ainsi $N_i = 0$

$$N'1 = N'2 = N'3 = N'4 = N'5 = N'6 = \frac{67,4}{6} = 11,22 \text{ t}$$

2) Portique Ar et Br (Sens longitudinal).



2-1) Portique Ar

$$X_{ct} = \frac{358,33 \times 2,7 + 341,04 \times 9,4 + 1.051,88 \times 16,8}{338,33 + 341,04 + 1.051,88} = 12,2$$

L'Axe de symétrie de la dalle passant à $\frac{18,1}{2} = 9,05 \text{ m}$

Nous aurons un excentrement :

$$e = 12,2 - 9,05 = 3,15 \text{ m}$$

$$M_e = F \times e = 57,2 \times 3,15 = 180,18 \text{ T.m}$$

a) Détermination des forces dues à la rotation

$$S_1 = 1 \Rightarrow N_1 = k_1 S_1 = 938,33$$

$$S_2 = 0,294 \Rightarrow N_2 = k_2 S_2 = 341,04 \times 0,294 = 100,26$$

$$S_3 = 0,41 \Rightarrow N_3 = k_3 S_3 = 1051,88 \times 0,41 = -431,27$$

$$M_1 = 338,33 \times 9,5 + 240,43 \times 2,8 + 431,27 \times 3,9 = 5.569,29$$

$$f = \frac{M_e}{M_n} = \frac{180,18}{5569,29} = 0,03235$$

Correction des forces Ni

$$N1 = 338,33 \times 0,03235 = 10,94$$

$$N2 = 100,26 \times 0,03235 = 3,24$$

$$N3 = 431,27 \times 0,03235 = 13,95$$

b) Détermination des forces dues à la translation :

$$N'1 = \frac{57,2 \times 338,33}{338,33 + 341,04 + 1051,88} = 11,18 \text{ t}$$

$$N'2 = \frac{57,2 \times 341,04}{338,33 + 341,04 + 1.051,88} = 34,76 \text{ t}$$

c) Combinaison des forces Ni et N'i_m

$$N1 + N'1 = 11,18 - 10,94 = 0,3 \text{ t}$$

$$N2 + N'2 = 11,27 - 3,24 = 8,1 \text{ t}$$

$$N3 + N'3 = 34,76 + 13,95 = 48,8 \text{ t}$$

2-2) Portique Br

$$X_{ct} = \frac{407,16 \times 2,7 + 410,52 \times 9,4 + 1270,57 \times 16,1}{407,16 + 410,52 + 1.270,57} = 12,2 \text{ m}$$

$$e = 12,2 - 9,05 = 3,15 \text{ m}$$

$$M_e = F \times e = 67,3 \times 3,15 = 211,99 \text{ t.m}$$

a) Détermination des forces dues à la rotation

$$S1 = 1 \Rightarrow N1 = k1 S1 = 407,16$$

$$S2 = 0,294 \Rightarrow N2 = 120,69$$

$$S3 = 0,41 \Rightarrow N3 = 520,93$$

$$M_n = 407,16 \times 9,5 + 289,4 \times 2,8 + 520,93 \times 3,9 = 6.709,96$$

$$f = \frac{M_e}{M_n} = \frac{211,99}{6709,96} = 0,0316$$

Correction des Forces Ni

$$\begin{aligned} N1 &= 407,16 \times 0,0316 = 12,86 \text{ t} \\ N2 &= 120,69 \times 0,0316 = 3,81 \text{ t} \\ N3 &= 520,93 \times 0,0316 = 16,46 \text{ t} \end{aligned}$$

b) Détermination des forces sismiques dues à la translation

$$N'1 = \frac{67,3 \times 407,16}{2.088,25} = 13,12$$

$$N'2 = 13,23 \text{ t}$$

$$N'3 = 40,95 \text{ t}$$

c) Combinaisons des forces Ni et N'i

$$\begin{aligned} N1 + N'1 &= 13,12 - 12,86 = 0,3 \text{ t} \\ N2 + N'2 &= 13,23 - 3,81 = 9,5 \text{ t} \\ N3 + N'3 &= 40,95 + 16,46 = 57,5 \text{ t} \end{aligned}$$

II- Détermination des efforts sismiques

Méthode de calcul : Méthode des portiques à noeuds déplaçables.

1) Détermination des moments des déformées voir tableaux I ET II

2) Travail virtuel

$$T_{11} X_1 + T_{1p} = F \Rightarrow X = \frac{F - T_{1p}}{T_{11}}$$

a) Sens transversal

Portique	1	2	3	4	5	6-11	7-8 9-10
T 1p	17,91	25,65	24,41	24,41	12	12	24,41
T 11	-964,1	-964,1	-964,1	-964,1	-902,1	-902,58	-964,1
X 1	0,078	0,0138	0,0132	0,014	0,0016	0,0008	0,0136

b) Sens Longitudinal

Portique	A r 2	A I	A R2	B r1	B I	B r2
T 1 p	0,404	0,466	1,242	0	0	0
T 11	- 127	- 129,38	- 351,75	- 127,15	- 129,55	- 352,6
R 1	0,0008	- 0,059	- 0,1352	- 0,0023	- 0,073	- 0,163

3) Diagramme Final

Voir tableaux I et II

(S.1) SENS TRAVERSAL

Tableau-I

	A			B			B'			C			C'	
	A'A	AA'	AB	BA	BC	BB'	B'B	CB	CC'	C'C				
W°	0,06	0,012	12,28	-13,32	18,05	-4,89	-2,44	-18,4	10,95	5,47				
m1 X1	-0,279	-0,078	0,078	0,067	0,154	-0,223	-0,351	0,253	-0,253	-3,05				
N°+m1X1	-0,27	-0,06	12,35	-13,25	18,2	-5,11	-2,79	-18,14	10,69	2,42				Portigue 1
"	1	2,02	23,55	-18,64	24,02	-5,38	-2,7	-24,45	14,64	7,32				
"	-0,025	-0,27	0,27	0,225	0,54	-0,765	-1,07	0,9	-0,9	-8,9				
"	0,175	1,75	23,82	-18,41	23,48	-6,14	-3,77	-23,55	13,74	-1,57				2
"	0,071	1,143	16,25	-17,95	23,92	-5,98	-2,99	-24,5	14,69	7,34				
"	-0,789	-0,459	0,259	0,215	0,517	-0,732	-1,02	0,862	-0,862	-0,516				3
"	-0,72	-0,11	16,5	-17,73	24,43	-6,71	-4,01	-23,63	13,82	6,83				
"	0,071	0,143	16,25	-17,95	23,92	-5,98	-2,99	-24,5	14,69	7,34				
"	-0,837	-0,274	0,274	0,228	0,548	-0,776	-1,08	0,915	-0,915	-9,03				4
"	-0,76	-0,13	16,52	-17,72	24,46	-6,75	-4,07	-23,58	13,77	-1,68				
"	-0,01	-0,02	8,2	-8,74	12,21	-3,36	-1,67	-12,28	7,37	3,68				
"	-0,00	-0,19	0,019	0,017	0,039	-0,057	-0,108	0,063	-0,063	-1,01				5
"	-0,1	-0,04	8,22	-8,72	12,25	-3,41	-1,77	-12,21	7,3	2,67				
"	-0,0-	-0,02	8,2	-8,74	12,21	-3,36	-1,67	-12,28	7,37	3,68				
"	-0,04	-0,009	0,009	0,008	0,02	-0,028	-0,054	0,032	-0,032	-0,506				6 - 11
"	-0,05	-0,03	8,21	-8,73	12,23	-3,39	-1,72	-12,24	7,33	3,17				
"	0,071	0,143	16,25	-17,95	23,92	-5,98	-2,99	-24,5	14,69	7,34				
"	-0,813	-0,266	0,266	0,221	0,532	-0,754	-1,05	0,888	-0,888	-8,77				7 - 8 -
"	-0,74	-0,12	16,51	-17,73	24,45	-6,73	-4,04	-23,61	13,8	-1,42				9 - 10 -

(SI) SENS LONGITUDINAL

Tableau II (suite)

E'	E	EF	F		G		H		I		J		J'	
			FG	GF	GH	HG	HI	IH	IJ	JI	JJ'	J'J		
-1	-2	2	-16,6	16,6	-12,97	12,97	-12,97	12,97	-16,6	16,6	-2	+2	+1	M°
0,21	0,19	-0,19	-0,05	0,05	0,01	-0,01	-0,01	0,01	0,05	-0,05	-0,19	0,19	0,21	mx
-1,79	-1,81	1,81	-16,65	16,65	-12,96	12,96	-12,98	12,98	-16,55	16,55	-2,19	2,19	1,21	M° + mx
-1,15	-2,3	+2,3	-22,85	22,85	-17,76	17,76	-17,76	17,76	-22,85	22,85	-2,3	+2,3	+1,15	
6,84	6,39	-6,39	-1,73	1,73	0,57	-0,57	-0,57	0,57	1,73	-1,73	-6,39	6,39	6,84	BI
8,69	4,1	-4,1	-24,19	24,59	-17,19	17,19	-18,33	18,33	-21,12	21,12	-8,69	8,69	7,99	
-3,05	-6,1	6,1	-18,2	18,2	-15,2	15,2	-15,2	15,2	-18,2	18,2	-6,1	6,1	3,05	
13,09	9,89	-9,89	-2,69	2,69	0,89	-0,89	-0,89	0,89	2,69	-2,69	-9,89	9,89	13,09	Br2
10,04	3,79	-3,79	-20,89	20,89	-14,31	14,31	-16,1	16,1	-15,51	15,51	-15,99	15,99	16,14	

G + SI + S SENS TRANSVERSAL MOMENT SUR APPUIS.

A°	A A°	AM	BA	BC	B B'	B'	CB	CC'	C'	
-1,478 2,25	- 5,63 6,2	21,9	22,85	27,44	- 10 6,3	- 4,43 2,3	26,53	- 6 12	- 5 3,2	1
-2,8 3	- 8,6 12	36,72	31,56	36,09	- 14 8,6	- 4,2 3,2	34,52	- 7,9 17	- 9,05 2,5	2
-2 2,3	- 6,2 8	29,4	30,88	37,04	- 14,4 9	- 5 4,2	34,6	- 7,9 17	- 9,1 2,5	3
-2 2,3	- 6,2 8	29,42	30,87	37,07	- 14,3 9	- 5 4,2	34,95	- 7,9 17	- 9,1 2,5	4
-1 1,9	- 3 4	14,56	15,06	18,13	- 7,1 6,5	- 2,5 2,1	16,13	- 3 -	- 4,5 1,2	5
-1 1,9	- 3 4	14,55	15,07	18,28	- 7,1 4,5	- 2,5 2,1	,76	- 3 8	- 4,5 1,2	6
-2 2,3	- 6,2 8	29,41	30,88	37,06	- 14,4 9	- 5 4,2	34,58	- 7,9 17	- 9,1 2,5	7

SENS LONGITUDINAL.

Moment sur appuis

G + SI + S

A'	AA'	AB	B	C	D	E	E'	
3,3	2,2	12,27	29,91	24,92	42,32	5,8	3,87	Ar 2
9,3	7,56	7,52	30,38	25,27	27,08	18,68	14	Ar 2
6,56	5,47	8,4	37,2	30,74	36,58	9	7,2	A ₁

E'	E	F	G	H	I	J	J'	
2,8	3,71	30,74	26,2	26,22	30,63	4,09	2,8	Br 1
10,6	8,4	31,06	25,06	26,85	26,48	20,6	10,6	Br 2
7,2	6,04	39,24	30,59	31,71	36,77	10,63	7,2	B ₁

- Moments en travée - $G+SI+S$

- Sens Transversal -

Portiques 1.2.3.4.5.6.7.

	AB	BC
①	11.42	14.17
②	11.28	20.12
③	15.21	19.6
④	15.2	19.61
⑤	7.45	9.34
⑥	7.45	9.34
⑦	15.2	19.6

	A B	B C	C D	D E	
Ar ¹	18,87	15,82	26,09	26,47	
A _I	27,68	18,51	18,56	26,97	
Ar ²	21,91	15,54	19,16	16,84	
	E F	F G	G H	H I	I J
Br ₁	21,68	13,63	16,19	13,73	21,58
B _I	31,46	17,21	21,46	18,27	25,29
Br ₂	25,1	13,7	18,78	15,38	16,28

Détermination des efforts Tranchants

1) Sens Longitudinal

t	T _A	T _{Bg}	T _{Bd}	T _{Cg}	T _{Cd}	T _{Dg}	T _{Dd}	T _E
A _{r1}	23,8	-29,54	28,3	-26,9	27,02	-27,68	29,77	-22,01
A _{r2}	24,81	-28,36	27,67	-26,62	26,1	-26,2	29,56	-23,24
A _r	28,71	-31,14	34,22	-32,5	32,25	-34,6	37,4	-26,73

t	T _E	T _{Fg}	T _{Fd}	T _{Gg}	T _{Gd}	T _{Hg}	T _{Hd}	T _{Ig}	T _{Id}	T _J
B _{r1}	22,19	-30,53	28,28	-26,61	27,51	-27,51	-26,61	-28,28	30,53	-22,19
B _{r2}	23,87	-29,35	27,76	-26,55	27,23	-27,23	26,55	-27,76	29,35	-23,87
B _r	26,92	-37,38	34,54	-32,19	33,44	-33,44	32,19	-34,54	37,38	-26,92

2) Sens Transversal

t	T _A	T _{Bg}	T _{Bd}	T _C
RIVE I	21,32	-21,45	26,16	-25,53
INTER-MEDIAIRE	28,44	-28,76	35,15	-33,69
RIVE II	14,22	-14,15	17,63	-17

-E.5-

On ne prévoit pas d'armatures transversales si :

$$T_{II}' \leq \bar{\sigma}_b (b' + h_0) \frac{2 Z l_y}{l_y + b'} (I)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on pourra prévoir des armatures transversales calculées pour une fraction de l'effort tranchant égale à

$$\frac{2 Z l_y}{l_y + b'} T_{II}$$

Portique B_I

$$T_{max} = 37,38 \text{ t}$$

$$67,5 (0,8 + 0,25) \times 2 \times \frac{7}{8} \times 0,25 \times \frac{6,7}{6,7 + 0,8} = 27,7 \text{ t}$$

La condition I n'est donc pas vérifiée.

Nous placerons des armatures transversales jusqu'à la distance b'' telle que : b'' = 130 cm

$$T_{IV}' \leq \bar{\sigma}_b (b' + b'') \times \frac{2 Z l_y}{l_y + b'}$$

$$T_{IV}' \leq 67,5 (0,8 + 1,30) \times 2 \times \frac{7}{8} \times 0,25 \times \frac{6,7}{6,7 + 0,8}$$

$$T_{IV}' \leq 55,57 \text{ t}$$

Le portique B_I étant le plus défavorable nous généraliserons pour tous les autres portiques de façon que b'' = 130 cm.

Plutôt que d'utiliser des barres relevées, nous disposerons des cadres ou étriers.

$$T_{II}' \times \frac{l_y + b'}{2 l_y} = 37,38 \times \frac{6,7 + 0,8}{2 \times 6,7} = 20,92 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{20,92 \cdot 10^3}{670 \times \frac{7}{8} \times 22} = 1,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times h = 0,2 \times 22 = 4,4 \text{ cm} \\ b (1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{b}) = 23,4 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 24 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = (1 - \frac{\bar{\tau}_b}{b}) \bar{\sigma}_{en} = (1 - \frac{1,62}{9 \times 6,75}) \cdot 2400 = 2336 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Soient des cadres } 4 \text{ } \emptyset \text{ } 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \times \frac{7}{8} \times 22 \times 2336}{20,92 \cdot 10^3} = 4,32 \text{ cm}$$

Vérification de la condition de non-fragilité

CCBA 68 - Art; 52

On vérifie les conditions suivantes : 1) Sens Longitudinal

- Pour les demi - Bandes sur appuis

$$\frac{A}{bh} \geq \psi_d \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \times \frac{(ht)^2}{(h)^2}$$

$$\text{Soit } A \geq bh \psi_d \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \times \frac{(ht)^2}{(h)^2}$$

$$A \geq 167,5 \times 22 \times 0,54 \times \frac{6,75}{2800} \frac{(25)^2}{(22)^2} = 6,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A = 11,65 \text{ cm}^2$$

2) Sens transversal

$$A \geq 150 \times 22 \times 0,54 \times \frac{6,75}{2800} \frac{(25)^2}{(22)^2} = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A = 12,15 \text{ cm}^2$$

- Pour les demi-bandes centrales : 1) sens longitudinal

$$f = \frac{hx}{ly} = \frac{6}{6,7} = 0,895 < 1$$

$$\frac{Ax}{bhx} \geq \frac{\psi_d}{2} (2 - f) \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \frac{(ho)^2}{(hx)^2}$$

$$Ax \geq 335 \times 22 \times \frac{0,54}{2} (2 - 0,895) \frac{6,75}{2800} \frac{(25)^2}{(22)^2} = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A = 6,91 \text{ cm}$$

2) Sens transversal

$$f = \frac{lx}{ly} = 0,895 < 1$$

$$Ax \geq 300 \times 22 \times \frac{0,54}{2} (2 - 0,895) \frac{6,75}{2800} \frac{(25)^2}{(22)^2} = 6,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A = 7,5 \text{ cm}^2$$

La vérification a été faite pour le portique intermédiaire celui-ci étant le plus défavorable.

LIMITATION DES FLECHES CCBA 68 - A 61-22

On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$1) \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$2) \bar{w}_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sqrt{e_n}}$$

1) Vérification n° 1

Mt = Moment en travée

$$M_t \leq 0,75 M_x$$

$$M_t = 19,29 \text{ t.m}$$

Mx = Moment maximal en travée de la dalle supposée non encastree sur ses appuis et non continue au delà de ses appuis.

$$M_x = q \frac{l^2}{8} = 8,47 \times \frac{6}{8} = 38,115 \text{ t.m} \Rightarrow M_x \times 0,75 = 28,58 \text{ t.m}$$

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

$$\frac{0,25}{6} = 0,0417 > \frac{1}{20} \times \frac{19,29}{38,115} = 0,025$$

La 1ere condition est donc vérifiée

2) Vérification n° 2

$$\frac{A}{bh} < \frac{20}{\sqrt{e_n}}$$

$$\frac{23,65}{22 \times 151,25} = 0,0071 < \frac{20}{2400} = 0,0083$$

La 2è condition étant aussi vérifiée il n'y a pas lieu de donner une Justification des flèches.

Calcul des piliers sous G + 1,25

Chaque portique étant par hypothèse assimilé à un système plan, les vérifications sont à faire en flexion composée dans les deux directions

1) sens longitudinal

a) pilier de hauteur $h = 2.80 \text{ m}$

Nous allons calculer les piliers les plus sollicités en l'occurrence ceux du portique B_I. Nous procéderons par la méthode du " charon ".

$$M = 4,63 \text{ t.m}$$

$$N = 26,92 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,63}{26,92} = 0,172 \text{ m} \quad \frac{ht}{6} = \frac{0,20}{6} = 0,033 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{at} = 4,63 + 26,92 \times 0,07 = 6,52 \text{ t.m}$$

$$M_{ac} = 4,63 - 26,92 \times 0,07 = 2,74$$

$$H_1 = \frac{15 \times 6,52 \cdot 10^5}{2800 \times 80 \times 17^2} = 0,151 \quad \delta' = \frac{3}{17} = 0,176$$

$$H_2 = \frac{15 \times 2,74 \cdot 10^5}{2800 \times 80 \times 17^2} = 0,0634$$

$$\text{d'où } k_1 = 23 \quad k_d = 23 + \frac{50 \times 0,0634 (0,06 - 0,176)}{0,151} = 20,56 \Rightarrow M_{ed} = 0,0311$$

soit $k_{d+1} = 21,56$

$$\text{d'où } \left. \begin{array}{l} M_d = 2,024 \\ p_d = 0,253 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{2d+i} = 2,024 \times 0,151 - 0,253 = 0,0526 < M_2$$

$$\text{Soit } K_d + 2 = 22,56$$

$$\left. \begin{array}{l} m_d = 2,143 \\ p_d = 0,249 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{2d+2} = 2,143 \times 0,151 - 0,249 = 0,0746 > M_2$$

$$K = 22,56 - \frac{0,0746 - 0,0634}{0,0746 - 0,0311} = 22,3 > \bar{K} = \frac{2800}{175} = 16,96 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \bar{\omega}_0 = 0,9008 \quad \text{et} \quad M_0 = 0,11701 \Rightarrow \bar{\omega} = 0,9008 + \frac{0,0634 - 0,11701}{0,15 (1 - 0,176)} = 0,467$$

d'où

$$A = A' = \frac{0,467 \times 80 \times 17}{100} = 6,35 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 12 \times 15 \quad (7,54 \text{ cm}^2).$$

Piliers de hauteur $h = 0,80 \text{ m}$

$$N = 23,87 \text{ t}$$

$$M = 11,61 \text{ t.m}$$

On obtient $A = A' = 9,68 \text{ cm}^2$ soit des $\emptyset 12\text{c}10$ ($11,31 \text{ cm}^2$)

2) Sens transversal

a) piliers de hauteur $h = 2,80 \text{ m}$

$$N = 28,44 \text{ t}$$

$$M = 14,44 \text{ t.m}$$

On obtient $A = A' = 5,26 \text{ cm}^2$ soit des $\emptyset 12\text{c}^{15}$ ($7,54 \text{ cm}^2$)

b) Piliers de hauteur $h = 0,80 \text{ m}$

$$N = 33,69 \text{ t}$$

$$M = 12,36 \text{ t.m}$$

On obtient $A = A' = 8 \text{ cm}^2$ soit des $\emptyset 12\text{c}12,5$ ($9,05 \text{ cm}^2$)

Calcul des piliers sous $G + (SI) + S$

1) Sens longitudinal

a) Piliers de hauteur $h = 2,80 \text{ m}$

$$N = 26,92 \text{ t}$$

$$M = 10,63 \text{ t.m}$$

b) Piliers de hauteur $h = 0,80 \text{ m}$

On obtient $A = A' = 31,05 \text{ cm}^2$ soit des $\emptyset 20\text{c}10$ ($31,41 \text{ cm}^2$)

$$\text{et } \sigma'_b = 120 \text{ Kg / cm}^2 \quad \sigma'_e = 1844 \text{ Kg / cm}^2 \quad \sigma'_a = 2778 \text{ Kg / cm}^2$$

2) Sens transversal

a) piliers de hauteur $h = 2,80 \text{ m}$

$$N = 28,44 \text{ t}$$

$$M = 12 \text{ t.m}$$

On obtient $A = A' = 3,99 \text{ cm}^2$ soit des $\emptyset 12\text{c}20$ ($5,65 \text{ cm}^2$)

$$\text{et } \sigma'_b = 68 \text{ Kg / cm}^2 \quad \sigma'_a = 937 \text{ Kg / cm}^2 \quad \sigma_a = 861 \text{ Kg / cm}^2$$

b) Piliers de hauteur $h = 0,80 \text{ m}$

$$N = 33,69 \text{ t}$$

$$M = 17 \text{ t.m}$$

On obtient $A = A' = 4,06 \text{ cm}^2$ soit des $\emptyset 12\text{c}20$ ($5,65 \text{ cm}^2$)

$$\text{et } \sigma'_b = 96 \text{ Kg / cm}^2 \quad \sigma'_a = 1321 \text{ Kg / cm}^2 \quad \sigma_a = 1565 \text{ Kg / cm}^2$$

II - ONDATIONS

Les semelles seront calculées sous G + I, 2 \$ et vérifiées au seisme. Nous avons des semelles isolées.

I) Semelles sous poteaux de hauteur $h = 2,80 \text{ m}$

a) Dimensionnement

$$\sigma = \frac{Q}{AB} + \frac{M}{I}$$

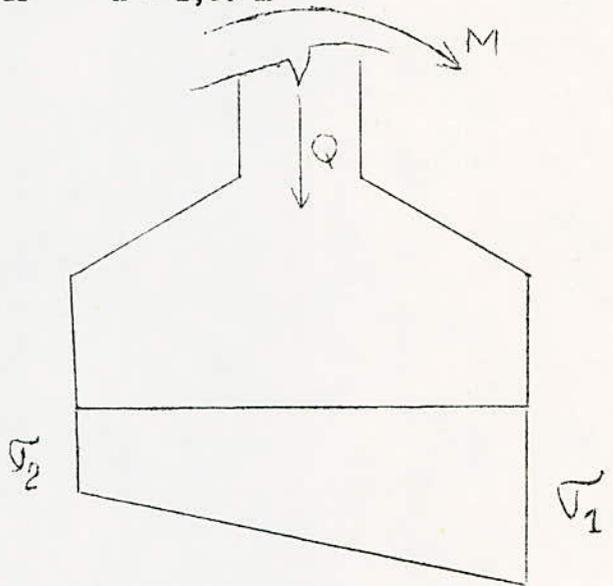
$$\sigma = \frac{Q}{AB} \left[I + \frac{6e}{B} \right]$$

$$Q = 29,56 \text{ t}$$

$$M = 7,28 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit : } A = 1,60 \text{ m}$$

$$B = 2,50 \text{ m}$$



$$\sigma_1 = \frac{29,56 \cdot 10^3}{160 \times 250} \left[I + 6 \times \frac{7,28 \cdot 10^5}{29,56 \cdot 10^3} \times \frac{I}{250} \right] = 1,18 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{29,56 \cdot 10^3}{160 \times 250} \left[I - 6 \times \frac{7,28 \cdot 10^5}{29,56 \cdot 10^3} \times \frac{I}{250} \right] = 0,31 \text{ Kg / cm}^2$$

$$h \gg \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{160 - 80}{4} = 20 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{250 - 20}{4} = 57,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } h = 60 \text{ cm}$$

c) Calcul des armatures - Méthode des bielles

- Armature dans le sens Y

Au lieu de Q on considère Q' qui correspond à $\left(\frac{A}{4} \right)$

$$Q' = A \times B \times \left(\frac{A}{4} \right)$$

$$\overline{\sigma} \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{\overline{\sigma}_2 + 3 \overline{\sigma}_I}{4} = \frac{0,31 + 3 \times 1,18}{4} = 0,963 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$Q' = 160 \times 250 \times 0,963 = 38,6 \text{ t}$$

$$F_y = \frac{Q' (A-a)}{8 h} = \frac{38,6 (160 - 80)}{8 \times 55} = 7,02 \text{ t}$$

$$\Rightarrow A'_y = \frac{F_y}{a} = \frac{7020}{2800} = 2,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \emptyset 8 \text{ c } 20 \quad [2,51 \text{ cm}^2]$$

- Calcul des armatures dans le sens X

$$F_x = \frac{Q' (B-b)}{8 h} = \frac{38,6 (250 - 20)}{8 \times 55} = 20,1 \text{ t}$$

$$A'_x = \frac{F_x}{\overline{\sigma}_a} = \frac{20200}{2800} = 7,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \emptyset 8 \text{ c } 7 \quad [7,18 \text{ cm}^2]$$

2) Semelles sous poteaux de hauteur $h = 0,80 \text{ m}$

- Dimensionnement

$$Q = 34,01 \text{ t} \quad \text{Soit} \quad A = 2,20 \text{ m}$$

$$M = 11,98 \text{ t.m}$$

$$B = 2,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

$$\overline{\sigma}_I = \frac{34,01 \cdot 10^3}{220 \times 230} \left[1 + 6 \times \frac{11,98 \cdot 10^5}{34,01 \cdot 10^3} \times \frac{1}{230} \right] = 1,29 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_2 = \frac{34,01 \cdot 10^3}{220 \times 230} \left[1 - 6 \times \frac{11,98 \cdot 10^5}{34,01 \cdot 10^3} \times \frac{1}{230} \right] = 0,06 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

- Calcul des armatures dans le sens Y

$$Q' = 220 \times 230 \times 0,983 = 49,8 \text{ t}$$

$$\overline{\sigma} \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{0,06 + 3 \times 1,29}{4} = 0,983 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$F_y = \frac{49,8 (220 - 80)}{8 \times 50} = 26,2 \text{ t} \Rightarrow A'_y = \frac{17500}{2800} = 6,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \emptyset 8 \text{ c } 8 \quad [6,28 \text{ cm}^2]$$

- Calcul des armatures dans le sens X

$$F_x = \frac{49,8 (230 - 20)}{8 \times 50} = 26,2 \text{ t} \Rightarrow A'_x = \frac{26200}{2800} = 9,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \emptyset 10 \text{ c } 8 \quad [9,82 \text{ cm}^2]$$

3) Semelles au niveau du joint

a) sous poteaux de hauteur $h = 2,80 \text{ m}$

- Dimensionnement

$$N = 59,12 \text{ t}$$

$$M = 0,8 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit } \begin{array}{l} A = 1,60 \text{ m} \\ B = 270 \text{ m} \end{array} \quad \left| \Rightarrow h = 60 \text{ cm} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{59,12 \cdot 10^3}{160 \cdot 270} \left(1 + 6 \times \frac{0,8 \cdot 10^5}{59,12 \cdot 10^3} \times \frac{1}{160} \right) = 1,43 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{59,12 \cdot 10^3}{160 \times 270} \left(1 - 6 \times \frac{0,8 \cdot 10^5}{59,12 \cdot 10^3} \times \frac{1}{160} \right) = 1,3 \text{ Kg / cm}^2$$

- Calcul des armatures dans le sens Y

$$\sigma \left(\frac{A}{4} \right) = \frac{3 \times 1,43 + 1,3}{4} = 1,39 \text{ Kg / cm}^2$$

$$N^Y = 160 \times 270 \times 1,387 = 60 \text{ t}$$

$$F_Y = \frac{60 (160 - 80)}{8 \times 55} = 10,9 \text{ t} \Rightarrow A^Y = \frac{10900}{2800} = 3,89 \text{ cm}^2$$

soit des \emptyset 12c20 ($5,65 \text{ cm}^2$)

- Calcul des armatures dans le sens X

$$F_X = \frac{60 (270 - 40)}{8 \times 55} = 31,36 \text{ t} \Rightarrow A^X = \frac{31360}{2800} = 11,2 \text{ cm}^2$$

soit des \emptyset 12c7,5 ($15,08 \text{ cm}^2$)

b) sous poteaux de hauteur $h = 0,8 \text{ m}$

- Dimensionnement

$$N = 58,02 \text{ t}$$

$$M = 0,95 \text{ t.m}$$

$$\text{soit } \begin{array}{l} A = 2,30 \text{ m} \\ B = 2,50 \text{ m} \end{array} \quad \left| \Rightarrow h = 60 \text{ cm} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{58,02 \cdot 10^3}{230 \times 2,50} \left(1 + 6 \times \frac{0,95 \cdot 10^5}{58,02 \cdot 10^3} \times \frac{1}{230} \right) = 1,22 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{58,02 \cdot 10^3}{230 \times 2,50} \left(1 - 6 \times \frac{0,95 \cdot 10^5}{58,02 \cdot 10^3} \times \frac{1}{230} \right) = 1,14 \text{ Kg / cm}^2$$

- Calcul des armatures

$$A^Y = 11,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit des } \emptyset \text{ 12c7,5 (} 15,08 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$A^X = 8,4 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit des } \emptyset \text{ 12c12,5 (} 9,05 \text{ cm}^2 \text{)}$$

.../...

ETUDE DE LA TOITURE

-I- PRESENTATION DE LA TOITURE

-II- MATERIAUX EMPLOYES

-III- PREDIMENSIONNEMENT CALCUL DES DALLES

-IV- DETERMINATION DES EFFORTS

Methode de calcul

Etude sous poids propres

" " surcharges

" " poids propres sans etancherites

" " variations de temperature

" " neige

" " vent

" " Seisme

Combinaisons

-V- ETUDE DE LA PRECONTRAINTES

Generalites

Trace n° I

Trace n° II

Verification des contraintes de flexion

Securite à la rupture par flexion

Verification des contraintes d'efforts tranchants

Securite à la rupture par efforts tranchants

Torsion

Etude de la partie courbe "A-E"

-VI- ETUDE DES PAROIS VERTICALES

-VII- ETUDE DES FONDATIONS

I- Généralités

D'après les plans d'architecture nous voyons que la toiture est composée de poutres transversales sans appui intermédiaire ayant des portées de 50,3m

Ces poutres sont dans le prolongement des parois verticales et forment donc avec celle-ci un portique hyperstatique.

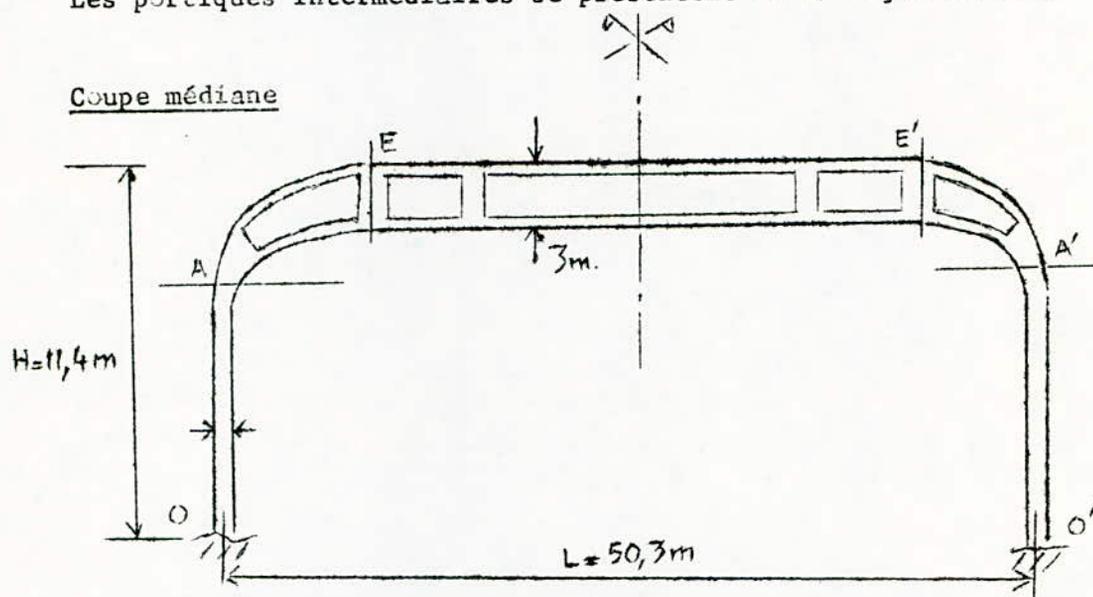
Les parois prenant appui sur des semelles filantes encastrées dans le sol le degré d'hyperstaticité du portique sera donc de "3".

Nous distinguons d'après la forme géométrique imposée par l'architecte 2 sortes de poutres.

- Poutres de rives
- Poutres intermédiaires.

Nous nous proposons tout d'abord d'étudier les poutres intermédiaires

Les portiques intermédiaires se présentent de la façon suite :

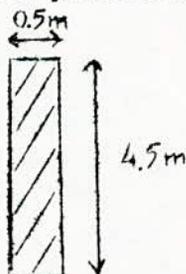


- Nous avons donc :
- a) Une paroi verticale OA (O'A')
 - b) Une partie courbe AE (A'E')
 - c) une partie plane EE'

a) La paroi verticale OA sera considérée comme suit :

- D'une hauteur de 7 m (du niveau moyen des fondations)
- d'une largeur de 4,5m (distance entre 2 poutres et largeur totale d'une poutre).
- D'une épaisseur pleine de 0,5m.

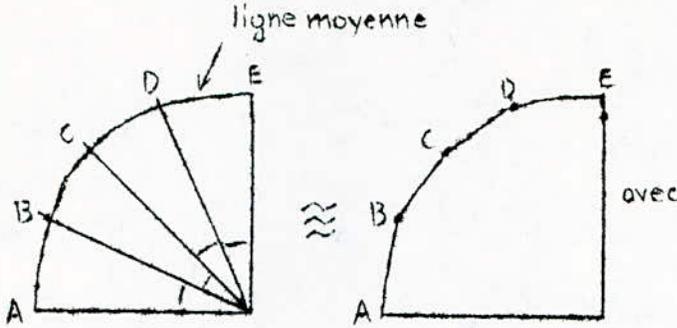
D'où la forme de la section



b) La partie courbe AE sera considérée comme suit :

- d'une courbure extérieure de 5,60 m de diamètre
- d'une largeur de 4,5 m (idem paroi).

Cette partie courbe sera décomposée dans les calculs en 4 tronçons supposés rectilignes AB, BC, CD, DE. Pour chacun de ces tronçons on supposera que l'inertie est constante ainsi que sa section. Et on prendra comme valeur pour ces inerties et ces sections l'inertie la plus faible correspondant à la section la plus faible de la tranche considérée, soit :



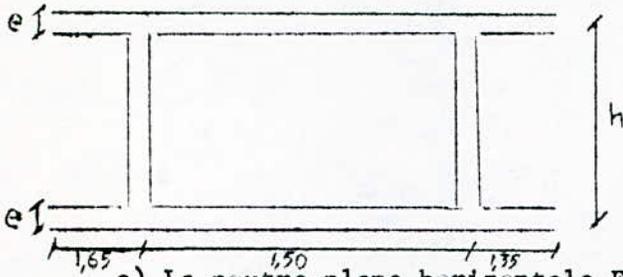
$$I_{AB} = I_{A-A} \quad \text{et} \quad S_{AB} = S_{A-A}$$

$$I_{BC} = I_{B-B} \quad \text{et} \quad S_{BC} = S_{B-B}$$

$$I_{CD} = I_{C-C} \quad \text{et} \quad S_{CD} = S_{C-C}$$

$$I_{DE} = I_{D-D} \quad \text{et} \quad S_{DE} = S_{D-D}$$

La forme géométrique de la section en un point quelconque de la partie AE imposée par l'architecte est la suivante :



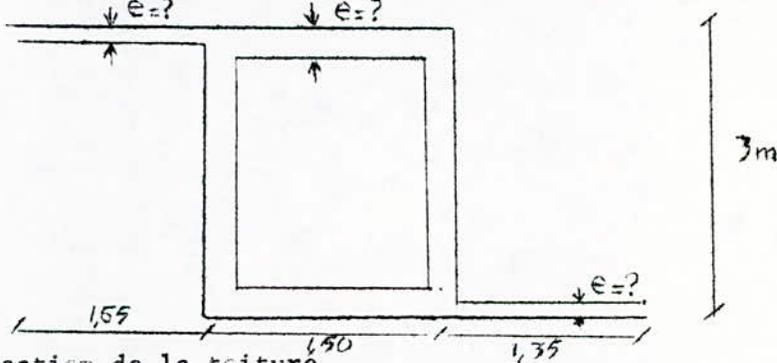
$$e = ?$$

Pour la section	A-A	h = 0,5m
"	B-B	h = 1,4m
"	C-C	h = 2,4m
"	D-D	h = 2,95m

c) La poutre plane horizontale EE' sera considérée comme suit :

- d'une longueur de 39,6m
- d'une hauteur de 3m
- d'une largeur de 4,5m

La forme de la section imposée par l'architecte est la suivante.



II- Schématisation de la toiture

Conformément à ce que nous avons dit plus haut on obtiendra le schéma qui se trouve exposé en fin de chapitre.

Les portiques intermédiaires étant parfaitement symétriques l'on ne représentera qu'une moitié du portique.

III- Description de la couverture

La couche de protection interesse seulement la partie plane EE'

Cette couche de protection sera composée :

I - d'I béton dépené

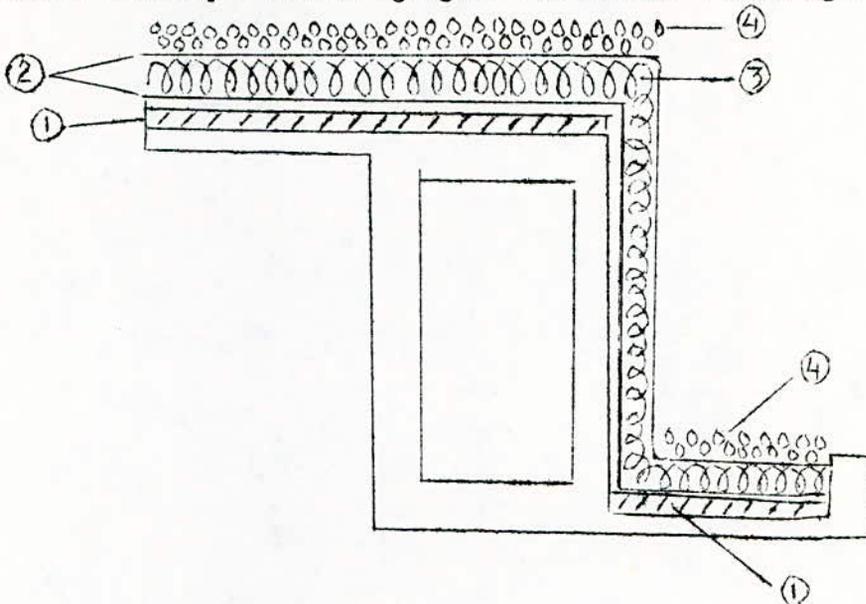
d'épaisseur variable assurant ainsi une certaine pente (I%) qui permet l'écoulement des eaux.

I. 2

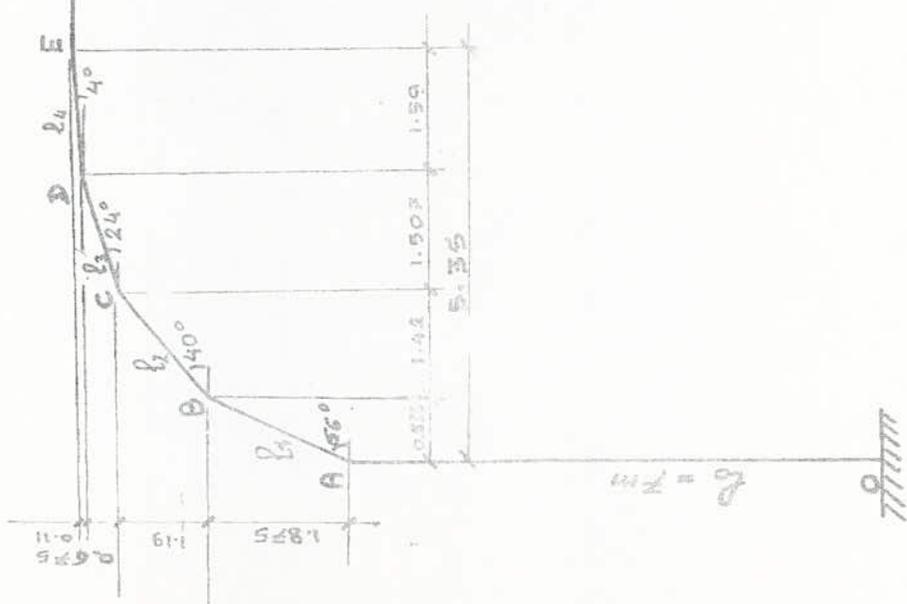
. Ce sera un béton léger de $1600 \text{ Kg} / \text{m}^3$

- 2 - de 2 Multicouches de feuilles de papier bitume dont le poids est évalué à $10 \text{ Kg} / \text{m}^2$
- 3 - D'une isolation thermique constituée de panneaux de liège ayant une épaisseur de 5 cm et dont la masse volumique $\rho = 400 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- 4 - D'une couche de protection dont la rôle est de protéger l'étanchéité de l'ambiance atmosphérique, (choc, thermique, variation de température). Celle-ci sera constituée en agrégat léger sur une hauteur de 5 cm

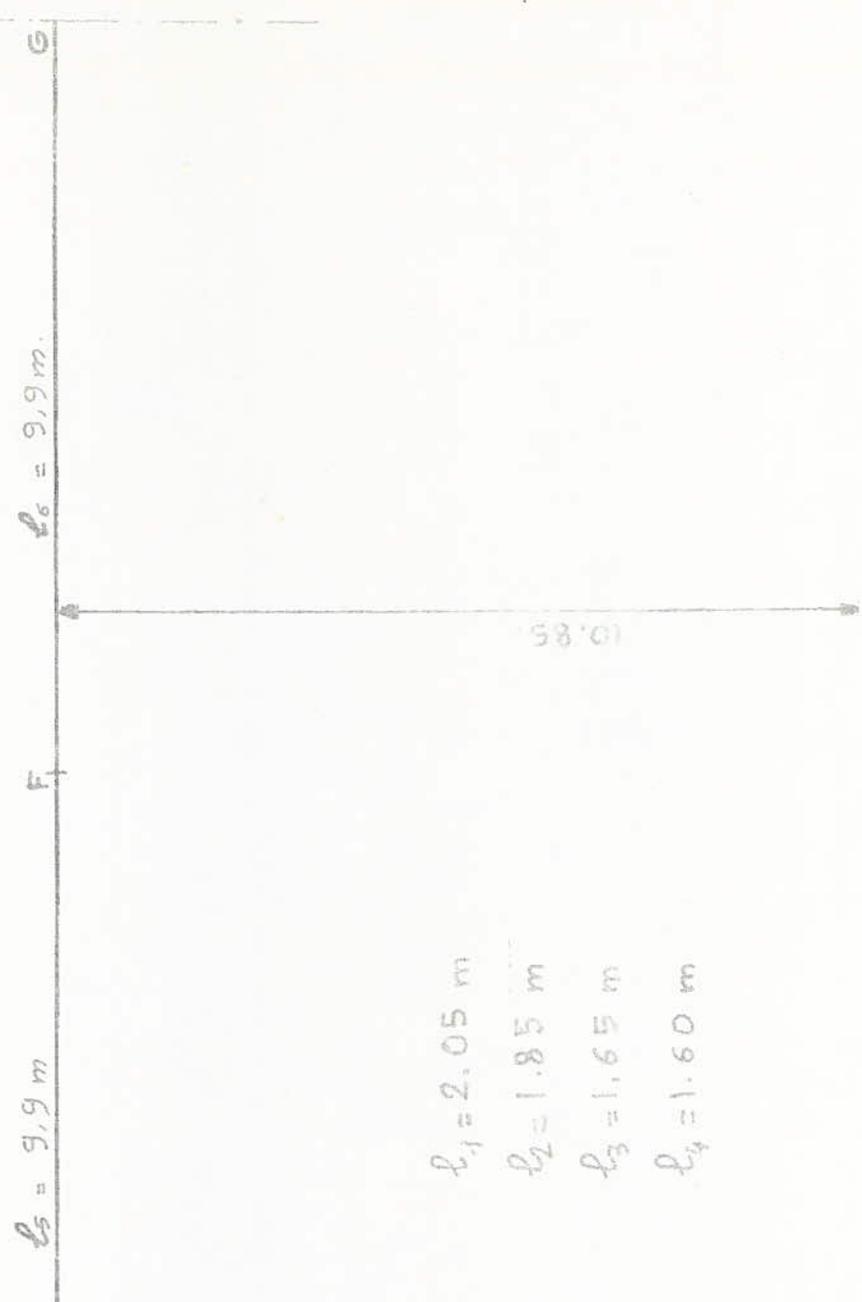
La masse volumique de ces agrégats est évalué à $1600 \text{ Kg} / \text{m}^3$.



Schema de la demi-structure



- $l_1 = 2.05 \text{ m}$
- $l_2 = 1.85 \text{ m}$
- $l_3 = 1.65 \text{ m}$
- $l_4 = 1.60 \text{ m}$



X

II MATERIAUX EMPLOYES

I- POUTRES CONSTITUANT LA TOITURE /

a) Choix du béton employé

Nous avons opté pour le béton précontraint par préférence au béton armé pour les raisons suivantes :

- 1) La résistance du béton armé à la traction est médiocre.
- 2) Le béton armé est lourd et d'autre part les parties tendues du béton ne sont utilisées que pour enrober l'acier par conséquent leur poids constitue un handicap pour les poutres de grande portée comme celle de notre toiture.
- 3) Bien que l'ouverture des fissures soit limitée celles-ci sont inévitables dans les zones de béton tendu et par conséquent les aciers risquent d'être soumis à une corrosion. Par conséquent désireux d'employer au maximum les capacités de résistance du béton en le comprimant à l'avance par le jeu de forces intérieures nous optons pour le béton précontraint.

b) Qualités requises du béton

Les résistances demandées en B.P sont en général de 350 kg/cm² à 500kg/cm² à 28 jours (résistance mesurée sur éprouvette cylindrique de 15 cm de ϕ et 30 cm de hauteur).

Ayant des poutres de grandes portées par conséquent des pertes élevées, le béton devra dès sa mise en tension résister à des efforts importants engendrés par la précontrainte.

Nous prendrons donc un béton présentant à 28 jours une compression assez élevée.

La résistance moyenne exigée sur cylindre à 28 jours sera donc prise égale à 400 bars $\Rightarrow \sigma'_{m28} = 400$ bars.

Contraintes limites du béton en compression :

- A l'état limite d'utilisation

La contrainte limite est $\frac{\sigma'_j}{\gamma_b}$

Avec $\sigma'_j = 0,75 \sigma'_{mj}$ et $\sigma'_{mj} =$ résistance moyenne sur éprouvette cylindrique à 28 jours.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en phase de construction} \\ 1,8 & \text{en phase de service} \end{cases}$$

Soit : $\bar{\sigma}_b = 0,75 \times \frac{400}{1,5} = 200$ kg/cm² en construction

$$\bar{\sigma}_b = 0,75 \times \frac{400}{1,8} = 167$$
 kg/cm² en service

Contraintes de traction limites :

Dans notre cas l'état limite de décompression ne doit pas être dépassé, c'est à dire que nous nous plaçons dans le genre I où on n'admet pas de contrainte de traction. (ceci à cause de l'ambiance humide qui règne dans l'enceinte de la piscine)

c) Qualités requises des aciers :

Pour notre ouvrage on considèrera des torons pour les armatures de précontrainte. On désignera par R_g la contrainte de rupture garantie par le fournisseur et par T_g la valeur de la contrainte limite conventionnelle d'élasticité.

La contrainte limite de traction sera la plus faible des 2 valeurs :

- 0,85 R_g
- 0,90 T_g

.../...

II. 2

d) Module de déformation :

Les coefficients d'élasticité pris en compte pour les calculs sont :

$E_i = E$ instantanée = 400.000 kg/cm² pour le B.P

$E_a = 19000$ hb pour les câbles toronnes.

II- PAROI/

Les parois verticales seront constituées en béton armé. La résistance exige à 28 j sur éprouvette cylindrique est

$\sigma_{28} = 300$ bars (soit pour un CPA 325 dosé à 400 kg/cm³
de ciment- grosseur des granulats = $C_g = 5/25$)

Contrainte de compression admissible (CCBA 68 Art.9.4)

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta$$

avec $\alpha = I$ car CPA 325
 $\beta = 5/6$ contrôle atténué
 $\beta = I$ contrôle strict
 $\gamma = I$ si $\frac{e}{c_g} \geq 4$

Or $e =$ espacement minimale de la pièce = 0,2

$c_g =$ dimension des granulats utilisés = 0,025

$$\frac{e}{c_g} = \frac{0,2}{0,025} = 8 \Rightarrow \gamma = 1$$

- $\delta =$
- . 0,30 en compression simple
 - . 0,60 en flexion simple et en flexion composée si effort normal est une traction
 - . $\min(0,60 \text{ et } 0,30 (I + \frac{e_0}{3e}))$ en flexion composée si effort normal est une compression;
- (voir CCBA 68 Art. 9.4)

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ bars} = 92 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } Sp_1$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 92 = 138 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } Sp_2$$

et $\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$ en flexion simple ou composée.

Contrainte de traction de référence (CCBA 68 Art.9.5)

$$\sigma_b = \rho_b \sigma'_{28} \theta$$

$$\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta = 1 \times 1 \times 1 \times \theta$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = (0,018 + \frac{2,1}{300}) \times 300 = 7,5 \text{ BARS}$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,65 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible de cisaillement (CCBA 68 Art. 25.I2)

$$\bar{z}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b \text{ si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{z}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}'_b \text{ si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{z}_b = 26,25 \text{ bars si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{z}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}'_b \text{ si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

Module.

de déformation instantanée

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j}$$

$$= 21000 \sqrt{300} = 363000 \text{ kg/cm}^2$$

Module de déformation différée

$$E_v = 121 \text{ kg/cm}^2.$$

III- ARMATURES PASSIVES/

On prendra pour la poutre comme pour la paroi des FE40

pour des \emptyset : $\in [5\text{mm}, 20\text{mm}]$; $\sigma_{en} = 42 \text{ kg/mm}^2$

\emptyset : $\in [25\text{mm}, 40\text{mm}]$; $\sigma_{en} = 40 \text{ kg/mm}^2.$

III PREDIMENSIONNEMENT

I- SCHEMA STATIQUE/

Nous remarquons que l'inertie des parois verticales est petite par rapport à celle de la poutre d'après leur forme par suite la poutre va se comporter comme une poutre presque librement déformable c'est à dire comme une poutre presque isostatique.

Donc pour le dimensionnement nous adopterons le schéma statique suivant dans une première approximation



Pour le calcul proprement dit de la toiture on considèrera le portique dans son ensemble (portique constitué par la poutre et la paroi).

II- EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES/

a) Surcharge S

Celle-ci sera prise égale à 100 kg/m², surcharge correspondant à l'entretien de la toiture.

b) Charge permanente

Béton précontraint : on prendra $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ la charge propre due à la poutre est fonction de l'épaisseur des tables et des âmes que nous avons à déterminer.

Couche de protection :

Elle interesse seulement la partie plane E E' cette couche de protection est composée :

- d'un béton de pente en béton léger d'une épaisseur moyenne de 13 cm
- de 2 multicouches
- d'une isolation thermique en liège
- d'une protection lourde en agregat léger

Par suite nous aurons

béton de pente : 1,600 x 0,13 x 4,50	0,936 t/m
multicouches : 10 x (4,5 + 3)	0,075 t/m
isolant : 0,400 x 0,05 x (4,5 + 3)	0,150 t/m
agregat léger : 1,600 x 0,05 + 4,50	<u>0,360 t/m</u>
TOTAL :	<u><u>1,521 t/m</u></u>

Eclairage, menuiserie vitrée

Verre : 2,400 x 0,012 x 3,20	0,093 t/ml
Projecteur : on aura un projecteur tous les 10 m	
un projecteur est supposé peser 100 kg	<u>0,01 t/ml</u>
	= 0,103 t/m

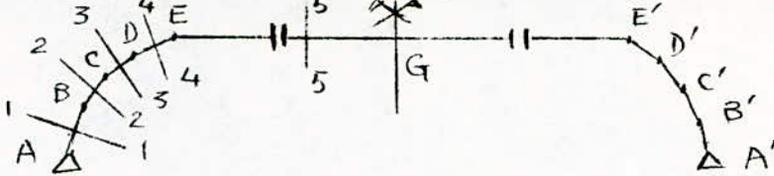
III- CARACTERISTIQUES DES SECTIONS

On considèrera dans cette étude que l'épaisseur des âmes et celle des semelles. sont identiques et égales à 20 cm.

.../...

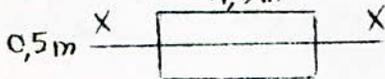
III. a

La partie AE sera considérée comme indiquée dans la présentation de la toiture



Dans le cas où la (les) section sera surdimensionnée l'on diminuera cette valeur et dans le cas où elle est sousdimensionnée l'on augmentera cette valeur
Nous obtenons dans ce cas :

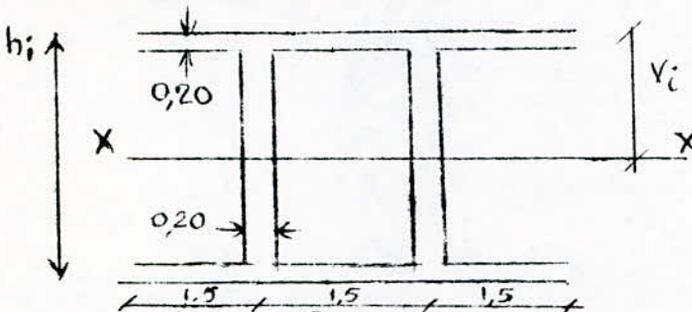
Section I-I 4,5m



$$S = 2,25 \text{ m}^2$$

$$I_x - x = 0,046875 \text{ m}^4$$

Section 2-2, 3-3, 4-4



$$S = 2 \times (4,5 + (V_i - 0,4)) \times 0,2$$

$$I = 2 \times \left[\frac{4,5}{3} \times (V_i^3 - (V_i - 0,2)^3) \right] + 2 \times \left[\frac{0,4}{3} \times (V_i - 0,2)^3 \right]$$

Or pour la section 2 - 2

$$\begin{aligned} h_2 &= 1,4 \text{ m} \\ V_2 &= 0,7 \text{ m} \end{aligned} \Rightarrow \begin{aligned} S_2 &= 2,2 \text{ m}^2 \\ I_2 &= 0,6873 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Pour la section 3-3

$$\begin{aligned} h_3 &= 2,4 \text{ m} \\ V_3 &= 1,2 \text{ m} \end{aligned} \Rightarrow \begin{aligned} S_3 &= 2,6 \text{ m}^2 \\ I_3 &= 2,4506 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Pour la section 4-4

$$\begin{aligned} h_4 &= 2,95 \text{ m} \\ V_4 &= 1,5 \text{ m} \end{aligned} \Rightarrow \begin{aligned} S_4 &= 2,82 \text{ m}^2 \\ I_4 &= 3,962 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

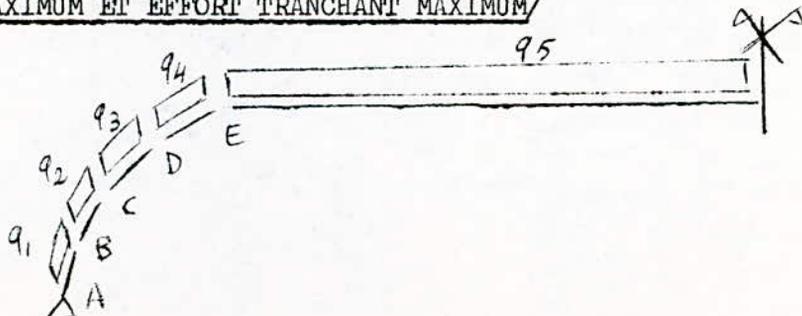
Section 5-5



$$S_5 = 1,64 \text{ m}^2$$

$$I_5 = 1,764 \text{ m}^2$$

IV- MOMENT MAXIMUM ET EFFORT TRANCHANT MAXIMUM/



III. 2

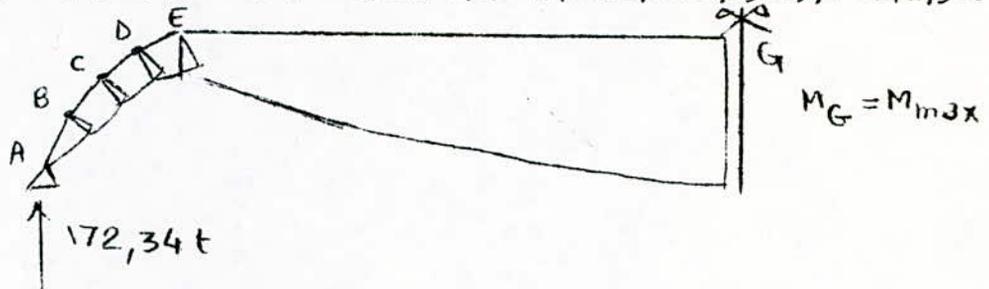
Partie	S (m ²)	Béton (t/m)	Protection (t/m)	1,2S (t/m)	G + 1,2S = q
AB	2,25	5,63	/	0,12	5,75 t/m
BC	2,2	5,5	/	0,12	5,62
CD	2,6	6,5	/	0,12	6,62
DE	2,82	7,05	/	0,12	7,20
EF	1,64	4,7	1,624	0,12	6,45

Par suite nous obtenons en milieu de travée (G)

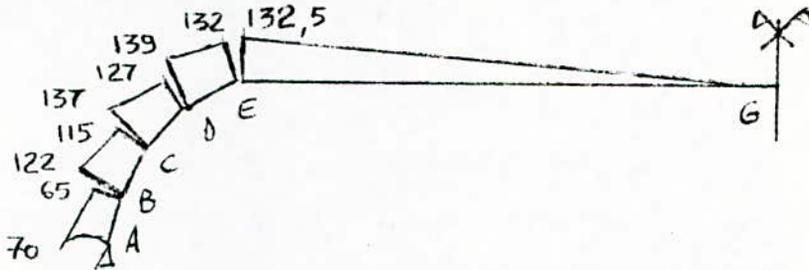
$$M_{max} = 2054 \text{ t.m}$$

$$\text{Vu que } R_a = \sum q_i l_i$$

$$= 5,75 \times 2,05 + 5,62 \times 1,85 + 6,62 \times 1,65 + 7,20 \times 1,60 + 6,45 \times 19,8 = 172,34 \text{ t}$$



et pour les efforts tranchants



$$\text{Soit } T_{max} = T_D = 139 \text{ t}$$

V- CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DANS LA SECTION D

$$\tau = \frac{TSx-x}{b I}$$

$$T = 139 \text{ t}$$

$$b = 0,40$$

$$I = I_x = 3,962$$

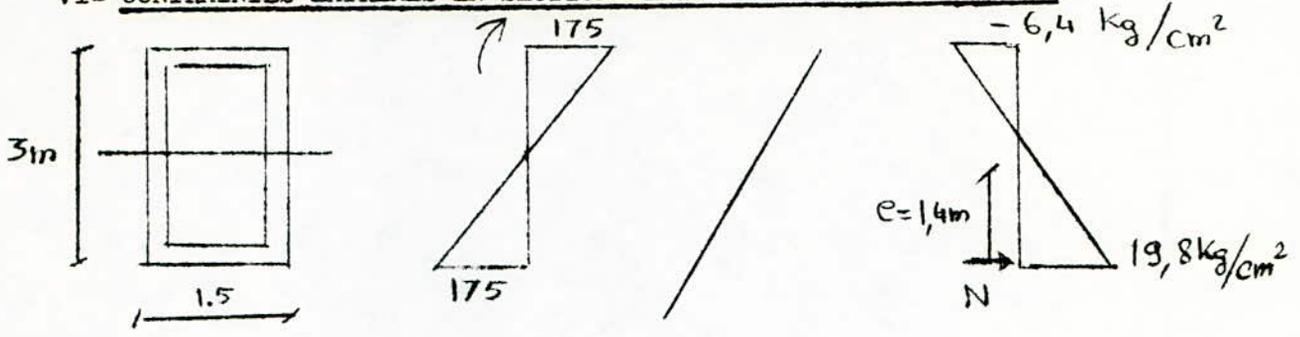
$$S_{xx} = (4,5 \times 0,20) \times 1,4 + \frac{0,40 \times 1,3^2}{2} = 1,598$$

$$\Rightarrow \tau = 140,2 \text{ t/m}^2 \text{ soit } \tau = 14 \text{ kg/cm}^2$$

Valeur acceptable d'autant plus que la poutre sera précontrainte et que par conséquent l'effort tranchant T sera réduit.

.../...

VI. CONTRAINTES EXTREMES EN SECTION MEDIANE ET NOMBRE DE CABLES/



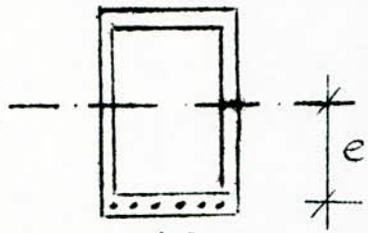
Nous avons $\sigma_{sup} = -\sigma_{inf} = -\frac{Mv}{I}$

$M = 2054 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $v = 1,5 \text{ m}$
 $I = 1,764 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow \sigma_{sup} = -\sigma_{inf} = -175 \text{ kg/cm}^2$$

On considère des câbles I2 T I3. Ceux-ci peuvent subir une tension $N_{max} = 757 \text{ t}$
 En estimant les pertes à 30%, on aura par câble une tension utile de 110t

Ceux-ci seront placés au milieu des tables inférieures $\Rightarrow e = 1,4 \text{ m}$



Pour un câble nous aurons

$$\sigma_{extreme} = \frac{N}{B} \pm \frac{N e, v}{I}$$

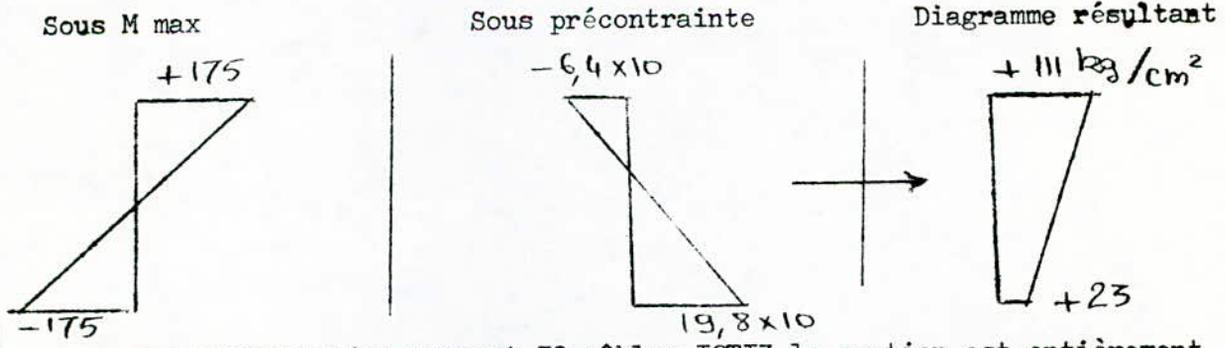
$$\Rightarrow \sigma_{sup} = \frac{110}{1,64} - \frac{110 \times 1,4 \times 1,5}{1,764} = -63,8 \text{ t/m}^2 = -6,38 \text{ kg/cm}^2$$

Pour avoir une contrainte ≥ 0 sous l'action de la précontrainte et $G+I, 2P$ nous devons avoir : $175 - 19,8x \geq 0$ ou $x =$ nombre de câbles

$$\Rightarrow x \geq \frac{175}{19,8} = 8,838$$

soit $x = 10$ câbles I2T I3

Pour 10 câbles I2T I3 nous avons

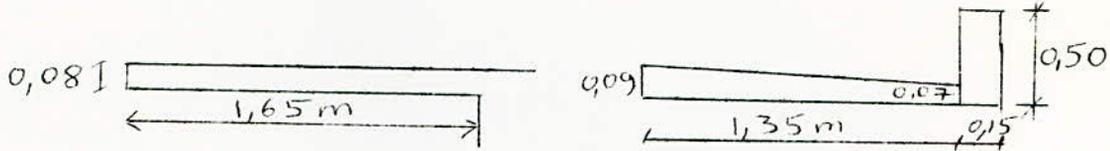


nous voyons donc qu'en prenant 10 câbles I2T I3 la section est entièrement comprimée et que les contraintes extrêmes sont admissibles (111 kg/cm², 23 kg/cm²)
 Mais par mesure de précaution nous doublerons l'épaisseur de la table supérieure sur la partie C.G $= \frac{19,8}{2} \text{ m} = 9,9 \text{ m}$

En effet étant donné les longueurs élevées des câbles et les déviations planes que nous sommes obligés de leur faire subir nous risquons d'avoir des pertes plus élevées que celles prévues. Par conséquent nous préférons doubler l'épaisseur de la table supérieure de manière à augmenter l'excentricité plutôt que d'avoir recours à des câbles supplémentaires.

DIMENSIONNEMENT DES DALLES DE LA TOITURE

Les dalles de la toiture seront considérées encastrées à la poutre de toiture. Celles-ci seront calculées comme des consoles par mètre de bande.
 La dalle supérieure à une largeur de 1,65 m
 La dalle inférieure à une largeur de 1,5 m
 Les dalles seront dimensionnées sous l'action des charges permanentes et des surcharges



Dalle supérieure

Dalle inférieure

I Dalle supérieure :

Charge répartie "q"

- béton de pente : 1600 x 1 x 0,03 (48kg/ml)/m
- multicouche : 10 x 1 (10kg/ml)/m
- isolant : 400 x 0,05 (20kg/ml)/m
- agregat léger : 1600 x 0,05 x 1 (80kg/ml)/m
- béton : 2400 x 0,07 x 01 (175kg/ml)/m

$P = (333\text{kg/ml})/m$

Surcharge : 100 x 1 (100kg/ml)/m

$q = P + 1,25 = (453\text{kg/ml})/m$

Par suite

$$M_{\max} = q \times \frac{1,65}{2}$$

$$= 453 \times \frac{1,65}{2} = 616,6 \text{ kg.m/m}$$

DETERMINATION DES ARMATURES

$A = \frac{M}{\sigma_a}$

$\sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (Fe E40)

$z = \frac{7}{8} h$

$h = 7 - 2 = 5$ (2cm pour enrobage)

$A = \frac{616,6 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 5 \cdot 2400} = 5,87 \text{ cm}^2$

⇒ on prendra des \emptyset 10 espaces de 13 cm soit $A = 6,04 \text{ cm}^2$.

VERIFICATION A LA FISSURATION

$\sigma_1 = K \frac{\rho}{\phi} \frac{w_f}{k \cdot \sigma_{wf}} =$

$= 2,4 \sqrt{\frac{12 \cdot k \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2078 \times 1,265 = 2628,8$ (donne par tableau 4 P281 charon ex)

$K = 10^6$

$\rho = 1,5$ (acier HA)

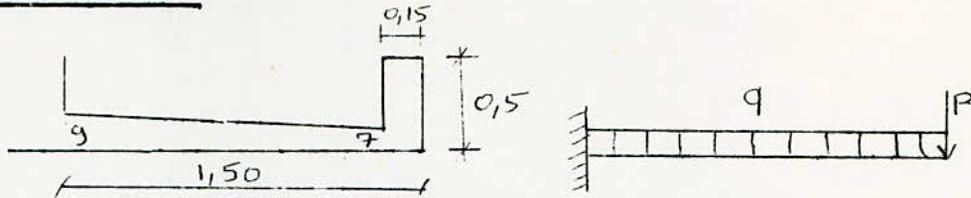
$\phi = 10$

$w_f = \frac{6,04 \text{ cm}^2}{100 \times (2 \times 2)} = 0,0151$

⇒ $\sigma_1 = 2100 \text{ kg/cm}^2$

Or $\bar{\sigma}_u = 2400 \text{ kg/cm}^2 < \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

.../...

2 Dalle inférieureCharge répartie q :

béton de pente	208 kg/m ²
multicouche	10 kg/m ²
isolant	20 kg/m ²
agregat léger	80 kg/m ²
béton : 2500 x 0,08 x 1	200 kg/m ²
1,2 x surcharge :	120 kg/m ²
	<u>q = 638 kg/m²</u>

Charge concentrée P :

$$\text{verre} : 2.400 \times 0,012 \times 3,2 = 92,2 \text{ kg}$$

$$\text{béton} : 2500 \times 0,43 \times 0,15 = \underline{162 \text{ kg}}$$

$$P = 254,2 \text{ kg/m}$$

Par suite

$$M_{\max} = P x \left(1,35 + \frac{0,15}{2} \right) + \frac{q \times 1,50^2}{2}$$

$$M_{\max} = 1080 \text{ kg.m/m}$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M}{3 \sigma_a}$$

$$z = \frac{7}{8} h \quad h = 9 - 2 = 7 \text{ cm (2cm d'enrobage)}$$

$$= 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (FeE40)}$$

$$A = \frac{1080 \cdot 10^2}{\frac{7 \times 7 \times 2400}{8}} = 7,35 \text{ cm}^2$$

⇒ On prendra des \emptyset 10 espaces de 10 cm

soit $A = 7,85 \text{ cm}^2$.

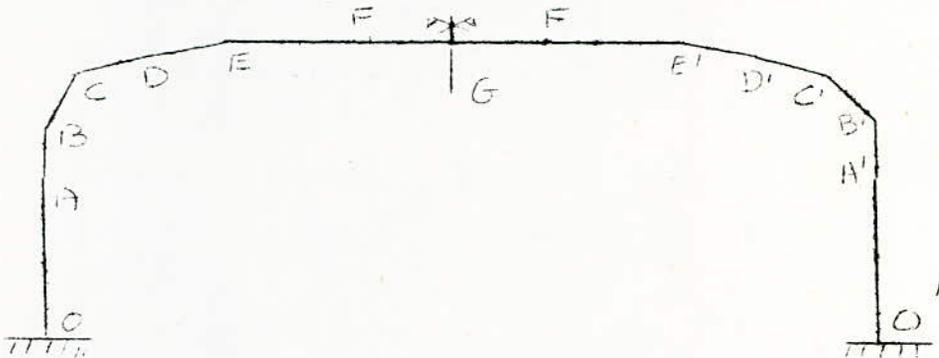
METHODES DE CALCUL APPLIQUEES

POUR LA DETERMINATION DES EFFORTS

Dans les calculs que nous ferons par la suite sur le portique transversal nous appliquerons la méthode des efforts.

I- PORTIQUE CONSIDERE/

Le portique réel comporte comme nous l'avons indiqué dans la toiture une partie courbe. Celle-ci sera décomposée en quatre parties et pour chacune de ces parties on adoptera une section et une inertie correspondant à l'inertie et à la section la plus défavorable du tronçon correspondant. Dans ce cas le portique se présente de la manière suivante :



II- UTILISATION DE LA SYMETRIE GEOMETRIQUE ET MECANIQUE/

Nous remarquons que notre portique est géométriquement et mécaniquement symétrique.

Par suite désireux d'utiliser cette symétrie nous décomposerons chaque fois notre système de force s'appliquant sur la structure en un système symétrique et antisymétrique

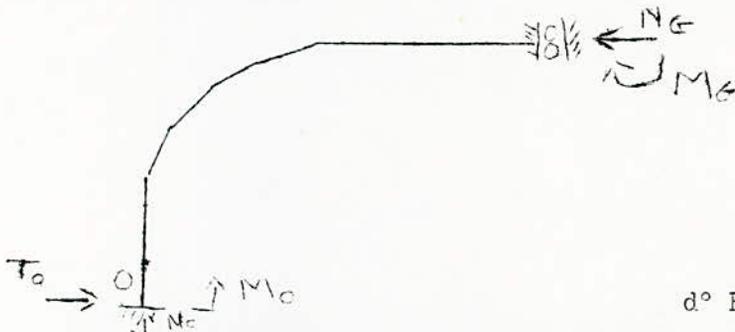
Dans ce cas là, on étudiera seulement la demi-structure.

a) Demi-structure sous charge symétrique

Sous charge symétrique nous avons au niveau de l'axe GY de symétrie

$M \neq 0$	déformée $\neq 0$
$T = 0$	rotation = 0
$N \neq 0$	

Par suite la demi-structure à considérer sous charge symétrique sera



d° Hyperstatique = 2

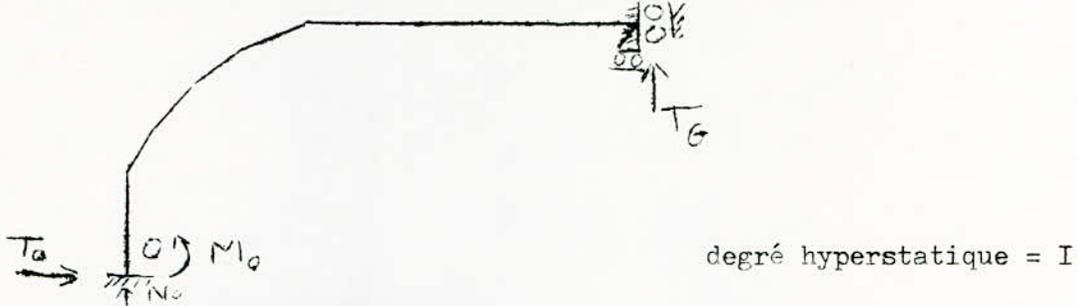
b) Demi-structure sous charge antisymétrique

De même pour la structure sous charge antisymétrique nous avons :

$M = 0$	déformée = 0	en G
$N = 0$	rotation $\neq 0$	
$T \neq 0$		

.../...

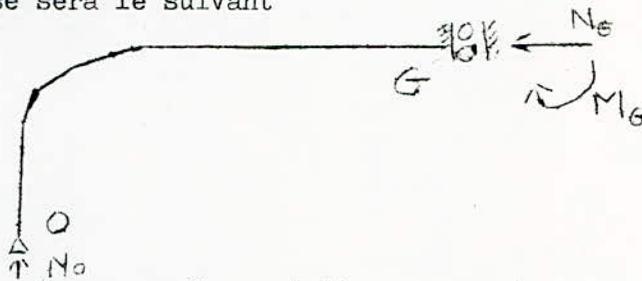
D'où : la demi-structure sous charge antisymétrique sera



III- CHOIX DU SYSTEME DE BASE/

a) demi-structure chargée symétriquement

Le système de base sera le suivant

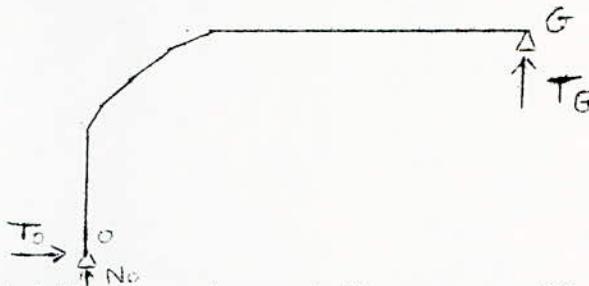


Par conséquent les inconnues hyperstatiques seront

$$X_1 = M_0 \qquad X_2 = T_0$$

b) demi-structure chargée antisymétriquement

Le système de base le suivant



Par conséquent l'inconnue hyperstatique sera : $X'_1 = M_0$

IV- EQUATIONS DE CONDITION/

a) Demi-structure chargée symétriquement

Sous l'action des 2 systèmes de forces (initialement données, et forces inconnues X_1 et X_2) le système de base isostatique a les mêmes déformations que la structure initiale hyperstatique.

Dans les directions des forces X_i , les déplacements de la structure hyperstatique réelle sont nuls.

Pour chaque force X_i , le déplacement de son point d'application suivant la direction du support de sa force est nul.

Soit δ_{ij}^0 = déplacement unitaire produit dans la section i (A), selon la direction de la force X_i causée par une force unitaire agissant en j (A) selon la direction de la force X_j .

Δ_{ip}^0 = déplacement produit dans la section i selon la direction de la force X_i causée par le système de forces symétriques initialement données, agissant sur le système de base.

Il s'en suit que :

$$\begin{aligned} \delta_{11}^0 X_1 + \delta_{21}^0 X_2 + \Delta_{1p}^0 &= 0 \\ \delta_{21}^0 X_1 + \delta_{22}^0 X_2 + \Delta_{2p}^0 &= 0 \end{aligned}$$

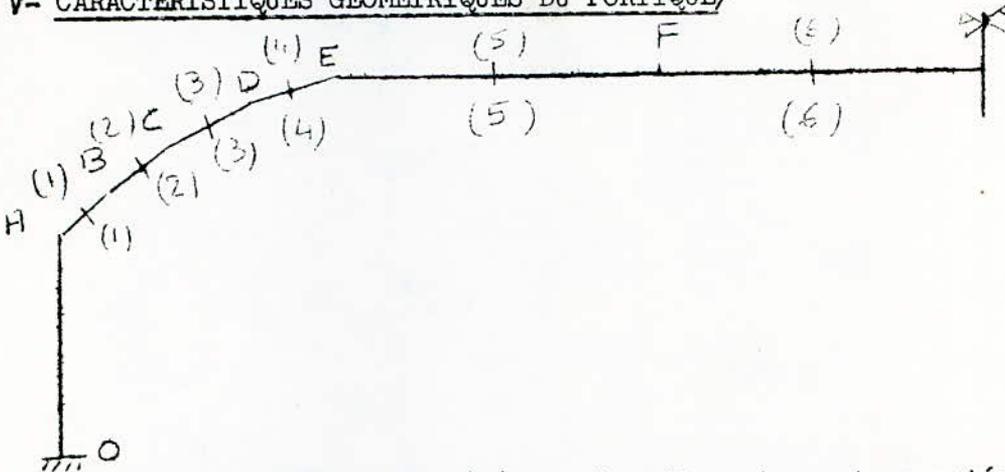
.../...

b) Demi-structure chargée antisymétriquement

De même que pour la structure symétrique, nous avons :

$$\sum_{ii} X_i' + \Delta_{ip}^0 = 0$$

V- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PORTIQUE/



Les sections I-1, 2-2, 3-3, 4-4 ont les dimensions et caractéristiques indiquées dans le chapitre "Prédimensionnement".

Les sections 5-5 et 6-6 deviennent en prenant en considération les dalles supérieures et inférieures.

Pour la section 5-5 nous avons
 $a = e_i = e_s = 20\text{cm}$

Par suite nous obtenons

$$x_G = 0,06939\text{m}$$

$$y_G = -0,4347\text{m}$$

$$I_{x-x} = 2,742\text{m}^4$$

$$I_{y-y} = 1,073\text{m}^4$$

$$B = 1,94\text{m}^2$$

$$\theta = 28,13^\circ$$

pour la section 6-6 nous avons

$$a = 20\text{cm}$$

$$e_i = 20\text{cm}$$

$$e_s = 40\text{cm}$$

$$x_G = 0,064\text{m}$$

$$y_G = 0,08346\text{m}$$

$$I_{x-x} = 2,99684\text{m}^4$$

$$I_{y-y} = 1,147096\text{m}^4$$

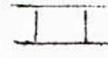
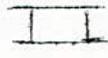
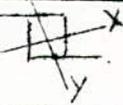
$$B = 2,16\text{m}^2$$

$$\theta = -25,067^\circ$$

.../...

IV 4

CARACTERISTIQUES DU PORTIQUE

	OA	AB	BC	CD	DE	EF	FG
	0	1	2	3	4	5	6
	7	2.05	1.85	1.65	1.60	9.9	9.9
	90	66	40	24	4	0	0
	0	0.833	1.42	1.507	1.59	9.9	9.9
	7	1.375	1.19	0.675	0.11	0	0
	2.25	2.25	2.2	2.6	2.82	1.94	2.16
	/	3.375	2.4	2.71	2.86	1.94	2.16
	0.046875	0.046875	0.5873	2.4506	3.962	$I_x = 2.742$ $I_y = 1.073$	$I_x = 3$ $I_y = 1.147$
							

REMARQUE /

Pour la partie EG, les axes principaux d'inertie ne sont ni verticaux ni horizontaux, toute section sur la partie EG sera soumise à une flexion déviée sous les efforts verticaux ou horizontaux. Par suite nous aurons :

$$\delta_{ij} = \sum_{k=0}^4 \frac{m_i m_j}{EI_k} ds + \sum_{k=5}^6 \int_{EG} \frac{m_i m_j}{E} \left(\frac{\cos^2 \theta}{I_{kx}} + \frac{\sin^2 \theta}{I_{ky}} \right) ds$$

Avec θ = angle entre l'axe $x - x$ et l'horizontale = $28,13^\circ$

$$\Rightarrow \frac{\cos^2 \theta}{I_{5x}} = \frac{\sin^2 \theta}{I_{5y}} = \frac{\cos^2 28,13}{2,742} + \frac{\sin^2 28,13}{1,073} = 0,4924$$

$$\Rightarrow \delta_{ij} = \sum_{k=0}^4 \int_{OE} \frac{m_i m_j}{EI_k} ds + 0,4924 \int_{EF} \frac{m_i m_j}{E} ds + \int_{FG} \frac{m_i m_j}{EI_F} \left(\frac{\cos^2 \theta}{I_{6x}} + \frac{\sin^2 \theta}{I_{6y}} \right) ds$$

Par la suite dans les calculs nous considérons une inertie fictive I_5 pour la section EF pour simplifier les notations.

$$I_5 = \frac{I}{0,49}$$

De même pour la partie FG nous considérerons une inertie fictive I_6 avec

$$\frac{I}{I_6} = \frac{\cos^2 \theta}{I_{6x}} + \frac{\sin^2 \theta}{I_{6y}} = 0,43$$

Par suite nous aurons

$$\delta_{ij} = \sum_{k=0}^6 \int \frac{m_i m_j}{EI_k} ds \quad \text{avec} \quad \frac{I}{I_6} = 0,43$$

$$\frac{I}{I_5} = 0,49$$

.../...

De même pour Δ_{ip}^0 nous aurons

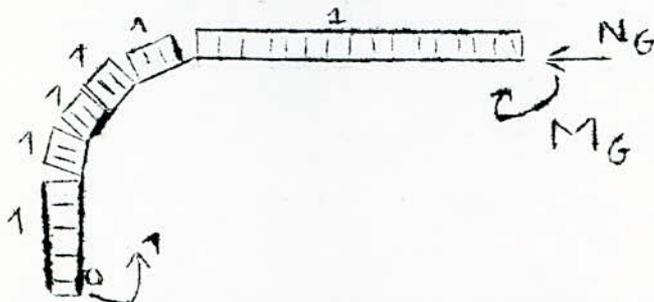
$$\Delta_{ip}^0 = \sum_{k=0}^6 \int \frac{m_i M_{op}}{EI_k} ds$$

VI- DETERMINATION DES COEFFICIENT δ_{11} , δ_{12} , δ_{22} , et δ_{21} POUR LA DEMI-STRUCTURE SYMETRIQUE

Nous avons : $\delta_{ij} = \sum \int \frac{m_i m_j}{EI} ds$

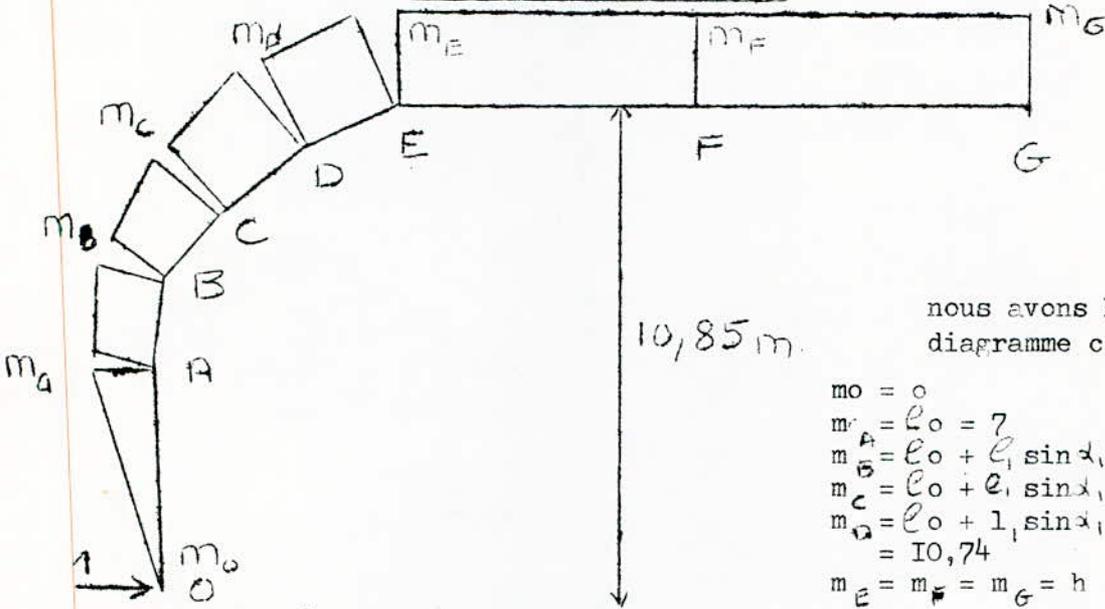
ou $m_i =$ moment en x donne par le système de base chargé par la force x_i prise égale à 1.

a) tracé du diagramme m_1



Nous avons $N_0 = 0$ car la somme des forces verticales = 0 par suite le diagramme ci-joint -

b) tracé du diagramme m_2



nous avons $N_0 = 0$ par suite le diagramme ci-joint

$$\begin{aligned} m_0 &= 0 \\ m_A &= l_0 = 7 \\ m_B &= l_0 + l_1 \sin \alpha_1 = 8,875 \\ m_C &= l_0 + l_1 \sin \alpha_1 + l_2 \sin \alpha_2 = 10,065 \\ m_D &= l_0 + l_1 \sin \alpha_1 + l_2 \sin \alpha_2 + l_3 \sin \alpha_3 \\ &= 10,74 \\ m_E &= m_F = m_G = h = 10,85 \end{aligned}$$

calcul de δ_{11}

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{m_i^2}{EI_i} ds = \sum \frac{Y_{Gi}^2 A_i}{E I_i}$$

$Y_{Gi} = l_i \times I \times I$

d'après verescheaguine

$$\Rightarrow \delta_{11} = \frac{I}{E} \left(\frac{L_0}{I_0} + \frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} + \frac{L_3}{I_3} + \frac{L_4}{I_4} + \frac{L_5 (\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{I_{5x}} + \frac{L_6 (\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{I_{6x}} + \frac{L_6 (\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{I_{6y}} \right)$$

$$\text{Soit } \delta_{11} = \frac{I}{E} \left[\frac{7}{0,046875} + \frac{2,05}{0,046875} + \frac{1,85}{2,4506} + \frac{1,60}{3,962} + 9,9 \times 0,49 + 9,9 \times 0,43 \right]$$

.../...

$$S_{11} = \frac{206,7}{E}$$

Calcul de δ_{22}

$$\delta_{22} = \sum \int \frac{m_i^2}{EI} ds = \sum_{i=0}^5 \frac{YGi \cdot Ai}{EI} \text{ d'après Vereschaguine}$$

$$YGo \cdot Ao = m_A \cdot l_0^2 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} = \frac{1}{3} \cdot 10^3$$

$$YG_1 \cdot A_1 = \frac{1}{6} \cdot l_1 \times [(m_a(2m_a + m_b) + m_b(m_a + 2m_b))] \\ = \frac{1}{3} \cdot l_1 (m_a^2 + m_b + m_b^2)$$

$$YG_2 \cdot H_2 = \frac{1}{3} \cdot l_2 (m_b^2 + m_b \cdot m_c + m_c^2)$$

$$YG_3 \cdot A_3 = \frac{1}{6} \cdot l_3 \times (m_c(2m_c + m_d) + m_d(m_c + 2m_d)), \quad YG_4 \cdot H_4 = \frac{1}{3} \cdot l_4 (m_d^2 + m_d \cdot m_e + m_e^2) \\ = \frac{1}{3} \cdot l_4 [m_c^2 + m_a \cdot m_d + m_d^2]$$

$$YG_5 \cdot A_5 = l_5 \cdot m_c^2$$

$$\Rightarrow YGo \cdot Ao = \frac{1}{3} \cdot 7^3 = 114,333$$

$$YG_1 \cdot A_1 = \frac{1}{3} \times 2,05 (7^2 + 7 \times 8,875 + 8,875^2) = 129,758$$

$$YG_2 \cdot A_2 = \frac{1}{3} \times 1,85 \times (8,875^2 + 8,875 \times 10,065 + 10,065^2) = 166,128$$

$$YG_3 \cdot A_3 = \frac{1}{3} \times 1,65 \times (10,065^2 + 10,065 \times 10,74 + 10,74^2) = 178,612$$

$$YG_4 \cdot A_4 = \frac{1}{3} \times (1,60 \times (10,74^2 + 10,74 \times 10,85 + 10,85^2)) = 186,453$$

$$YG_5 \cdot A_5 = 9,9 \times 10,85^2 = 1165,45$$

$$YG_6 \cdot A_6 = 9,9 \times 10,85^2 = 1165,45$$

$$\Rightarrow \delta_{22} = \frac{1}{E} \left[\frac{114,33}{I_0} + \frac{129,758}{I_1} + \frac{166,128}{I_2} + \frac{173,612}{I_3} + \frac{186,453}{I_4} + 1165,45 (0,49 + 0,43) \right]$$

$$\delta_{22} = \frac{664I}{E}$$

Calcul de $\delta_{12} = \delta_{21}$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \sum \int \frac{m_1 \cdot m_2}{EI} ds = \sum \frac{YGi \cdot Ai \cdot ds}{EI}$$

$$YGo \cdot Ao = \frac{1}{2} \cdot l_0 \times m_A = \frac{1}{2} (7 \times 7) = 24,5$$

.../...

IV 7

$$Y_{G_1} A_1 = \frac{I}{2} (m_a + m_b) \times l_1 = \frac{I}{2} \times 2,05 \times (7 + 8,875) = 16,272$$

$$Y_{G_2} A_2 = \frac{I}{2} (m_b + m_c) \times l_2 = \frac{I}{2} \times 1,85 \times (8,875 + 10,065) = 17,52$$

$$Y_{G_3} A_3 = \frac{I}{2} (m_c + m_d) \times l_3 = \frac{I}{2} \times 1,65 \times (10,065 + 10,74) = 17,164$$

$$Y_{G_4} A_4 = \frac{I}{2} (m_d + m_e) \times l_4 = \frac{I}{2} \times 1,62 \times (10,74 + 10,85) = 17,272$$

$$Y_{G_5} A_5 = m_c l_5 = 9,9 \times 10,85 = 107,41$$

$$Y_{G_6} A_6 = m_e l_6 = 9,9 \times 10,85 = 107,41$$

$$\delta_{21} = \delta_{12} = \frac{I}{E} \left[\frac{24,5}{I_0} + \frac{16,272}{I_1} + \frac{17,52}{I_2} + \frac{17,164}{I_3} + \frac{17,272}{I_4} + \frac{214,83 (\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{I_5 \times I_6} \right]$$

$$\delta_{12} = \frac{I}{E} \left[\frac{24,5}{0,046875} + \frac{16,272}{0,046875} + \frac{17,52}{0,6873} + \frac{17,164}{2,4506} + \frac{17,272}{3,962} + \frac{107,4 (0,49 + 0,43)}{E} \right] = \frac{1005}{E}$$

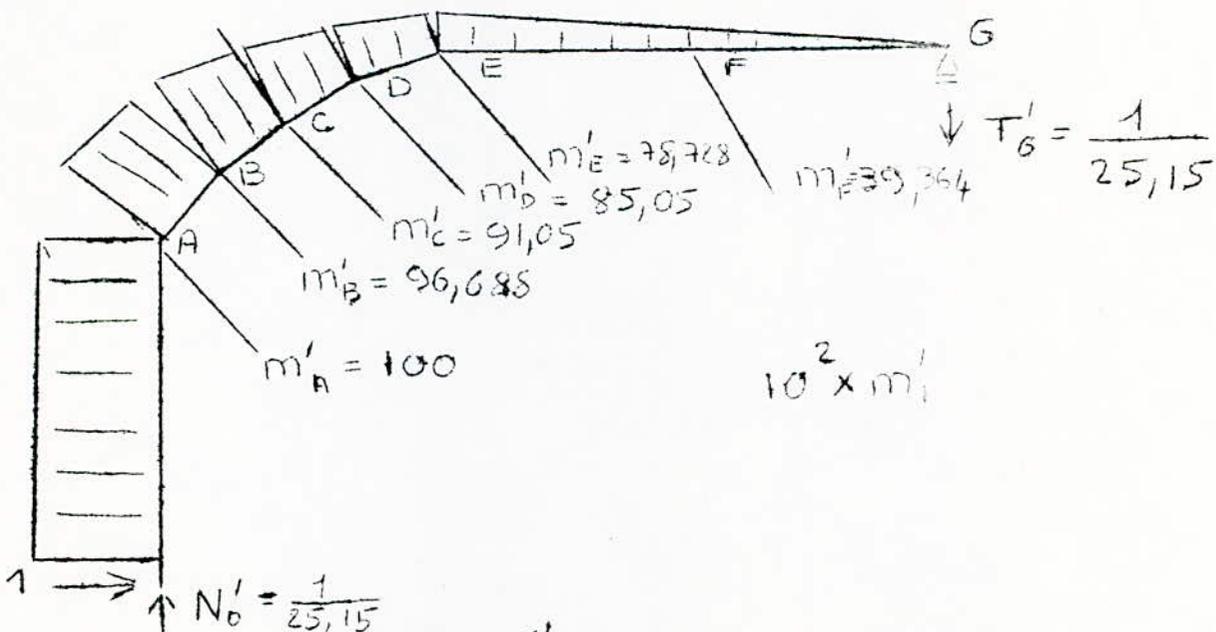
$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1005}{E}$$

VII- DETERMINATION DU COEFFICIENT δ_{11} POUR LA DEMI-STRUCTURE ANTISYMETRIQUE

Nous avons $\delta_{11} = \sum \int \frac{m_1'^2}{EI} ds$

Avec m_1' = moment en x donné par le système de base charge par une force unitaire agissant dans la direction de x' , au point d'application de x' .

a) Tracé du diagramme des moments m_1'



b) Calcul de δ_{11}

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{m_1'^2}{EI} ds = \sum \frac{Y_{G_i} A_i}{EI_i} \dots / \dots$$

$$YGo \quad A_0 = 1$$

$$YG_1 \quad A_1 = \frac{I}{6} \left[ma(2ma + mb) + mb(2ma + mb) \right] = \frac{I}{3} \cdot 1 \cdot (ma^2 + ma \cdot mb + mb^2)$$

$$YG_2 \quad A_2 = \frac{I}{3} \cdot 1_2 (mb^2 + mb \cdot mc + mc^2)$$

$$YG_3 \quad A_3 = \frac{I}{3} \cdot 1_3 (mc^2 + mc \cdot md + md^2)$$

$$YG_4 \quad A_4 = \frac{I}{3} \cdot 1_4 (md^2 + md \cdot mc + mc^2)$$

$$YG_5 \quad A_5 = \frac{I}{3} \cdot 1_5 (mc^2 + mc \cdot mg + mg^2)$$

$$IO^4 \quad YGo \quad A_0 = 7 \cdot IO^4$$

$$IO^4 \quad YG_1 \quad A_1 = \frac{I}{3} \cdot 2,05 (100^2 + 100 \times 96,688 + 96,688^2) = 19823$$

$$IO^4 \quad YG_2 \quad A_2 = \frac{I}{3} \cdot 1,85 (96,688^2 + 96,688 \times 91,05 + 91,05^2) = 16306$$

$$IO^4 \quad YG_3 \quad A_3 = \frac{I}{3} \cdot 1,65 (91,05^2 + 91,05 \times 85,05 + 85,05^2) = 12797$$

$$IO^4 \quad YG_4 \quad A_4 = \frac{I}{3} \cdot 1,60 (85,05^2 + 85,05 \times 78,728 + 78,728^2) = 10735$$

$$IO^4 \quad YG_5 \quad A_5 = \frac{I}{3} \cdot 9,9 (78,728^2 + 78,728 \times 39,364 + 39,364^2) = 10847$$

$$\begin{aligned} \delta'' &= \frac{I}{E} \left(\frac{7}{I_0} + \frac{1,9823}{I_1} + \frac{1,6306}{I_2} + \frac{1,2797}{I_3} + \frac{1,074}{I_4} + \right. \\ &\quad \left. \frac{(\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{I_{5x}} \cdot 3,8683 + \frac{(\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}{I_{6y}} \cdot 0,2223 \right) \\ &= \frac{I}{E} \left[\frac{7}{0,046875} + \frac{1,9823}{0,046875} + \frac{1,6306}{0,6873} + \frac{1,2797}{2,4506} + \frac{1,0735}{3,962} \right. \\ &\quad \left. + 1,0841 \times 0,49 + 0,5113 \times 0,43 \right] \end{aligned}$$

$$\delta'' = \frac{196}{E}$$

VIII- PRESENTATION DES RESULTATS/

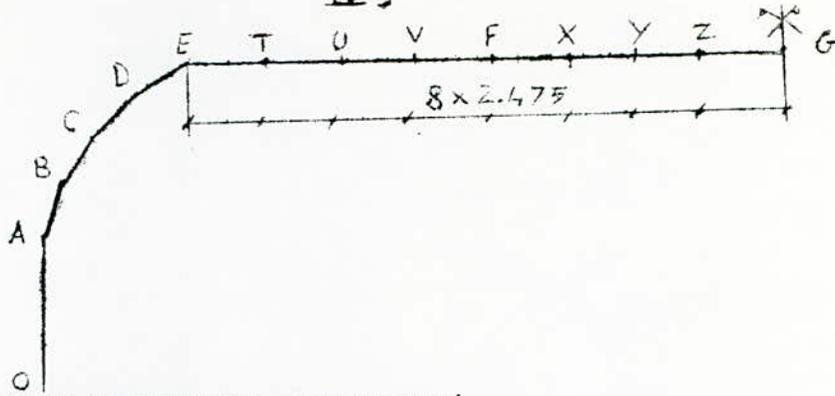
Dans la suite, nous aurons besoin de connaître les moments en un certain nombre de points pour la partie plane. Pour l'une comme l'autre des demi-structures nous choisirons les points :

$$\begin{aligned} &T, U, V, F, X, Y, Z. \\ \text{Tel que } E \cdot \delta &= \frac{P_1}{8} = TU = UV = VF = FX = XY = YZ \\ &= \frac{19,8}{8} = 2,475m \end{aligned}$$

Les résultats seront présentés sous forme de diagramme ou de tableau. Les sections intervenant dans les tableaux seront les sections

O, A, B, C, D, E, T, U, V, F, X, Y, Z, G.

.../...



IX- DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANTS/

De la même manière que pour les moments fléchissants nous aurons :

$$T_p(x) = T^{\circ}p(x) + T_1(x) X_1 + T_2(x) X_2$$

Dans le cas des charges symétriques :

$$T'p(x) = T'^{\circ}p(x) + T'_1(x) X_1$$

Dans le cas de charges antisymétriques.

Dans le cas de charges symétriques nous avons $T_1(x)$ = (valeur de l'effort tranchant dans la section x pour le système de base sous charges symétriques chargées par moment $X_1 = I$) qui est nul quelque soit la section considérée

Par suite nous aurons :

$T_p(x) = T^{\circ}p(x) + T_2(x) X_2$ dans le cas de charges symétriques avec $T_2(x)$ donné par le tableau suivant :

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
T_2	-1	-1	-0.914	0.914	-0.643	-0.643	-0.406	-0.406	-0.07	-0.07	0	0	0

REMARQUE/ $T_2(x) = 0 \quad \forall x \in [EG]$

De même dans le cas de charges antisymétriques

$$T'p(x) = T'^{\circ}p(x) + T'_1(x) X_1$$

Avec $T'_1(x)$ donné par le tableau suivant :

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
T'_1	0	0	0.0162	0.0162	0.03	0.03	0.036	0.036	0.039	0.039	0.04	0.04	0.04

REMARQUE/ $T'_1(x) = 0,04 \quad \forall x \in [EG]$

X- DETERMINATION DES EFFORTS NORMAUX/

Nous aurons

$$N_p(x) = N^{\circ}p(x) + N_1(x) X_1 + N_2(x) X_2 \text{ dans le cas de charges symétriques}$$

avec $N_1(x) = 0 \quad \forall x$

et $N_2(x)$ donné par le tableau suivant

.../...

IV 10

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
N ₂	0	0	0.407	0.407	0.766	0.766	0.913	0.913	1	1	1	1	1

$N'_p(x) = N^o_p(x) + N'_i(x) X'$, dans le cas de charges antisymétriques avec $N'_i(x)$ connu d'après le tableau suivant :

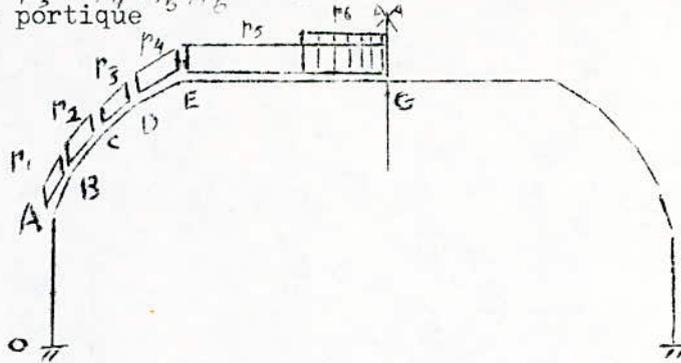
X	O	A	B	C	D	E	F	G					
N'	0.04	0.04	0.036	0.036	0.026	0.026	0.016	0.016	0	0	0	0	0

(N compression signe positif).

IV 11
CALCUL SOUS CHARGE PERMANENTE

I- DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES/

D'après la constitution du portique on distingue 6 charges $p_1, p_2, p_3, p_4, p_5, p_6$ s'appliquant chacune sur une des différentes parties du portique



1) détermination de p_1, p_2, p_3, p_4

La partie AE n'étant constituée que de béton nous aurons :

$$p_i = \rho_{bet} S_i \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad \text{avec} \quad \rho_{bet} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

S_i = section moyenne de la partie considérée

$$\Rightarrow p_1 = 2,500 \times 3,375 = 8,44 \text{ t/m}$$

$$p_2 = 2,500 \times 2,4 = 6 \text{ t/m}$$

$$p_3 = 2,500 \times 2,71 = 6,8 \text{ t/m}$$

$$p_4 = 2,500 \times 2,86 = 7,2 \text{ t/m}$$

2) Détermination des p_5, p_6

Nous avons :

p_5 = poids propre du béton + charge due à la couverture + charge due au verre + charge due au projecteur

• poids propre du béton = $2,500 \times 1,94 = 4,85 \text{ t/m}$

• charge due à la couverture + charge due au verre + charge due au projecteur = $1,624 \text{ t/m}$

Nous aurons $p_5 = 4,85 + 1,624 = 6,47 \text{ t/m}$

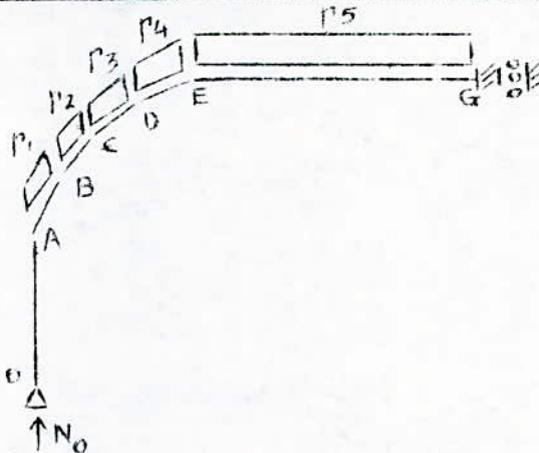
de même nous avons : $p_6 = 2,500 \times 2,16 + 1,624 = 7,024 \text{ t/m}$

II- TRACE DU DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS/

La structure étant symétriquement chargée on fera l'étude de la demi-structure

1) tracé du diagramme des moments fléchissants M_p^0 pour le système de base chargé par le système des forces extérieures

a) Système de base chargé par les forces extérieures



Nous avons $N_0 = \sum P_i$
avec $P_i = p_i l_i$

$$P_1 = 8,44 \times 2,05 = 17,3 \text{ t}$$

$$P_2 = 6 \times 1,85 = 11,1 \text{ t}$$

$$P_3 = 6,8 \times 1,65 = 11,22 \text{ t}$$

$$P_4 = 7,2 \times 1,60 = 11,52 \text{ t}$$

$$P_5 = 6,47 \times 9,9 = 64,65 \text{ t}$$

$$P_6 = 7,024 \times 10 = 70,24 \text{ t}$$

$\Rightarrow N_0 = 184,67 \text{ t}$

.../...

IV 12

b) Tracé du diagramme :

sur OA : $M = 0 \quad \forall x$

sur AB : $M^o(x) = N_0 x \cos \alpha_1 - P_1 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_1$

$\Rightarrow M^o_b = N_0 l_1 \cos \alpha_1 - P_1 \frac{l_1}{2} \cos \alpha_1 = 145,6 \text{ t.m}$

sur BC : $M^o(x) = N_0 (l_1 \cos \alpha_1 + x \cos \alpha_2) - P_1 \left(\frac{l_1}{2} \cos \alpha_1 + x \cos \alpha_2 \right) - P_2 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_2$
 $= M^o_b + N_0 x \cos \alpha_2 - P_1 x \cos \alpha_2 - P_2 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_2$

$\Rightarrow M^o_c = M_b + N_0 l_2 \cos \alpha_2 - P_1 l_2 \cos \alpha_2 - P_2 \frac{l_2}{2} \cos \alpha_2$

$M^o_c = 373,77 \text{ t.m}$

sur CD : $M^o(x) = M^o_c + x \cos \alpha_3 (N_0 - P_1 - P_2 - P_3 \frac{x}{2})$

$M^o_d = 599 \text{ t.m}$

sur DE : $M^o(x) = M^o_d + x \cos \alpha_4 (N_0 - P_1 - P_2 - P_3 - P_4 \frac{x}{2})$

$M^o_e = 818,7 \text{ t.m}$

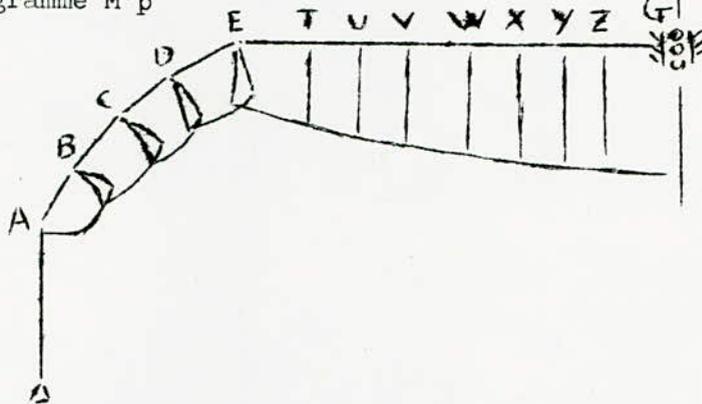
sur EF : $M^o(x) = M^o_e + x (N_0 - P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5 \frac{x}{2})$

$M^o_f = 1815,03 \text{ t.m}$

sur FG : $M^o(x) = M^o_f + x (P_6 - P_6 \frac{x}{2})$

$M^o_g = 2156 \text{ t.m}$

d'où le diagramme M^o_p



et le tableau suivant :

sect	O	A	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M^o_p	0	145,6	373,8	599	818,7	1127	1395	1625	1815	1964	2071	2134	2156

2) Résolution de l'équation de condition

$\delta_{11} x_1 + \delta_{12} x_2 + \Delta_{1p}^o = 0$

$\delta_{21} x_1 + \delta_{22} x_2 + \Delta_{2p}^o = 0$

Nous avons déjà $\delta_{11} = \frac{206,6}{E}$ $\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1005}{E}$ et $\delta_{22} = \frac{664I}{E}$

(voir chap. méthode de calcul)

a) calcul de Δ_{1p}^o

Nous avons $\Delta_{1p}^o = \sum_{k=0}^5 \int \frac{M^o_p m_1}{E I_k} ds = \sum_{k=0}^5 \frac{1}{E I_k} \int M^o_p \cdot m_1 ds$

Sur OA nous avons

$M^o_p(x) = 0 \quad \forall x \in [OA] \Rightarrow \int M^o_p m_1 ds = 0$

Sur AB nous avons

$M^o_p(x) = N_0 x \cos \alpha_1 - P_1 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_1$

$m_1(x) = -1$

.../...

$$\int_0^{l_1} M^o p, m \, dx = - \frac{l_1^2 \cos \alpha_1}{2} (N^o - \frac{P_1}{3})$$

$$= - \frac{2,05 \times 0,833}{2} (185 - \frac{17,3}{3}) = - 153$$

Sur BC nous avons

$$M^o p (x) = M^o b + x \cos \alpha_2 (N^o - P_1) - p_2 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_2$$

$$m_1 (x) = -1$$

$$\int_0^{l_2} M^o p m_1 \, dx = -M^o b l_2 - \frac{l_2^2 \cos \alpha_2}{2} (N^o - P_1 - \frac{P_2}{3})$$

$$= -145,6 \times 1,85 - \frac{1,85 \times 1,42}{2} (185 - 17,3 - \frac{11,1}{3})$$

$$= - 484,7$$

Sur CD nous avons

$$M^o p (x) = M^o c + x \cos \alpha_3 (N^o - P_1 - P_2) - p_3 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_3$$

$$m_1 (x) = -1$$

$$\int_0^{l_3} M^o p m_1 \, dx = -M^o c l_3 - \frac{l_3^2 \cos \alpha_3}{2} (N^o - P_1 - P_2 - \frac{P_3}{3})$$

$$\Rightarrow \int_0^{l_3} M^o p m_1 \, dx = -373,8 \times 1,65 - \frac{1,65 \times 1,507}{2} (178 - 17,3 - 11,1 - \frac{11,22}{3})$$

$$= - 804$$

Sur DE

$$M^o p (x) = M^o d + x \cos \alpha_4 (N^o - P_1 - P_2 - P_3) - p_4 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_4$$

$$m_1 (x) = -1$$

$$\int_0^{l_4} M^o p m_1 \, dx = -M^o d l_4 - \frac{l_4^2 \cos \alpha_4}{2} (2P_4 + P_3)$$

$$= - 1136,7$$

Sur EF :

$$M^o p (x) = M^o E + x (P_5 + P_6) - p_5 \frac{x^2}{2}$$

$$m_1 (x) = -1$$

$$\Rightarrow \int M^o p m_1 \, dx = -13603 \quad \text{de même sur FG: } \int_0^{l_6} M^o p m_1 \, dx = 20240$$

d'où $\Delta_{ip}^o = - \frac{1}{E} \left(\frac{153}{1} + \frac{485}{1} + \frac{804}{1} + \frac{1136}{1} + 13603 \times 0,49 + 20240 \times 0,43 \right)$

$$\Delta_{ip}^o = - \frac{19954}{E}$$

b) Calcul de Δ_{2p}^o

Nous avons $\Delta_{2p}^o = \sum_{k=1}^5 \left(\frac{1}{EI_k} \int M^o p m_2 \, ds \right)$

Sur OA : $M^o p = 0 \Rightarrow \int M^o p m_2 \, ds = 0$

Sur AB : $M^o p (x) = N^o x \cos \alpha_1 - p_1 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_1$

$$m_2 (x) = -m_a - x \sin \alpha_1$$

$$\int_0^3 M^o p m_2 \, dx = m_a \frac{l_1^2}{2} \cos \alpha_1 \left(N^o - \frac{P_1}{3} \right) - \frac{l_1^3 \sin \alpha_1}{2} \left(N^o - \frac{P_1}{3} \right)$$

$$= 251,8$$

Sur BC

$$M^o p (x) = M^o b + x \cos \alpha_2 (N^o - P_1) - p_2 \frac{x^2}{2} \cos \alpha_2$$

$$m_2 (x) = m_b - x \sin \alpha_2$$

$$\int_0^{1,85} M^o p m_2 \, dx = - 4634$$

.../...

Sur CD : $\int_0^{e_3} M^o_p m_2 dx = - 8547$

Sur DE : $\int_0^{e_4} M^o_p(x) m_2 dx = m_d (M^o_e \frac{1}{4} + \frac{14}{2} \frac{\cos d_4}{3} (2 P_4 + P_5 + P_6))$
 $= \frac{14}{2} \frac{\sin^2 d_4}{24} (5P_4 + \frac{P_5 + P_6}{3})$
 $- M^o_D \frac{14 \sin d_4}{2}$

Sur EF : $\int_0^{e_5} M^o_p(x) m_2(x) dx = m_e (M^o_E \frac{1}{5} + P_5 \frac{1}{3} + P_6 \frac{1}{2}) = -147592,55$

Sur FG : $\int_0^{e_6} M^o_p m_2 dx = - 219604$

Nous avons donc finalement =

$$\Delta_{2P}^o = \frac{-I}{E} \left[\frac{1212,4}{I} + \frac{4464,87}{I} + \frac{8265,8}{I} + \frac{11869,25}{I} + 147592,6 \times 0,49 + 219604 \times 0,43 \right]$$

$\Delta_{2P}^o = 207000$

c) Résolution du système de condition :

$$\begin{pmatrix} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 = - \Delta_{1P}^o \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 = - \Delta_{2P}^o \end{pmatrix} \Rightarrow \begin{pmatrix} 206 X_1 + 1006 X_2 = 19954 \\ 1005 X_1 + 6641 X_2 = 207000 \end{pmatrix}$$

$X_1 = - 209,49$
 $X_2 = 62,97$

3) DIAGRAMME DES MOMENTS FINALS "M"/

Nous avons :

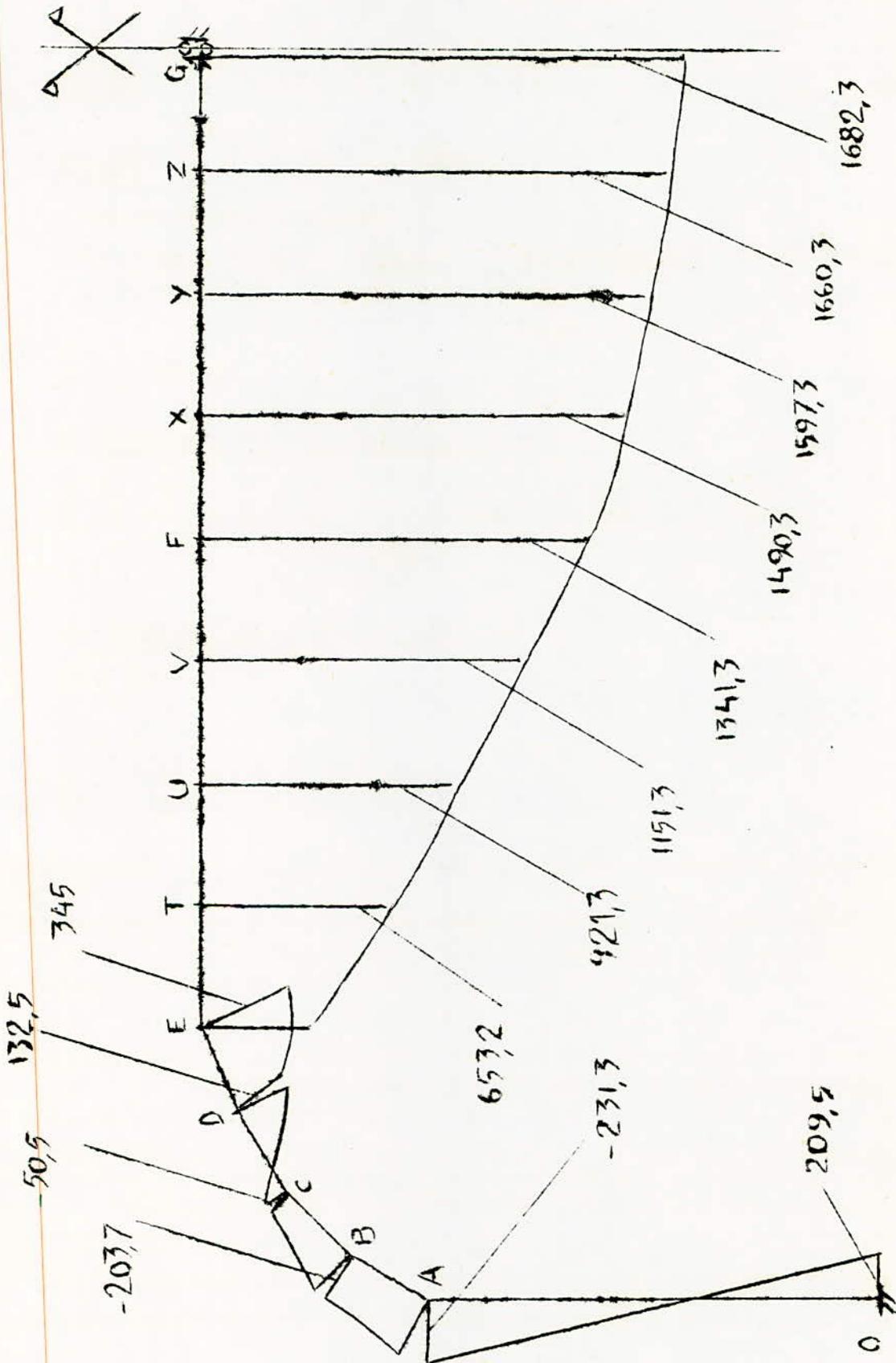
$M = M^o_p + m_1 X_1 + m_2 X_2$

Soit :

$M = M^o_p - 209,49 m_1 + 62,97 X_2$

D'ou le tableau suivant (t.m)

Section	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M^o_p	0		145,6	373,8	599	818,7	1127	1395	1625	1815	1964	2071	2134	2156
m_1	- I	-I	-I	-I	- I	-I	-I	-I	-I	-I	-I	-I	-I	-I
m_2	0	-7	-8875	-10065	-1074	-1085	-1085	-1085	-1085	-1085	-1085	-1085	-1085	-1085
$m_1 X_1$	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5	209,5
$m_2 X_2$	0	-4408	-5588	-6338	-6763	-6832	-6832	-6832	-6832	-6832	-6832	-6832	-6832	-6832
Mt.m	209,5	-2313	-2037	-50,5	-1322	345	653,2	921,3	11513	1341,3	1490,3	15973	166,3	1682,3



On obtient de même pour les effort tranchants en tonnes

X	O	A	B	C	D	E	T					
TG	-63	-63	14,6	7,6	85	765	115	1047	139	1273	1343	116,4

U	X	Y	F	X	Y	Z	G
100,6	TG	84,7	68,8	51,6	34,4	17,2	0

Ainsi que pour les efforts normaux en tonnes

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
NG	185	185	195	179	156	149	121	116	73	72	63	63	63

DETERMINATION DE LA SURCHARGE

I- EVALUATION DE LA SURCHARGE

La surcharge d'exploitation sera celle occasionnée par un ouvrier pour l'entretien.

Elle sera donc prise égale à 100 Kg / m²

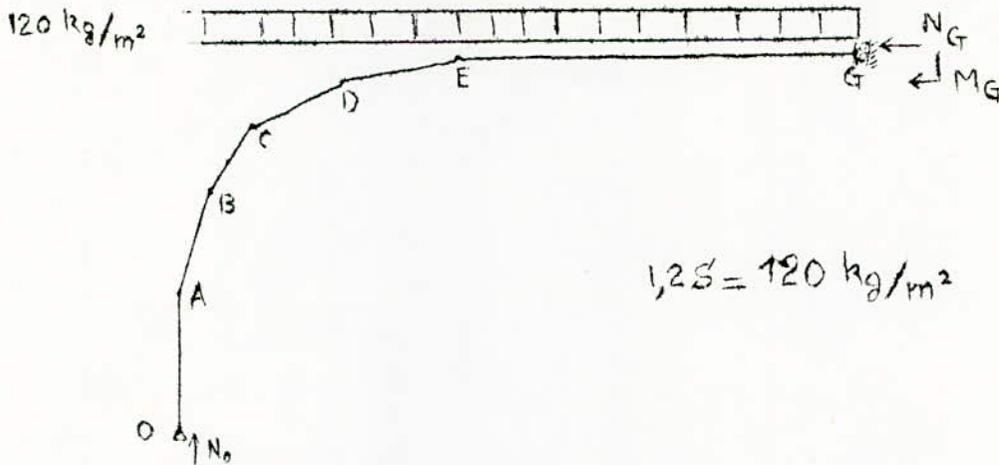
II - CALCUL DES EFFORTS SOUS 1,2 S

De la même manière que pour le calcul sous poids propre on appliquera la méthode des efforts décrite dans le chapitre méthode de calcul.

La structure étant symétriquement chargée on fera l'étude sur la demi structure.

I) Tracée du diagramme des moments fléchissants " M° " pour le système de base chargé par les forces extérieures.

a) Système de base chargé par les forces extérieures



b) Tracé du diagramme M°_p

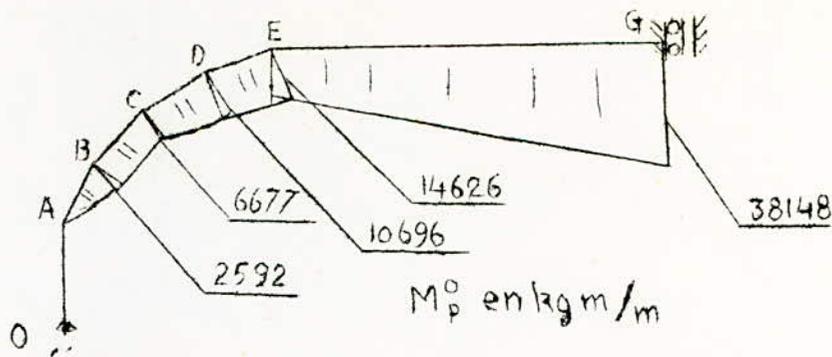
Nous avons $N_0 = 1,2 (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 + l_6) \times S$

soit $N_0 = 1,2 (2,05 + 1,85 + 1,65 + 1,60 + 9,9 + 9,9) 100$

$\Rightarrow N_0 = 3234 \text{ Kg / m}$

D'où le tableau et le diagramme suivants (en kg m/m)

	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M° _p	0	0	2592	6677	10696	14626	20138	24917	28960	32268	34840	36677	37780	38148



2) Résolution de l'équation de condition

a) Calcul de Δ_{Ip}^0

Nous avons
$$\Delta_{Ip}^0 = \sum_{k=0}^5 \frac{I}{EI_k} \int M_p^0 m_I dx$$

En procédant par intégration successive sur chaque intervalle on obtient.

sur OA
$$\int_0^{\beta_0} M_{op}^0 m_I dx = 0$$

sur AB
$$\int_0^{\beta_1} M_{op}^0 m_I dx = -2691,24$$

sur BC
$$\int_0^{\beta_2} M_{op}^0 m_I dx = -8621,63$$

sur cd
$$\int_0^{\beta_3} M_{op}^0 m_I dx = -14373,6$$

sur DE
$$\int_0^{\beta_4} M_{op}^0 m_I dx = -20298$$

sur EF
$$\int_0^{\beta_5} M_{op}^0 m_I dx = -241827,3$$

$$\Delta_{Ip}^0 = \frac{I}{E} \left\{ \frac{2691,24}{I_1} + \frac{8621,63}{I_2} + \frac{14373,6}{I_3} + \frac{20298}{I_4} + 241827 \times 0,49 + 358265 \times 0,43 \right\} = 353495 \text{ S.}$$

$$\Delta_{Ip}^0 = \frac{-I}{E} \left(\frac{2691,24}{0,04875} + \frac{8621,63}{0,6873} + \frac{14373,6}{2,4506} + \frac{20298}{3,962} + 600082 \right) \times 0,4924 = -\frac{353495}{E}$$

b) Calcul de Δ_{2p}^0

Nous avons
$$\Delta_{2p}^0 = \sum_{k=0}^5 \frac{I}{EI_k} \int M_p^0 m_2 dx.$$

En intégrant successivement sur chaque intervalle on obtient.

Sur OA
$$\int M_p^0 m_2 dx = 0$$

Sur AB
$$\int M_p^0 m_2 dx = -22190,4$$

$$\text{Sur BC : } \int M_p^0 m_2 dx = - 82373,4$$

$$\text{Sur CD : } \int M_p^0 m_2 dx = - 15485,4$$

$$\text{Sur DE : } \int M_p^0 m_2 dx = - 219179,1$$

$$\text{Sur EF : } \int M_p^0 m_2 dx = - 2623826,2$$

$$\text{Sur FG : } = 3887175,3$$

$$\Delta_{2p}^0 = - \frac{I}{E} \left\{ \frac{22190,4}{I_1} + \frac{82373,4}{I_2} + \frac{15485,4}{I_3} + \frac{219179,4}{I_4} + 2623826,2 \times 0,49 + 3887175,3 \times 0,43 \right\}$$

$$\Rightarrow \Delta_{2p}^0 = - 3612036,9$$

c) Résolution de l'équation de condition

$$\text{Nous avons } \begin{cases} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 = - \Delta_{1p}^0 \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 = - \Delta_{2p}^0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 206X_1 + 1005X_2 = 353495 \\ 1005X_1 + 6641X_2 = 3612036,9 \end{cases}$$

$$\text{soit } X_2 = 1086$$

$$X_1 = - 3648.$$

d) Diagramme final sous I,2

$$\text{Nous avons } M_{\text{final}} = M_{\text{op}} + m_{1.1} X_1 + m_2 X_2$$

Ce qui nous donne le tableau suivant en kg m/m

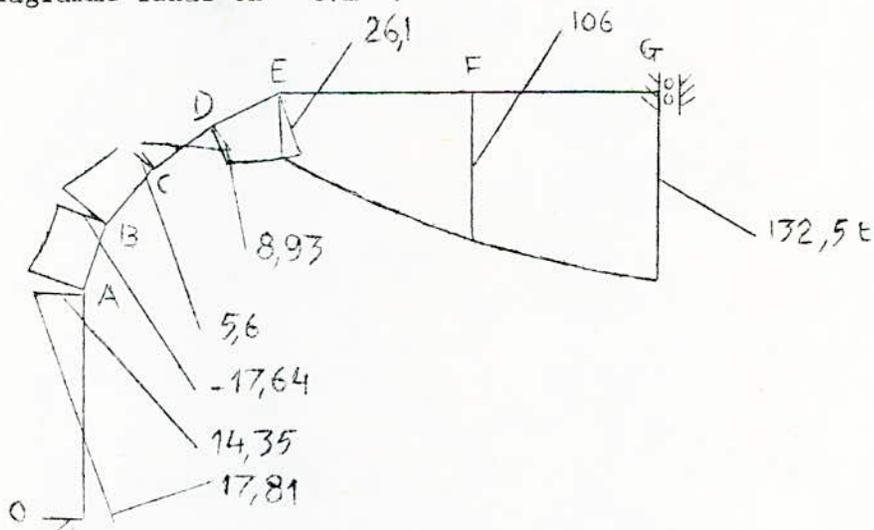
Section	O	A	B	C	D	E	T	U	Y	F	X	Y
M° _p	0	0	2592	6677	10696	14626	20138	24917	28960	32268	34840	36677
m _I ^v _I	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958	+3958
m ₂ ^X ₂	0	-8257,9	104698	118737	-12670	-12670	-12670	-12670	-12670	-12670	-12670	-12670
M	+3958	+4300	-3920	-1239	1984	5914	11426	16205	20248	23556	26128	27965

Section	Z	G
M° _p	37780	38148
m _I ^X _I	3958	3958
m ₂ ^X ₂	-12670	-12670
M	29070	29436

Etant donné que la largeur du portique est de 4,5 m nous obtenons en t.m.

Section	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M	-17,81	-1935	-1764	-5,58	8,93	26,61	51,42	72,93	91,12	106	117,58	12584	130,82	132,46

D'où le diagramme final en " t.m ".



Nous obtenons de la même manière pour les efforts tranchants les valeurs indiquées ci-dessous.

X	O	A	B	C	D	E	T	U	V					
T	-5,4	-5,4	0,72	0,12	6,5	5,52	3,9	6,5	10,6	9,5	10	8,8	7,5	6,3

X	F	X	Y	G	G
T	5	3,8	2,6	1,2	0

En tonnes /_m pour G = 1,2 \$ et pour une
Largeur de 5 m

Et pour les efforts normaux les valeurs ci-dessus

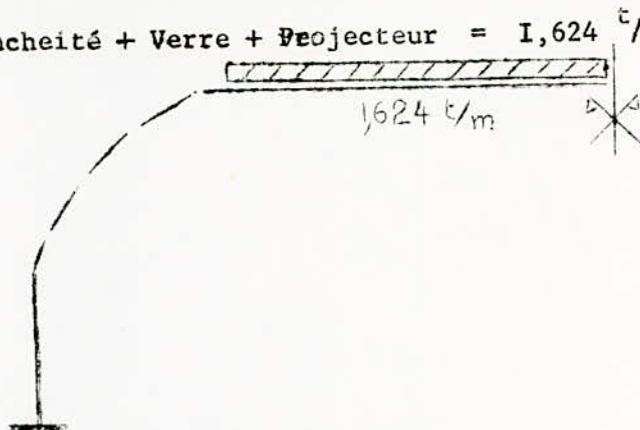
X	O	A		B		C		D		E		F	G
N	3,3	3,3	3,5	3,2	2,8	2,6	2,2	2	1,3	1,1	1,1	1,1	1,1

En tonnes/_m pour G = 1,2 \$

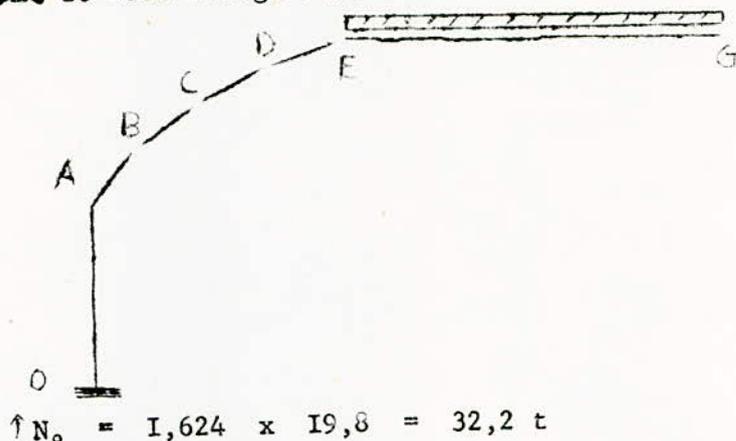
DETERMINATION DU POIDS PROPRE SANS L'ETANCHEITE

L'Etanchéité appliquée seulement sur la partie EG ne sera posée qu'à environ 1 ou 2 mois après la mise en tension - Par conséquent en phase initiale on ne devra pas tenir compte des efforts engendrés par l'étanchéité. Il en est de même pour la menuiserie et les projecteurs.

Poids de l'étanchéité + Verre + Projecteur = 1,624 t/m



Le système de base chargé sera le suivant :



$$\uparrow N_0 = 1,624 \times 19,8 = 32,2 \text{ t}$$

Par conséquent nous aurons pour le système de base les valeurs des moments suivantes en t.m.

X	O	A	B	C	D	E	F	G	V	W	X	Y	Z	G
M	0	0	27	73	121	175	247	3118	3666	4115	4464	4714	4866	4915

a) Calcul de Δ_{Ip}

$$\Delta_I = \sum \int \frac{I}{EI} M_P^0 m_I ds$$

Sur OA : $\int \frac{I}{EI} M_P^0 m_I ds = 0$

AB : $\int M_P^0 m_I ds = - \frac{0,833 \times 2,05}{2} \times 32,2 = -27,5$

BC : $\int M_P^0 m_I ds = - \frac{27 + 73}{2} \times 1,85 = -92,5$

CD : $\int M_P^0 m_I ds = - \frac{73 + 121}{2} \times 1,65 = -160,05$

$$DE : \int M_p^o m_I ds = - \frac{121 + 172,3}{2} \times 1,6 = - 234,64$$

$$EF : \int M_p^o m_I ds = - 172,3 \times 9,9 + \frac{9,9^2 \times 32,2}{2} = \frac{1,624 \times 9,9^3}{6}$$

$$= - 3021$$

$$FG : \int M_p^o m_I ds = - 411,5 \times 9,9 + \frac{9,9^2 \times 32,2}{2} - \frac{1,624 \times 9,9^3}{6}$$

$$= - 5389$$

$$\Rightarrow \Delta_{Ip}^o = - \frac{1}{E} \left\{ \frac{27,5}{0,046875} + \frac{92,5}{0,6873} + \frac{160,05}{2,4506} + \frac{234,64}{3,962} + 3021 \times 0,49 + 5389 \times 0,43 \right\}$$

$$\Delta_{Ip}^o = - \frac{4643,34}{E}$$

b) Calcul de Δ_{2p}^o

$$\text{Sur OA} : \int \frac{1}{EI} M_p^o m_I ds = 0$$

$$\text{Sur AB} : \int M_p^o m_I ds = + \frac{7 \times 2,05 \times 0,833}{2} (32,2) + \frac{2,05^3 \sin 132}{2} \frac{(32,2)}{3}$$

$$= 226,82$$

$$\text{Sur BC} : \int M_p^o m_I ds = 8,875 (27 \times 1,85 + \frac{1,85 \times 1,42}{2} \times 32,2) + \frac{1,85^3}{2} \frac{\sin 30}{2} \frac{(32,2)}{3} + 27 \times \frac{1,85 \times 1,19}{2} = 878,73$$

$$\text{Sur CD} : \int M_p^o m_I ds = 10,065 (73 \times 1,65 + \frac{1,65 \times 1,507}{2} (32,2) + \frac{1,65^3}{2} \frac{\sin 48}{2} \frac{(32,2)}{3} + 73 \times \frac{1,65 \times 0,675}{2} = 1666$$

$$\text{Sur DE} : \int M_p^o m_I ds = 10,74 (121 \times 1,6 + \frac{1,6 \times 1,59(32,2)}{2} + \frac{1,60^3 \sin 8}{2} \frac{(32,2)}{3} + \frac{122 \times 1,6 \times 0,11}{2} = 2534$$

$$\text{Sur EF} : \int M_p^o m_I ds = 3021 \times 10,85 = 32777,85$$

$$\text{Sur FG} : \int M_p^o m_I ds = 5389 \times 10,85 = 58470,7$$

$$\Rightarrow \Delta_{2p}^o = \frac{1}{E} \left\{ \frac{226,82}{0,046875} + \frac{878,73}{0,6873} + \frac{1666}{2,4506} + \frac{2534}{3,962} + 32777,8 \times 0,49 + 58470,7 \times 0,43 \right\}$$

$$\Delta_{2p}^o = - \frac{48640,28}{E}$$

c) Résolution de l'équation de condition :

$$\delta_{II} x_I + \delta_{I2} x_2 = - \Delta_{Ip}^o \quad \delta_{II} = 206$$

$$\begin{aligned} \delta_{12} X_1 + \delta_{22} X_2 &= -\Delta_{2P}^0 & \delta_{II} &= 206 \\ \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 &= -\Delta_{1P}^0 & \delta_{I2} &= 196 \\ & & \delta_{22'} &= 6642 \end{aligned}$$

Par suite nous aurons :

$$X_I + 4,878 X_2 = \frac{4643,34}{206} = 22,54$$

$$X_I + 6,608 X_2 = \frac{48640,3}{105} = 48,40$$

$$\Rightarrow X_2 = 14,95$$

$$\Rightarrow X_I = -50$$

d) Valeurs des moments engendrés par l'étanchéité

X	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
$m_1 X_1$	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
$m_2 X_2$	0	-104,6	-132,7	-170,5	-160	-162	-162	-162	-162	-162	-162	-162	-162	-162
M_P^0	0	0	28	75	125	175	247	312	367	412	446	471	486	491
M	50	-55	-55	-25	15	63	135	200	255	300	334	359	374	380

Par suite en soustrayant les valeurs ainsi obtenues à celles du poids propre calculées précédemment on obtient celles du poids propre sans couverture en t.m.

X	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M_G	160	-179	-149	-25	117,2	278,5	507,8	707,5	879,6	1022	1134,5	1215	1262	1280

e) Valeurs des efforts tranchants engendrés par l'étanchéité

X	O	A	B	C	D	E	T	U	V					
$T(t)$	-15	-15	-0,7	-0,7	15,1	15,1	23,3	23,3	31	31	32,2	28,2	24,2	20,1

X	F	X	Y	Z	G
T	16,1	12,1	8,1	4	0

IV 25

Par suite nous aurons les valeurs de l'effort tranchant engendré par le poids propre sans la couverture.

X	O	A	B	C	D	E	T	U					
T _G	-48	-48	14	7	70	61.4	91.7	81.4	108	96.3	100.1	88.2	76.4

X	U	F	X	Y	Z	G
T _G	64.6	52.7	39.5	26.3	13.2	0

f) Valeurs des efforts normaux engendrés par l'étanchéité

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
N ₀	32.2	32.2	35.5	35.5	32.3	32.3	26.8	26.8	17.7	17.7	15	15	15

Par suite nous aurons les efforts normaux engendrés par le poids propre sans couverture.

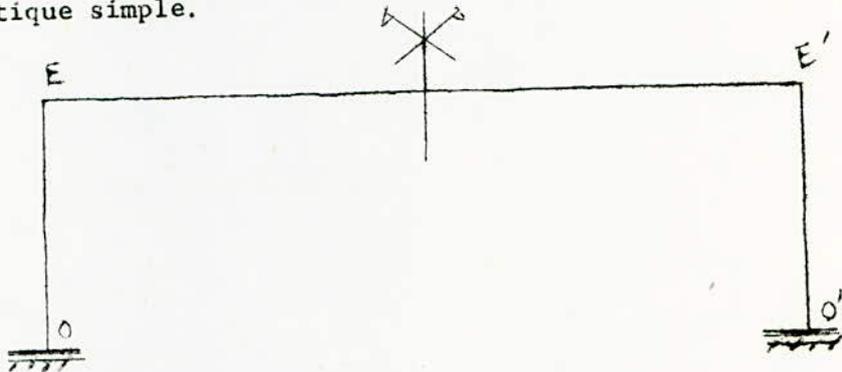
X	O	A	B	C	D	E	F	G					
N _c	152.8	152.8	159.5	143.5	123.7	116.7	94.2	89.2	55.3	54.3	48	48	48

INFLUENCE DE LA TEMPERATURE.

Ayant des poutres de grande portée (50,3m) nous sommes dans l'obligation d'étudier l'influence des variations saisonnières de température.

L'ouvrage se trouvant dans une région à climat tempéré on adoptera une variation saisonnière de température de $\pm 20^\circ$ degrés

Pour déterminer l'influence de la température on assimilera notre toiture à un portique simple.



Sous l'effet d'une élévation de température.

EE' s'allonge de $\Delta l = l \alpha \Delta t$
 OE et $O'E'$ s'allongent de $\Delta h = h \alpha \Delta t$

avec $\alpha =$ Coefficient de dilatation $= 10^{-5}$

$\Delta t = 20^\circ C$

$l = 50,3m$ et $h = 10,85 m$

$\Rightarrow \Delta l = 50,3 \times 10^{-5} \times 20 = 0,01 m$

$\Delta h = 10,85 \times 10^{-5} \times 20 = 0,0022 m.$

$\Rightarrow E$ et E' auront un déplacement horizontal $\Delta_E = \Delta_{E'} = \frac{0,01}{2} = 0,005 m$

et un déplacement vertical $\Delta'_E = \Delta'_{E'} = 0,0022 m$

Pour déterminer les efforts engendrés par les variations de température, on applique la méthode de Cross à notre portique.

1) Détermination des moments d'encastrement parfait.

Nous avons.

$M_{OE} = M_{EO} = - \frac{6 EI}{h^2} \Delta_E$ avec $E = 400\ 000 \cdot 10^4 \text{ kg/m}^2$
 $I = 0,046875$

$\Rightarrow M_{OE} = M_{EO} = - \frac{6 \times 40 \cdot 10^8 \times 46,875 \cdot 10^{-5} \times 5 \cdot 10^{-3}}{10,55^2 \times 3} = 15,9 \text{ t/m}$

$M_{EE'} = M_{E'E} = 0$ Car E et E' subissent les mêmes déplacements en même temps.

2) Rigidité des barres.

$EI = I$

$M_{OE} = M_{EO} = 15,9 \text{ t/m}$

$$K_{EE'} = \frac{4 EI}{e} = \frac{4}{e} = 0,0795$$

$$K_{OE} = \frac{4 EI'}{h} = \frac{4}{h} \frac{I'}{I} \quad \text{Avec } I' = 0,046875 \text{ m}^4$$

$$I = 2,27 \text{ m}^4$$

$$= 0,007613$$

3) Coefficient de transmission.

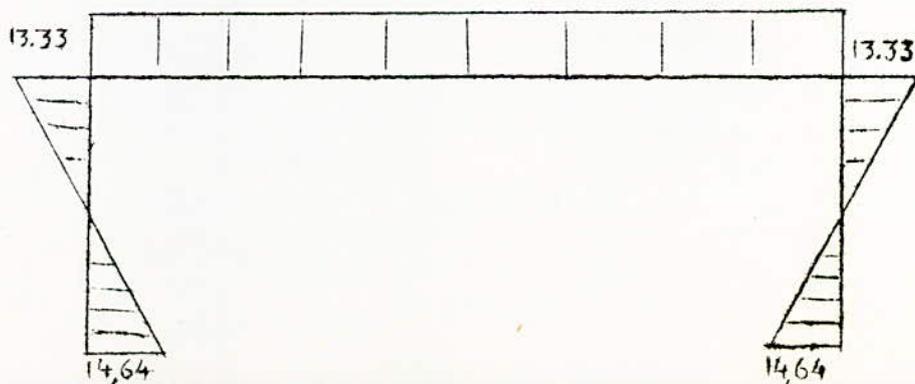
$$f_{EE'} = \frac{K_{EE'}}{\sum K} = \frac{0,0795}{0,0795 + 0,007613} = 0,91$$

$$f_{OE} = 0,09$$

4) Cross des efforts dûs aux déplacements.

O	E		E'		O'
OE	EO	EE'	E'E'	E'O'	O'E'
0	- 0,09	- 0,91	- 0,91	- 0,09	0
- 15,9	-15,9	0	0	+ 15,9	+ 15,9
0,715	+ 1,43	+ 14,47 - 7,235	-14,47 7,235	- 1,43	- 0,715
+ 0,325	+ 0,65	6,58 - 3,29	- 6,58 3,29	0,65	- 0,325
0,148	0,296	2,99 - 1,495	- 2,99 1,495	- 0,296	- 0,148
0,067	0,134	+ 1,36 - 0,68	- 1,36 0,68	- 0,134	- 0,067
	0,06	0,62	- 0,62	- 0,06	
- 14,64	-13,33	13,33	-13,33	13,33	14,64

5) Diagramme des moments



EFFET DE LA NEIGE

On doit envisager dans les calculs une surcharge normale et une surcharge extrême.

I- VALEURS DES SURCHARGES

Elles sont fixées en fonction de la région et de l'altitude pour un ouvrage situé à Alger et jusqu'à 200 m d'altitude.

Les valeurs des surcharges normales P_{no} et extrêmes P'_{no} sont :

$$P_{no} = 20 \text{ Kg / m}^2$$

$$P'_{no} = 35 \text{ Kg / m}^2$$

Notre ouvrage se trouvant à 100 m d'altitude nous adopterons ces valeurs là.

II- COMBINAISONS DES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT

Les effets de la neige et du vent sont considérés simultanément lorsque leur combinaison produit dans la construction des actions plus défavorables que si la neige ou le vent agissait seul.

La disposition de la toiture rendant impossible l'enlèvement de la neige par le vent dans les sheds. Nous n'envisagerons pas une réduction de la surcharge de neige et nous ne tiendrons compte que des deux combinaisons suivantes :

$$P'_{no} + P_{vo} \quad \text{I}$$

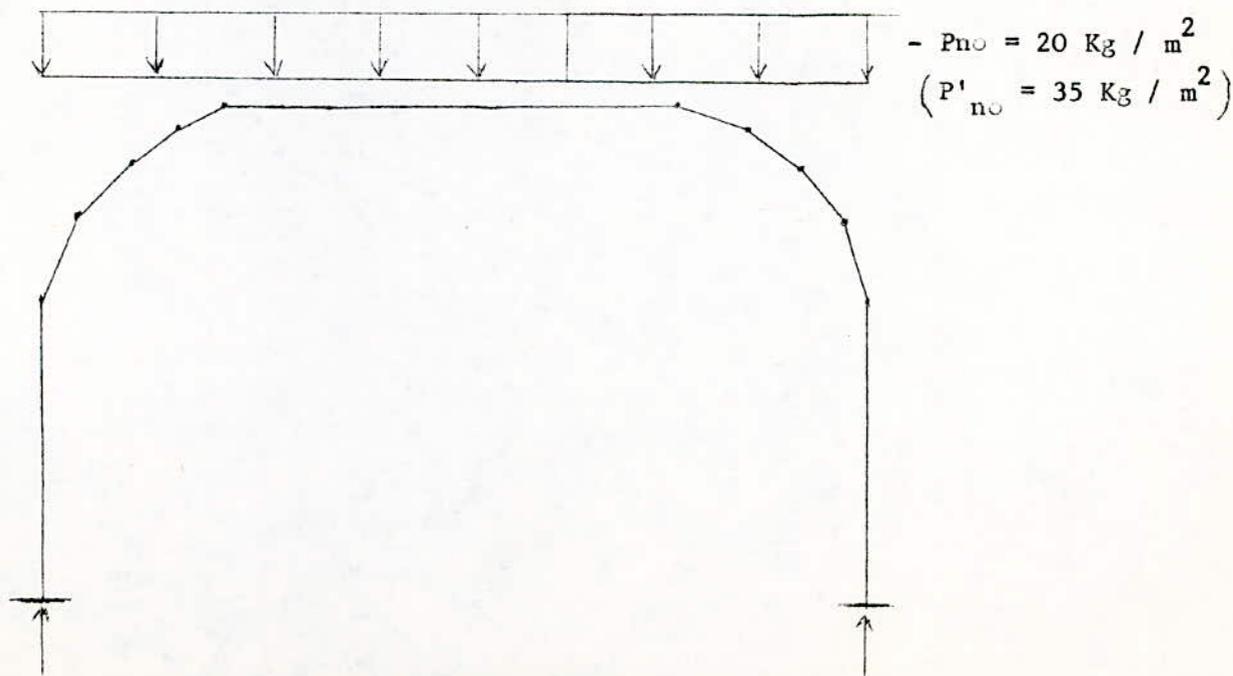
où P_{vo} = Valeur normale de la surcharge vent.

$$P_{no} + P'_{vo} \quad \text{2}$$

P'_{vo} = Valeur extrême de la surcharge vent.

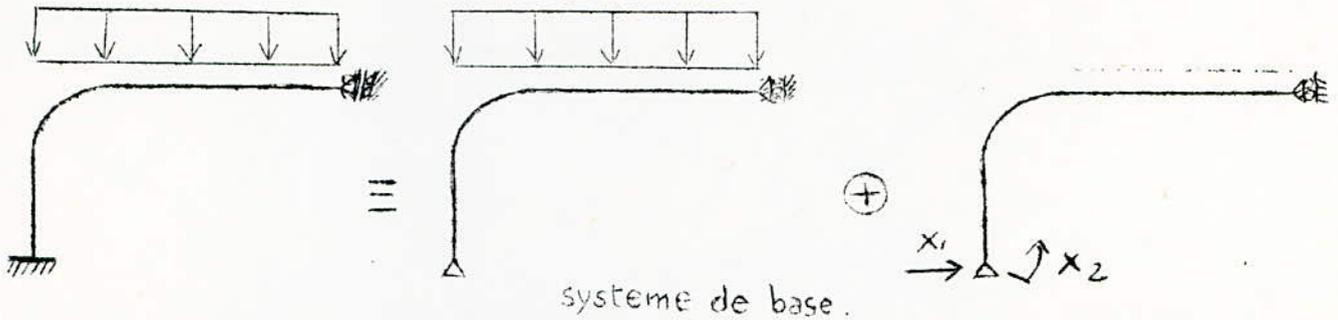
III- DIAGRAMMES DES EFFORTS DÙS A LA SURCHARGE NEIGE.

a) Diagramme de chargement



b) Diagramme des moments

Pour déterminer le diagramme des moments en applique la méthode des efforts à la demi-structure.



On remarque que le schéma de chargement est le même que pour celui de la surcharge S sauf qu'au lieu de " $1,2 S$ " = $120 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Nous avons soit : $P_n = 20 \text{ Kg} / \text{m}^2$

soit : $P'_n = 35 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Par suite en obtient le diagramme des moments pour la surcharge neige normale en multipliant le diagramme des moments obtenu pour la surcharge

$$1,2 S \text{ par } \frac{P_{no}}{1,2 S} = \frac{20}{120} = \frac{1}{6}$$

(Idem pour le diagramme des moments de la surcharge neige extrême par

$$\frac{P'_{no}}{1,2} = \frac{35}{120} = \frac{7}{24} = 0,2916).$$

Ce qui nous donne les tableaux suivant en " t.m ".

a) Pour la surcharge $P_{no} = 20 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Sect	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M	2,97	-3,23	-2,94	-0,93	1,49	4,44	8,57	12,16	15,18	17,67	19,6	21	21,8	22,1

b) Pour la surcharge $P'_{no} = 35 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Sect	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M	5,2	-5,64	-5,14	-1,63	2,61	7,76	15	21,27	26,58	30,92	34,3	36,7	38,16	38,63

I- GENERALITES/

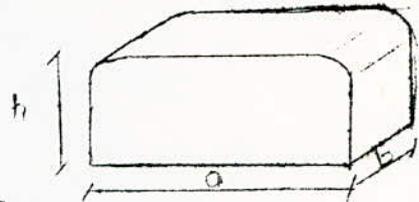
- Conformément aux règles neige et vent 78 :
- la direction du vent est supposée horizontale
- l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

• On doit envisager dans les calculs une pression dynamique P_{nc} normale et une pression dynamique extrême P'_{n0} avec $\frac{P'_{n0}}{P_{nc}} = 1,75$

II- VENT NORMAL A LA FACE LONGITUDINALE/

1) Dimensions géométriques de la structure

- a' = 50,80m
- b = 4,50m
- h = 11,40m



2) Pressions dynamiques normales et extrêmes

• convention les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au dessus du sol pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50m.

La valeur relevée sur le tableau des surcharges climatiques en Algérie donne la valeur : $q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$ et $q'_{10} = 122,5 \text{ kg/m}^2$

pour $0 < H < 500$ on a $q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$

Soit pour nous

$q_H = 70 \times 2,5 \cdot \frac{11,4 + 18}{11,4 + 60} = 72 \text{ kg/m}^2$ et $q'_H = 125 \text{ kg/m}^2$

vue que $H \approx 10\text{m}$ on prendra $q = q_H = 72 \text{ kg/m}^2 \quad \forall 0 < h < 11,40\text{m}$

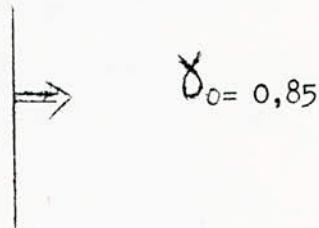
3) Calcul du coefficient δ_c

La valeur du coefficient δ_c est donnée par le diagramme de la figure. RIII.RN.V en fonction des caractéristiques (λ_a, λ_b) géométriques de la structure

$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{11,4}{50,8} = 0,225$

$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{11,4}{4,5} = 2,53$

$\frac{b}{a} = 0,0885$



$\delta_c = 0,85$

III- ACTIONS EXTERIEURES/

On considère que la construction est fermée c'est à dire de perméabilité $M \leq 5\%$

I) Paroi verticale

face au vent $C_e = 0,80$

face sous le vent $C_e = -(1,3 \delta_c - 0,8) = -0,305$

.../...

2) Toiture :

IV 31

Celle-ci est composée d'une partie courbe et d'une partie plane.

a) Partie courbe -

Celle-ci est décomposée en quatre tronçons plans AB, BC, CD, DE.
Leurs coefficients de pression respectifs sont déterminés d'après le tableau RIII-6 en fonction des angles d'inclinaison α

TRONCON	AB	BC	CD	DE
α	66°	40°	24°	4°
C_e au vent	+ 0,58	+ 0,16	- 0,09	- 0,31
C_e sous vent	- 0,305	- 0,3	- 0,25	- 0,25

b) Partie plane -

Toujours d'après tableau R.III-6 on a $\alpha = 0 \Rightarrow$
 au vent $C_e = 0,28$
 sous vent $C_e = 0,28$

IV- ACTIONS INTERIEURES/

Elles sont déterminées par les coefficients C_i calculés au moyen de formules variables pour chaque cas.

Lorsque ces déterminations conduisent à des coefficients compris entre " -20,20 " et "0" on prend "-0,20" et s'ils sont compris entre "0" et "0,15" on prend "0,15".

Pour le cas d'une construction fermée ($H < 5\%$) on applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments

soit une surpression $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 0,85)$

soit une pression $C_i = -0,6 (1,3 \cdot 0,85 - 0,8)$

Ce qui nous donne :

Pour une surpression $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \times 0,85) = + 0,417$

Pour une dépression $C_i = 0,6 (1,3 \times 0,85 - 0,8) = -0,183 \Rightarrow C_i = -0,20$

V- ACTIONS UNITAIRES RESULTANTES/

Pour chaque élément on combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures et les actions intérieures.

Soit $C = C_e - C_i$

Par suite nous aurons :

1) Paroi verticale

• pression : $C = C_e - C_i = +0,8 - (-0,20) = 1$

• dépression : $C = C_e - C_i = -0,305 - 0,417 = - 0,722$

2) Toiture

a) partie courbe -

TRONCON	AB	BC	CD	DE
$C = C_e - C_i$ pression	+ 0,78	+ 0,36	+ 0,11	- 0,11
$C = C_e - C_i$ dépression	- 0,722	- 0,717	- 0,667	- 0,665

b) Partie plane -

Dépression : $C = C_e - C_i = 6 - 0,697$

3- Actions élémentaires résultantes

l'action élémentaire "P" ("P'") que le vent exerce sur une paroi est donnée par l'expression $P = Cq$ ($P' = c'q'$)

a) Paroi verticale

pression : $P = q$ ou $P' = q'$

Succion : $P = - 0,722q$ ou $P' = - 0,722q'$

b) Toiture

	PARTIE COURBE				PARTIE PLANE
	AB	BC	CD	DE	
Pression P (P')	0,78	0,36	0,11	- 0,11	
Succion P (P')	- 0,722	- 0,717	- 0,667	- 0,665	- 0,697 P P'

VI- EFFET DES DIMENSIONS/

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent, intéressant l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de cette surface.

Le tableau RIII.2 nous donne $S = 0,71$ (NV75)

VII- EFFET DE SITE/

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées des pressions dynamiques de base il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême doivent être multipliées par K_s . Le site de notre ouvrage étant normal $\Rightarrow K_s = 1$.

VIII- COEFFICIENT DE MAJORATION DES PRESSIONS DYNAMIQUES NORMALES/

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration

$\beta \geq 1, \quad \beta = \theta (1 + \xi \tau)$ (NV 65)

où ξ = Coefficient de réponse = fonction du mode fondamental T de l'ouvrage
 τ = Coefficient de pulsation = $\beta(H)$, H = hauteur au dessus du niveau du sol

θ = Coefficient global = $\beta(H_s)$, H_s = Cote du sommet de la construction

Pour nous $T = 0,17$ (voir calcul sismique)

$\xi = 0,30$

$H = 11,40m \Rightarrow \tau = 0,362$

$0 = 0,70$ ($H_s = 11,40m < 30m$) $\Rightarrow \beta = 1$

$\beta = 0,7 \times (1 + 0,3 \times 0,362)$

$= 0,776 < 1$

IX- COEFFICIENT DE MAJORATION DES PRESSIONS DYNAMIQUES EXTREMES/

De même que pour les pressions dynamiques normales on doit multiplier par l'expression $\left[0,5 + \frac{0}{2} \right] \beta (\geq 1)$ les pressions dynamiques extrêmes.

Or $\theta = 0,7$

$B = I$

On prendra

$$(0,5 + \frac{0}{2}) I = (0,5 + 0,35) I = 0,85 < I$$

$$(0,5 + \frac{0}{2}) I = I$$

X- DIAGRAMME DES PRESSIONS/

Nous avons l'action élémentaire $p = cq$ ($p' = cq'$)

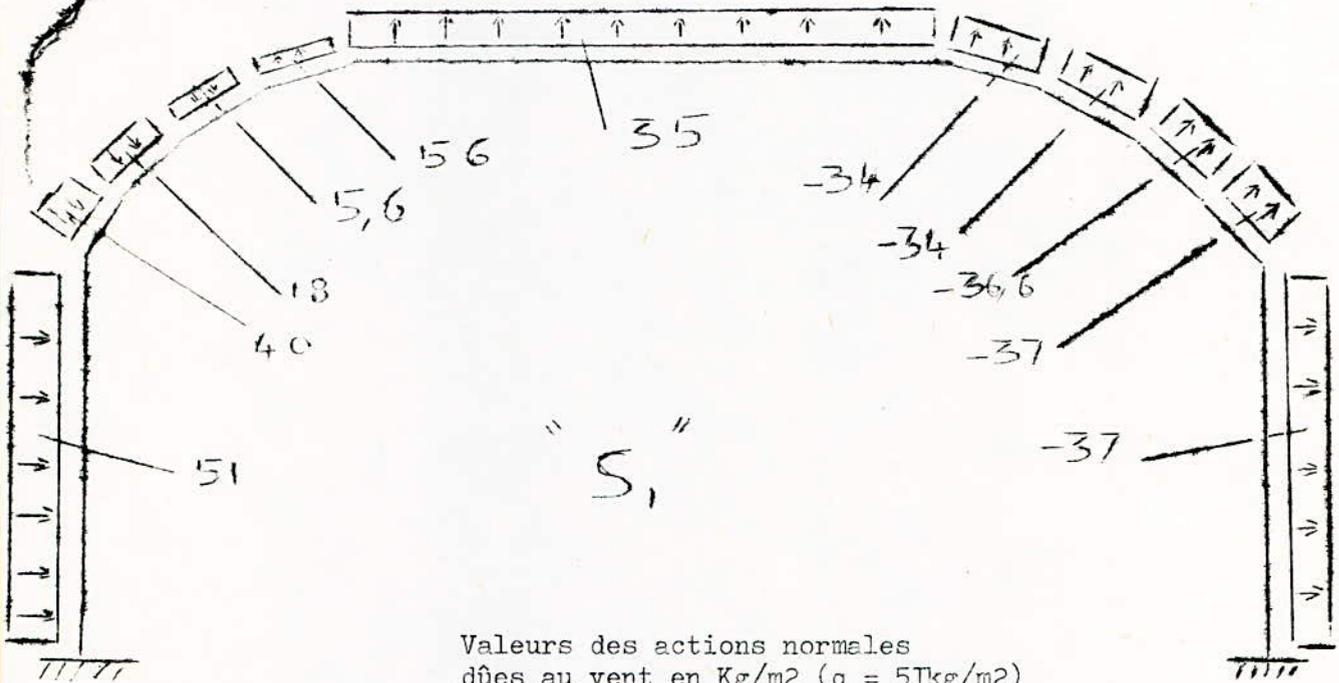
avec $q = q_{14} \times S \times k_s \times B$

$$\Rightarrow q = 72 \times 0,71 \times 1 \times 1 = 51 \text{ kg/m}^2$$

de même

$$q' = 125 \times 0,71 = 89 \text{ kg/m}^2$$

Ce qui nous donne finalement :

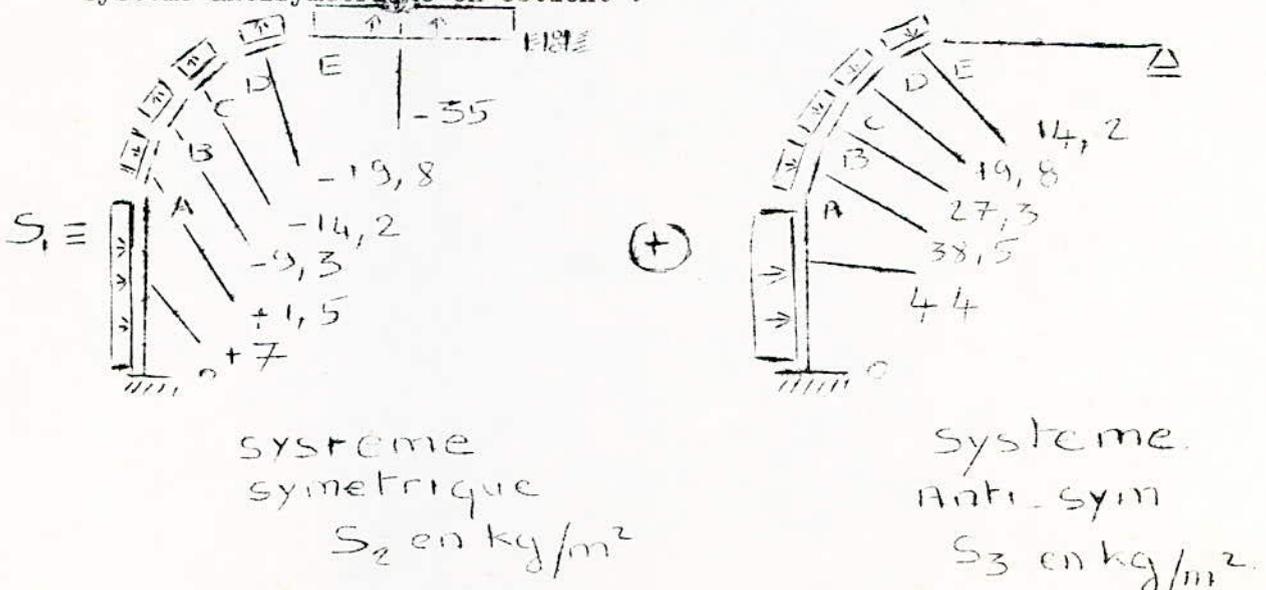


Valeurs des actions normales dues au vent en Kg/m² ($q = 51 \text{ kg/m}^2$)

XI- DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS CHARGE NORMALE/

Pour déterminer le diagramme des moments on va appliquer la méthode des efforts.

En décomposant notre système asymétrique en un système symétrique et système antisymétrique on obtient :



systeme symétrique S_1 en kg/m²

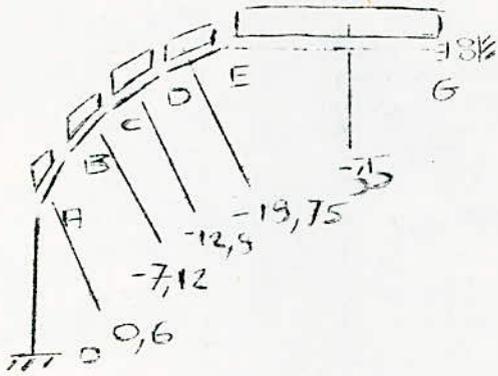
systeme Anti-sym S_2 en kg/m²

I) Détermination du diagramme des moments pour le système symétrique

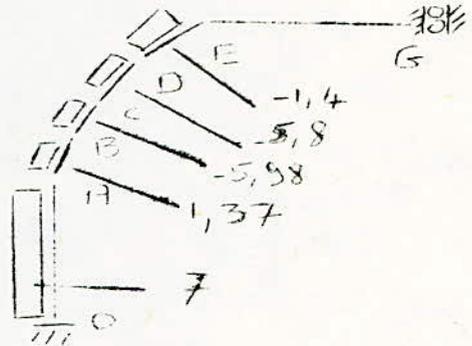
Pour déterminer le diagramme des moments pour le système symétrique on va décomposer les forces obliques en leurs composantes horizontales et verticales

Par suite

$$S_2 = S_{2v} + S_{2H}$$



S_{2v}
en kg/m^2

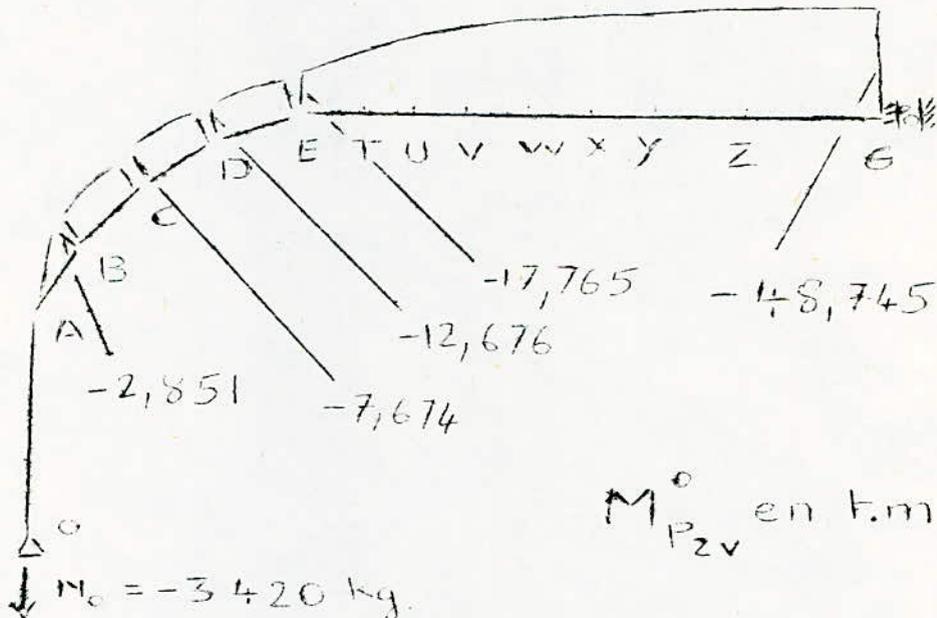


S_{2H}
en kg/m^2

a) Détermination du diagramme des moments pour le système symétrique sous charge verticale (S_{2v})

Diagramme des moments pour le système de base chargé par les forces extérieures

En procédant de la même manière que pour le poids propre on obtient le diagramme ainsi que le tableau des moments suivants :



$M^0_{P_{2v}}$ en t.m

Section	O	A	B	C	D	E	T	U	V	W	X	Y	Z	G
$M^0_{P_{2v}}$	0	0	-2,851	-7,674	-12,676	-17,765	-25,024	-31,317	-36,64	-40,997	-44,386	-46,807	-48,259	-48,745

.../...

B) Calcul de Δ_{1p}^0 pour S_{2v}

De la même manière que pour le poids propre on obtient :

$$\Delta_{1p}^0 = \frac{1}{E} \sum \frac{1}{I} \int M_{2v}^0 x m_1 dx$$

$$= \frac{1}{E} \left(\frac{2921,83}{0,046875} + \frac{9749,5}{0,6873} + \frac{24383}{3,962} + 760645 \times 0,49 \right) = \frac{457213,4}{E}$$

5) Calcul de Δ_{2p}^0 pour S_{2v}

$$\Delta_{2p}^0 = \frac{1}{E} \sum \frac{1}{I} \int M_{2v}^0 m_2 dx = \frac{1}{E} \left(\frac{24104,6}{0,046875} + \frac{93202}{0,6873} + \frac{175313}{2,4506} + \frac{263287}{3,962} + 8252037 \times 0,49 \right) 10 = \frac{4851132,3}{E}$$

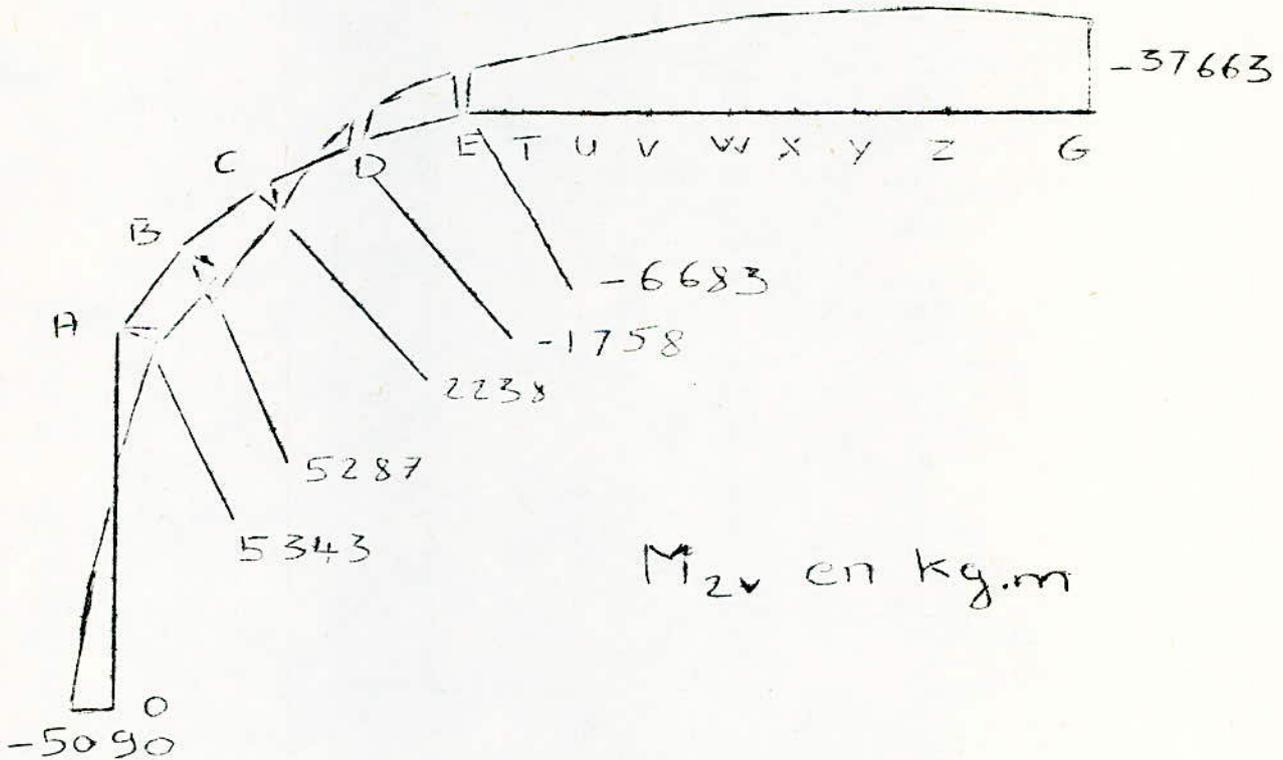
8) Résolution du système d'équation de condition pour S

$$\begin{aligned} 206,6 x_1 + 1012,44 x_2 + 457213,4 &= 0 \\ 1012,44 x_1 + 6716,6 x_2 + 4851132,3 &= 0 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow x_1 = 5090 \quad x_2 = -1490,5$$

9) Diagramme des moments pour le système symétrique sous charge verticale

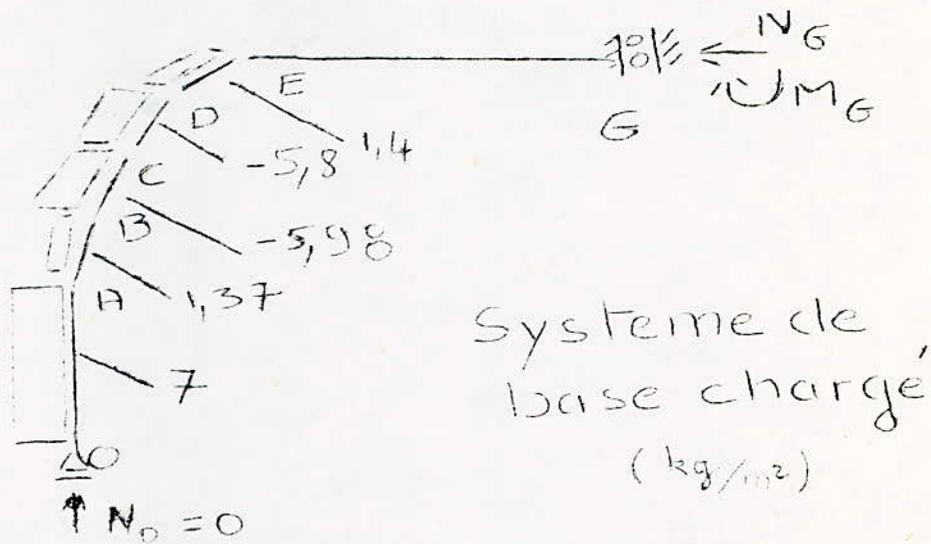
soit M_{2v} ce diagramme
 alors $M_{2v} = M_{2v}^0 + x_1 m_1 + x_2 m_2$
 Ce qui nous donne finalement (Kg.m)



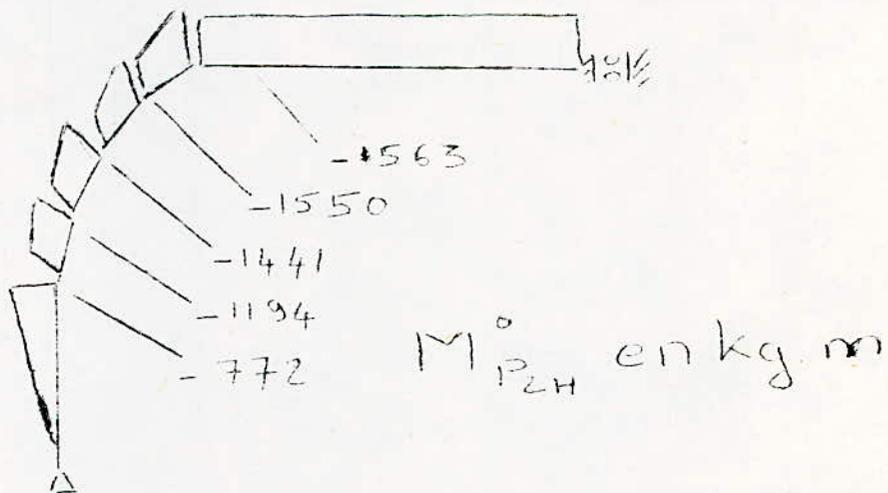
SECTION	O	A	B	C	D	E	T	U	V	W	X	Y	Z	G
M	0	0	-2851	-7674	-12676	-17765	-25024	-31317	-36641	-40997	-44386	-407	-48259	48745
m	X	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090	-5090
m	X	0	10433	13228	15002	16008	16172	16172	16172	16172	16172	16172	16172	16172
M	-5090	5343	5287	2238	-1758	-6683	-13942	-20235	-25559	-29915	-33304	-35725	-37177	-37663

b) Détermination du diagramme des moments pour le système symétrique sous charge horizontale (S_{2H})

*) Diagramme des moments pour le système de base chargé par les forces extérieures



Nous obtenons le diagramme suivant :



Ainsi que le tableau suivant :

SECTION	O	A	B	C	D	E	T	U	V	W	X	Y	Z	G
Moment en Kg.m	0	-772	-1194	-1441	-1550	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563

3) Calcul de Δ_{1P}^0 pour S z H

De la même manière que pour le poids propre nous obtenons

$$\Delta_{1P}^0 = \frac{I}{E} \sum \frac{I}{I} \int M^0 p_{2H} m_1 ds$$

$$= \frac{I}{E} \left(\frac{1801}{0,046875} + \frac{2011}{0,046875} + \frac{2446}{0,6873} + \frac{2471}{2,4506} + \frac{24905}{3,962} \times 0,4924 \right)$$

$$\Delta_{1P}^0 = \frac{101760,6}{E}$$

4) Calcul de Δ_{2P}^0 pour S z H

Nous obtenons de même

$$\Delta_{2P}^0 = \frac{I}{E} \left(\frac{9458}{0,046875} + \frac{16101}{0,046875} + \frac{23212}{0,6875} + \frac{25714}{2,4506} + \frac{26885}{3,962} + 335865 \times 0,4924 \right) = \frac{61680,2}{E}$$

5) Résolution de l'équation de condition

Nous avons :

$$206,6 x_1 + 1012,44 x_2 = -101760,6$$

$$1012,44 x_1 + 6716,6 x_2 = -761680,2$$

$$\Rightarrow x_1 = 243,21$$

$$x_2 = -150,16$$

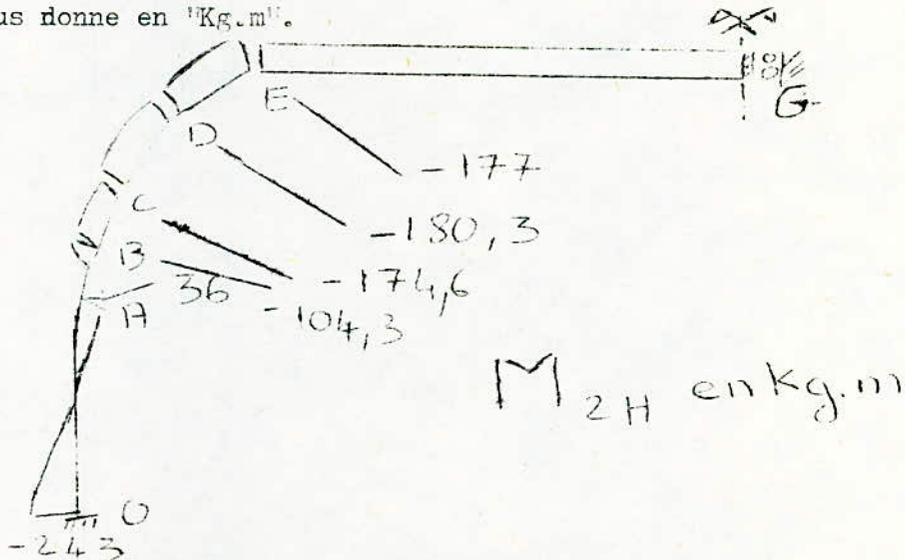
Diagramme final des moments pour S z H

Nous avons :

$$M_{2H} = M^0 p_{2H} + x_1 m_1 + x_2 m_2$$

$$= M^0 p_{2H} + 243,21 m_1 - 150,16 m_2$$

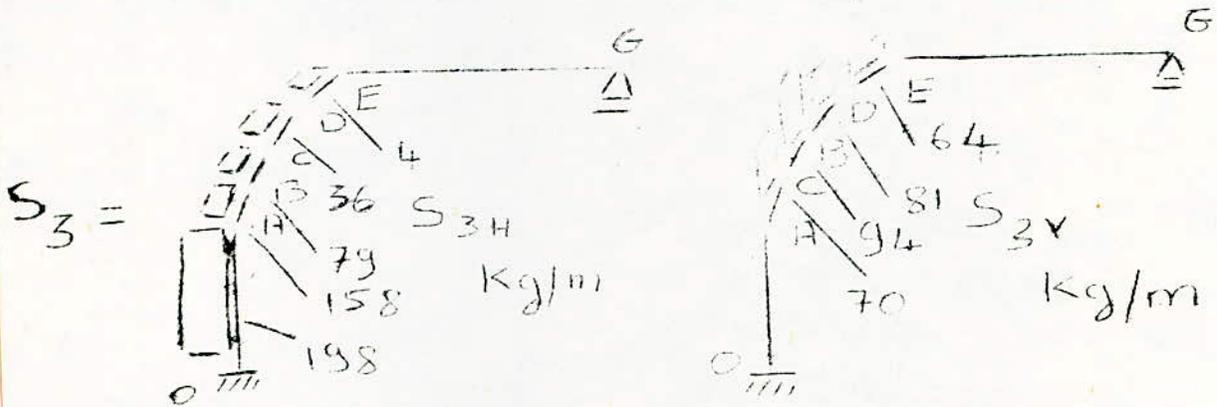
Ce qui nous donne en 'Kg.m'.



	O	A	B	C	D	E	T	U	V	W	X	Y	Z	G
M°p	0	-772	-1194	-1441	-1550	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563	-1563
m, X ₁	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243	-243
m _z X ₂	0	1051	1324,7	1554,4	1614,7	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629
M _{2H}	-243	-36	-104,3	-172,6	-180,3	-177	-177	-177	-177	-177	-177	-177	-177	-177

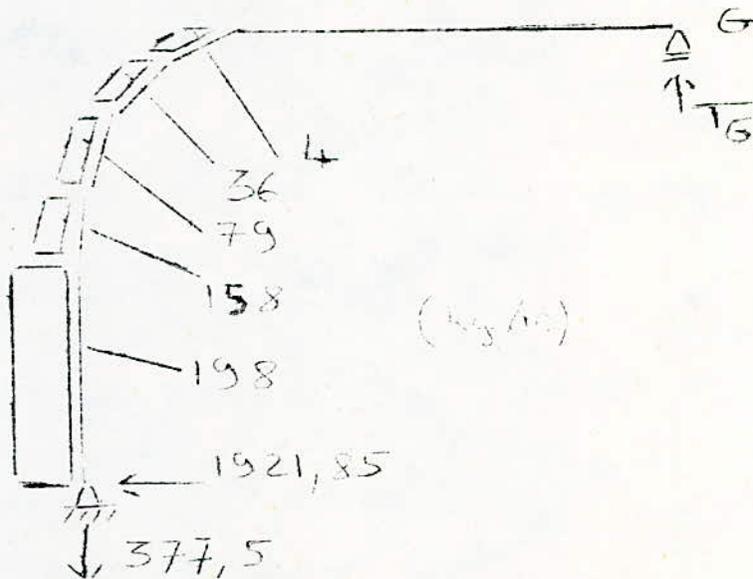
2) Détermination du diagramme des moments pour le système antisymétrique

Le même que le système symétrique on va décomposer les forces obliques en leurs composantes horizontales et verticales



a) Détermination du diagramme des moments pour le système antisymétrique sous charge horizontale S_{3H}

α) Diagramme des moments pour le système de base chargé par les forces extérieures



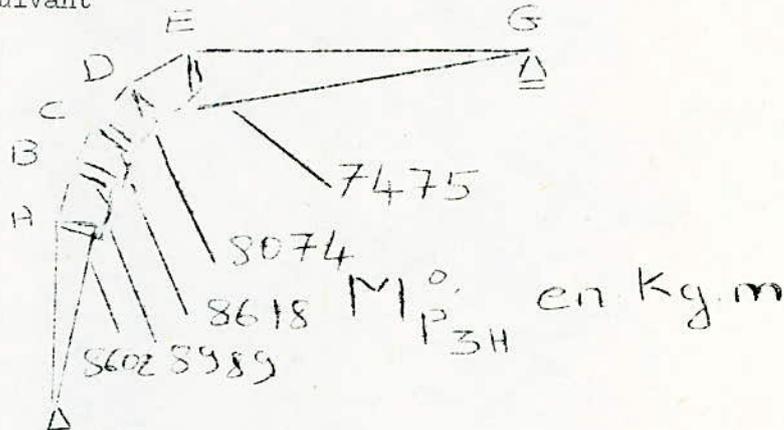
$$TG = \frac{198 \times 7 \times 3,54 \times 2,05 \times 7,94 + 79 \times 1,85 \times 9,47 + 36 \times 1,65 \times 10,44 + 4 \times 1,6 \times 10,79}{25,15}$$

TG = 377,5 Kg

Par suite nous avons

SECTION	O	A	B	C	D	E	TT	U	UV	V	X	W	Y	XZ	W	Z	G
11	0	8602	8989	8618	8074	7475	6540	5606	4672	3736	2802	1802	934	0			

et le diagramme suivant



13) Calcul de $\Delta_{1p}^{o'}$

Nous avons
$$\Delta_{1p}^{o'} = \sum_{R=0}^5 \int \frac{M^o_{P3H} m'_1 ds}{EI}$$

Par suite nous obtenons par intégration successivement sur chaque intervalle

$$\Delta_{1p}^{o'} = -\frac{1}{E} \left(\frac{35768}{0,046875} + \frac{17712}{0,046875} + \frac{15309}{0,6875} + \frac{12128}{2,4506} + \frac{10101}{3,962} \right) + 38837, \times 0,4924$$

$$\Delta_{1p}^{o'} = -\frac{1189802,6}{E}$$

Résolution de l'équation de condition

L'équation est :

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p}^{o'} = 0 \text{ avec } \delta_{11} = 196,8 \text{ (voir méthode de calcul)}$$

Par suite :
$$X_1 = + \frac{1189802,6}{196,8} = 6045,74$$

8) Tracé du diagramme définitif pour le système antisymétrique sous charge horizontale

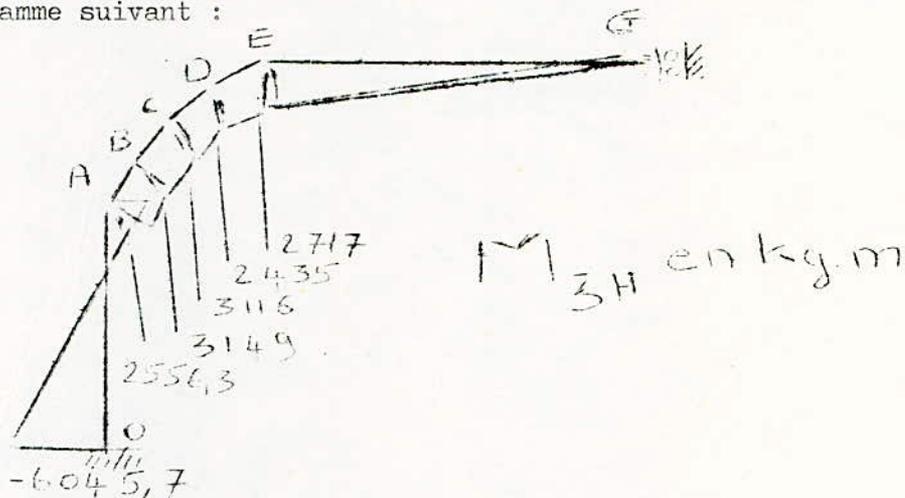
Nous aurons :

$$M_{3H} = M^o_{P3H} + X_1 m'_1$$

.../...

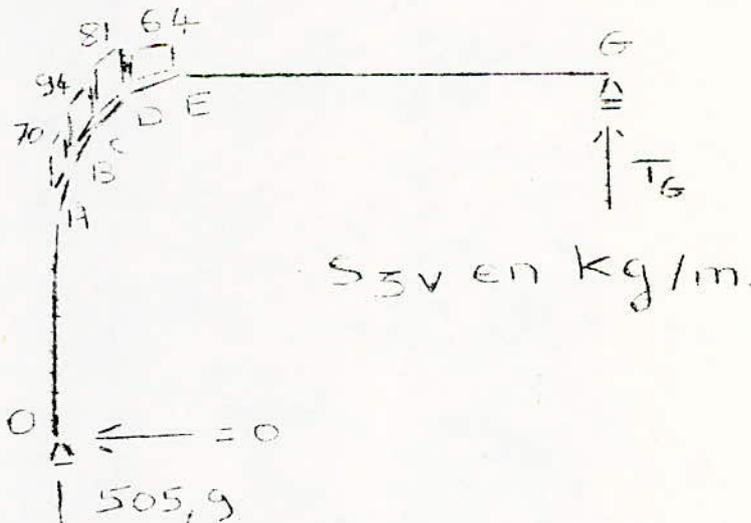
Sect.	O	A	B	C	D	E	T	U	V	W	X	Y	Z	G
M°p	0	8602	8989	8618	8074	7475	6540	5606	4672	3736	2802	1868	934	0
m'	- I	-0,1	-0,966	-0,91	-0,857	-0,787	-0,688	-0,59	-0,492	-0,393	-0,295	-0,196	-0,098	0
X', m'	-60457	-60457	-5840	-5502	-5139	-4758	-4158	-3567	-2975	-2376	-1784	-1185	-593	0
M _{3H}	56046	2556	3149	3116	2935	2717	2381	2039	1697	1360	1018	683	341	0

Soit le diagramme suivant :



b) Détermination du diagramme des moments pour le système antisymétrique sous charge verticale S_{3v}

a) Diagramme des moments pour le système de base chargé par les forces extérieures



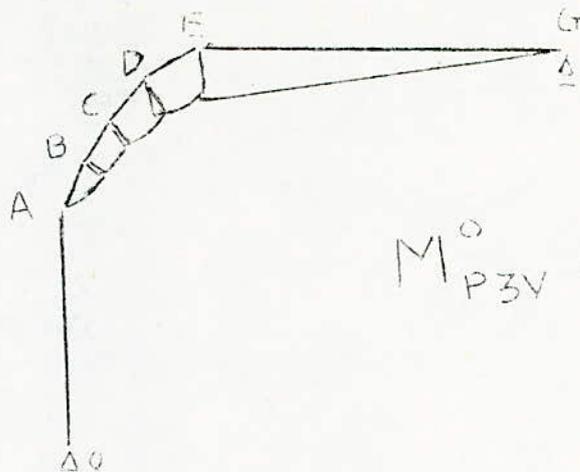
$$\sum M_0 = 0$$

$$TG = \frac{70 \times 2,05 \times 0,4165 + 94 \times 1,85 \times 1,54 + 81 \times 1,65 \times 3 + 64 \times 1,6 \times 4,55}{25,15}$$

$$TG = 47,5 \text{ kg}$$

.../...

D'où le diagramme et le tableau suivant



M_{P3V}^0 en Kg.m

X	O	A	B	C	D	E	U	T	V	F	X	Y	Z	G
$M_{Kg.m}$	0	0	360	751,2	935	941	823	705	587	470	352	235	117	0

B) Valeur de $\Delta_{1P}^{0'}$

Toujours en procédant par intégration successivement sur chaque intervalle nous obtenons finalement :

$$\Delta_{1P}^{0'} = - \frac{I}{E} \left(\frac{376,56}{0,046875} + \frac{996,66}{0,6873} + \frac{1246,66}{2,4506} + \frac{1249,65}{3,963} + \frac{4903,7}{3,963} \times 0,4924 \right)$$

$$= - \frac{12722}{E}$$

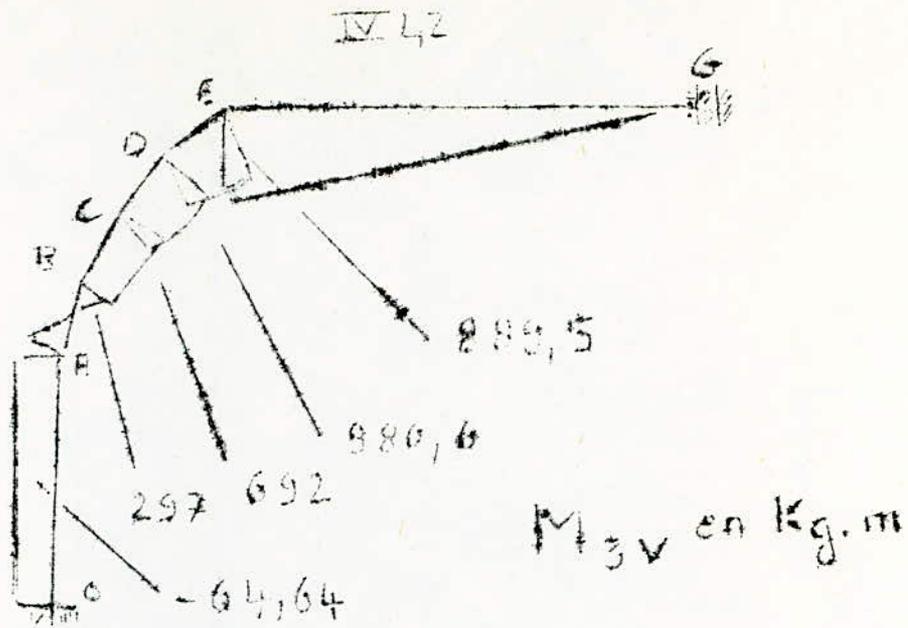
γ) Calcul de X_1'

$$X_1' = - \frac{\Delta_{1P}^{0'}}{S_{11}} = + \frac{12722}{196,8} = 64,64$$

δ) Tracé du diagramme définitif pour le système antisymétrique sous charge verticale S_{3V}

Nous aurons : $M_{3V} = M_{P3V}^0 + X_1' m_1'$
Soit

X	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M_{P3V}^0	0	0	360	751,2	935	941	823	705	587	470	352	235	117	0
$X_1' m_1'$	-64	-64	-63	-59	-54	-51	-45	-38	-32	-25	-19	-16	-6	0
M	-64	-64	297	692	881	890	779	667	555	445	333	222	111	0

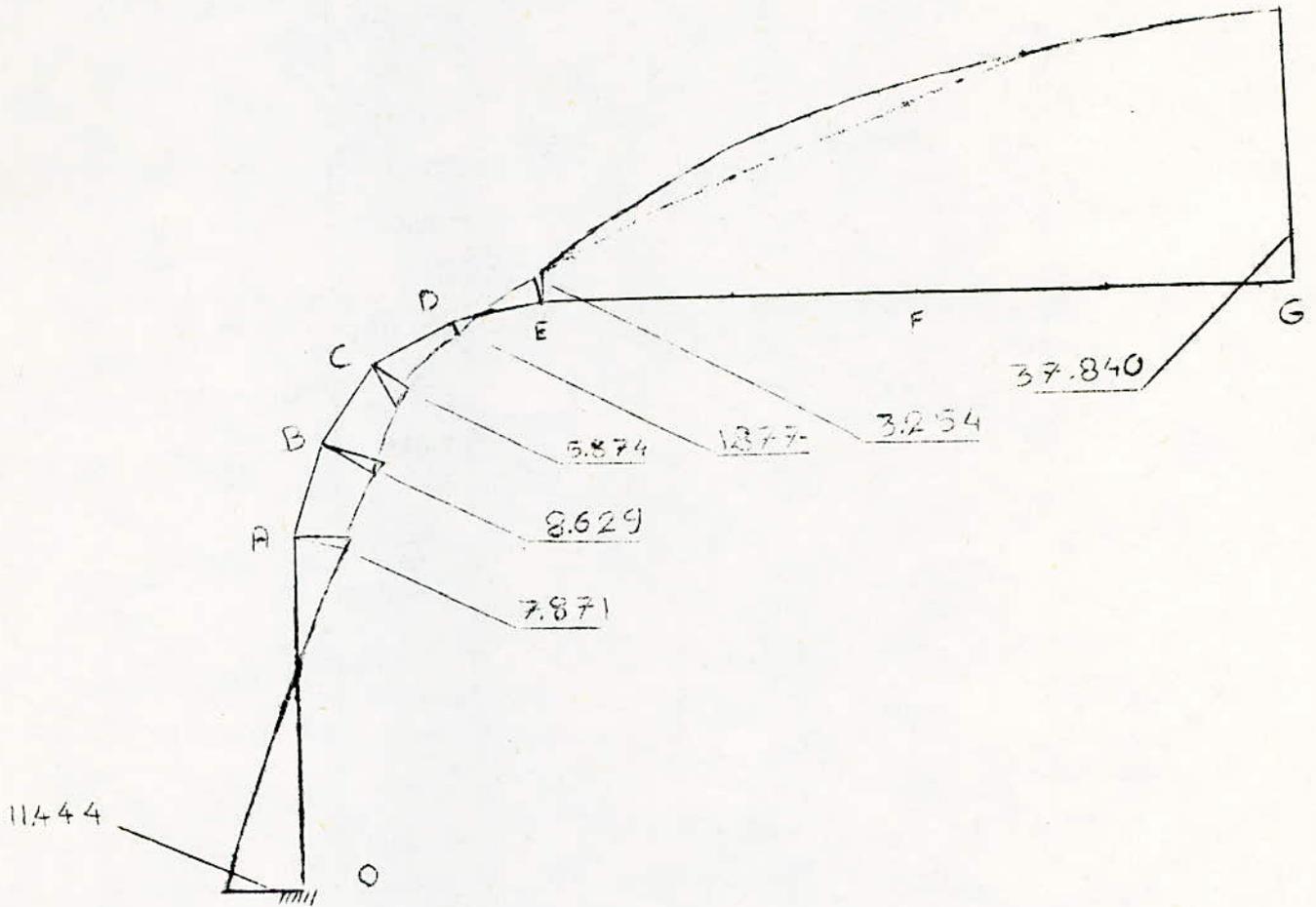


3) Diagramme final des moments sous charges normales "M" pour V

Nous avons : $M_i = M_{2V} + M_{3H} + M_{3V} + M_{2H}$
 D'où le tableau suivant (en kg.m)

Sect	O	A	B	C	D	E	T	U	V	W	X	Y	Z	G
M_{2V}	-5090	5343	5287	2238	-1752	-6683	-13942	-20235	-25559	-29915	-35504	-35725	-37177	-37063
M_{2H}	-243	+36	-104	-173	-180	-177	-177	-177	-177	-177	-177	-177	-177	177
M_{3H}	-6046	2556	3149	3116	2935	2717	2381	2039	1697	1360	1018	683	341	0
M_{3V}	-65	-64	297	692	881	879	779	667	554	445	333	222	111	0
M_i	-11444	7871	8629	5874	1877	-3254	-10960	-17700	-23484	-28288	-32130	-34997	-36902	-37840

Soit le diagramme suivant (en kg.m)



XII) Diagramme des moments "M" sous charges extrêmes pour vent

Nous avons $M_2 = \frac{q'}{q} M = \frac{89}{51} M$

D'où le tableau suivant en "Kg.m"

Section	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M	-1996	13736	15058	10250	3276	-5678	41726	-30898	-40382	-49365	-58070	-61074	-64398	-66035

XIII) Diagramme des moments M' pour vent

De la même manière nous avons
 $M' = \sum \text{système symétrique} - \sum \text{système antisymétrique}$
 $= M_{2H} + M_{2V} - M_{3H} - M_{3V} - M$ ce qui donne en "t.m"

Section	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M'	0.8	2.9	1.8	-1.8	-5.8	-10.5	-17.3	-23.2	-28	-31.9	-34.9	-36.8	-37.8	-37.8

.../...

XIV) Valeur des moments M'_i pour V_{ext}

De même que pour X nous avons

$$M'_i = \frac{0.9}{0.9} M_i = 89 M_i \text{ ce qui nous donne}$$

X	O	A	B	C	D	E	T	U	IV	F	X	Y	Z	G
M'	1.4	5.1	3.1	-3.1	-10.1	-18.3	-30.3	-42.5	-4.9	-55.8	-61	-64.5	-66.2	-66.2

XV) Valeurs des efforts tranchants pour V

On obtient après calcul en t

X	O	A	B	C	D	E	T					
T	3.6	2	0.6	0.2	-1.7	-1.5	-2.5	-2.5	-3	-3.2	-3.3	-2.9

X	U	V	F	X	Y	Z	G
T	-2.4	-2.1	-1.8	-1.4	-1	-0.6	-0.2

XVI) Valeurs des efforts tranchants V

X	O	A	B	C	D	E	T					
T	-0.3	-1	-0.8	-0.4	-2.3	-1.3	-2.6	-2.3	-3	-2.8	-3	-2.5

X	U	V	F	X	Y	Z	G
T	-2.1	-1.7	-1.4	-1	-0.6	-0.2	-0.2

XVII) Valeurs des efforts normaux pour V

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
N	-3.1	-3.1	-3.6	-3.6	-3.3	-3.3	-2.7	-2.7	-1.8	-1.8	-1.5	-1.5	-1.5

XVIII) Valeurs des efforts normaux pour V

X	O	A	B	C	D	E	F	G					
N	-3.8	-3.8	-3.8	-3.8	-3.3	-3.3	-2.7	-2.7	-1.7	-1.7	-1.5	-1.5	-1.5

(C) A L C U L

::

// I S M I Q U E

Pour déterminer les efforts dus au seisme sur l'ouvrage considéré, nous appliquerons la méthode de calcul statique conformément aux règles parasismiques 1969.

A. Détermination des efforts engendrés par le système de forces horizontales "SH". Nous considérerons les forces sismiques dans la direction transversale. Les systèmes de forces horizontales sont composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur l'élément de construction considéré et appliquée au C.D.G. de ce dernier, ces forces étant parallèles et dans le même sens.

1) Détermination de la sollicitation sismique horizontale transversale.
(PS 69 Art. 3,111 - 11)

$$F_{SH} = \alpha_H W$$

W = Masse soumise au seisme
 α_H = Coefficient sismique

$$\sigma_H = \alpha B \gamma \delta$$

a) détermination du coefficient d'intensité α : α est fonction de l'intensité nominale pour laquelle doit être établi le projet.

Alger correspondant à une zone de moyenne sismicité on prendra :

$$\alpha = 1$$

b) détermination du coefficient de réponse β : β est fonction du mode d'amortissement de l'ouvrage et de la période T du mode fondamental. L'ouvrage étant assimilé à un grand hall sans subdivisions (Art. 3,112 - 131), le degré d'amortissement sera considéré faible :

$$B = \frac{0,015}{4 \sqrt{T^3}} \quad \text{avec} \quad 0,075 \leq \beta \leq 0,175$$

Ayant un contreventement en BA nous aurons :

$$T = \frac{0,09 H}{L}$$

H = hauteur totale de l'ouvrage
L = dimension transversale du portique

$$H = 13,45 \text{ m}$$
$$L = 50 \text{ m}$$

$$T = 0,17 \Rightarrow \beta = 0,164 < 0,175$$

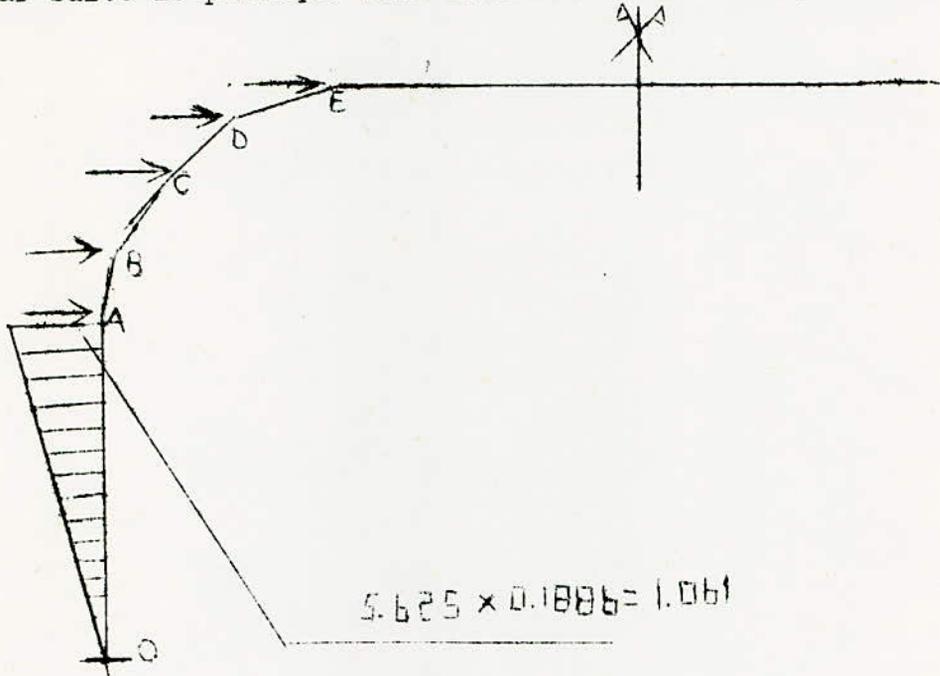
Pour la paroi nous avons la force élémentaire :

$$FH = (\alpha \beta \gamma SW) \times \gamma = 0,1886 \quad W$$

Pour la valeur de γ nous adopterons une distribution triangulaire le long de la paroi.

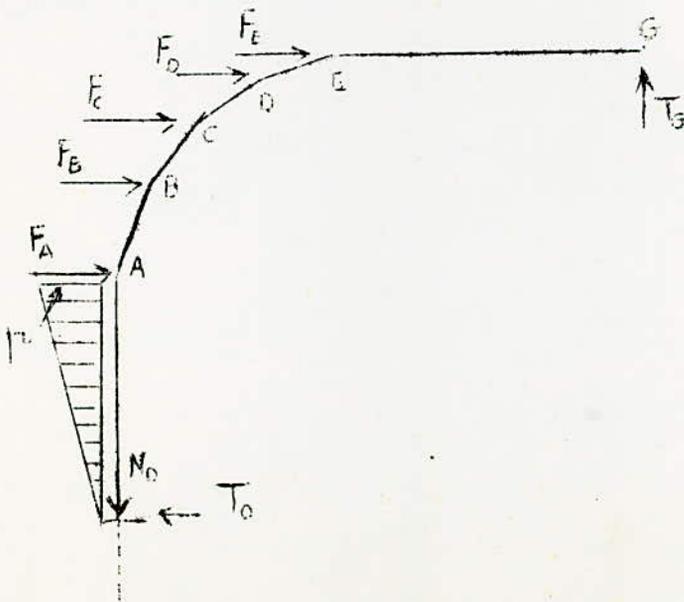
$$\text{Pour la paroi } W = 0,5 \times 4,5 \times 2,5 = 5,625 \text{ t/m}$$

Par suite le portique sera sollicité comme indiqué ci-dessus



2) Détermination du diagramme des moments dus aux efforts sismiques horizontaux transversaux.

a) le portique est sollicité par un système de forces anti-symétrique (voir Méthode de calcul).



c) Détermination du coefficient de distribution γ : γ est fonction de la structure

$$\gamma = H \times \frac{S}{I}$$



S = moment statique de la construction chargée par rapport à sa base = $M \times h$

I = Moment d'inertie = $M \times h^2$.

$$\gamma = h \times \frac{S}{I} \Rightarrow \gamma = h \times \frac{Mh}{Mh^2} = 1 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1$$

d) détermination du coefficient de fondations S est un coefficient correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage. Dans notre cas :

- sol de consistance moyenne
- semelle continue sous mur d'où $S = 1,15$

e) Détermination des masses soumises à l'action sismique

W = charges permanentes

+ $\frac{1}{5}$ des surcharges d'exploitation

+ excédent sur 35 da N/M^2 de la surcharge de neige.

Pour l'élément AB : $W_{AB} = 8,44 \times 2,05 = 17,32$
 " " BC : $W_{BC} = 6 \times 1,85 = 11,1$
 " " CD : $W_{CD} = 6,8 \times 1,65 = 11,22$
 " " DE : $W_{DE} = 7,2 \times 1,6 = 11,52$
 " " EG : $W_{EG} = 6,47 \times 9,9 + 7,024 \times 9,9 = 133,6$

f) Valeurs des sollicitations sismiques horizontales transversales

$$F_H = \alpha_B \gamma S W$$

$$= 1 \times 0,164 \times 1 \times 1,15 \times W = 0,1886 W$$

- d'où $F_{AB} = 3,27 t$
 $F_{BC} = 2,09 t$
 $F_{CD} = 2,12 t$
 $F_{DE} = 2,17 t$
 $F_{EG} = 25,19 t$

Nous avons :

$$\sum \text{Forces verticales} = 0 \implies N_0 = T_g$$

$$\sum \text{Moments} / 0 = 0 \implies$$

$$T_g = (F_e \times 10,85 + F_d \times 10,75 + F_c \times 10,065 + F_b \times 8,875 + F_a \times 7 + p \times$$

$$\frac{7^2}{2} \times \frac{2}{3}) \frac{1}{25,13} \implies T_g = 15 \text{ t.}$$

$$\text{de plus } T_0 = \sum F_i = 38,554 \text{ t}$$

on obtient le tableau suivant

	O	A	B	C	D	E	F	G	H	V	F	X	Y	Z	G
M_p^0	0	252,5	297,9	210,4	306,2	286	250,3	20,5	178,4	149	107,3	71,9	45,75	0	0

b) calcul de Δ'_{1p}

$$\Delta'_{1p} = \sum \int \frac{1}{EI_i} M_p^0 m_i' ds = \frac{1}{E} \sum \frac{1}{I_i} \int M_p^0 m_i' ds$$

nous obtenons :

sur OA :	$\int M_p^0 m_i' ds$	= 929,4
AB	"	= 573,54
Bc	"	= 546,7
CD	"	= 464,3
DE	"	= 402,44
EF	"	= 1.252,23
FG	"	= 144,61

$$\Delta'_{1p} = \frac{-1}{E} \left[\frac{929,4}{0,046875} + \frac{573,54}{0,046875} + \frac{546,7}{0,6873} + \frac{464,3}{2,4506} + \frac{402,44}{3,962} + 0,49 \times 1252,23 + 0,43 \right.$$

$$\left. \times 144,61 \right] = \frac{33.825}{E}$$

3) Diagramme des efforts tranchants

Nous obtenons après calcul

X	O	A	B	C	D	E	F	G
T	+ 38,4	+ 34,7	+ 25,4	+ 25,4	+ 12,62	+ 12,62	+ 3,73	+ 3,73
							+ 6,3	+ 6,3
							- 8,03	- 8,03
							- 8,03	- 8,03

4) Diagramme des efforts normaux

nous obtenons après calcul

X	O	A	B	C	D	E	F	G
N	- 8,14	- 8,4	-20,5	- 20,5	- 28	- 28	- 28,4	- 28,4
							- 26,2	- 26,2
							0	0
							0	0



c) Résolution de l'équation de condition

$$811 X_1 + \dots \cdot A_1 p = 0 \implies X_1 = \frac{33.825}{196,8} = 172,60 \text{ t.m.}$$

X	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
m'1X'1	172,6	172,6	166,8	157,2	146,8	135,9	119	102	85	68	51	34	17	0
Mp	172,6	88,7	141,2	164,6	170,8	160,7	140,6	120,5	100,5	80,4	60,3	40,2	20,1	0

Combinaisons du genre I

Sollicitations	D	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
----------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

G	2095	-232.3	-203.7	-50.5	132.2	345	653.2	921.3	1151.3	1341.3	1490.3	1597.3	1660.3	1682.5
1.2 P	178	-19.4	-17.7	-5.6	9	26.6	51.4	73	91.2	106	117.6	125.9	130.8	132.5
T	-15.64	+15.33	15.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33
V	-11.4	2.9	8.6	5.9	1.9	-3.3	-11	-17.7	-23.5	-28.5	-32.2	-35	-37	-38
V	0.8	2.9	1.8	-1.8	-5.8	-10.5	-17.3	-23.2	-28	-31.9	-34.9	-36.8	-37.8	-38

S₁	G + 1.2P - T	242	-266	-235	-69.5	128.4	358.4	691.4	1034.7	1229.4	1434.4	1594.4	1710	1778	1801
S₁	G + 1.2P + T	212.7	-239	-208	-42.8	155	385	718	1008	1256	1461	1621	1737	1805	1828

S₁	G + V + P - T	227.6	-254.9	-223.2	-62.5	128.3	350.5	681.6	951	1190.5	1388	1542.8	1654	1719	1742
S₁	G + V + P + T	198.3	-228.3	-196.6	-35.5	155	377	708	978	1217	1415	1570	1681	1746	1769
S₁	G + V + P + T	239.8	-260	-230	-70.5	120.6	343.3	665.4	945.5	1186	1384	1540	1652	1718.2	1742
S₁	G + V + P + T	210.5	-233	-203	-43.5	147.3	370	692	972	1243	1447	1608	1723	1791	1815

Combinaisons du genre II

Sollcitations	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
---------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

∇_{ext}	-20	13.7	15.1	10.3	3.3	-5.7	-19.2	-30.9	-41	-49.4	-56.1	-61.1	-64.4	-66
∇_{ext}	4.4	5.1	3.1	-3.1	-10.1	-18.3	-30.3	-40.5	-49	-55.8	-61	-64.5	-66.2	-66.2
∇_{ext}	2.47	7.23	-2.94	-0.93	1.49	4.44	8.6	12.2	15.2	17.8	19.6	21	21.8	22.1
N_{hor}	5.2	-5.54	-5.14	-1.63	2.61	7.76	15	21.3	26.6	30.9	34.5	36.7	38.2	38.6
N_{ext}	-170.6	85.7	141.2	164.6	170.8	160.7	140.6	120.5	100.4	80.4	60.3	40.2	20.1	0
SI	-15.22	11.2	13	10.05	5.13	-1.35	-11.4	-20	-27.6	-33.8	-39.05	-40.9	-45.6	-47.9
X_{N_0}	$X_{N_0} (N_{ext} + \nabla_{ext})$	4.7	2	0.17	-4	-9.2	-14.8	-23.2	-30.3	-36.2	-40.7	-44.3	-46.5	-47.5
X_{N_1}	$X_{N_1} (N_{ext} + \nabla_{ext})$	-6.65	2.14	3.7	4.6	4.8	4.8	4.3	3.8	3.3	2.8	2.3	1.8	1.3
X_{N_2}	$X_{N_2} (N_{ext} + \nabla_{ext})$	6.4	-2.9	-3.6	-3.8	-3.4	-2.9	-2.5	-2	-1.5	-1.1	-0.7	-0.1	0.4

$G + 1.5(P + \nabla) \cdot T$	235.1	-2632	-2308	-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$G + 1.5(P + \nabla) \cdot T$	—	-236.5	-204.1	-38.4	158.7	388.3	719.4	1008.3	1254.5	1458.7	1618.8	1733.5	1800.5	1823.2
$G + 1.5(P + \nabla) \cdot T$	247.3	-268.2	-237.6	-72.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$G + 1.5(P + \nabla) \cdot T$	—	-241.5	-211	-4.6	151	381.1	713.1	1002.8	1250	1455.1	1616.1	1731.7	1799.7	1823.2

52

Combinaisons du genre II (suite)

Solicitations	O	A	B	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
---------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

S₁

$G + P + K_w \cdot W_1 - T$	2209	-251.8	-219	-58.5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
$G + P + K_w \cdot W_1 + T$	---	-225.14	-192.4	-31.8	158	379.2	693.6	975.5	1212.4	1409.2	1563	1673.1	1737.4	1758.1
$G + P + K_w \cdot W_2 - T$	243.8	-261	-231.8	-64.5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
$G + P + K_w \cdot W_2 + T$	---	234.4	205.1	37.8	143.8	365.7	685.8	964.2	1203.8	1402.3	1552.7	1659.5	1735.5	1558.8
$G + P + K_w \cdot W_3 - T$	232.5	-260.6	-233.3	-63.9	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
$G + P + K_w \cdot W_3 + T$	---	-234	-204.4	37.24	157.8	385.3	715.3	999.2	1243.3	1445.8	1604.3	1717.8	1784.3	1806.7
$G + P + K_w \cdot W_4 - T$	245.5	-265.9	-235.6	-72.3	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
$G + P + K_w \cdot W_4 + T$	---	-233.9	-209	-45.6	149.6	377.6	706.5	993.5	1238.5	1441.9	1601.3	1715.9	1783.4	1806.7

S₂

$G + P + S_I - T$	66.5	-174.3	-90.8	96.1	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
$G + P + S_I + T$	---	-147.7	-64.2	122.8	328.8	391.2	749.6	1116	1340.4	1523.4	1662.3	1756.2	1803.1	1806
$G + P + S_{II} - T$	411.7	-351.7	-373.2	-233.1	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
$G + P + S_{II} + T$	---	-325	-346.6	-206.5	-17.8	219.8	568.4	875	1139.6	1362.6	1541.7	1675.8	1762.9	1806

ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

I - Généralités

Le principal problème consiste à déterminer en chaque point de la fibre moyenne le cablage de façon à ce que dans chaque cas les contraintes ne dépassent pas les limites fixées.

Etant dans le genre I de vérifications nous devons avoir :

$$\begin{aligned} 0 \leq \sigma' &\leq 167 \text{ Kg / cm}^2 \text{ en service} \\ 0 \leq \sigma' &\leq 200 \text{ Kg / cm}^2 \text{ en phase de construction} \end{aligned}$$

Or nous avons sous les différentes combinaisons :

- $M > 0$ sur la partie plane de la poutre et M_{\max} en section médiane
- $M < 0$ sur la partie coube de la paroi

Le cablage de la poutre devra être tel que pour la partie plane de la poutre on est :

- 1 décompression suffisante des fibres supérieures
- 1 compression suffisante des fibres inférieures

et pour la partie coube de la poutre

- 1 compression suffisante des fibres supérieures
- 1 décompression suffisante des fibres inférieures

Par conséquent l'allure du câble résultant devra être courbe dans la poutre présentant une excentricité maximale négative en section médiane et une excentricité positive en section d'about par conséquent notre câble résultant devra avoir l'allure ci-dessous :



Contrairement aux poutres isostatiques où le tracé peut être obtenu facilement par la considération du fuseau limite, du fuseau de passage et des valeurs extrêmes entre lesquelles varié le moment de flexion, le tracé pour les systèmes hyperstatiques tel que notre portique est plus complexe.

En effet notre structure étant hyperstatique, la précontrainte va engendrer des réactions d'appui dont on doit tenir compte dans l'évaluation des sollicitations du béton.

Par conséquent pour obtenir les tracés des différents câbles nous allons procéder par itération.

Nous avons obtenu dans le prédimensionnement 10 câbles pour la section médiane de 12 T 13 - Par suite pour notre premier tracé nous considérerons 10 câbles 12 T 13 présentant une excentricité maximale en section médiane. Ces câbles seront ancrés de part et d'autre de la poutre.

II - TRACE N° 1

Notre tracé sera particulièrement conditionné par la section médiane " G " et la section " E ".

Entre la section " G " et la section " E " nous devons :

- Eviter autant que possible un tracé sinueux de manière à ne pas avoir de trop grandes pertes par frottement.

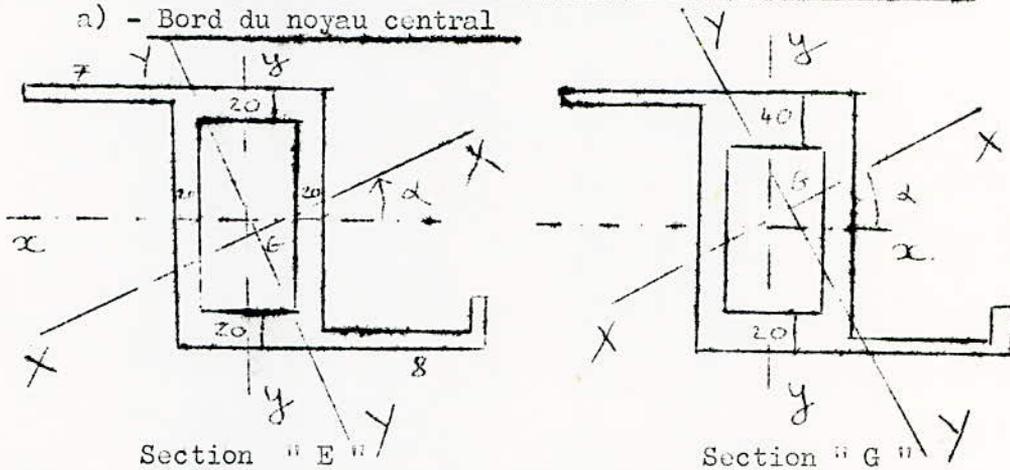
- Eviter les croisements de câbles
- Éviter des déviations que dans un seul plan de manière à avoir une pose plus facile des câbles à l'intérieur du ferrailage ordinaire.
- Réserver suffisamment d'espace dans le ferrailage ordinaire pour faciliter la pose : (cet espace ne devra pas être coupé par des étriers et des cadres).
- Employer si possible une seule unité de câbles (même puissance) ce qui permet d'utiliser un même matériel de mise en tension et de réduire le risque d'erreur.

Nous avons déjà à priori déterminé le nombre de câbles et leur nature (2 T 13). Il nous reste plus qu'à déterminer leurs excentricités en section " E " et " G ".

Les câbles seront toujours placés symétriquement de part et d'autre de l'axe médian vertical $y - y$, de sorte que le câble résultant soit toujours contenu dans le plan perpendiculaire au plan de la section et contenant $y - y$.

II. 1 - Détermination de l'excentricité en " E " et en " G ".

a) - Bord du noyau central



$$\begin{aligned}
 B &= 1,94 \text{ m}^2 \\
 I_x &= 2,742 \text{ m}^4 \\
 I_y &= 1,07298 \text{ m}^4 \\
 \alpha &= 28,1286^\circ \\
 Y_{\max} &= 1,0403 \text{ m} \\
 X_{\max} &= 1,328 \text{ m} \\
 Y_{\min} &= -0,898 \text{ m} \\
 X_{\min} &= -1,409 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$K_M = \frac{\cos \alpha Y_{\max}}{I_x} + \frac{\sin \alpha X_{\max}}{I_y}$$

$$K_M = 0,91806$$

et

$$K_m = \frac{\cos \alpha Y_{\min}}{I_x} + \frac{\sin \alpha X_{\min}}{I_y}$$

$$K_m = -0,90788$$

$$x_G = 0,06939 \text{ m}$$

$$y_G = -0,04347 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 B &= 2,16 \text{ m}^2 \\
 I_x &= 2,997 \text{ m}^4 \\
 I_y &= 1,1471 \text{ m}^4 \\
 \alpha &= 25,1^\circ \\
 Y_{\max} &= 0,9939 \text{ m} = 1 \text{ m} \\
 X_{\max} &= 1,2204 \text{ m} \\
 Y_{\min} &= 1,0890 \text{ m} \\
 X_{\min} &= 1,4080 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$K_M = \frac{\cos \alpha Y_{\max}}{I_x} + \frac{\sin \alpha X_{\max}}{I_y}$$

$$K_M = 0,75116$$

$$K_m = \frac{\cos \alpha Y_{\min}}{I_x} + \frac{\sin \alpha X_{\min}}{I_y}$$

$$K_m = -0,8492$$

$$x_G = 0,064 \text{ m}$$

$$y_G = 0,08346 \text{ m}$$

Sous l'action d'un moment fléchissant M et d'un effort normal N . Nous aurons en un point (X, Y) de la section :

$$\sigma = \frac{N}{B} + \frac{M_x}{I_x} Y + \frac{M_y}{I_y} X \quad \text{Or} \quad \begin{aligned} M_x &= M \cos \alpha \\ M_y &= M \sin \alpha \end{aligned}$$

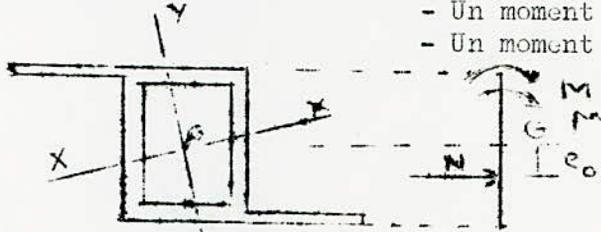
.../...

$$\sigma = \frac{N}{B} + M \left(\frac{\cos \alpha Y}{I_X} + \frac{\sin \alpha X}{I_Y} \right)$$

Posons $\frac{\cos \alpha Y}{I_X} + \frac{\sin \alpha X}{I_Y} = K(X, Y)$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{N}{B} + M K(X, Y)$$

- Dans notre cas nous avons :
- Un effort normal N excentré de "e₀"
 - Un moment fléchissant M
 - Un moment hyperstatique de précontrainte "μ"



Par suite $\sigma = \frac{N}{B} + (M + \mu + N e_0) K(X, Y)$

$$= \frac{N}{B} + N \left(\frac{M + \mu}{N} + e_0 \right) K(X, Y)$$

Les limites du noyau central sont obtenues en écrivant :

$\sigma > 0$ dans le noyau central et $\sigma = 0$ au bord du noyau central.

Soit C_i et C_s les coordonnées suivant l'axe vertical Y.Y du bord du noyau central par rapport à "G".

Pour $X = X_{sup}$ et $Y = Y_{sup}$ $\Rightarrow 0 = \frac{N}{B} + N \cdot C_i \cdot K(X_{sup}, Y_{sup})$

$$C_i = - \frac{1}{K_m \cdot B}$$

Pour $X = X_{inf}$ et $Y = Y_{inf}$ on a de même $C_s = - \frac{1}{K_m \cdot B}$

avec $K_m = K(X_{inf}, Y_{inf})$

Pour la section "E" nous aurons donc

$$C_i = - \frac{1}{0,91806 \cdot 1,94} = - 0,562 \text{ m}$$

$$C_s = - \frac{1}{-0,90788 \cdot 1,94} = 0,568 \text{ m}$$

Pour la section "G" nous aurons donc:

$$C_i = - \frac{1}{0,75116 \cdot 2,16} = - 0,616 \text{ m}$$

$$C_s = \frac{-1}{-0,8492 \cdot 2,16} = 0,545 \text{ m}$$

II.2 Condition à remplir pour que les Section "E" et "G" restent entièrement comprimées

Il faut que $e' = e_0 + \frac{M + \mu}{N}$ soit compris entre C_i et C_s.

C'est à dire qu'il faut que :

$$e_0 \geq \left(C_i - \frac{M + \mu}{N} \right)_{\max}$$

$$e_0 \leq \left(C_s - \frac{M + \mu}{N} \right)_{\min}$$

Avec M = moment dues aux charges exterieures . M varie entre M_{\min} et M_{\max} avec M_{\min} dû au poids propre de la toiture et M_{\max} dû au poids propre + surcharge.

μ = moment hyperstatique de précontrainte

N = effort normal de précontrainte.

En supposant que les pertes par frottement dans la section médiane et celles par recul d'ancrage dans la section " E " sont voisines et égales à environ 30 % de la tension initiale, nous aurons:

$$N \cong 155 \times 0,7 = 110 \text{ t par câble.}$$

- dans la section G nous aurons $N_G = 10 \times 110 = 1100$ tonnes

- dans la section E nous aurons $N_E = 8 \times 110 = 880$ tonnes

Il faut une certaine longueur pour que la force de précontrainte se diffuse à travers toute la section et la section E se trouvant à proximité des zones d'ancrage , on considérera donc 8 câbles au lieu de 10 câbles.

Nous aurons donc pour la section E

$$e_o \geq \left(c_i - \frac{M + \mu}{N} \right)_{\max}$$

or $\left(c_i - \frac{M + \mu}{N} \right)_{\max}$ est obtenu pour $M = M_{\min} = 278,5 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow c_i - \frac{M + \mu}{N} = -0,562 - \frac{278,5}{880} - \frac{\mu}{880} = -0,88 - \frac{\mu}{880}$$

et $e_o \leq \left(c_s - \frac{M + \mu}{N} \right)_{\min}$

or $\left(c_s - \frac{M + \mu}{N} \right)_{\min}$ est obtenu pour $M = M_{\max} = 385 \text{ T}$

$$\Rightarrow c_s - \frac{M + \mu}{N} = 0,568 - \frac{385}{880} - \frac{\mu}{N} = 0,13 - \frac{\mu}{N}$$

Par suite $\Rightarrow e_o \geq -0,88 - \frac{\mu}{880}$ et $e_o \leq 0,13 - \frac{\mu}{N}$

Pour la section " G " nous obtenons de même, sachant que :

$$M_{\min} = 1280 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 1828 \text{ t.m}$$

$$e_o \geq -0,616 - \frac{1280}{1100} - \frac{\mu}{N} = -1,8 - \frac{\mu}{N}$$

$$e_o \leq 0,545 - \frac{1828}{1100} - \frac{\mu}{N} = -1,1 - \frac{\mu}{N}$$

Evaluation de μ

Sous l'action des forces internes de précontrainte la déformée du portique encastéré n'est pas la même que celle d'un portique analogue **isostatique**. Nous voyons que les conditions de liaisons imposées par les encastremets aux pieds des poteaux ne peuvent être respectées que si se développent des réactions dites hyperstatiques de précontrainte telles que les déformations résultant de l'application de la précontrainte et de ces réactions soient nulles au pied des poteaux.

Chacun de nos câbles étant ancré à ses " 2 " extrémités le diagramme des moments " N. e. " sera symétrique par rapport à la section médiane " G ".

Par conséquent si on considère notre portique chargé par un système de forces fictif symétrique tel que le moment en chaque section de la poutre soit égal à " N. e. ", les conditions de liaisons imposées par l'encastrement se traduiront par le système.

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1p}^0 = 0$$

$$\delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2p}^0 = 0$$

$\delta_{11}, \delta_{12}, \delta_{22}, \delta_{21}$, (voir méthode de calcul des efforts).

Δ_{1p}^0 = Déplacement produit dans la section " 0 " selon la direction de la force X_1 causée par le système de forces fictif agissant sur le Système de base.

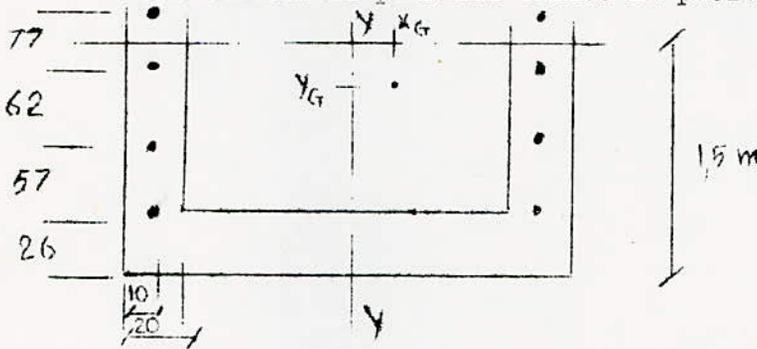
$$\Delta_{2p}^0 \Rightarrow X_2$$

$$\Delta_{1p}^0 = \sum \int \frac{N_e \cdot m_1}{EI} ds$$

$$\Delta_{2p}^0 = \sum \int \frac{N_e \cdot m_2}{EI} ds$$

b) Excentricité prise en E

Nous choisirons pour les câbles la position suivante :



Soit d_i = Distance du câble i à la fibre inférieure

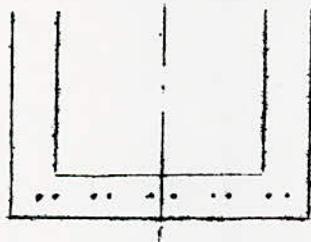
$$\Rightarrow e = (1,5 - y_G) - \frac{\sum d_i A_i}{A_i} \text{ or } A_i = \text{Constante}$$

$$\Rightarrow e = 1,5 - y_G - \frac{\sum d_i}{n}$$

n = Nombre de câbles = 8

$$\Rightarrow e = - 26,63 \text{ cm.}$$

c) Excentricité prise en " G "



$$d = 0,1 \text{ m}$$

$$e = 1,5 + 0,083 - 0,1 \text{ m}$$

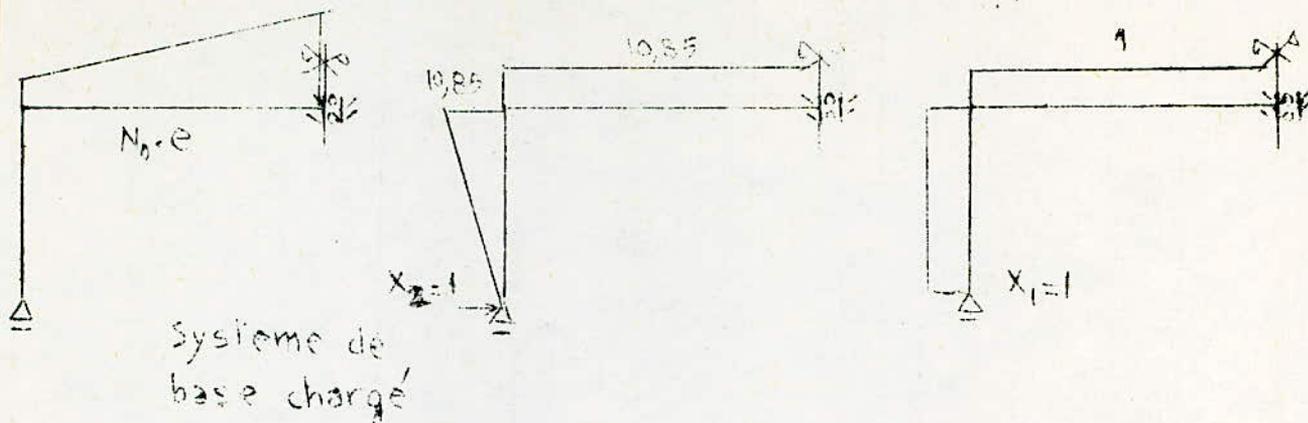
$$= 1,483 \text{ m}$$

d) Evaluation de " N "

Pour avoir un ordre de grandeur on va assimiler le diagramme N_e à un diagramme trapezoïdal.

$$\text{En E : } N_e \cdot e = 880 \times 0,2663 = 234,34$$

$$\text{En G : } N_e \cdot e = 1100 \times 1,483 = 1631,3$$



$$\Delta_{2p}^0 = Y_G A_G = \frac{1}{EI} \left(\frac{234,34 + 1631,3}{2} \right) \times 20 \times 10,85 = \frac{202422}{EI}$$

$$\Delta_{1p}^0 = Y_G A_G = \frac{1}{EI} \left(\frac{234,34 + 1631,3}{2} \right) \times 20 \times 1 = \frac{18656}{EI}$$

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1p}^0 = 0$$

$$\delta_{12} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2p}^0 = 0$$

$$\left. \begin{aligned} 206 X_1 + 1005 X_2 &= - \frac{18656}{I} \\ 1005 X_1 + 6641 X_2 &= - \frac{202422}{I} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} X_1 &= 102,3 \\ X_2 &= -29,5 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \mu \approx m_1 X_1 + m_2 X_2 \approx (-1) \times 102,3 + (-10,85) \times (-29,5) \approx 218 \text{ t.m}$$

c) Vérifions que e se trouve bien dans le fuseau de passage section E.

$$e_o \geq -0,88 - \frac{218}{880} = -0,63$$

$$e_o \leq 0,13 - \frac{218}{280} = -0,12$$

Par suite pour e nous prendrons $e = e_o = -0,266$ qui correspond à la position des câbles adoptée en b)

Section " G "

$$e_o \geq -1,8 - \frac{218}{1100} = -2 \text{ m}$$

$$e_o \leq -1,1 - \frac{210}{1100} = -1,5 \text{ m}$$

Par suite pour $e = -1,483$ qui correspond à la position des câbles adoptée en C on se trouve bien dans le fuseau de passage.

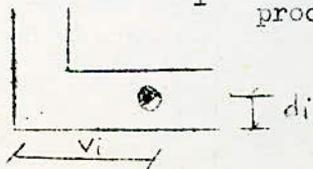
II. 5 Description du tracé n° 1

a) Pour la partie plane E - G

soit :

d_i = Distance du C.D.G. du câble i à la fibre inférieure.

v_i = Distance du C.D.G. du câble i au parement vertical le plus proche.



Le tracé de chaque câble sera positionné par les valeurs de " V " et " d " en différente section .

		E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
Câble 1 - 2	d_i	0,26	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	v_i	0,10	0,10	0,18	0,28	0,38	0,48	0,58	0,66	0,71
Câble 3 - 4	d_i	0,83	0,41	0,17	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	v_i	0,10	0,10	0,10	0,15	0,26	0,32	0,38	0,43	0,48
Câble 5 - 6	d_i	1,45	0,83	0,41	0,17	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	v_i	0,10	0,10	0,10	0,10	0,18	0,24	0,30	0,35	0,40
Câble 7 - 8	d_i	2,22	1,33	0,73	0,34	0,13	0,10	0,10	0,10	0,10
	v_i	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,13	0,18	0,18	0,18
Câble 9 - 10	d_i	-----	2,27	1,35	0,73	0,32	0,12	0,10	0,10	0,10
	v_i	-----	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10

L'excentricité e dans la section " G " sera

$$e = 1,5 + y_G - d \quad \text{avec } d = \frac{\sum d_i}{n}$$

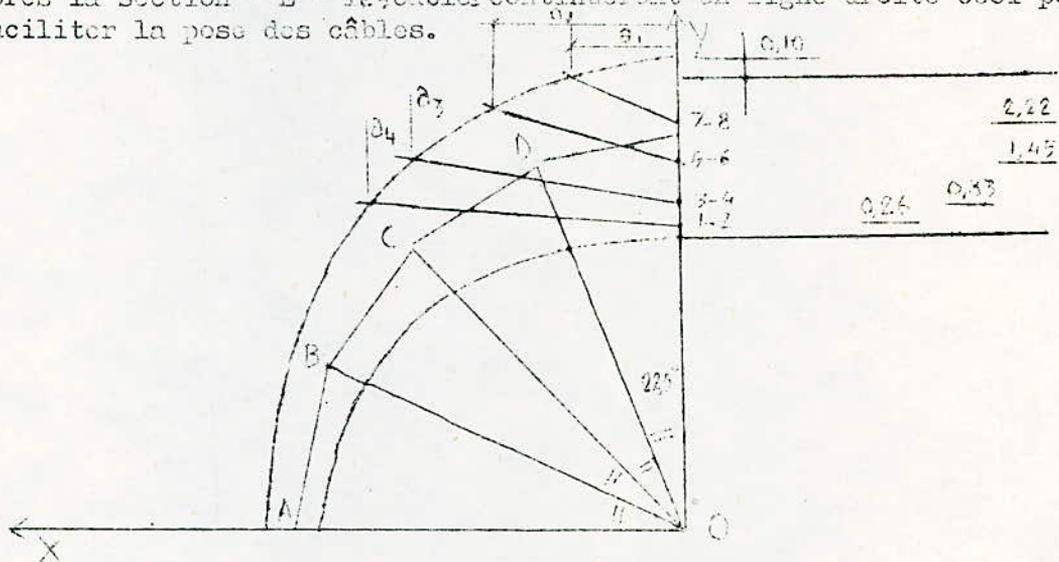
ou y_G est pris en valeurs algébrique et n = nombre de câbles

Ce qui nous donne pour les valeurs des excentricités dans les différentes sections :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
e	-0,266	-0,468	-0,905	-1,168	-1,433	-1,479	-1,483	-1,483	-1,483

b) Pour la partie courbe A.E

Après la section " E " les câbles continueront en ligne droite ceci pour faciliter la pose des câbles.



Dans le repère OXY, la partie supérieure de la paroi est un arc de cercle d'équation.

$$x^2 + y^2 = R^2 = 5,6^2$$

Les câbles (1,2), (3,4), (5,6), (7,8) ont respectivement les équations en "cm".

$$Y_{78} = t_g (25) X_{78} + 472$$

$$Y_{56} = t_g (19) X_{56} + 395$$

$$Y_{34} = t_y (13) X_{34} + 333$$

$$Y_{12} = t_y (7) X_{12} + 276$$

La résolution des différents systèmes d'équations

$$\begin{cases} X^2 + Y^2 = 5,6^2 \\ Y_j = t_g X_j + B \end{cases} \quad \text{Nous donne les coordonnées des points}$$

d'intersection des câbles avec la paroi.

Nous obtenons ainsi :

a_1	=	4,51 m
a_2	=	3,72 m
a_3	=	2,73 m
a_4	=	1,47 m

Les sections droites en C,D ont respectivement les équations en " cm ".

$$Y_c = t_g (66) x - 385,92$$

$$Y_d = t_g (86) x - 1890$$

Leurs intersections avec les différents câbles nous donnent

- Pour la section " C " les points

$$E_{12c} = \frac{311,75}{314,28} \quad E_{34c} = \frac{356,75}{415,36}$$

- Pour la section " D " les points

$$E_{12d} = \frac{152,8}{294,8} \quad E_{34d} = \frac{158}{369,5} \quad E_{56d} = \frac{163,7}{451,4}$$

Or les points c et d ont les coordonnées :

$$C = \frac{309,7}{309,7} \quad D = \frac{159}{383,86}$$

Nous obtenons pour les câbles 1 - 2 une excentricité

$$\text{en C : } e_{1c} = 5 \text{ cm ; en D : } e_{1d} = - 89,3 \text{ cm}$$

Pour les câble 3 - 4

$$\text{en C : } e_{3c} = + 115,6 \text{ cm ; en D : } e_{3d} = - 14,4 \text{ cm}$$

Pour les câble 5 - 6

$$\text{en D : } e_{5d} = 67,7 \text{ cm}$$

Par suite nous avons :

$$e_c = + 60 \text{ cm}$$

$$e_d = - 12 \text{ cm}$$

.../...

II. 4 - Caractéristiques des câbles utilisés

Le procédé utilisé sur le chantier étant le procédé de Freyssinet nous emploierons des câbles 12 T 13 présentant les caractéristiques données par Freyssinet.

La contrainte de rupture garantie $R_g = 180 \text{ Kg} / \text{mm}^2$

La contrainte caractéristique de déformation $T_g = 160 \text{ Kg} / \text{mm}^2$

La contrainte limite à prendre en compte dans les calculs est :

$$\sigma = \min \frac{0,85 R_g}{0,90 T_g} = 144 \text{ Kg} / \text{mm}^2$$

La section d'acier à prendre en compte est :

$$A = 1130 \text{ mm}^2$$

Par conséquent la force à l'ancrage sera :

$$N = 144 \times 1130 = 162,72 \text{ t}$$

En estimant à 5% les pertes dans les cônes et vérins on aura :

Force à l'ancrage = $N_0 = 155 \text{ t}$

Le recul g d'ancrage est : $g = 6 \text{ mm}$

La relaxation à 1000 heures est : $f_{1000} = 6\%$

La valeur du coefficient de frottement " f " = 0,25

La valeur du coefficient de frottement parasite " β " = 0,016

II. 5 - Evaluation des pertes;

II.5-1 Pertes par frottement.

La mise en tension d'une armature implique un allongement de celle-ci donc un mouvement relatif de l'armature par rapport à sa gaine. Toute force de contact entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement. En pratique les pertes de frottement sont de 2 natures.

- Pertes dues aux déviations angulaires correspondant aux courbures du tracé théorique.

$$\Delta N = N_0 (1 - e^{-f\alpha}) \text{ ou } f = \text{coefficient de frottement}$$
$$\alpha = \sum \text{Déviations angulaires.}$$

- Pertes dues aux déviations parasites définies par le coefficient de pertes en ligne β

Le rapport $\frac{\beta}{f} = \beta$ est le coefficient parasite moyen.

En tenant compte de ces dernières pertes on a :

$$N = N_0 (1 - e^{-f\alpha - \beta x}) \text{ ou } x = \text{distance de la section}$$
$$\text{à l'ancrage.}$$

Par suite la valeur N résiduelle dans le câble en une section distance de X m à partir de l'ancrage est :

$$N = N_0 e^{-f\alpha - \beta x}$$
$$\text{soit } N = N_0 e^{(-0,25 - 0,004 X)}$$

Dans ce qui suit nous calculerons les pertes de frottement dans chaque câble.

On désignera par :

α_v = la somme des déviations angulaires dans le plan vertical comptées sur la distance séparant l'ancrage de la section en valeur absolue (en degré).

α_h = La somme des déviations angulaires dans le plan horizontal (en degré).

.../...

N_x = tension dans la section X du câble à l'instant auquel on a déduit les pertes par frottement (en tonnes).

X = Distance de la section considérée à E (en mètres)

ΔX = Distance de la section E à l'ancre (en mètres).

$\alpha = \alpha_v + \alpha_n$ (radian)

Câble 1-2 $\Delta X = 4,51$ m

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
α_v	0	7°	7°	7°	7°	7°	7°	7°	7°
α_n	0	0	1,832°	1,832°	1,832°	1,832	1,832	2,634	2,634
α_{rd}	0	0,122	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154	0,168	0,168
N_x	152,2	146,18	143,58	142,15	140,75	139,38	138	136,23	134,8

Câble 3-4 $\Delta X = 3,72$ m

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
α_v	0	3,46°	7,52°	13°	17°	17	17	17	17
α_h	0	0	0	2,44°	3,51	3,51	3,51	3,74	3,74
α_{rd}	0	0,053	0,131	0,242	0,288	0,288	0,288	0,292	0,292
N_x	152,7	149	144,9	139,6	136,6	135,3	133,9	132,4	131,2

Câble 5-6 $\Delta X = 2,73$ m

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
α_v	0	5,07	9,46	10,13	19	19	19	19	19
α_L	0	0	0	5,95	5,95	5,95	6,17	6,17	6,17
α_{rd}	0	0,088	0,165	0,331	0,435	0,435	0,435	0,439	0,439
N_x	153,4	148,5	144,2	137	132,2	130,9	129,5	128,2	127

Câble 7-8 $\Delta X = 1,47$ m

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
α_v	0	5,41	11,5	16,15	20,2	25	25	25	25
α_h	0	0	0	0	0	1,22	2,44	2,44	2,44
α_{rd}	0	0,094	0,207	0,282	0,352	0,457	0,479	0,479	0,479
N_x	154,1	149	143,64	139,5	135,6	130,9	128,9	127,6	126,3

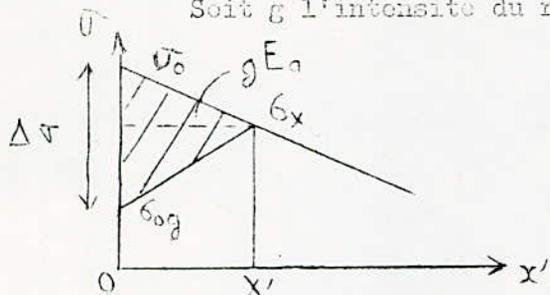
Câble 9-10 $\Delta X = 0,96$ m

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
α_v	/	0	5,8	12	16,68	21,4	26	26	26
α_h	/	0	0	0	0	0	0	0	0
α	/	0	0,101	0,209	0,291	0,373	0,454	0,454	0,454
N_x	/	154,1	148,8	143,4	139	134,9	130,9	129,6	128,3

II. 5.2 - Pertes par recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage.

Soit g l'intensité du recul d'ancrage



La perte par recul d'ancrage n'affecte en général qu'une faible partie de la longueur de l'armature de précontrainte car la rétraction du fil est contrariée par le frottement de l'acier sur la gaine. Soit X' cette longueur (X' comptée à partir de l'ancrage $X' = X + \Delta X$).

On admet que les diagrammes des tensions avant et après recul d'ancrage sont rectilignes et symétriques par rapport à la droite d'ordonnée σ_X

Soit $\Delta \sigma_g =$ Perte par recul d'ancrage g

$$\Rightarrow g = \frac{1}{E_s} \int_0^X \Delta \sigma_g dx$$

L'intégrale représente l'aire du triangle hachuré compte tenu des frottements sur la longueur X

On peut écrire que :

$$\sigma_{0g} = \sigma_0 \left(1 - 2 \left(f \frac{\alpha X'}{g} + \varphi X' \right) \right)$$

En admettant une déviation de $\frac{\alpha X'}{g}$ sur la longueur X'

$$\Rightarrow \sigma_{0g} \approx \sigma_0 \left(1 - 2 \left(f \frac{\alpha}{g} + \varphi X' \right) \right)$$

$$\text{On a ainsi } \Delta \sigma_g = \sigma_0 - \sigma_{0g} = 2 \cdot \sigma_0 \left(f \frac{\alpha}{g} + \varphi \right) X$$

En portant cette valeur dans l'expression de g il vient :

$$X' = \sqrt{\frac{g E_s}{\sigma_0 \left(2 f \frac{\alpha}{g} + \varphi \right)}}$$

Pour avoir une valeur suffisamment précise de X il faut que φ soit le plus proche possible de X

Ainsi nous allons procéder par itération. Nous allons partir d'une valeur de X ? déterminer α Pour X' on aura donc $\frac{\alpha}{g} = \frac{\alpha}{X'}$ ce qui va nous donner une valeur X_1' à partir de laquelle on pourra déterminer α' , donc une 2ème valeur de $\frac{\alpha}{g} = \frac{\alpha'}{X_1'}$ ce qui va nous donner un X_2' ... ect. on s'arrêtera lorsque $X_n' \approx X_{n-1}'$

Une fois X' calculé, on calculera

$$N_{0g} = N_0 \left(1 - 2 \left(f \alpha_n + \varphi X' \right) \right)$$

Où $N_0 =$ Tension à l'ancrage avant relâchement du vérin
 $N_{0g} =$ Tension à l'ancrage après relâchement du vérin

Dans une section x' compris entre 0 et X' on aura

$$N_{0g}(X') = \text{Tension après relâchement du vérin} = \frac{N_0 + N_{0g}}{2} \left[(N_0 - N_{0g}) - \frac{N_0 + N_{0g}}{2} \right]$$

.../...

Pour nos câbles nous avons :

$$g = 6 \text{ mm}$$

$$X^i = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\rho \cdot (f \cdot \frac{\alpha}{\rho} + \tau)}} \quad \frac{\alpha}{\rho} \quad X^i = \text{Estimation de la déviation pour}$$

$$\rho = X^i$$

$$\Rightarrow X^i = 0,93658581 \left(0,25 \frac{\alpha}{\rho} + 0,004 \right)^{-1/2}$$

$$g = 6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$E_a = 2 \cdot 10^{10} \text{ bars}$$

$$\rho_0 = 13680 \text{ bars}$$

$$f = 0,25$$

$$\rho = 0,004$$

$$N_{0g} = 155 \cdot g^{-2} (0,25 + 0,004 X)$$

Câble 1-2

Pour $X^i = 10 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,154 \quad \frac{\alpha}{\rho} = 0,0154$

$$\Rightarrow X^i_1 = 10,57 \text{ m} \Rightarrow X_1 = 6,061 \text{ m} \Rightarrow \alpha_1 = 0,154$$

$$\Rightarrow X^i_2 = 10,7135 \text{ m} \Rightarrow X_2 = 6,203 \text{ m} \Rightarrow \alpha_2 = 0,154$$

$$\Rightarrow X^i_3 = 10,748 \text{ m} \Rightarrow X_3 = 6,238 \text{ m} \Rightarrow \alpha_3 = 0,154$$

$$\Rightarrow X^i_4 = 10,756 \text{ m} \Rightarrow X_4 = 6,246 \text{ m} \Rightarrow \alpha_4 = 0,154$$

$$\Rightarrow X^i_5 = 10,757 \text{ m} \Rightarrow X_5 = 6,248 \text{ m} \Rightarrow \alpha_5 = 0,154$$

$$N_{0g} = 151,68 \text{ t}$$

Câble 3-4

$$\Rightarrow X^i_1 = 8,909 \text{ m} \Rightarrow X_1 = 5,19 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,141$$

$$\Rightarrow X^i_2 = 10,485 \text{ m} \Rightarrow X_2 = 6,765 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,212$$

$$\Rightarrow X^i_3 = 9,837 \text{ m} \Rightarrow X_3 = \quad \Rightarrow \alpha = 0,183$$

$$\Rightarrow X^i_4 = 10,07 \text{ m} \Rightarrow X_4 = 6,35 \text{ m} \quad =$$

$$\Rightarrow X^i_5 = 9,978 \text{ m} \Rightarrow X_5 = 6,258 \text{ m}$$

$$\Rightarrow X^i_6 = 10,011 \text{ m} \Rightarrow X_6 = 6,291 \Rightarrow \alpha = 0,191$$

$$\Rightarrow X^i_7 = 9,9989 \text{ m} \Rightarrow X_7 = 6,279 \Rightarrow \alpha = 0,1906$$

$$\Rightarrow X^i_8 = 10,0036 \text{ m} \Rightarrow X_8 = 6,283 \Rightarrow \alpha = 0,1908$$

$$\Rightarrow X^i_9 = 10,002 \text{ m} \Rightarrow X_9 = 6,282 \Rightarrow \alpha = 0,1907.$$

$$N_{0g} = 150,06 \text{ t}.$$

Câble 5-6

Pour $X^i = 10 \text{ m} \Rightarrow X = 7,27 \Rightarrow \alpha = 0,320$

$$\Rightarrow X^i_1 = 8,544 \Rightarrow X = 5,814 \Rightarrow \alpha = 0,223$$

$$\Rightarrow X^i_2 = 9,1^{\circ} \Rightarrow X = 6,4 \Rightarrow \alpha = 0,262$$

$$\Rightarrow X^i_3 = 8,857 \Rightarrow X_3 = 6,128 \Rightarrow \alpha = 0,244$$

$$\Rightarrow X^i_4 = 8,976 \Rightarrow X_4 = 6,246 \Rightarrow \alpha = 0,252$$

$$\Rightarrow X^i_5 = 8,923 \Rightarrow X_5 = 6,193 \Rightarrow \alpha = 0,248$$

$$\Rightarrow X^i_6 = 8,947 \Rightarrow X_6 = 6,217 \Rightarrow \alpha = 0,2494$$

$$\Rightarrow X^i_7 = 8,936 \Rightarrow X_7 = 6,206 \Rightarrow \alpha = 0,2492$$

$$\Rightarrow X'_8 = 8,9408 \Rightarrow X_8 = 6,210 \Rightarrow \alpha = 0,2495$$

$$\Rightarrow X'_9 = 8,9588 \Rightarrow X_9 = 6,208 \Rightarrow \alpha = 0,2494$$

$$N_{0G} = 127,38 \text{ t}$$

Câble 7-8

Pour $X' \approx 10\text{m} \Rightarrow X = 8,55 \Rightarrow \alpha = 0,313$

$$\Rightarrow X'_1 = 8,610 \text{ m} \Rightarrow X = 7,14 \Rightarrow \alpha = 0,273$$

$$\Rightarrow X'_2 = 8,56 \text{ m} \Rightarrow X =$$

$$\Rightarrow X'_3 = 8,573 \Rightarrow X = 7,10 \Rightarrow \alpha = 0,271$$

$$\Rightarrow X'_4 = 8,580 \Rightarrow X_4 = 7,110 \Rightarrow \alpha = 0,271$$

$$\Rightarrow X'_5 = 8,580 \Rightarrow X_5 = 7,110 \Rightarrow \alpha = 0,271$$

$$N_{0G} = 126,38 \text{ t}$$

Câble 9-10

Pour $X' \approx 10 \text{ m} \Rightarrow X = 10,98 \Rightarrow \alpha = 0,291$

$$\Rightarrow X'_1 = 8,82 \text{ m} \Rightarrow X = 9,8004 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,2877$$

$$\Rightarrow X'_2 = 8,49 \text{ m} \Rightarrow X_2 = 9,475 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,277$$

$$X'_3 = 8,495 \text{ m} \Rightarrow X_3 = 9,475 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,2769$$

Finalement nous obtenons pour chaque câble les tensions suivantes après pertes par frottement et ancrage en tonnes.

Câble 1-2

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	134,5	140,5	143,1	142,16	140,76	139,4	138	136,2	134,8

Câble 3-4

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	132,4	136,6	140,2	139,6	136,6	135,5	133,9	132,4	131,2

Câble 5-6

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	129	133,9	138,2	137	132,2	130,9	129,5	128,2	127

Câble 7-8

X	0	2,475	7,425	9,9	12,375	14,85	4,95	17,325	19,8
N	127,3	132,4	139,5	145,6	150,9	158,9	157,8	127,6	126,3

Câble 9-10

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	/	127	132,3	137,7	139	134,9	130,9	129,6	128,3

Soit pour l'ensemble des câbles en tonnes

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	1046,4	1340,8	1383,2	1392	1368,3	1342,8	1322,4	1308	1295,2

Soit pour l'ensemble des câbles une perte par frottement et ancrage
($N_x + N_y$)

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
$\Delta N_x + \Delta N_y$	193,6	209,2	166,8	158	181,7	207,2	227,6	242	254,8

II. 5.3 Pertes dues au retrait

Notre ouvrage se trouvant dans une région à climat tempéré et à quelques kilomètres de la mer on peut estimer que le partie du raccourcissement unitaire restant à effectuer après la mise en précontrainte est de $2,10^{-4}$

Le module d'élasticité de l'acier étant $20000 \text{ Kg} / \text{mm}^2$ la perte de tension qui en résulte est de :

$$\frac{2}{10.000} \times 20.000 = 4 \text{ Kg} / \text{mm}^2$$

Soit pour chaque câble

$$10^{-3} \times 1150 = 4,52 \text{ Tonnes.}$$

II - 5.4. Pertes dues au fluage

Soit σ_c = Contrainte du béton au niveau du câble résultant.

Si le câble est rendu adhérent par injection (ce qui est notre cas) après mise en tension on a

Raccourcissement unitaire du Béton après ancrage = $\frac{\sigma_c}{E_d}$

Avec E_d = Module d'élasticité correspondant à la déformation différée.

σ_c = Contrainte au niveau du câble résultant sous charge permanente sans surcharge.

Par suite la perte de tension du câble est égal à : $E_a \frac{\sigma_c}{E_d}$

Soit $\Delta \sigma_f = m_d \sigma_c$ avec $m_d =$ Coefficient d'équivalence correspondant à la déformation différée

On peut admettre pour un béton courant :

$$\left. \begin{aligned} E_d &= 225\,000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_a &= 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_d = \frac{2 \cdot 10^6}{2,25 \cdot 10^5} = 9$$

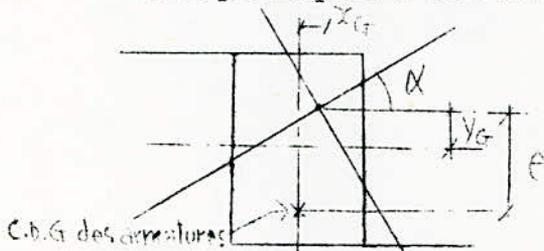
Par suite $\Delta \sigma_f = 9 \sigma_c$

Détermination de σ_c

On peut supposer pour déterminer σ_c que le câble résultant passe par le C.D.G. des armatures (l'erreur étant relativement faible)

Notre section est soumise à une flexion déviée.

Le C.D.G. des armatures aura des coordonnées (X_A, Y_A) par rapport aux axes principaux d'inertie.



$$\begin{aligned} X_A &= \frac{-X_G}{\cos \alpha} + Y_A \operatorname{tg} \alpha \\ Y_A &= e \cos \alpha + X_G \sin \alpha \end{aligned}$$

avec e = excentricité

Pour $x \in (0 ; 9,9)$

$$\begin{aligned} Y_A &= e \cos (28,1286^\circ) + 0,06939 \sin 28,1286 \\ X_A &= - \frac{0,06939}{\cos 28,1286} + Y_A \operatorname{tg} 28,1286 \end{aligned}$$

Pour $x \in (9,9 ; 18,9)$

$$\begin{aligned} Y_A &= e \cos (25,0677) + 0,064 \sin (25,0677) \\ X_A &= - \frac{0,064}{\cos 25,0677} + Y_A \operatorname{tg} (25,0677) \end{aligned}$$

Par suite nous obtenons pour chaque section les valeurs de X_A et Y_A

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
e	- 0,266	- 0,468	- 0,9045	- 1,168	- 1,433	- 1,479	- 1,483	- 1,483	- 1,483
Y_A	- 0,202	- 0,38	- 0,765	- 0,998	- 1,271	- 1,312	- 1,317	- 1,317	- 1,317
X_A	- 0,186	- 0,281	- 0,488	- 0,612	- 0,665	- 0,684	- 0,686	- 0,686	- 0,686

Par suite nous avons

$$\sigma_c = \frac{N}{B} + (M + Ne + \mu) \left(\frac{\cos \alpha}{I_X} Y + \frac{\sin \alpha}{I_Y} X \right)$$

soit $K = \frac{\cos \alpha}{I_X} Y + \frac{\sin \alpha}{I_Y} X$

Nous obtenons en prenant $N = N_0 - \Delta N_f - \Delta N_g$

$M =$ Moment sous G sans tenir compte des autres pertes et de μ .

(Nous porterons ensuite une correction en tenant compte des autres pertes et de μ) (σ_c en t/m^2)

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
e	- 0,266	- 0,468	- 0,905	- 1,168	- 1,433	- 1,479	- 1,483	- 1,483	- 1,483
K	- 0,147	- 0,246	- 0,319	- 0,503	- 0,59	- 0,635	- 0,643	- 0,643	- 0,643
M	345	653,2	921,3	1151,3	1341,3	1490,3	1597,3	1660,3	1682,3
N	1046,4	1340,8	1383,2	1392	1368,3	1342,8	1322,4	1308	1295,2
σ_c	532	697	824	968	1011	950	860	798	767

Par suite nous avons $\Delta \sigma_{fl} = 9 \sigma_c$

$$\text{donc } \Delta N_{fl} = 9 \times 11,3 \times n \sigma_c$$

Avec n = Nombre de câbles

σ_c exprimé en Kg / cm²

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
ΔN_{fl}	54	71	84	98	103	97	87	81	78

ΔN_{fl} en tonne

II . 5.5 Pertes dues à la non - simultanéité des mises en tension

Le premier des " N " câbles mis en tension subit après blocage de son ancrage les déformations instantanées occasionnées par la mise en tension des (N-1) câbles suivants.

Par contre le dernier des " N " câbles n'est nullement affecté par cette non - simultanéité.

Pour l'ensemble des " N " câbles l'influence moyenne globale sera donc égale à la déformation instantanée correspondant à la mise en tension de $\frac{N-1}{2}$ câbles

Or pour 1 câble

$$\Delta \sigma_{pin} = \Delta \sigma_c \times \frac{E_a}{E_{bi}}$$

Avec E_{bi} = Module de déformation instantané du béton = 400.000 Kg / cm²

E_a = Module de déformation de l'acier = 2.10⁶ Kg / cm²

$\Delta \sigma_c$ = Accroissement de la contrainte au niveau du câble résultant.

D'autre part on peut considérer que la mise en tension de chacun des câbles produit un même allongement.

$$\Delta \rho = \frac{\sigma_c}{E_i} \cdot \frac{1}{N} \quad \text{où } \frac{\sigma_c}{E_i} = \text{Accroissement pour les " N " câbles.}$$

Par suite la mise en tension de chacun des câbles produira un même accroissement de contrainte:

$$\Delta \sigma'_c = E_i \cdot \Delta l = \frac{\sigma_c}{n}$$

D'où pour un câble

$$\Delta \sigma'_{p_{in}} = \frac{\sigma_c}{N} \frac{E_a}{E_{bi}}$$

L'influence moyenne des " N " câbles étant relativement égale à la déformation instantanée correspondant à la mise en tension de $\frac{N-1}{2}$ câbles

Par suite pour " N " câbles

$$\Delta \sigma'_{p_{in}} = \frac{N-1}{2N} \sigma_c \frac{E_a}{E_{bi}}$$

$$\text{Or } \Delta \sigma'_{fl} = 2 \sigma_c \frac{E_a}{E_{bi}}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma'_{b_{in}} \approx \frac{N-1}{4N} \Delta \sigma'_{fl} \approx \frac{\Delta \sigma'_{fl}}{4}$$

D'où les pertes dues à la non-simultanéité des mises en tension seront évaluées pour l'ensemble des câbles à :

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N _{in}	14	18	21	25	26	24	22	20	20

II. 5.6 - Pertes dues à la relaxation

Lorsque un fil ou un câble est tendu à une contrainte relativement élevée ($> 0,55 R_g$) entre 2 points fixes sur une longueur constante, la contrainte initiale tend à diminuer avec le temps. C'est ce phénomène que l'on appelle la relaxation.

L'I.P N° 2 propose pour le calcul des pertes par la relaxation la plus élevée des 2 valeurs

$$\Delta \sigma'_{rel} = \begin{cases} \frac{2,4}{100} \rho_{1000} & \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{\sigma_{pi}} \sigma_{pi} & (1) \\ \frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} & \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \sigma_{pi} & (2) \end{cases}$$

Dans le cas où ρ_{3000} n'est pas connue on prend : $\frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} = 0,1$

$$\rho_{1000} = 6 \%$$

Par suite

$$\frac{2,4}{100} \rho_{1000} = 0,144 \gg 0,1 \Rightarrow \text{La plus élevée des 2 valeurs correspond au cas (1)}$$

D'où

$$\Delta N_{rel} = 0,576 \left(\frac{N_{pi}}{N_g} - 0,55 \right) N_{pi}$$

$$\text{où } N_{pi} = N_o - \Delta N_{ix}$$

.../...

Où ΔN_{ix} = Total des pertes instantannées

N_0 = Tension à l'ancrage

$$\Delta N_{ix} = \Delta N_{fr} + \Delta N_g + \Delta N_{ins}$$

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
$N_{fr} + N_g$	193,6	209,2	166,8	158	181,7	207,2	227,6	242	254,8
N_{ins}	14	16	21	25	26	24	22	20	20
N_{pi}	1031,4	1334,8	1361,8	1367	1342,3	1318,8	1300,4	1288	1275,2
N_{rel}	168	239	258	261	244	228,5	216,5	208,5	200,3

II. 5.7 - Total des pertes instantannées

Les pertes instantannées sont les :

- Pertes par frottement : ΔN_{fr}
- Pertes par recul d'ancrage : ΔN_g
- Pertes dues à la non-simultanéité des mises en tension ΔN_{in}

Nous nommerons ΔN_{pi} le total des pertes instantannées. Nous avons après calcul :

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N_{pi}	207,6	215,2	188,2	183	207,7	231,2	249,6	262	274,8

(en tonnes)

II. 5.8 - Total des pertes différées ΔN_d

Les pertes différées sont :

- Les pertes dues au retrait ΔN_r
- Les pertes dues au fluage ΔN_{fl}
- Les pertes dues à la relaxation ΔN_p

Dans le calcul du total des pertes différées on tient compte du phénomène d'interférence relaxation - retrait - fluage - En effet la relaxation ne se produit pas sous allongement maintenu constant mais décroissant.

Par suite C.E.B. propose :

$$\Delta N_d = \Delta N_r + \Delta N_{fl} + \Delta N_p - \frac{\Delta N_p (N_v + N_{fl})}{N_{pi}(x) - 0,55 N_g}$$

Si $\Delta N_r + \Delta N_{fl} < \Delta N_{pi}(x) - 0,55 N_g$

Etant dans ce cas là nous avons :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
^N r	36,16	45,2	45,2	45,2	45,2	45,2	45,2	45,2	45,2
^N fl	54	71	84	98	103	97	87	81	78
^N p	168	239	258	261	244	228,5	216,5	208,5	200,3
^N pi	1032,4	1334,6	1361,8	1367	1342,3	1318,8	1300,4	1288	1275,2
^N d	214,9	297,6	314,7	331,6	318,7	301	284,8	274,3	265,1

II. 5.9 - Evaluation des pertes pour section C et D

En C nous avons câbles I-2 . 3-4

En D nous avons câbles 1-2 . 3-4 . 5-6

Par suite nous avons

Pertes par frottement

$$\Delta N_f \approx 0 \text{ pour C et D}$$

Pertes par recul d'ancrage

$$\Delta N_g = N_o - N_{o,g}$$

	I-2	3-4	5-6
^N _{en^EC}	23,32	25	/
^N _{en^ED}	23,22	25	27,6

Pertes par flange

$$\bar{\sigma}_c = -\frac{N}{B} + \left(\frac{M + N_e}{I}\right) e \quad \Delta \bar{\sigma}_{fl} = 9 \cdot \bar{\sigma}_c$$

	N	B	M	e		pp	fl
C	524	2,6	- 62,8	0,6	264	2376	26,85 t
D	778,3	2,82	14,3	- 0,12	275	2480	28. E

Pertes par relaxation

Pertes dues au retrait.

	ΔN_p
C	89
D	128,6

	ΔN_r
C	18,08
D	27,12

Pertes dues à la non-simultanéité des mises en tension

Total des pertes instantanées et total des pertes différées.

	ΔN_{in}
C	6,7
D	7

	ΔN_{pi}	ΔN_d
C	103,2	112
D	158,2	157

II. 5.10 - Valeurs caractéristiques des forces de précontrainte

Compte tenu de l'imprécision de mesure de la contrainte initiale p_0 et du caractère approximatif du calcul des chutes de tension, les valeurs caractéristiques maximales et minimales des actions dues à la précontrainte au jour j et au point d'abscisses notées par P_1 et P_2 seront calculées à partir des contraintes suivantes :

Valeur maximale $P_1 : p_1 = 1,02 p_0 - 0,8 p_j (n)$

Valeur minimale $P_2 : p_2 = 0,98 p_0 - 1,2 p_j (x)$

Avec $p_j (x) =$ Chute totale de précontrainte au point d'abscisse " x "

Dans les calculs on adoptera la valeur la plus défavorable dans chaque cas étudié.

Dans la phase finale la valeur la plus défavorable est P_2

Dans la phase initiale la valeur la plus défavorable est P_1

Dans ce qui suit la phase finale sera symbolisée par $t = \infty$ et la phase initiale par $t = 0$

Par suite on considérera :

à $t = 0$ $N_{max} = 1,02 N_0 - 0,8 N_{pi}$

à $t = \infty$ $N_{min} = 0,98 N_0 - 1,2 (N_{pi} + N_0)$

Ce qui nous donne à $t = 0$

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
N_{max}	5,50	822	1098	1408	1430	1434	1415	1396	1381	1371	1361

à $t = \infty$

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
N_{min}	349,4	533	708	903,4	923	901,5	887,3	880,4	877,7	875,5	871,12

II.6. Calcul du moment hyperstatique de précontrainte à $t = \infty$

Nous avons vu que $\dots = m_1 X_1 + m_2 X_2$

Avec X_1 et X_2 solutions de l'équation

$\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1p}^0 = 0$

$\delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2p}^0 = 0$

or $\Delta_{1p}^0 = \sum \int \left(\frac{N \cdot e}{E \cdot I} \right) \cdot m_1 ds$

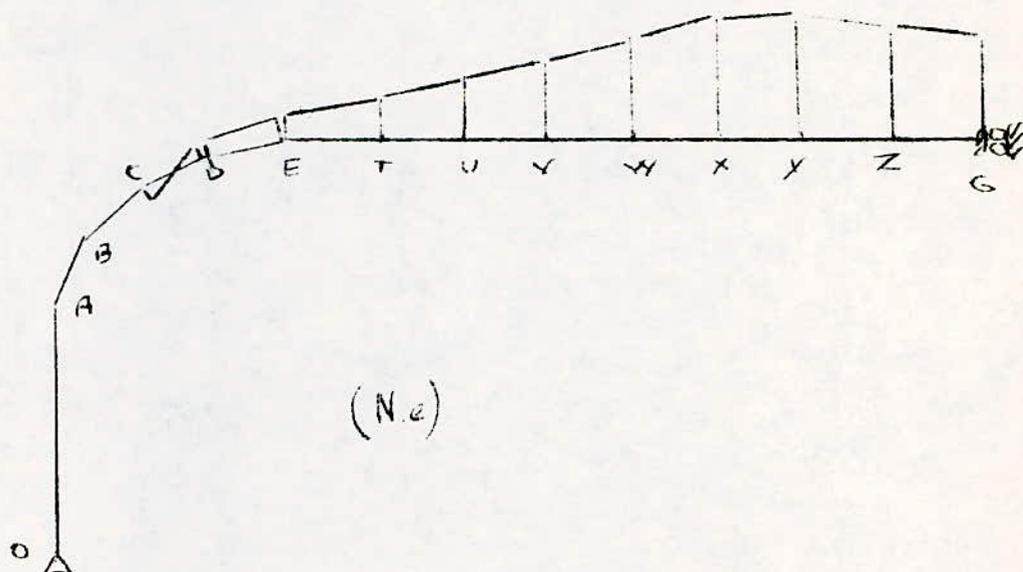
$\Delta_{2p}^0 = \sum \int \left(\frac{N \cdot e}{E \cdot I} \right) \cdot m_2 ds$

.../...

En assimilant le diagramme N.e à une succession de diagrammes trapezoïdales on aura.

X	C	D	E	T	U	V	V	X	Y	Z	G
e	0,60	-0,12	-0,266	-0,468	-0,904	-1,168	-1,433	-1,479	-1,483	-1,483	-1,483
N.e	210,7	-64	-188	-423	-834,4	-1053	-1272	-1302	-1302	-1298	-1292

soit le diagramme suivant pour le système de base chargé



Calcul de Δ_{IP}^o

$$\Delta_{IP}^o = \sum \left(\frac{N.e}{E.I} m_1 ds \right)$$

soit $\Delta_{IP}^o = \sum \left(\frac{Y_G \cdot A_G}{E.I} \right)$ d'après verescheaguine

Sur CD

$$Y_G \cdot A_G = \frac{-210,7 + 64}{2} \times 1,65 = 121,03$$

Sur EF

$$Y_G \cdot A_G = \left(\frac{188 + 423}{2} + \frac{423 + 834,4}{2} + \frac{834,4 + 1053}{2} + \frac{1053 + 1272}{2} \right) \times 2,475 = 7525$$

Sur DE

$$Y_G \cdot A_G = \frac{64 + 188}{2} \times 1,60 = 201,6$$

Sur FG

$$Y_G \cdot A_G = \left(\frac{1272 + 1302}{2} + \frac{1302 + 1298}{2} + \frac{1302 + 1302}{2} + \frac{1298 + 1292}{2} \right) \times 2,475 = 12830,24$$

$$\Delta_{IP}^o = \frac{1}{E} \left(-\frac{121,03}{2,4505} + \frac{201,6}{3,962} + 7525 \times 0,49 + 12830,24 \times 0,43 \right) = \frac{9215}{E}$$

Calcul de Δ_{2P}^{σ}

de même

$$\Delta_{2P}^{\sigma} = \frac{1}{E} \left(-\frac{1233,5}{2,4505} + \frac{2178}{3,962} + 1685 \times 7525 \times 0,49 + 10,85 \times 12830,24 \times 0,43 \right) = 100013$$

Par suite la résolution de l'équation de condition nous donnera :

$$X_1 = 110,24$$

$$X_2 = -31,75$$

II.7 - Verification de la section médiane

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{B} + K_{11} (N + \mu + N_e)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{B} + K_M (M + \mu + N_e)$$

$$\mu = N_1 X_1 + m_2 X_2 = -110,24 + 10,85 \times 31,75 = 234,3$$

$$M_{\text{max}} = 1828 \text{ t.m} \quad (\text{Sous 1er et 2ème genre})$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{871,12}{2,16} + 0,75116 (1828 - 1292 + 234,3) \\ &= 982 \text{ t/m}^2 = 98,2 \text{ Kg / cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{inf}} &= \frac{871,12}{2,16} - 0,84922 (1828 - 1292 + 234,3) \\ &= -251 \text{ t / m}^2 = -25,1 \text{ Kg / cm}^2 \end{aligned}$$

On remarque de $\sigma_{\text{inf}} < 0$. La traction étant trop élevée on se trouve dans l'obligation soit d'augmenter l'excentricité des câbles ce qui risque de ne pas être suffisant soit d'augmenter le nombre de câbles.

Nous préfererons rajouter 2 câbles qui porteront les numéros "11 et 12" symétriquement par rapport à axe y - y.

III - I : Description du tracé n° II

La seule différence entre le tracé n° I et le tracé n° II est que le tracé n° II comporter 2 Câbles II et I2 donnés par le tableau suivant :

	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
d	/	/	,27	1,35	0,71	0,31	0,22	0,12	0,12
vi	/	/	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10

Par suite les nouvelles valeurs de l'excentricité e du CDG des armatures sont :

	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
e	/	/	-0,618	-0,992	-1,34	-1,445	-1,463	-1,463	-1,463

Les sections C, D, E, T ne sont nullement affectées par les nouveaux câbles, car ceux-ci seront ancrés entre T et V.

III - 2 : Evaluation des pertes.

III 2-1 Pertes par frottement et recul d'ancrage

Pour les câbles 1,2,...,10 les pertes par frottement et recul d'ancrage ne sont pas modifiées.

Pour le câble II,I2, nous avons après pertes par frottement les valeurs de NX

$$\Delta X = - 3,455m.$$

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
Δy	/	/	0	5,8°	11,64°	15°	26°	26°	26°
Δh	/	/	0	0	0	0	0	0	0
Δrd	/	/	0	0,101	0,203	0,261	0,454	0,454	0,454
NX	/	/	151,1	148,8	143,6	140	132,2	130,9	129,5

Pour ces mêmes câbles; nous obtenons en appliquant la méthode décrite dans le I en ce qui concerne le recul d'ancrage.

Pour X'1 = 8,495 → X = 11,95 → $\alpha = 0,251$
 X'2 = 8,7953 → X = 12,250 → $\alpha = 0,258$
 X'3 = 8,7967 → X = 12,252 → $\alpha = 0,258$
 X'4 = 8,7968 → X = 12,2518 → $\alpha = 0,258$

Nog = 126,97 tonnes

Finalement, nous obtenons pour ces câbles II -I2 les tensions suivantes après pertes par frottement et ancrage en tonnes

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	/	/	127,9	133,2	138,4	140	132,2	130,9	129,5

Soit pour l'ensemble des câbles une perte par frottement et ancrage ($N = N_f + N_g$)

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
N	193,6	197,4	221	201,7	214,8	237,2	273,2	290,2	305,8

III 2.2 Pertes dues au retrait :

Inchangées

$N_p = 4,52 \text{ t}$

III 2.3 Pertes dues au fluage

L'excentricité "e" ayant changée, les valeurs des coordonnées X et Y varieront après calcul, on obtient :

X	0	2,475	4,95	7,425	9,9	12,375	14,85	17,325	19,8
e	-0,266	-0,468	-0,618	-0,992	-1,34	-1,445	-1,445	-1,464	-1,464
Y	-0,202	-0,38	-0,513	-0,842	-1,187	-1,282	-1,298	-1,298	-1,298
X	-0,187	-0,282	-0,353	-0,528	-0,626	-0,67	-0,678	-0,678	-0,678

Et par suite en procédant de même que pour le tracé n° I on a :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
e	-0,266	-0,468	-0,618	-0,991	-1,34	-1,445	-1,464	-1,464	-1,464
K	-0,147	-0,246	-0,32	-0,503	-0,59	-0,635	-0,643	-0,643	-0,643
M	345	653,2	921,3	1151,3	1341,3	1490,3	1597,3	1660,3	1682,3
N	1046,4	1352,6	1510,7	1525,2	1506,7	1482,8	1454,6	1438,9	1424,7
Gc	532,5	697,3	789	977,6	1109,2	1113,6	1028,5	965,8	933,2

σ_c , exprimé en t/m²

Par suite, nous avons ΔN_{f1} en tonnes pour tous les câbles.

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
ΔN_{f1}	54,2	71	84,3	99,5	113	113,3	105	98,2	95

III 2.4 Pertes dues à la non simultanéité des mises en tension.

Ce que nous avons dit pour le tracé n° Ies' toujours valable, ce qui nous donne pour l'ensemble des câbles.

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
ΔN_i	14	18	20	25	28	28	26	24	24

III 2.5 Pertes dues à la relaxation.

Un calcul analogue à celui du tracé n° I nous donne en tonne pour l'ensemble des câbles :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
N _{pi}	1032,4	1334,7	1619	1633,3	1617,2	1594,8	1560,8	1545,8	1530
ΔN _p	168	239	298,8	308,7	297,6	282,4	260,3	250,3	240,2

III 2.6 Total des pertes instantanées ΔN_i

Le total des pertes dues aux frottements recul d'ancrage et à la mise non-simultanée des câbles en tension nous donne :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
ΔN _i	207,6	215,4	241	226,7	242,8	265,2	299,2	314,2	329,8

IV 2.7 Total des pertes différées.

Ayant toujours $(\Delta N_r + \Delta N_{fl}) \text{ Max } \sum \Delta N_{pi}(x) - 0,55 N_g$

Nous avons :

$$\Delta N_d = \Delta N_r + \Delta N_{fl} + \Delta N_p - \frac{\Delta N_p (\Delta N_r + \Delta N_{fl})}{N_{pi}(x) - 0,55 N_g}$$

Soit :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
ΔN _r	36,16	45,2	54,29	54,24	54,24	54,24	54,24	54,24	54,24
ΔN _{fl}	54,2	71	80,3	99,5	113	113,3	105	98,2	95
ΔN _{rel}	168	239	298,8	308,7	297,6	282,4	260	250,3	240,2
ΔN _{pi}	1032,4	1334,6	1619	1633,3	1617,2	1594,8	1560,8	1545,8	1530
ΔN _d	215	297,6	366	378	381	367	342	330	318,7

III 2.8 Valeurs caractéristiques des forces de précontrainte

Nous distinguerons : $N_{max, \infty} = 1,02 N_0 - 0,8 (\Delta N_i + \Delta N_d)$

$N_{min, \infty} = 0,98 N_0 - 1,2 (\Delta N_i + \Delta N_d)$

par mesure de précaution à $t = \infty$ (en service)

De même à $t = 0$ $N_{max, 0} = 1,02 N_0 - 0,8 \Delta N_i$

$N_{min, 0} = 0,98 N_0 - 1,2 \Delta N_i$

De plus à $t = \infty$ comme à $t = 0$ nous distinguerons :

$$N_{moyen} = \frac{N_{max} + N_{min}}{2} = N_0 - \Delta N$$

Après calcul nous obtenons :

X	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
ΔN _i	207,6	215,4	241	226,68	242,8	265,2	299,2	314,2	329,8
ΔN _d	214,9	297,6	366	378	381	367	342	330	318,73

ΔN _t	422,5	513	607	604,73	623,8	632,2	641,2	644	648,53
-----------------	-------	-----	-----	--------	-------	-------	-------	-----	--------

	C	D
ΔN _i	103,2	158,2
ΔN _d	112	157

ΔN_f	216	315
--------------	-----	-----

$t = 0$

Nmin	966,8	1260,5	1534	1550,8	1531	1504,6	1464	1446	1427
------	-------	--------	------	--------	------	--------	------	------	------

Nmax	1098,7	1408,7	1704,4	1715,8	1703	1685	1658	1646	1633
------	--------	--------	--------	--------	------	------	------	------	------

Nmoy	1052	1335	1619	1633	1617	1595	1561	1546	1530
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

$t = \infty$

Nmin	708	903,4	1094	1097	1074	1064	1053	1050	1044,6
------	-----	-------	------	------	------	------	------	------	--------

Nmax	926,8	1170,6	1412	1413,5	1398,2	1394,4	1384,2	1382	1378,4
------	-------	--------	------	--------	--------	--------	--------	------	--------

Nmoy	817,5	1037	1253	1255	1236	1228	1219	1216	1211,5
------	-------	------	------	------	------	------	------	------	--------

	$t = 0$	D	$t = \infty$	C	D	
Nmin	483	722	348	533		C 4câbles
Nmax	550	822	460	696,6		D 6 " "
Nmoy	517	772	404	615		E 8 " "
						T 10 " "
						U 12 " "

II - 2.9 Calcul du moment hyperstatique :

II - 2.9.1

A $t = 0$ nous calculerons μ_o , max dans l'hypothèse $N = N_{max}$, o et μ_o , min dans l'hypothèse de $N = N_{min}$, o

Calcul de μ_o , max :

Nous avons μ_o , max = $\dots + \dots X_1 + \dots X_2$

avec X_1 et X_2 solutions du système

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 = \Delta_{o1p}$$

$$\delta_{12} X_1 + \delta_{22} X_2 = \Delta_{o2p}$$

$$\Delta_{o1p} = \sum \int \frac{1}{EI} (N_o, \max X_1) m_1 ds$$

$$\Delta_{o2p} = \sum \int \frac{1}{EI} (N_o, \max X_2) m_2 ds$$

Nous avons compte tenu des valeurs de N_o , max et de e , les valeurs de N , en tonnes. mètres

Soit $\Delta_{2p}^0 = \frac{I}{E} \left(\frac{-1233,5}{2,4506} + \frac{2178}{3,962} + 10,85 + 7424,5 \times 0,49 + 15092 \times 0,43 \right) = 110037,78$

Par suite la résolution des équations de conditions nous donne :

X1 = 121,91
X2 = -35

Par conséquent :

$\mu_{min, \infty} = 121,91 \text{ mI} - 35 \text{ m}^2$

De même manière par un calcul analogue nous obtenons :

$\mu_{max, \infty} = 157,8 \text{ mI} - 45,54 \text{ m}^2$

Et

$\mu_{moy, \infty} = 139,84 \text{ mI} - 40,27 \text{ m}^2$

à partir des valeurs de Nmax, ∞ et N moy, ∞ donner par le tableau suivant

X	C	D	E	T	J	Y	F	X	Y	Z	G
Nmax, ∞	277	-33,6	-246	-548	-373	-1401	-1874	-2010	-2025	-2021	-2017
N moy, ∞	244	-74	-217	-436	-775	-1244	-1656	-1775	-1783	-1779	-1772

II - 2,10 Vérification de la section médiane et de la section E

- à t = 0 : section médiane

Les expressions des contraintes aux fibres extrêmes de la section médiane sont

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B} + (M + Ne + \mu) \left(\frac{Y_{sup, cas}}{I_x} + \frac{X_{sup} \sin \alpha}{I_x} \right)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B} - (M + Ne + \mu) \left(\frac{Y_{inf, cas}}{I_x} + \frac{X_{inf} \sin \alpha}{I_y} \right)$$

à t = D on a :

M = Moment sous poids propre sans Couverture
= 1200 t.m

N = Nmax, 0 = 1633 tonnes

Ne = Nmax, 0.e = - 2238 t.m

$\mu = \mu_0, max = 179,2 \times (-1) - 51,6 (-10,85) = 380,7 \text{ t.m.}$

$\frac{Y_{sup, cas}}{I_x} + \frac{X_{sup} \sin \alpha}{I_y} = K (X_{sup}, Y_{sup}) = 0,75116$

$\frac{Y_{inf, cas}}{I_x} + \frac{X_{inf} \sin \alpha}{I_y} = K (X_{inf}, Y_{inf}) = 0,84922$

B = 2,16

Par suite on a :

$\sigma'_{sup} = \frac{1633}{2,16} + (1200 - 2238 + 380,7) \times 0,75116 = 322 \text{ t/m}^2$

$\sigma'_{inf} = \frac{1633}{2,16} - (1200 - 2238 + 380,7) \times 0,84922 = 1246 \text{ t/m}^2$

Par suite $\sigma_{sup} = 32,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'}$
 $\sigma_{inf} = 124,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'}$

a t = ∞ section médiane

Nous avons alors :

$$\begin{aligned} M &= \text{moment maximum obtenu sous } S_1 \text{ et } S_2 \\ \Rightarrow M &= 1815 \text{ t.m.} \\ N &= N_{\min}, O = 1044,60 \\ N_e &= N_{\min}, O_e = -1523 \text{ t.m.} \\ \mu &= \mu_{O, \min} = 121,91 (-1) - 35 (-10,85) = 257,8 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Par suite,

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{1044,6}{2,16} + 0,75116 (1815 - 1523 + 257,8) \\ &= 392,8 \text{ t/m}^2 = 39,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} \\ \sigma_{\text{inf}} &= \frac{1044,6}{2,16} - 0,8492 (1815 - 1523 + 257,8) \\ &= 21 \text{ t/m}^2 = 2,1 \text{ kg/cm}^2 > 0 \end{aligned}$$

- a t = 0 : section E

Nous avons alors,

$$\begin{aligned} M &= \text{moment sous poids propre sans couverture} \\ &= 278,5 \text{ t.m.} \\ N &= N_{\max}, O = 926,8 \text{ t.} \\ N_e &= N_{\max}, O_e = -292,3 \text{ t.m.} \\ \mu &= \mu_{, \max} = 179,2 (-1) - 51,6 (-10,85) = 380,7 \text{ t.m} \\ K (X_{\text{sup}}, Y_{\text{sup}}) &= + 0,91306 \\ K (X_{\text{inf}}, Y_{\text{inf}}) &= - 0,90738 \\ B &= 1,94 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Par suite :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{926,8}{1,94} + 0,91306 (278,5 - 292,3 + 380,7) \\ &= 814,6 \text{ t/m}^2 = 81,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} \\ \sigma_{\text{inf}} &= \frac{926,8}{1,94} - 0,90738 (278,5 - 292,3 + 380,7) \\ &= 144,6 \text{ t/m}^2 = 14,5 \text{ kg/cm}^2 > 0 \end{aligned}$$

- a t = ∞

Nous avons alors,

$$\begin{aligned} M &= 391,2 \text{ t.m (moment maximum donne par } S''_2) \\ N &= N_{\min}, \infty = 703 \text{ t.} \\ N_e &= N_{\min}, \infty_e = -188,3 \text{ t.m.} \\ \mu &= \mu_{\infty}, \min = 257,8 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Par suite

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{703}{1,94} + 0,918 (391,2 + 257,8 - 188,3) = 787,9 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\text{inf}} &= \frac{703}{1,94} - 0,90738 (391,2 + 257,8 - 188,3) = -53 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Soit $\sigma_{\text{sup}} = 78,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{b'}$

$\sigma_{\text{inf}} = -5,3 \text{ kg/cm}^2$ acceptable

CONCLUSION

D'après les valeurs des contraintes trouvées, le tracé II est acceptable.

III-2.II Corrections à apporter pour le calcul des pertes.

Ces corrections concernent les pertes par fluage f

On avait : $\Delta \sigma_f = \frac{2 E_a}{E_a} \sigma_c' = 9 \sigma_c'$

où σ_c' = contrainte finale du béton dans la section étudiée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous toutes les actions de longue durée Y compris la précontrainte après fluage et relaxation.

Par suite :

$\sigma_c' = \frac{N}{B} + K (M + N e + \mu)$

avec N = N_{moy, ∞}

N.e = N_{moy, ∞}. e

μ = μ_{∞, moy.}

M = moment sous P.

K ayant la signification décrite en II et les valeurs données en III-2.

Par suite nous avons :

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
M	-50,5	132,2	-345	653,2	921,3	1151,3	1341,3	1490,3	1597,3	1660,3	1682
N.e	244	-74	-217	-486	-775	-1244	-1656	-1775	-1783	-1779	-1772
μ	265	292	297	297	297	297	297	297	297	297	297
K	0,246	-0,03	-0,147	-0,246	-0,32	-0,503	-0,59	-0,635	-0,643	-0,643	-0,6
N	404	615	817	1037	1253	1255	1236	1228	1219	1216	1212

σ _c	263,6	208,2	362	425	511	554	594	574	506	461	442
----------------	-------	-------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Soit pour chaque câble une perte due au fluage de :

ΔN _{f1}	2,7	2,12	3,7	4,32	5,2	5,63	6,1	5,84	5,2	4,7	4,5
------------------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	-----	-----

III - 2.12 Câble résultant .

Le câble résultant où câble moyen fictif équivalent est obtenu en déterminant dans chaque section la résultante et le centre de gravité dynamique de l'ensemble des forces de précontraintes.

Pour cela, nous allons déterminer les efforts de précontrainte dans chaque section pour chaque câble.

II nous faut donc calculer les pertes pour chaque câbles dans chaque section

Δ Ni = total des pertes instantanées

Δ Nd = total des pertes différées

$\sum \Delta = \Delta Ni + \Delta Nd$

Les calculs seront portés dans les tableaux qui suivent :

Cable - 3-4

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

$\Delta N_{pe} + \Delta N_g$	25	23.8	22.6	18.4	14.8	15.4	18.4	19.7	21.1	22.6	23.8
ΔN_{rc}	0.68	0.53	0.93	1.1	1.3	1.41	1.53	1.46	1.3	1.18	1.13
ΔN_i	25.7	24.4	23.6	19.5	16.1	16.8	20	21.2	22.4	23.8	25

N_{ix}	129.3	130.6	131.4	135.5	138.9	138.2	135	133.8	132.6	131.2	130
----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-----	-------	-------	-------	-----

ΔN_r	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
ΔN_{pe}	2.7	2.12	3.7	4.32	5.2	5.63	6.1	5.84	5.2	4.7	4.5
ΔN_p	21.2	22	22.6	25.3	27.7	27.2	25	24.2	23.4	22.4	21.62
ΔN_d	25	25.5	26.8	29.7	32.4	32.1	30.3	29.4	28.4	27.2	26.3

$\Sigma \Delta N$	50.7	50	50.4	49.2	48.5	48.9	50.3	50.6	50.8	51	51.3
-------------------	------	----	------	------	------	------	------	------	------	----	------

Cable 5-6

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

$\Delta N_{pe} + \Delta N_g$	—	27.6	26	21.1	16.8	18	22.8	24.1	25.5	26.8	28
ΔN_{rc}	—	0.5	1	1.1	1.3	1.41	1.53	1.46	1.3	1.2	1.13
ΔN_i	—	28	27	22.2	18	19.5	24.4	26	27	28	29

N_{ix}	—	12.7	128	132.8	137	135.5	130.6	129	128	127	126
----------	---	------	-----	-------	-----	-------	-------	-----	-----	-----	-----

ΔN_r	—	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
ΔN_{pe}	—	2.12	3.7	4.32	5.2	5.63	6.1	5.84	5.2	4.7	4.5
ΔN_p	—	20.7	20.3	23.5	26.4	25.3	22	21	20	19.7	19
ΔN_d	—	24	24.6	28	31.2	30.4	26.7	26.4	25.2	24.6	24

$\Sigma \Delta N$	—	52	51.6	50.3	49.2	49.9	51.1	52.4	52.2	52.6	53
-------------------	---	----	------	------	------	------	------	------	------	------	----

Cable 7-8

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
$\Delta N_{g_c} + \Delta N_g$	—	—	27.7	22.6	17.2	15.5	19.4	24.1	26.1	27.4	28.7
ΔN_{rc}	—	—	0.93	1.1	1.3	1.41	1.53	1.46	1.3	1.18	1.13
ΔN_i	—	—	28.6	23.7	18.5	16.9	20.9	25.56	27.4	28.58	29.83
N_{ix}	—	—	126.4	131.3	136.5	138.1	134.1	129.5	127.6	126.4	125.2
ΔN_r	—	—	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
ΔN_{gl}	—	—	3.7	4.32	5.2	5.63	6.1	5.84	5.2	4.7	4.5
ΔN_p	—	—	19.3	22.5	26	27	24.3	21.29	20.1	19.3	18.58
ΔN_d	—	—	23.66	27	30.78	31.96	29.6	26.66	25.2	24.2	23.4
$\Sigma \Delta N$	—	—	52.3	50.7	49.3	48.87	50.5	52.2	52.6	52.7	53.2

Cable 9-10

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
$\Delta N_{g_c} + \Delta N_g$	—	—	—	28	22.7	17.3	16	20.1	24.1	25.4	26.7
ΔN_{rc}	—	—	—	1.1	1.3	1.41	1.53	1.5	1.3	1.2	1.1
ΔN_i	—	—	—	29.1	24	18.7	17.5	21.6	25.4	26.6	26.8
N_{ix}	—	—	—	126	131	136.3	137.5	133.4	129.6	128.4	128.2
ΔN_r	—	—	—	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
ΔN_{gl}	—	—	—	4.32	5.2	5.63	6.1	5.84	5.2	4.7	4.5
ΔN_p	—	—	—	19	22.3	25.9	26.7	23.9	21.4	20.6	20.5
ΔN_d	—	—	—	23.7	27.3	30.9	31.9	29.1	26.4	25.4	25.3
$\Sigma \Delta N$	—	—	—	52.8	51.3	49.6	49.4	50.7	51.8	51.9	52.8

Cable: 11 - 12

	X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
$\Delta N_{fc} + \Delta N_g$	—	—	—	—	—	27.1	21.8	16.6	15	22.8	24.1	25.5
ΔN_{rc}	—	—	—	—	—	1.3	1.41	1.53	1.46	1.3	1.18	1.13
ΔN_i	—	—	—	—	—	18.4	23.2	18.13	16.46	24.1	25.3	26.63
N_{ix}	—	—	—	—	—	136.6	131.8	136.9	138.5	130.9	129.7	128.4
ΔN_r	—	—	—	—	—	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
ΔN_{gl}	—	—	—	—	—	5.2	5.63	6.1	5.84	5.2	4.7	4.5
ΔN_p	—	—	—	—	—	26	22.8	26.3	27.4	22.2	21.4	20.6
ΔN_d	—	—	—	—	—	30.8	28	31.5	32.4	27.2	26.18	25.3
$\Sigma \Delta N$	—	—	—	—	—	49.2	51.2	49.63	48.86	51.3	51.48	51.9

		C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
Cable I - 2-	Ni	24	22,5	21,5	15,6	13,2	14,3	15,8	17	13,3	20	21,3
	Nd	26	26,7	28,13	32,3	34,4	33,85	33	32,1	30,9	29,6	28,6
3 - 4	Ni	25,7	24,4	23,6	19,5	16,1	16,3	20	21,2	22,4	23,8	25
	Nd	25	25,5	26,3	29,7	32,4	32,1	30,3	29,4	28,4	27,2	26,3
5 - 6	Ni		23	27	22,2	13	19,5	24,4	26	27	28	29
	Nd		24	24,6	28	31,2	30,4	26,7	26,4	25,2	24,6	24
7 - 8	Ni			23,6	23,7	13,5	16,91	20,9	25,56	27,4	23,58	29,83
	Nd			23,66	27	30,79	31,96	29,6	26,66	25,2	24,2	23,4
9 - 10	Ni				29,1	24	13,7	17,5	21,6	25,4	26,6	26,8
	Nd				23,7	27,3	30,9	31,9	29,1	26,4	25,4	25,3
II - 12	Ni					13,4	23,2	13,13	16,46	24,1	25,3	26,63
	Nd					30,3	23	31,5	32,4	27,2	26,13	25,3

Par suite la résultante de l'ensemble des forces de précontrainte est :

a t = ∞

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
Nmax	417,2	706,8	933,4	1179,4	1424,8	1422	1417	1411	1404	1402	1399
Nmin	365,6	548,6	726	917	1115	1111	1104	1100	1084	1081	1075

a t = 0

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
Nmax	553	323,3	1104	1405	1723	1722	1711	1693	1668	1654	1644
Nmin	488,4	733,6	974	1255	1563	1560	1543	1516	1576	1457	1442

Nous considérons que le centre de gravité dynamique est confondu avec le centre de gravité géométrique car les tensions pour une section donnée des différents câbles, sont voisines les unes des autres.

III-2.13 Calcul du moment hyperstatique :

Compte-tenu de ce que nous venons de dire nous aurons a t = ∞ (en t.m)

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
Nmax _e	234	-34	-250	-552	-380	-1510	-1900	-2038	-2054	-2052	-2046
Nmin _e	220	-66	-194	-428	-688	-1100	-1473	-1580	-1586	-1582	-1573

a t = 0 (en t.m)

X	C	D	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G
Nmax _e	334	-100	-294	-653	-1064	-1706	-2292	-2446	-2440	-2420	-2404
Nmin _e	294	-34	-253	-533	-966	-1546	-2036	-2190	-2158	-2132	-2110

Par suite, après calcul de $\Delta_{0,1p}, \Delta_{0,2p}$, XI et X2, dans chaque cas nous obtenons.

$$\begin{aligned} N_{0,1} & \text{ min} = 122,6 \text{ mI} - 35,3 \text{ m2} \\ N_{0,2} & \text{ max} = 160,3 \text{ mI} - 46,2 \text{ m2} \\ N_{0,3} & \text{ max} = 191,6 \text{ mI} - 55,17 \text{ m2} \\ N_{0,4} & \text{ min} = 171,1 \text{ mI} - 49,3 \text{ m2} \end{aligned}$$

IV- Vérification des contraintes de flexion :

Nous vérifierons les contraintes de flexion pour la partie plane de la toiture à la mise en tension et en charge.

Dans les 2 cas, l'expression des contraintes est :

$$\sigma = \frac{-N}{B} + K(X,Y) (M + N + N e)$$

A la mise en tension (t = 0)

M = moment sous poids propre sans la couverture en charge :

M = moment maximal donné sous les sollicitations de premier genre et de 2ème genre.

A la mise en tension, nous devons vérifier que $0 < \sigma < \bar{\sigma}'_b = 200 \text{ kg/cm}^2$

En service, nous devons vérifier que $0 < \sigma < \bar{\sigma}'_b = 160 \text{ kg/cm}^2$

Nous vérifierons les contraintes pour les fibres extrêmes. Par suite:

$$K(x,y) = K(x \text{ sup}, y \text{ sup}) \text{ ou } K(x,y) = K(x \text{ inf}, y \text{ inf})$$

$$\begin{aligned} K(x \text{ sup}, y \text{ sup}) &= 0,91306 \text{ sur la partie E.F} \\ &= 0,75116 \text{ sur la partie F.G} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K(x \text{ inf}, y \text{ inf}) &= -0,90733 \text{ sur la partie E.F} \\ &= -0,84922 \text{ sur la partie F.G} \end{aligned}$$

Le calcul des contraintes est présenté dans les tableaux qui suivent :

Nous voyons que en service comme en charge $\sigma < \bar{\sigma}'_b$ et $\sigma > 0$ sauf pour les sections E,T,U qui sous charge maximale (G + P+ T+ SI) ont une contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'ordre de -5 kg/cm², ce qui tout à fait acceptable.

$$EF : \quad \overline{C} = \frac{N}{1,94} + 0,9,306 (M + \mu + Ne) \quad WT_2 \quad \overline{C} = \frac{N}{2,16} + 0,75116 (M + \mu + Ne)$$

V 32

	E	T	U	Y	F	X	Y	Z	G
$t = 0$									
$m_1 x_1$	-191,6	-191,6	-	-	-	-	-	-	-191,6
$m_2 x_2$	598,6	-	-	-	-	-	-	-	598,6
μ	407	407	407	407	407	407	407	407	407
M	273,5	503	703	880	1023	1135	1215	1263	1279
$N.e$	-294	-653	-1064	-1706	-2232	-2446	-2440	-2420	-2404
N	1104	1405	1723	1722	1711	1693	1663	1654	1644
\overline{C}_{sup}	92,8	96	93,5	50,3	90,6	10,5	15,7	20,3	22,2
\overline{C}_{inf}	21,4	49	34,2	126,3	166,4	155,1	146,7	140,3	137,1
$m_1 x_1$	-171,1	-171,1	-171,1	=	-	-	-	-	171,1
$m_2 x_2$	534,9	-	-	-	-	-	-	-	171,1
μ	363,8	363,8	363,8	363,8	363,8	363,8	363,8	363,8	363,8
M	278,5	508	703	880	1023	1135	1215	1263	1279
Ne	-253	-533	-366	-1546	-2063	-2190	-2153	-2132	-210
N	974	1255	1563	1560	1543	1516	1476	1457	1442
\overline{C}_{sup}	35,5	90,7	90,3	52,7	17	18,3	24,8	29,5	31,7
\overline{C}_{inf}	15,3	38,9	71	107,8	141,4	128,9	117,5	110,4	106,4

$t = 0$
 $N = N$
 $X_1 = 171,1$
 $X_2 = -49,3$

	E	T	U	V	F	X	Y	Z	G	Unité	
$t = 33$ $N = N_{min}$ $X_1 = 122,6$ $X_2 = -35,3$	$m_1 X_1$	-122,6	-122,6	-122,6	-122,6	-122,6	-122,6	-122,6	-122,6	t. m	
	$m_2 X_2$	333,1	333,1	-	-	-	-	-	-	t. m	
	N	260,5	260,5	260,5	260,5	260,5	260,5	260,5	260,5	t. m	
	M	391,2	749,6	1116	1340,4	1523,4	1662,3	1756	1805	1823	t. m
	N_e	-194	-428	-688	-1100	-1478	-1530	-1536	-1532	-1573	t. m
	N	726	917	1115	1111	1104	1100	1034	1081	1075	t.
	σ_{sup}	79,4	100,7	120,7	103,3	85	76,6	62,5	86,3	83,5	en KG/cm2
	σ_{inf}	-4,1	-5,6	-5	11,3	29,1	21,0	13,6	3,9	6	en KG/cm2
	$M_1 X_1$	-160,3	-	-	-	-	-	-	-	-	t. m.
	$M_2 X_2$	501,3	501,3	-	-	-	-	-	-	-	t. m
$t = 33$ $N = N_{max}$ $X_1 = 160,3$ $X_2 = -46,3$	M	341	341	341	341	341	341	341	341	t. m	
	N_e	391,2	749,6	1116	1340,4	1523,4	1662,3	1756	1805	1823	t. m
	N	-250	-552	-380	-1510	-1900	-2038	-2054	-2052	-2046	t. m
	σ_{sup}	92,1	109,7	125,7	83,3	69	627	68,2	72	74	en KG/cm2
	σ_{inf}	+4,1	11,3	20,3	57	75,6	68,3	61,3	56,9	54,3	en KG/cm2

12

V- SECURITE A LA RUPTURE PAR FLEXION :

La vérification de la sécurité à la rupture sera faite en prenant en considération des charges permanentes et surcharges majorées d'après P'ASP article 4-4 Les caractères mécaniques des matériaux seront aussi minorés.

En appelant M_r = moment résistant
 M_{ex} = moment existant maximum

On devra vérifier que $\frac{M_r}{M_{ex}} = \rho \geq 1,4$

V-I ALLONGEMENT INITIAL DES ACIERS ϵ_0 .

Nous aurons l'allongement initial des aciers (à $t = 0$)

$$\epsilon_0 = \frac{N_{moyen}}{A \cdot E_G} \text{ avec } N_{moyen} = \frac{\sum_{i=1}^n N_{moy,0}}{n} \quad A = \text{section d'un câble}$$

avec n = nbre de sections considérées = 11,3 cm²

$N_{moy,0}$ = valeur de la précontrainte pour le câble considéré dans la section considérée à laquelle on a oté les pertes par frottement.

E_G = module d'élasticité des torons
 = $1,9 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \approx 210^6 \text{ kg/cm}^2$

Par suite nous aurons :

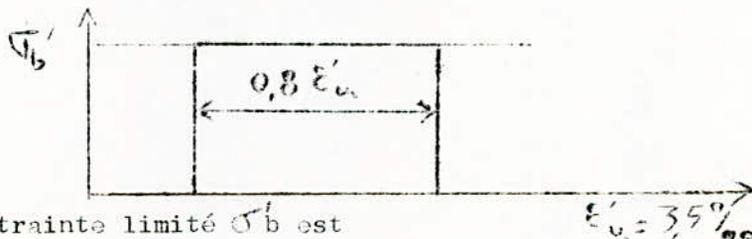
Câbles	I-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12
N_{moy}/A	12520	12346	12103	1248	12378	12400
ϵ_0	6,2 ‰	6,1 ‰	6 ‰	6 ‰	6,1 ‰	6,2 ‰

V-2 ALLONGEMENT LIMITE ET DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION

-a Béton

Le diagramme contrainte- déformation conventionnel utilisé soit le diagramme parabole-rectangle soit le diagramme rectangulaire.

Nous adopterons le diagramme rectangulaire, son utilisation étant plus aisée. Celui-ci défini de la manière suivante :



La contrainte limitée σ_b' est

$$\sigma_b' = \frac{0,80}{\gamma_{kb}} \sigma_j' = \frac{0,80}{1,5} \sigma_j'$$

$$\sigma_j' \text{ étant évalué à } \sigma_j' = 0,75 \sigma_{mj} = 0,75 \cdot 400$$

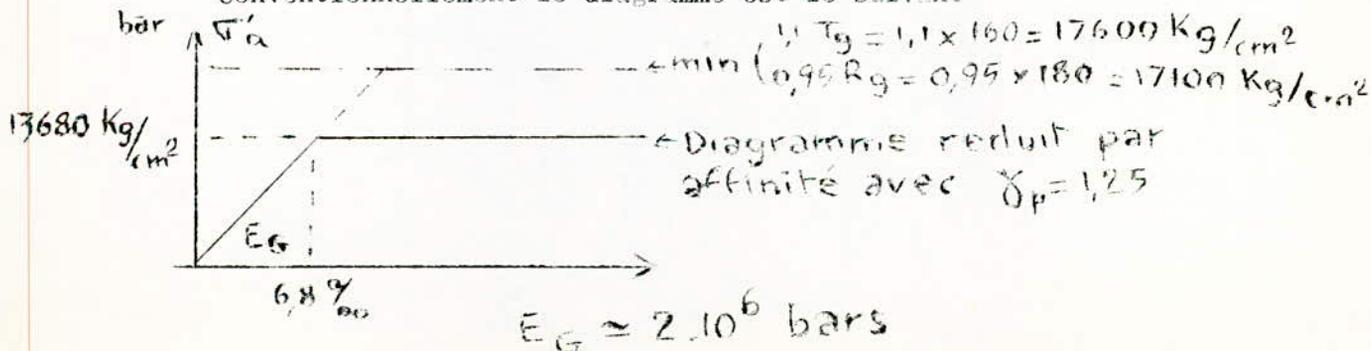
$$\sigma_b' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

Nous prendrons conformément aux règles à la rupture

$$\epsilon_u' = 3,5 \text{ ‰}$$

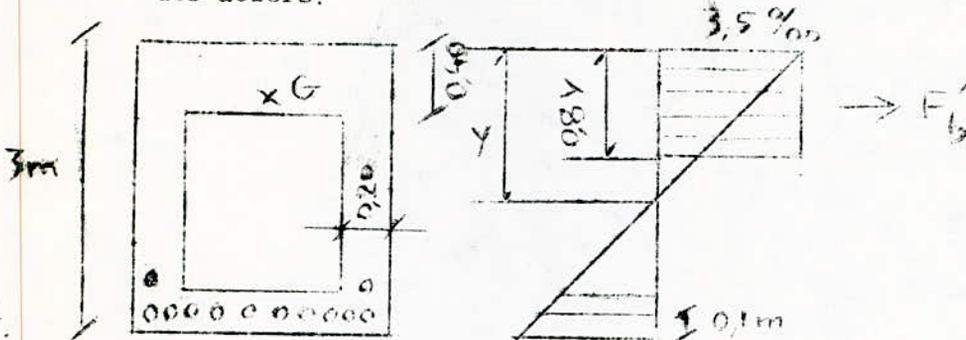
-b Acier

Conventionnellement le diagramme est le suivant



V -3. VERIFICATION DE LA SECTION MEDIANE

Pour déterminer la position de l'axe neutre, on procédera par itération, la condition étant que la force F'_b obtenue par la considération du diagramme - contrainte dans le béton doit être égale à la résultante F_a des forces de traction des aciers.



Pour $Y_1 = 1,5m$

$$0,8 Y_1 = 0,3 \times 1,5 = 1,2m$$

$$\Rightarrow S_c = \text{Section comprimée} = 0,4 \times 1,5 + 0,80 \times 0,40 = 0,92 \text{ m}^2$$

$$F'_b = (0,92 \times 10^4 \times 160) \times 10^{-3} = 1472 \text{ t.}$$

L'allongement relatif des aciers sera

$$\begin{aligned} \epsilon_a &= \frac{3,5}{Y} (h - y - 0,1) \\ &= \frac{3,5}{1,5} (3 - 1,5 - 0,1) = 3,27 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Or $\epsilon_o = 6\text{‰}$

$$\Rightarrow \epsilon_r = \epsilon_a + \epsilon_o = 9 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_a = 13680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = \frac{13680 \times 12 \times 11,3}{1.000} = 1855 \text{ tonnes}$$

$$\text{Par suite } \Delta F = F_a - F'_b = 383 \text{ t}$$

$$S = \frac{F_a - F'_b}{\sigma'_b} = \frac{383000}{160} = 2393,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta(0,8 Y_1) = 59,345 \text{ cm} \Rightarrow \Delta Y_1 = 74,806 \text{ cm}$$

Par suite on aura pour :

$$Y_2 = Y_1 + \Delta Y_1 = 1,5 + 0,75 = 2,25m$$

On aura :

$$0,8 Y_2 = 1,8m$$

$$S_c = \text{Section comprimée} = 0,40 \times 1,5 + 1,4 + 0,40 = 1,16m^2$$

$$\Rightarrow F'_b = (1,16 \times 160 \times 10^4) \times 10^{-3} = 1856 \text{ t.}$$

L'allongement dans les aciers sera :

$$\epsilon_a = \frac{3,5}{2,25} (3 - 2,25 - 0,1) = 1 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow \epsilon_r = \epsilon_o + \epsilon_a = 6 \text{ ‰} + 1 \text{ ‰} = 7 \text{ ‰}$$

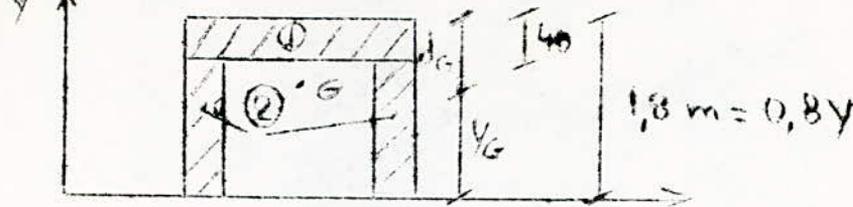
$$\Rightarrow \sigma_a = 13680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 1855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On a bien } F_a = F'_b \Rightarrow Y = 2,25 \text{ m}$$

DETERMINATION DU BRAS DE LEVIER :

La section comprimée est la suivante :



Par rapport à l'axe situé à 0,8y de la fibre supérieure nous avons :

	(1)	(2)
Section	0,4x1,5	0,4x1,4
Y_{Gi}	1,6	0,7

$$\Rightarrow Y_G = \frac{0,4 \times 1,5 \times 1,6 + 0,4 \times 1,4 \times 0,7}{(0,4 \times 1,5 + 0,4 \times 1,4)}$$

$$= 1,1655$$

$$d_G = 1,8 - Y_G = 1,8 - 1,1655 = 0,635$$

Par suite nous aurons le bras de levier Z :

$$Z = h - 0,1 - d_G$$

$$= 3 - 0,1 - 0,635 = 2,2m$$

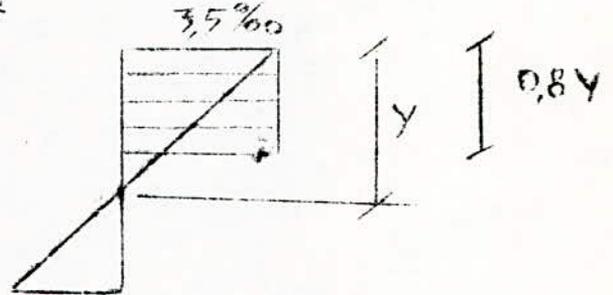
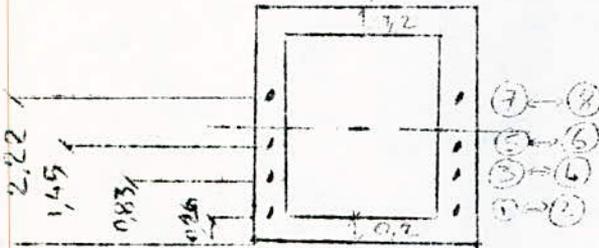
et le moment résistant Mr

$$Mr = ZFa = ZF'b = 2,2 \times 1,850 = 4070 \text{ t.m.}$$

or Mex = 1820 t.m.

$$\Rightarrow \rho = \frac{Mr}{Mex} = \frac{4070}{1830} = 2,2 > 1,4 \text{ vérifié}$$

V -4 VERIFICATION DE LA SECTION E



1) Pour $Y_I = 1,5m$

$$0,8 Y_I = 0,8 \times 1,5 = 1,2m$$

$$\Rightarrow S_b = 0,2 \times 1,5 + 1 \times 0,4 = 0,7 \text{ m}^2$$

$$F_b^c = (0,7 \times 10^{-4} \times 160) \times 10^{-3} = 1120 \text{ t.}$$

$$0,8 Y_I = 1,2 \text{ m} \Rightarrow$$

Pour câble 7 et 8

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_a &= 3,5 \text{ ‰} \\ \epsilon_o &= 6,2 \text{ ‰} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \epsilon_r = 2,7 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_a = 5400 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour câble 5 et 6

$$\epsilon_a = \frac{3,5 \text{ ‰}}{1,5} (1,5 - 1,45) = 0,116 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_o = 6 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_r = 6,116 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_a = 12232 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour câble 3 et 4

$$\varepsilon_a = \frac{3,5}{1,5} \% (1,5 - 0,33) = 1,56 \% \quad \text{V 37}$$

$$\varepsilon_o = 6,1 \%$$

$$\Rightarrow \varepsilon_r = 7,66 \%$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 13680 \text{ bar.}$$

De même câble I - 2

$$\sigma_a = 13680 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow F_a = 1017 \text{ t.} \quad \neq F'_b.$$

2) Pour Y2 = 1,3 m

$$0,3 Y_2 = 1,04 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_c = 0,20 \times 1,5 + 0,34 \times 0,40 = 0,636$$

$$F'_b = 0,636 \times 1600 = 1017,6 \text{ t.}$$

Pour les câbles 7 - 8

$$\varepsilon_a = -3,5 \%$$

$$\varepsilon_o = 6,2 \%$$

$$\Rightarrow \varepsilon_r = 2,7 \% \Rightarrow \sigma_a = 5400 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les câbles 5 - 6

$$\varepsilon_a = 3,5 \% (3 - 1,3 - 1,45) = 0,6 \%$$

$$\varepsilon_o = 6 \%$$

$$\Rightarrow \varepsilon_r = 6,6 \%$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 13200 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les câbles 3 - 4 et I - 2

$$\sigma_a = 13680 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow F_a = 1038,7 \text{ t.}$$

3) Pour Y = 1,33 m

$$0,3 Y_3 = 1,064$$

$$\Rightarrow S_c = 0,20 \times 1,5 + 0,364 \times 0,40 = 0,6456$$

$$F'_b = 1032,96 \text{ t.}$$

Pour les câbles 7 et 8

$$\sigma_a = 5400 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les câbles 5 et 6

$$\varepsilon_a = 3,5 (3 - 1,33 - 1,45) = 0,51 \%$$

$$\varepsilon_o = 6 \%$$

$$\Rightarrow \varepsilon_r = 6,51 \%$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 13200 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les câbles 3 - 4 et I - 2

$$\sigma_a = 13680 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1038,7 \text{ t.}$$

3) Pour Y3 = 1,33 m

$$0,3 Y_3 = 1,064$$

$$S_c = 0,20 \times 1,5 + 0,364 \times 0,40 = 0,6456$$

$$F'_b = 1032,96 \text{ t.}$$

Pour les câbles 7 et 8

$$\sigma_a = 5400 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les câbles 5 et 6

$$\varepsilon_a = \frac{3,5}{1,5} (3 - 1,33 - 1,45) = 0,51 \%$$

$$\varepsilon_o = 6 \%$$

$$\Rightarrow \varepsilon_r = 6,51 \%$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 13020 \text{ kg/cm}^2$$

Par suite $F_a = 1034,3 \text{ t} \approx F'_b$

Centre de gravité " d_G " du béton comprime à partir de la fibre supérieure :

$$d_G = 1,064 - \frac{0,20 \times 1,5 \times 0,964 + 0,1 \times 0,8642}{0,2 \times 1,5 + 0,364 \times 0,2} = 0,2944 \text{ m}$$

Centre de gravité " a_G " des câbles compté à partir de la fibre inférieure :

$$a_G = \frac{2(13630 \times 11,3 (0,26 + 0,83) + 13020 \times 1,45 \times 11,3 + 5400 \times 2,22 \times 11,3)}{1034,3}$$

$$= 0,885 \text{ cm.}$$

Par suite le bras de levier Z,

$$Z = 3 - d_G - a_G$$

$$Z = 1,82 \text{ m}$$

$$M_r = Z \cdot F_a = Z F'_b = 1,82 \times 1033 = 1880 \text{ t.m}$$

or $M_{ex} = 391,2 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow f = \frac{1880}{391,2} = 4,8 > 1,4 \text{ vérifié}$$

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

I - GENERALITES

1) Contrainte de cisaillement :

Dans une section quelconque de la poutre à plan moyen sollicitée par un effort T la contrainte de cisaillement est donnée par la formule :

$$z = \frac{T \cdot S(y)}{T \cdot b(y)}$$

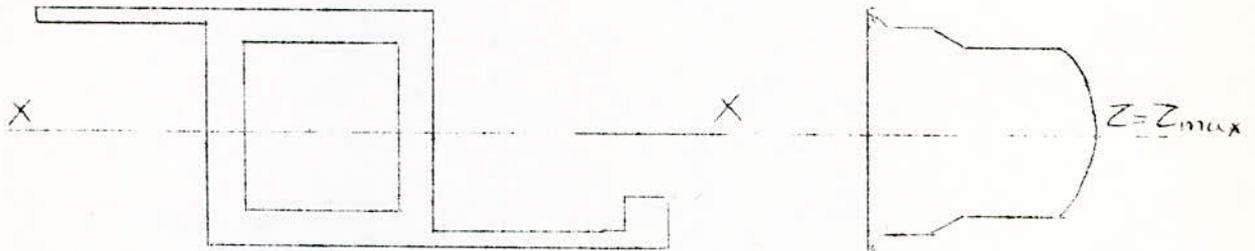
Avec :

S(y) = moment statique par rapport à l'axe central d'inertie

b(y) = la largeur de la section au point considéré

I = moment d'inertie de la section droite de la poutre par rapport à l'axe.XX.

Dans notre cas Z variera le long de la section suivant le schéma ci-dessous:



2) Contraintes principales +

On définit l'état de contrainte en un point à partir des données suivantes :

- suivant un plan normal à la fibre moyenne s'exercent en un point A considéré une contrainte normale $\sigma'x$ et une contrainte tangentielle Z.

- Suivant un plan parallèle à la fibre moyenne et normal au plan moyen de la poutre s'exercent une contrainte normale éventuelle $\sigma'y$ (si précontrainte transversale) et une contrainte tangentielle Z.

Dans notre cas : $\sigma'y = 0$, car pas de précontrainte transversale. En utilisant le cercle de Mohr on trouve les contraintes principales suivantes:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma'x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma'x^2}{4} + Z^2} \quad (\text{compression})$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma'x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma'x^2}{4} + Z^2} \quad (\text{traction})$$

L'angle α formé par la direction de la contrainte principale de traction avec le plan de section normale est donné par :

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2Z}{\sigma'x}$$

(α est aussi l'angle que forment les bielles de béton comprimé (découpées par les fissures) avec la fibre moyenne de la poutre).

3) Vérifications relatives à l'effort tranchant :

3.1) Surcharges non majorées :

a) Contrainte admissible $\bar{\sigma}$ (règlement Août 1965)

Cette contrainte $\bar{\sigma}$ peut se calculer par la formule de Chalot-Beteille.

$$\bar{\sigma} = \frac{\bar{F}}{\bar{I}} (\bar{v}' - \bar{v}''x) (\bar{v} + \bar{v}''x)$$

b) Vérification de l'intégrité du béton :

La vérification sera faite

- en phase initiale
- en phase finale à vide et en charge

La justification de l'âme faite au niveau du centre de gravité est considérée comme valable pour la hauteur de l'âme entière.

Nous devons vérifier que :

$$z < \bar{z}$$

et que $\bar{v}_2 < \bar{v}$

c) Vérification des armatures transversales d'âmes

Les armatures d'âmes transversales sont justifiées à partir de la théorie du treillis de Ritter - Mörsch comme pour une poutre en B.A.

Les bielles sont supposées découpées par des fissures dont la direction est normale à la contrainte principale de traction.

L'angle α des bielles est défini par :

$$\text{tg } 2 \alpha = \frac{2 z}{\bar{v}''x}$$

soit α l'angle que font les étriers avec la fibre neutre.

Alors pour $\alpha = \frac{\pi}{2}$ nous avons l'espacement t des étriers qui est donné par :

$$t = \frac{A \cdot \bar{v}'' u \cdot z}{Tr} \quad \text{avec } z = \frac{I}{S_G}$$

avec ; $\bar{v}'' = \rho_a \sigma_{en} \Rightarrow \rho_a = \frac{2}{3}$ si la section comporte une reprise de bétonnage.

$$\rho_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{z}{\bar{z}} \right)^2 \quad \text{cas contraire}$$

avec : $t \leq \min$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{t} = h \left(1,25 - 0,95 \frac{z}{\bar{z}} \right) \\ \bar{t} = b_0 \min \left(5 - 2 \frac{z}{\bar{z}} \right) \\ t \leq 4 b_0 \min \end{array} \right.$

avec : h = hauteur totale de la section

b_{0min} = épaisseur brute minimale de l'âme

3.2 - Vérification à la rupture :

La vérification à la rupture à l'effort tranchant est effectuée en multipliant les surcharges par le coefficient majorateur 1,8.

Sous l'augmentation des charges la fissuration du béton peut survenir prématurément fixant l'angle α à une valeur différente de celle de calcul.

On adopte la règle suivante :

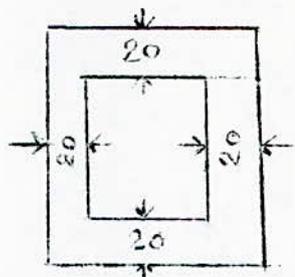
Les bielles sont parallèles à la contrainte principale de compression au niveau du C.D.G,

- avec les surcharges multipliées par 1,8 si les contraintes sont à l'intérieur du domaine de résistance du matériau .
- et par un coefficient tel que les contraintes atteignent strictement la frontière du domaine de résistance du béton dans le cas contraire.

On doit vérifier alors que :

- contrainte de compression des bielles $\leq 0,5 \sqrt{f_{c28}}$
- ∇ a étrier $\leq \begin{cases} 1,2 \nabla \text{ en} \\ \nabla \text{ ar} \end{cases}$

II - ETUDE DE LA SECTION E



a) Vérification sous charges non majorées

a.1) Evaluation de l'effort tranchant réduit

en phase initiale :

Nous avons $T_E = 100,2$ t (sous poids propre θ couverture) pour l'effort tranchant dû à la précontrainte T_p nous aurons à l'instant initial :

$$T_{po} = \sum N_o \sin \alpha + T_1 X_1 + T_2 X_2$$

avec : $T_1 X_1 + T_2 X_2 = \sum R_j$ = résultante des réactions hyperstatiques de la précontrainte.

$$T_{po} = \sum N_o \sin \alpha_i + T_2 X_2 \text{ car } T_1 = 0 \text{ sur tout le portique.}$$

CABLE	No max	α	No sin α max	No min	No sin α min
1.2	140,1	7°	17	126,2	15,4
3.4	139,2	13°	31,3	123,6	27,8
5-6	136,5	19°	44,5	119,5	38,9
7,8	135,2	25°	57,2	117,6	49,6
			2 x 199,9 = 299,8 t	2 x 131,7 = 263,4 t	

Nous voyons que c'est la précontrainte qui l'emporte sur le poids propre (ceci est peut-être dû à ce que nos câbles soient trop élevés). Nous prendrons donc :

$$N = N \text{ max} \quad \text{soit} \quad T_{po} = 263,4 + T_2 X_2$$

$$\text{or } X_2 = - 55,17$$

$$T_2 = 0$$

$$\implies T_{po} = 263,4 \text{ t.}$$

$$\text{d'où : } Tr = 100,1 - 263,4 \text{ t} = - 163,3 \text{ t.}$$

en phase finale :

$$\text{à vide : } T_G = 132,2 \text{ t}$$

$$\text{en charge : } T_G = 132,2 + 8,3 = 140,6 \text{ t}$$

$$T_p = \sum N \sin \alpha + T_1 X_1 + T_2 X_2 \text{ avec } T_1 X_1 + T_2 X_2 = 0$$

$$(T_1 = T_2 \text{ sur EG})$$

$$\implies N = N \text{ min} = Np_1 \quad T_p = T_{p1} = \sum N \text{ max} \sin \alpha_1$$

$$N = N \text{ max} = Np_2 \quad T_p = T_{p2} = \sum N \text{ min} \sin \alpha_2$$

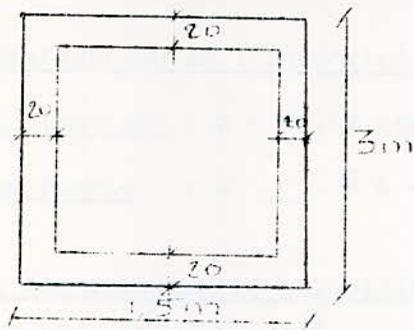
	α	N max	N min	N max sin α	N min sin α
câble 1.2	7	118,4	92,4	14,4	11,26
câble 3.4	13	117,8	91,4	26,5	20,6
câble 5.6	19	116,8	90	38	29,3
câble 7.8	25	116,2	89,2	49,1	37,7
				$T_{p1} = 256 \text{ t}$	$T_{p2} = 197,72 \text{ t}$

On aura Tr max en prenant $Tp = Tp_1$

d'où : $Tr = 140,6 - 256 = - 115,4$ t en charge

$Tr = 132,3 - 256 = - 123,7$ t à vide

a.2) Evaluation de la contrainte de cisaillement :



$$S_{xx} = 0,758 \text{ m}^3$$

$$b_{xx} = 0,40 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 1,764 \text{ m}^4$$

$$z = \frac{Tr \times 0,758}{1,764 \times 0,4} = 1,074 Tr$$

Phase initiale : $z = 175,4$ t/m²

Phase finale : $z = 133$ t/m² à vide

$z = 124$ t/m² en charge

a.3) Evaluation de la contrainte limite de cisaillement \bar{z}

$$\bar{z}^2 = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_x} (\bar{\sigma}'_b - \bar{\sigma}'_x) (\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_x)$$

avec $\bar{\sigma}'_b = 168$ kg/cm²

$\bar{\sigma}'_b = 0,42 \bar{\sigma}'_n$ avec $\bar{\sigma}'_n$ = résistance nominale à la traction du béton à 28 jours.

$\bar{\sigma}'_n$ peut être évaluée par la relation :

$\bar{\sigma}'_n = 7 + 0,06 \bar{\sigma}'_c$ avec $\bar{\sigma}'_c$ = résistance nominale à la compression du béton à 28 jours.

$$\bar{\sigma}'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_n = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 13,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \bar{z}^2 = \frac{03,02}{168} (168 - \bar{\sigma}'_x) (13,02 + \bar{\sigma}'_x)$$

$$\text{en phase initiale : } \bar{\sigma}'_x = \frac{No \text{ max}}{B} = \frac{299,8}{1,94} = 154,5 \text{ t/m}^2 = 15,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{en phase finale : } \bar{\sigma}'_x = \frac{256}{1,94} = 131,96 \text{ t/m}^2 = 13,2 \text{ kg/cm}^2$$

L'espacement \bar{t} des cadres est donné par :

$$\bar{t} = \frac{\sigma_a A_t}{Tr} \cdot \frac{z}{\text{tg } \gamma} \quad \text{avec } z = \frac{I}{S_G} = \frac{1,764}{0,758} = 2,32 \text{ m.}$$

$$\bar{t} = \frac{2800 \times 3,14 \times 232}{123,7 \times \text{tg } (31,8) 10^3} = 26,6 \text{ cm}$$

De plus l'espacement des cadres est limité à la plus faible des 3 valeurs :

$$\bar{t} = h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{z}{Z} \right) = 300 \left(1,25 - 0,95 \frac{123,7}{177,4} \right) = 176 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = b_{\text{min}} \left(5 - z \frac{z}{Z} \right) = 40 \left(5 - z \times \frac{123,7}{177,4} \right) = 144 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 4 b_0 = 4 \times 40 = 160 \text{ cm}$$

Nous devons nous assurer que le pourcentage d'armatures est respecté :

$$w_{\text{min}} = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} \% = 0,25 \frac{300}{300 + 3 \times 40} = 0,18 \%$$

L'espacement \bar{t} sera donc également limité par :

$$\frac{A'_t}{\bar{t} b_0} = \frac{0,18}{100} \implies \bar{t} = \frac{3,14}{40} \times \frac{100}{0,18} = 43,6 \text{ cm}$$

par suite nous prendrons 2 étriers $\emptyset 10$ tor chaque 20 cm ce qui satisfait l'ensemble de ces conditions.

b) Sécurité à la rupture par l'effort tranchant

Calcul de Z et σ dans le cas des surcharges majorées par le coefficient 1,8.

L'effort tranchant de surcharges est : 1,8 TQ

Nous prendrons pour TQ = effort tranchant dû au séisme

$$\implies 1,8 TQ = 1,8 \times (-15) = -27 \text{ t}$$

d'où l'effort tranchant réduit :

$$Tr = 132,3 - 27 = 105,3 \text{ t}$$

$$\implies Z = 1,074 \times 105,3 = 113,0 \text{ t/m}^2 = 11,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_x = 15,45 \text{ kg/cm}^2$$

on a donc :

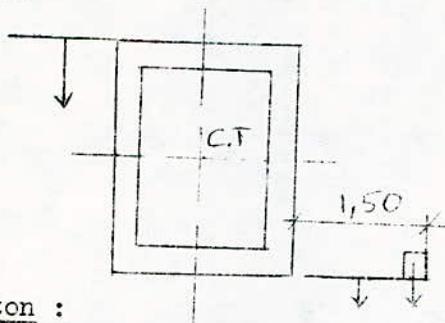
$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 11,3}{15,45} = 1,47 \implies 2\gamma = 56,5^\circ \implies \gamma = 28,25^\circ$$

I) DETERMINATION DU COUPLE DE TORSION MAXIMUM C/

Notre section étant dissymétrique, nous aurons un couple de torsion qui sera engendré par les charges permanentes dues à la couverture et à la surcharge.

On ne prend pas en considération les dalles

Section :



• Béton :

$$C = 2,5 \left[0,7 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 0,75 \right) - 1,5 \times 0,8 \times \left(\frac{1,5}{2} + 0,75 \right) - 0,43 \times 0,15 \times 2,25 \right]$$

$$C = -0,315 \text{ t.m/m}$$

• Béton de pente :

$$C = 1,6 \times 0,13 \left[1,65 \left(\frac{1,65}{2} + 0,75 \right) - 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 0,75 \right) \right]$$

$$C = 0,07254 \text{ t.m/m}$$

• Agrégats légers :

$$C = 1,6 \times 0,05 \left[1,65 \left(\frac{1,65}{2} + 0,75 \right) - 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 0,75 \right) \right]$$

$$C = 0,0279 \text{ t.m/m}$$

• Isolant :

$$C = 0,4 \times 0,05 \left[1,65 \left(\frac{1,65}{2} + 0,75 \right) - 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 0,75 \right) \right]$$

$$C = 0,007 \text{ t.m/m}$$

• Multicouche :

$$C = 0,01 \left[1,65 \left(\frac{1,65}{2} + 0,75 \right) - 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 0,75 \right) \right]$$

$$C = 0,0035 \text{ t.m/m}$$

• Verre :

$$C = -2,4 \times 0,012 \times 3,2 \left(1,5 + 0,75 \right)$$

$$C = -0,207 \text{ t.m/m}$$

• Surcharge :

On se placera dans le cas le plus défavorable en chargeant la dalle inférieure :

$$C = 1,2 \left[0,1 \times 1 \times 1,35 \times \left(\frac{1,35}{2} + 0,75 \right) \right]$$

$$C = -0,23 \text{ t.m/m}$$

Par suite nous aurons :

$$\sum C = -0,64 \text{ t.m/m}$$

Par conséquent nous dimensionnerons notre ouvrage avec cette valeur-là (c'est la plus défavorable) :

$$\sum C = -0,64 \text{ t.m/m}$$

.../...

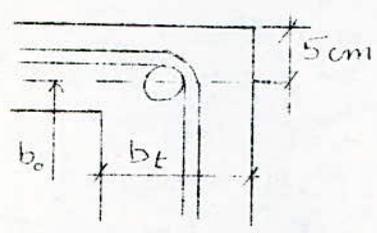
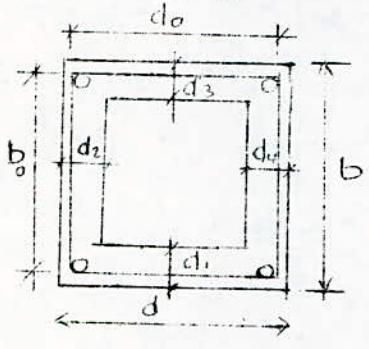
par suite :

$$C_{max} = - 0,64 \times \frac{39,6}{2}$$

$$C_{max} = - 13 \text{ t.m}$$

2) EVALUATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ENGENDREE PAR C/

$$\tau_t = \frac{C}{2 A_o b t} \quad (\text{d'après formule de BREDT})$$



• $A_o = b_o \cdot d_o$ = aire efficace limitée par les lignes moyennes considérées comme celles passant par les axes des aciers longitudinaux d'angles

• $b t$ = épaisseur fictive de la paroi périphérique efficace

$$b t = \frac{b}{6} \text{ ou } \frac{b_o}{5}$$

$$b = 3 \text{ m} \quad \Rightarrow \frac{b}{6} = 0,5 \text{ m}$$

$$b_o = 3 - 0,1 = 2,9 \text{ m} \quad (\frac{b_o}{5} = 0,5 \text{ m})$$

• $b t > (d_i = 0,2) \Rightarrow$ on prendra $b t = d_i = 0,2 \text{ m}$

$$\bullet b_o = 3 - (2 \times 0,05) = 2,9 \text{ m}$$

$$\bullet d_o = 1,5 - (2 \times 0,05) = 1,4 \text{ m} \quad (\Rightarrow A_o = 4 \text{ m}^2)$$

$$\Rightarrow \tau_t = \frac{13}{2 \times 4 \times 0,2} = 8,2 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \tau_t = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

3) VÉRIFICATION/

D'après l'ASP on doit vérifier que

$$\tau_o + \tau_t \leq \bar{\tau}$$

ou $\tau_o = \tau$ due à l'effort tranchant

$\tau_t = \tau$ due à la torsion

Dans notre cas $\tau_o = 13,3 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_t = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 17,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_o + \tau_t = 14,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}$$

4) ARMATURES DE TORSION /

Dans l'état actuel des connaissances la règle retenue généralement est de séparer les armatures d'effort tranchant et de torsion. Par conséquent on armé séparément.

Si $\sum A_t$ = section de toutes les barres longitudinales qui traversent la section dans l'épaisseur $b t$

P = périmètre efficace (délimités par l'axe de ces armatures)

A_o = section efficace

$$\text{On a } A_t = \frac{\sum A_t}{P} = \frac{\tau A_t}{\tau} = \frac{\tau_t b t}{\tau_a} = \frac{C}{2 A_o \tau_a}$$

A_t = section de l'armature constituant le cadre

.../...

$$P = 2(b_0 + d_0) = 2(2,9 + 1,4) = 8,6 \text{ m}$$

$$A_0 = 4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 13 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \sum At = \frac{13 \times 10^3 \times 10^2 \times 8,6 \times 10^2}{2 \times 4 \times 2800 \times 10^4} = 5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{At}{t} = \frac{13 \cdot 10^3 \cdot 10^2}{2 \times 4 \times 2800 \times 10^4} = 0,006 \text{ cm}^2$$

Or pour les armatures d'effort tranchant on devait avoir :

$$\frac{At}{t} = \frac{3,14}{26,6} = 0,118 \text{ et on a pris :}$$

$$\frac{At}{t} = \frac{3,14}{20} = 0,157$$

La différence étant donc de $0,157 - 0,118 = 0,04 \gg 0,006$

Par conséquent pour la torsion et l'effort tranchant on prendra 2 cadres $\emptyset 10$ tor espacés de 20 cm et pour les armatures longitudinales, le minimum donné par les armatures de peau.

Vérifications des sections C et D

- flexion
- effort tranchant

1) Vérification à la flexion :

Nous avons en phase initiale :

M = moment dû aux charges extérieures

en C \Rightarrow M = - 24 t.m.

en D \Rightarrow M = 118 t.m.

Nous avons en phase finale :

à vide sous G :

en C \Rightarrow M = - 50,5 t.m.

en D \Rightarrow M = 132,2 t.m.

en charge sous G + 1,2 P.

en C \Rightarrow M = - 69,5 t.m.

en D \Rightarrow M = 155 t.m.

sous S_2'' avec \leftarrow SI

en C \Rightarrow M = - 233,2 t.m.

en D \Rightarrow M = - 17,8 t.m.

avec M = M min \angle 0

sous S_2'' avec \rightarrow SI

en C \Rightarrow M = 98,1 t.m.

en D \Rightarrow M = 323,8 t.m.

avec M = M max.

Valeurs de μ :

en phase initiale :

X	C	D
μ	363,7	401
μ	325	358

N = N max.

N = N min.

en phase finale :

Y	C	D
μ	304,7	336
μ	232,7	256,5

N = N max.

N = N min.

Valeurs de N et de Ne :

en phase initiale :

X	C	D
N max	553	830
N min	488	733
Nn.e	334	- 100
Nm.e	294	- 84

ec = 0,6
ed = 0,12

en phase finale :

X	C	D
Nmax	471,2	706,8
Nmin	365,8	548,6
Nn.e	284	-84
Nm.e	220	-66

ec = 0,6
ed = 0,12

De plus nous avons l'effort normal N^C_P

en phase initiale :

X	C		D	
N	117	94	89	55

en phase finale :

à vide:

X	C		D	
N	149	121	116	73

en charge :

X	C		D	
N	152	123	118	74

Sous S_2'' avec \overrightarrow{SI}

X	C		D	
N	123	94,4	89,3	48

Sous S_2'' avec \overleftarrow{SI}

X	C		D	
N	179	151	146	100

Vérfications des contrantes :

$$\sigma = \frac{N + N_p}{B} \pm (N_{eo} + U + M) \frac{V}{I}$$

en C : $B = 2,6$ $I = 2,4506$ $V_s = 1,2$ $h = 2,4$

en D : $B = 2,82$ $I = 3,962$ $V_s = 1,475$ $h = 2,95$

en phase initiale :

- . $N = N_{max}$
- . $M =$ Moment sous poids propre sans couverture
- . $U = U_0 \text{ max}$
- . $N_p =$ effort normal sous poids propre sans couverture

Section C :

$$\sigma = \frac{553 + 105,5}{2,6} \pm (334 + 363,7 - 24) \frac{1,2}{2,4506}$$

$$\sigma_1 = + 58,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = - 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

Section D :

$$\sigma = \frac{828,3 + 72}{2,82} \pm (-100 + 401 + 118) \frac{1,475}{3,962}$$

$$\sigma_1 = + 47,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = + 16,3 \text{ kg/cm}^2$$

en phase finale :

- . N = Nmin
- . M = Moment sous maximum de S₁ et S₂
- . $\mu = \mu_{x^0}$, min
- . Np = effort correspondant à M

Section C :

$$\bar{V} = \frac{365,8 + 108,7}{2,6} \pm (220 + 232,8 + 96,1) \times \frac{1,20}{2,4506}$$

$$\bar{V}_1 = 45,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 8,6 \text{ kg/cm}^2$$

Section D :

$$\bar{V} = \frac{548,6 + 68,7}{2,82} \pm (-66 + 256,7 + 323,8) \frac{1,475}{3,962}$$

$$\bar{V}_1 = 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

2) Vérification à l'effort tranchant

a) Vérification sous charges non majorées

a.1) Evaluation de l'effort tranchant réduit :

Section C :

câble	d_{BC}	d_{CD}	Nomax	Nomin	N _∞ max	N _∞ min
1,2	40 + 7	24 + 7	138,9	123,1	117,54	91,9

Section D :

câbles	CD	DE	Nomax	Nomin	N _∞ max	N _∞ min
1-2	7 + 24	7 + 4	140,1	124,9	116,5	92,9
3-4	13 + 24	13 + 4	138,6	122,62	118,2	91,4
5-6	19 + 24	19 + 4	135,7	118,3	118,74	89,5

$$T_p = \sum N_0 \sin \alpha + T_1 X_1 + = \sum N_0 \sin \alpha + T_2 X_2$$

Nous avons sous poids propre sans couverture :

$$T_{cg} = 61,4 \text{ t} \quad T_{cd} = 91,7 \text{ t}$$

$$T_{Dg} = 81,4 \text{ t} \quad T_{Dd} = 108 \text{ t}$$

Or pour la section D :

$$N \propto \min \sin \alpha \quad \angle \quad N \sin \alpha \quad \angle \quad N_0 \max \sin \alpha$$

$$2(92,9 \sin 21 + 91,4 \sin 27 + 89,5 \sin 23) \angle N \sin \alpha \angle 2(140,1 \sin 21 + 138,6 \sin 27 + 135,7 \sin 33)$$

$$247 \text{ t} \angle N \sin \alpha \angle 374 \text{ t}$$

⇒ la valeur de $T_2 X_2$ n'étant pas très importante nous voyons que c'est la précontrainte qui l'emporte sur le poids propre.

Donc nous considérons pour la section D

$$\begin{array}{l|l} \text{à } t = 0 & \begin{array}{l} N = N_0, \text{ max} \\ \alpha = \alpha \text{ moy.} \\ T_2 = 0,643 \text{ t} \\ X_2 = 55,17 \end{array} \\ \hline & \Rightarrow T_p = - 396,5 \text{ t} \end{array}$$

de la même manière on considérera :

$$\begin{array}{l|l} \text{à } t = \infty & \begin{array}{l} N = N_{\infty}, \text{ max} \\ \alpha = \alpha \text{ max} \\ T_2 = - 0,406 \text{ t} \\ X_2 = - 46,2 \end{array} \\ \hline & \Rightarrow T_p = - 348,5 \text{ t} \end{array}$$

par suite nous avons :

$$\underline{\text{à } t = 0} \quad T_r = - 396,5 + 94,7 = - 302 \text{ t}$$

à t = ∞

$$T_r = - 348,5 + T_Q$$

T_Q = effort tranchant le plus défavorable

$$\Rightarrow T_Q = T_G = 121,8 \text{ t}$$

$$T_r = - 227 \text{ t}$$

Remarque :

La vérification ne sera faite que pour la section D car l'effort tranchant réduit est nettement plus défavorable (à $t = 0$ comme à $t = \infty$)

donc :

$$\text{à } t = 0 : \bar{z}^2 = \frac{13,02}{168} (168 - 21,2) (13,02 + 21,2) = 389,32$$

$$\implies \bar{z} = 19,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{à } t = \infty : \bar{z}^2 = \frac{13,02}{168} (168 - 18,2) (13,02 + 18,2) = 362,44$$

$$\implies \bar{z} = 19 \text{ kg/cm}^2$$

a,4 = Vérification de l'intégrité du béton

$$\text{à } t = 0 \quad z < \bar{z} \text{ vérifié}$$

$$\text{à } t = \infty \quad z < \bar{z} \text{ vérifié}$$

Valeurs des contraintes principales

$$\text{à } t = 0 \quad \sigma_2 = \frac{21,2}{2} - \sqrt{\frac{21,2^2}{4} + 15,4^2} = -8,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{à } t = \infty \quad \sigma_2 = \frac{18,2}{2} - \sqrt{\frac{18,2^2}{4} + 11,6^2} = -5,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 13 \text{ kg/cm}^2$$

a,5 = Armatures d'âme

$$\text{tg } 2\delta = \frac{2z}{v}$$

$$\left. \begin{array}{l} z = 15,4 \text{ kg/cm}^2 \\ v = 21,2 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \implies \delta = 27,7^\circ$$

Nous prendrons pour cadres 2 \emptyset 10 TOR

$$A_t = 4 \emptyset 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\bar{v}_a = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \frac{\bar{v}_a A_t z}{\text{Tr. tg } \delta} \text{ avec } z = \frac{I_{xx}}{S_{xx}} = \frac{4,705}{1,936} = 2,43 \text{ m}$$

$$\bar{t} = \frac{2800 \times 3,14 \times 243}{302 \times \text{tg } 27,7 \times 10^3} = 13,47 \text{ cm}$$

Soit : t = 10 cm

VI

CALCUL DE LA PAROI VERTICALE

La paroi verticale OA sera dimensionnée en flexion composée.

Chaque bande sera assimilée à un poteau dont la section transversale a les dimensions suivantes :

$$a = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

1 - Détermination du Moment complémentaire dû au flambement

Etant donné que l'inertie de la poutre est égale à environ 50 fois l'inertie de la paroi, nous considérerons la paroi encastree à la poutre. Par suite la longueur de flambement l_c sera prise égale à $0,7 l_0$ pour nous placer dans le sens de la sécurité.

$$l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \times 10,85 = 7,595 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \lambda = \text{élancement}$$

i = rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,5^3}{12} \times \frac{1}{0,5 \times 1}} = 0,14434$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{7,595}{0,14434} = 52,62 \geq 50$$

$\lambda \geq 50 \Rightarrow$ La paroi sera considérée comme susceptible de flamber.

Soit M_c = Moment complémentaire dû au flambement.

$$M_c = N \cdot f_c \quad N = \text{effort normal réellement appliquée}$$

$$f_c = \frac{8 i^2}{v} (1 + \frac{p}{S}) 10^{-3} (\lambda - 50)^{3/2}$$

$\frac{p}{S}$ = rapport de la charge permanente à la charge totale

v = ordonnée maximale

$$\frac{p}{S} = \frac{209,5}{242} = 0,866$$

$$f_c = \frac{8 \times 0,0208}{0,25} (1 + 0,866) 10^{-3} (52,62 - 50)^{3/2} = 0,00527$$

$$M_c = \frac{200}{4,5} \times 0,00527 = 0,3 \text{ t.m.}$$

VI A

2) Etude de la section 0

La section "0" sera soumise aux sollicitations, les plus défavorables suivantes (pour 4,5 m de paroi).

	N	G	1,2 P	T	SI	G+1,2P+T	G+P+T+SI
M	- 27.2	209,5	17,81	± 14.6	± 172.6	242	411.6
N	-	185	14.85	-	± 8.4	200	205.8

Nous devons prendre en compte le poids propre de la paroi :

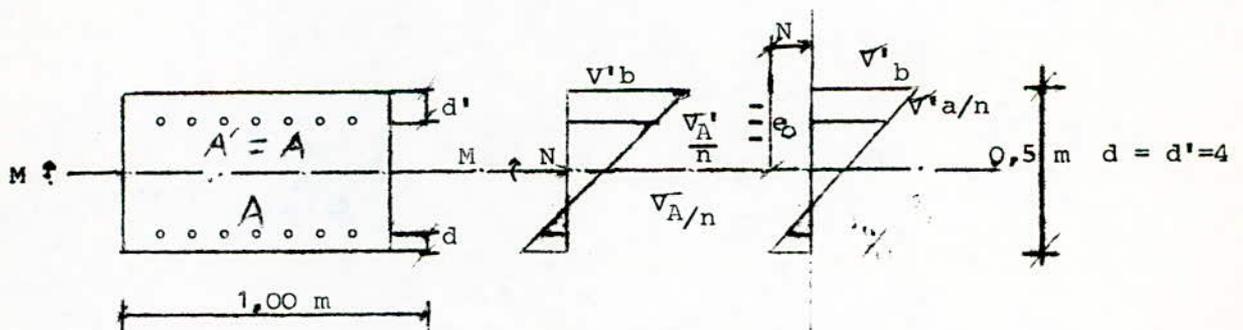
$$\blacktriangle N = \rho_b \cdot S \cdot H = 2,5 \times 0,5 \times 1 \times 7 = 8,75 \text{ t/m.}$$

d'où : par mètre de paroi sous $[G + 1,2 P + T]$

$$M = 53,8 + 0,3 - 27,2 = 26,9 \text{ t.m/m}$$

$$N = 44,5 + 8,75 = 53,25 \text{ t.m/m.}$$

Nous ferons le calcul suivant la méthode CHARON décrite dans son ouvrage intitulé "Calcul pratique des sections en Béton Armé (Flexion composée, flexion déviée)" pour les armatures symétriques.



Nous avons $e_0 = \frac{MG}{N} = \frac{26,9}{53,25} = 0,505 \text{ m}$

or $\frac{h_t}{v} = \frac{0,5}{6} \approx 0,1$

$$\Rightarrow e_0 > \frac{h_t}{6}$$

Par suite la section est donc partiellement comprimée

M_{ax} = moment par rapport aux aciers tendus

M_{ac} = moment par rapport aux aciers comprimés

VI - 2

$$\text{Mat} = M + N.e$$

$$\text{Mac} = M - N.e$$

$$\Rightarrow \text{Mat} = 26,9 + 53,25 \times 0,21 = 38,08 \text{ t.m/m}$$

$$\text{Mac} = 26,9 - 53,25 \times 0,21 = 15,71 \text{ t.m/m}$$

$$\mu_1 = \frac{n \text{ Mat}}{\sqrt{abh^2}} = \frac{15 \times 38,08 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 46^2} = 0,094$$

$$\mu_2 = \frac{m \text{ Mac}}{\sqrt{a} bh^2} = \frac{15 \times 15,71 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 46^2} = 0,0397$$

$$\delta' = \frac{d}{h} \text{ avec } h = h_t - d \Rightarrow \delta' = \frac{4}{46} = 0,0869$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 = 0,094 \\ \mu_2 = 0,0397 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{(tableau 6)} \quad k_1 = 29$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow k_d &= k_1 + \frac{50 \mu_2 (0,06 - \delta')}{\mu_1} \\ &= 29 + \frac{50 \times 0,0397 (0,06 - 0,0869)}{0,0964} = 28 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta' = 0,0869 \\ k_d = 28 \end{array} \right\} \text{tableau 7 : } \begin{array}{l} m_d = 2,516 \\ p_d = 0,207 \end{array}$$

d'où :

$$\mu_{2d} = m_d \mu_1 - p_d$$

$$\mu_{2d} = 2,516 \times 0,0964 - 0,210 = 0,0325$$

$$\mu_{2d} < \mu_2 \text{ par suite on calcul } \mu_{d+1}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta' = 0,0869 \\ k_{d+1} = 28 + 1 = 29 \end{array} \right\} \text{(tableau 7)} \quad \begin{array}{l} m_d = 2,627 \\ p_d = 0,207 \end{array}$$

$$\mu_{2d+1} = 2,627 \times 0,0964 - 0,207 = 0,046$$

$$\mu_{2d} \geq \mu_2$$

VI - 3

Par suite on calcul $k = kd + 1 - \frac{U_{2d+1} - U_2}{U_{2d+1} - U_d}$

$$k = 29 - \frac{0,046 - 0,0397}{0,046 - 0,0325} = 28,53$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{V}_a}{\bar{V}_b} = \frac{2800}{184} = 15,21$$

$$k \geq \bar{k}$$

d'où : d'après tableau on a :

$$\bar{\omega}_0 = 0,6031$$

$$U_0 = 0,08007$$

et :
$$\bar{\omega} = \omega_0 + \frac{U - U_0}{0,15(-\delta')}$$

$$\bar{\omega} = 0,6031 + \frac{0,0397 - 0,08}{0,15(1-0,0869)} = 0,308$$

Soit A_n et A'_n = section d'armatures nécessaires :

$$\Rightarrow A_n = A'_n = \frac{15 \bar{\omega} b h}{h \times 100} = \frac{15 \times 0,308 \times 100 \times 46}{15 \times 100} = 15,4 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On considérera des $\phi 16$ chaque 10 cm soit $A = 20,10 \text{ cm}^2$

Vérification de la section "0" à la fissuration

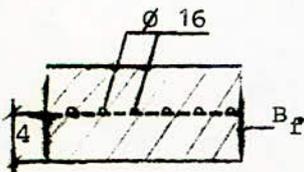
Nous devons vérifier que :

$$\bar{V}_a \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

$$\frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{k m}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \phi \bar{V}_b}{\phi}}$$



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{20,10}{100 \times 2 \times 4} = 0,025$$

$k = 10^6$ (fissuration préjudiciable)

$m = 1,6$ (Acier H.A.)

$\phi = 16 \text{ mm}$ $\bar{V}_b = 7,5 \text{ bars}$

$$\Rightarrow \bar{V}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\sqrt{VI} - 4}{16} \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 7,6}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2078,5 \text{ bars} = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 = 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,025}{1,25} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{V}_1, \bar{V}_2) = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min\left(\frac{2}{3} \text{ en}, \max(\bar{V}_1, \bar{V}_2)\right) = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

or on avait considéré, $\bar{V}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$. Par suite nous devons recalculer nos sections d'armatures nécessaires $A_n = A'_n$ et vérifier que la section A que nous avons prise est elle que $A \geq A_n$ ($A' \geq A'_n$).

Pour $\bar{V}_a = 2100 \text{ kg/cm}^2$ nous avons :

$$\mu_1 = \frac{15 \times 38,08 \cdot 10^5}{2100 \times 100 \times 46^2} = 0,1285$$

$$\mu_2 = \frac{15 \times 15,71 \cdot 10^5}{2100 \times 100 \times 46^2} = 0,053$$

$$\delta' = 0,0869$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 = 0,1285 \\ \mu_2 = 0,053 \end{array} \right| \Rightarrow k_1 = 24,5 \text{ (tableau 6)}$$

$$k_d = 24,5 + \frac{50 \times 0,0530 (0,06 - 0,0869)}{0,1285} = 24$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta' = 0,0869 \\ k_d = 24 \end{array} \right| \Rightarrow \begin{array}{l} m_d = 2,089 \\ p_d = 0,223 \end{array} \text{ (tableau 7)}$$

$$\mu_{2d} = 2,089 \times 0,1285 - 0,223 = 0,045$$

$$\mu_{2d} < \mu_2 \text{ par suite on considère } k_{d+1} = 25$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta' = 0,0869 \\ k_{d+1} = 25 \end{array} \right| \Rightarrow \begin{array}{l} m_d = 2,193 \\ p_d = 0,220 \end{array} \text{ (tableau 7)}$$

$$\mu_{2d+1} = 2,193 \times 0,1285 - 0,22 = 0,0618 \geq \mu_2$$

$$d'ou : k = 24 + \frac{0,0530 - 0,045}{0,0618 - 0,045} = 24,477$$

$$\bar{k} = \frac{2100}{184} = 11,4 \text{ On a bien } k \geq \bar{k}$$

$$\text{Pour } k = 24,48 \longrightarrow \text{(tableau 2)} \quad \bar{\omega}_0 = 0,7753$$

$$\mu_0 = 0,10157$$

$$\Rightarrow \bar{\omega} = \bar{\omega}' = 0,7753 + \frac{0,053 - 0,10157}{0,15 (1 - 0,0869)} = 0,421$$

VI. 5

$$\Rightarrow A_n = A'_n = \frac{15 \times 0,421 \times 100 \times 46}{15 \times 100} = 19,37 \text{ cm}^2$$

Or nous avons pris des \emptyset 16 chaque 10 cm soit $A = 20,10 \text{ cm}^2 \geq 19,37 \text{ cm}^2$.

La section d'acier étant inchangée nous aurons toujours.

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

or $\bar{\sigma}_a$ considéré = 2100 kg/cm²

On a bien $\bar{\sigma}_a \leq \min\left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right)$

3) ETUDE DE LA SECTION A

Nous avons sous G + 1,2P + T par mètre de paroi :

$$M = 54,4 - 27,7 = 26,7 \text{ t.m/m.}$$

$$N = 44,5 \text{ t/m}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{26,7}{44,5} = 0,6$$

$\Rightarrow e_o \geq \frac{h_t}{6}$ d'où la section sera partiellement comprimée

$$Mat = 26,7 + 44,5 \times 0,21 = 36,05 \text{ t.m/m.}$$

$$Mac = 26,7 - 44,5 \times 0,21 = 17,36 \text{ t.m/m.}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} U_1 = 0,0912 \\ U_2 = 0,0439 \end{array} \right\} & \Rightarrow k_1 = 30,5 \Rightarrow k_d = 30 \end{aligned}$$

$$\text{d'où : } \left. \begin{array}{l} m_d = 2,74 \\ p_d = 0,204 \end{array} \right\} \Rightarrow U_{2d} = 0,0458 \geq U_2$$

$$\text{Soit donc } k_{d-1} = 29 \Rightarrow \begin{array}{l} m_d = 2,627 \\ p_d = 0,207 \end{array}$$

$$\text{d'où : } U_{2d-1} = 0,0325 < U_2$$

Par suite :

$$k = 29 - \frac{0,0458 - 0,0439}{0,0458 - 0,0325} = 28,85 \geq \bar{k}$$

$$\Rightarrow \begin{array}{l} \omega_o = 0,5925 \\ \mu_o = 0,07875 \end{array}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \bar{\omega} &= 0,5925 + \frac{0,0439 - 0,07875}{0,15 (1 - 0,0869)} \\ &= 0,338 \end{aligned}$$

par suite :

$$A'_n = A_n = 16,9 \text{ cm}^2$$

Soit des \emptyset 16 chaque 10 cm

$$\boxed{A = 20,10 \text{ cm}^2}$$

Vérification à la fissuration

De même que pour la section A

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min(2800, 2120) = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

Dans ces conditions

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 = 0,12054 \\ \mu_2 = 0,0580 \end{array} \right\} \Rightarrow k_1 = 25,9$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow k_d &= 25,9 + \frac{50 \times 0,058 (0,06 - 0,0869)}{0,1217} \\ &= 25,26 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_d = 25 \\ \delta' = 0,0869 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_{2d} = 0,0436 < \mu_2$$

$$\left. \begin{array}{l} k_{d+1} = 26 \\ \delta' = 0,0869 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_{2d+1} = 0,05976 < \mu_2$$

$$k = 25 + \frac{0,058 - 0,0432}{0,0598 - 0,0432}$$

$$= 25,892$$

$$\begin{aligned} \rightarrow w_o &= 0,7073 \\ \mu_o &= 0,09313 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{w} = \frac{0,7073 + 0,058 - 0,09313}{(1 - 0,0869) \cdot 0,15} = 0,4508$$

$$\Rightarrow A'_n = A_n = 20,73 \text{ cm}^2$$

Or nous avons $A' = A = 20,10 \text{ cm}^2$

Mais $A'_n - 3\% A'_n = 20,1 \text{ cm}^2$

Par suite d'après l'article 68 du CCBA 68 nous pouvons prendre des Ø 16 espacés de 10 cm (soit $A = 20,1 \text{ cm}^2$)

4) Vérification de la paroi au séisme4.1 - Section O

Nous devons vérifier :

- que la contrainte de compression dans la fibre supérieure du béton :

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 184 = 276 \text{ kg/cm}^2$$

- que la contrainte de traction dans les aciers

$$\sigma_a \leq \sigma_{en}$$

$$\text{Soit } M = M(G + P + T + SI) + M = 91,3 - 27,2 = 64,1 \text{ t.m/m}$$

$$N = N(G + P + T + SI) + N_{pp} = 47,2 + 8,75 = 56 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow e_o = \frac{M}{N} = \frac{64,1}{56} = 1,145 \text{ m} > \frac{h_t}{6} \text{ donc la section est partiellement}$$

comprimée.

$$a = 0,21 + 1,145 = 1,355 \text{ m}$$

$$c = -1,145 + 0,25 = 0,895 \text{ m}$$

$$d' = 0,04 \text{ m} ; A = A' = 20,10 \text{ cm}^2$$

$$a_f = \frac{20,10 \cdot \sqrt{135,5^2 + (-89,5 - 4)^2}}{20,10 \cdot \sqrt{135,5 - (-89,5 - 4)}} = 118,35 \text{ cm}$$

$$hf = af + c = 118,35 - 89,5 = 28,85 \text{ cm}$$

$$Af = \frac{20,10 \cdot \sqrt{135,5 + 89,5 + 4}}{118,35} = 38,89 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} f = \frac{100 Af}{b hf} = \frac{100 \times 38,89}{100 \times 28,85} = 1,348$$

$$\frac{hf}{0,15af} = \frac{28,85}{0,15 \times 118,35} = 1,625$$

$$\bar{\omega} = 1,348 + 1,625 \mu_1 \quad \begin{matrix} \mu_1 = 0 \Rightarrow \bar{\omega} = 1,348 \\ \mu_1 = 0,25 \Rightarrow \bar{\omega} = 1,754 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \Rightarrow \text{Abaque 3} \Rightarrow \\ \mu_1 = 0,22 \end{matrix}$$

$$\mu_1 = 0,22 \Rightarrow \varepsilon = 0,8301$$

$$y_1 = 3 (1 - 0,8301) 28,85 = 14,7 \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \times 14,7^2}{2} + 15 (20,10 (14,7 - 4) - 20,10 (46 - 14,7)) = 4593,6$$

$$K = \frac{N}{S} = \frac{56 \cdot 10^3}{4593,6} = 12,19$$

$$\Rightarrow \sigma'_{b1} = Ky_1 = 12,19 \times 14,7 = 179,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b1}$$

$$\sigma'_{a1} = 15 \times 12,19 (14,7 - 4) = 1956,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_a = 15 \times 12,19 (28,85 - 14,7) = 2587,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

4.2 - SECTION A

$$M = 75,3 - 27,7 = 47,6 \text{ t.m/m}$$

$$N = 47,2 \text{ t/m}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{47,6}{47,2} = 100,8 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{donc pas d'armatures comprimées.}$$

$$a = (0,21 + 1,008) = 1,218 \text{ m}$$

$$A = A' = 20,1 \text{ cm}^2 ; d' = 0,04 \text{ m}$$

$$c = -1,218 + 0,46 = -0,758 \text{ m}$$

VI - 8

$$af = \frac{20,1 \left(121,8^2 + (-75,8 - 4)^2 \right)}{20,1 \left(121,8 + 75,8 + 4 \right)} = 105,175 \text{ cm}$$

$$hf = af + c = -75,8 + 121,8 = 46 \text{ cm}$$

$$Af = \frac{20,1 \left(121,8 + 75,8 + 4 \right)}{105,175} = 38,53 \text{ cm}^2$$

$$\bar{U}_f = \frac{100 \times 38,53}{100 \times 46} = 0,8376$$

$$\frac{hf}{0,15 af} = \frac{46}{0,15 \times 105,175} = 2,915$$

$$\bar{\omega} = 0,8376 + 2,915 \mu_1 = 0,168 \implies \xi = 0,8459$$

$$y_1 = 3 (1 - 0,8459) 46 = 21,86$$

$$S = \frac{100 \times 21,26^2}{2} + 15 \left(20,1 (21,26 - 4) - 20,1 (46 - 21,26) \right) = 20344,15$$

$$k = \frac{47200}{20344,5} = 2,32$$

$$\implies \bar{v}_b = 2,32 \times 21,26 = 49,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b'$$

$$\bar{v}_a' = 15 \times 2,32 (21,26 - 4) = 600,65 \ll \bar{v}_{en}$$

$$\bar{v}_a = 15 \times 2,32 (46 - 21,26) = 860,95 \ll \bar{v}_{en}$$

VII

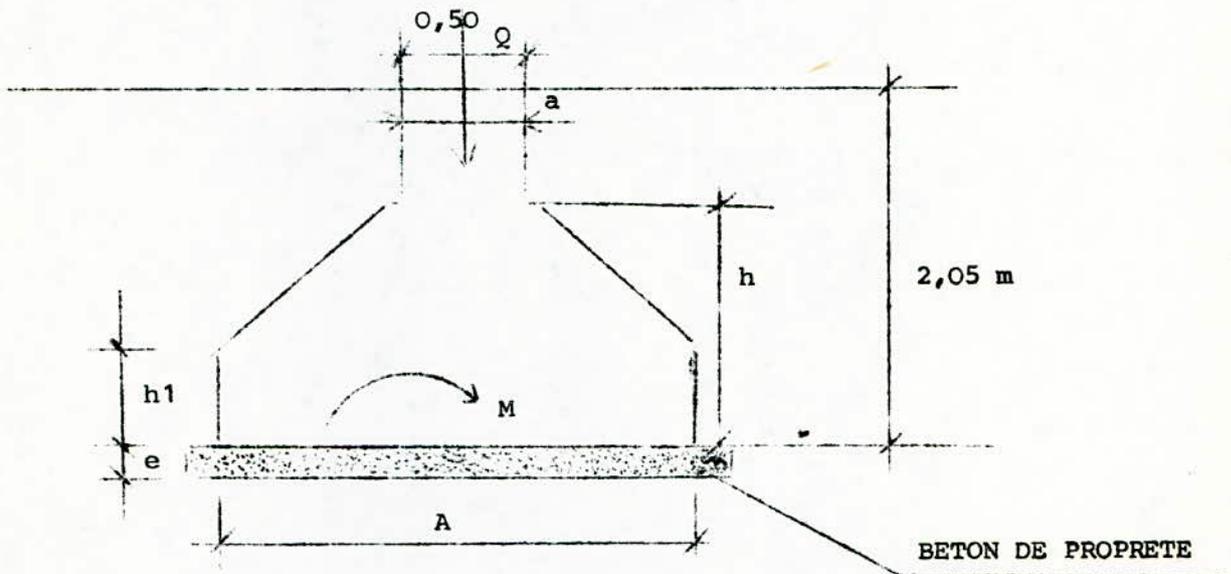
1

II - FONDATIONS

La contrainte admissible du sol est prise égale à :

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Les fondations seront des semelles continues sous mur.



1 - Charges agissant sur la semelle

- charges permanentes G
- charges d'exploitation majorées de 20 %
- effet du vent : dans ce cas le taux de travail du sol est majoré de 33 %.

2 - Vérification :

Il y a 2 vérifications à faire :

$$- \frac{G + 1,2 P + T}{A \times 1} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$- \frac{G + P + V + T}{A \times 1} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

3 - Evaluation des charges :

Sous G + 1,2 P nous aurons :

$Q = N_{og} + 1,2 N_{op} + \text{poids propre de la paroi} + \text{poids propre de la semelle}$

avec : N_{og} = réaction normale en "O" due au poids propre

$$= \frac{185t}{4,5} = 41,1 \text{ t/m.}$$

$1,2 N_{op}$ = réaction normale en "O" due à la surcharge

$$= 3,3 \text{ t/m.}$$

poids propre de la semelle $\approx \frac{1}{10} \text{ Nog} = 4,1 \text{ t/m.}$

$$\Rightarrow Q = 41,1 + 3,3 + 8,75 + 4,1 = 57,25 \text{ t/m.}$$

$$M = M_{og} + 1,2 M_{op} + M_{ou} + M_{ot} + M_c$$

avec :

M_{og} = moment en "O" dû au poids propre de la poutre

$$= \frac{209,5}{4,5} = 46,6 \text{ t.m/m.}$$

$1,2 M_{op}$ = moment en "O" dû aux surcharges

$$= 4,0 \text{ t.m/m.}$$

$$M_{ot} = \frac{14,64}{4,5} = 3,25 \text{ t.m./m.}$$

M_{ou} = moment hyperstatique de précontrainte sous $N = N_{min}$
(le plus défavorable) en phase finale.

$$= - \frac{12,6}{4,5} = - 27,24 \text{ t.m/m.}$$

$$M_c = \text{moment complémentaire} = 0,24 \text{ t.m/m}$$

$$\Rightarrow M = 26,84 \text{ t.m/m}$$

Sous $G. + P + V + T$ nous aurons :

$Q = \text{Nog} + \text{Nop} + \text{poids propre de la paroi} + \text{poids propre de la semelle} + \text{Nov.}$

$Nov = \text{réaction normale engendrée par le vent}$

$$= - 3,1 \text{ t pour } \vec{V}$$

$$= - 3,8 \text{ t pour } \vec{V}$$

$\Rightarrow Nov$ est favorable et ne sera donc pas considérée de même pour les moments.

$$M = 11,5 \text{ t.m}$$

$$= - 2,5 \text{ t.m/m pour } \vec{V} \text{ ce qui est favorable}$$

$$M = 0,2 \text{ t.m/m pour } \vec{V} \text{ ce qui est négligeable}$$

par suite nous ne considérons que $G + 1,2 P + T$

$$\text{soit : } Q = 57,25 \text{ t/m}$$

$$M = 26,84 \text{ T.m/m}$$

4) Dimensionnement de la semelle :

On choisira la hauteur h de telle manière que la condition de non vérification à l'effort tranchant soit vérifiée.

$$\text{soit : } h \geq \frac{A - a}{4}$$

de même h_1 doit être telle que l'on ait :

$$h_1 \geq 6 \varnothing + 6 \text{ cm}$$

$$h_1 \approx \frac{ht}{2} \text{ à } \frac{ht}{3}$$

où \varnothing est le plus grand diamètre des aciers d'armatures de la semelle.

$$\sigma_{sol} = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{I}$$

$$\text{avec } Q = 57,25 \text{ t/m}$$

$$M = 26,84 \text{ t.m/m}$$

$$v = A \times 1; \quad v = \frac{A}{2}; \quad I = \frac{A^3}{12} \quad \frac{v}{I} = \frac{6}{A^2}$$

$$\Rightarrow \tau_{sol} = \left(\frac{57,25}{A} + 26,84 \times \frac{6}{A^2} \right) \text{ t/m}^2$$

$$\text{on a } 0 \leq \tau_{sol} \leq \tau_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Pour $A = 5,5 \text{ m}$ nous avons :

$$\tau_{sol} = \begin{cases} + 1,57 \text{ kg/cm}^2 \\ + 0,51 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \geq \tau_s$$

pour $A = 5,8 \text{ m}$ nous avons :

$$\tau_{sol,1,2} = \begin{cases} + 1,46 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,51 \text{ kg/cm}^2 \geq 0 \end{cases}$$

Donc nous prendrons :

$$A = 5,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{5,8 - 0,5}{4} = 1,325 \text{ m}$$

Nous prendrons : $h = 1,4 \text{ m}$

VII. 3

D'où :

$$M_D = (1,042 \times 200 \times 100) \times 1 + \frac{(0,128 \times 200 \times 100)}{2} \times \frac{2}{3} \times 1$$

$$= 2169,3 \text{ kg.m}$$

$$M_C = (0,8 \times 330 \times 100) \times \frac{3,3}{2} + \frac{(0,211 \times 330 \times 100)}{2} \times \frac{1}{3} \times 3,30$$

$$= 47389,7 \text{ kg.m}$$

Par suite les armatures seront déterminées par le moment maximum

$$M_C = 47389,7 \text{ kg.m}$$

Nous avons :

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

Avec $z = \frac{7}{8} h$ pour une section rectangulaire

$$h = 1,40 - 3 = 1,37 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right)$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{nK \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \times 7,5}{16}}$$

($\phi = 16 \text{ mm}$)

$$= 2078 \text{ kg/cm}^2$$

Par suite on prendra $\bar{\sigma}_a = 2080 \text{ kg/cm}^2$ car $\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ pour Fe E40.

$$A = \frac{47389,7 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \times 137 \times 2080} = 19,02 \text{ cm}^2$$

Soit 10 ϕ 16 (TOR) espacées de 10 cm $\longrightarrow A = 20,10 \text{ cm}^2$

Dans ce cas

$$\frac{\sigma_2}{f} = \frac{A}{Bf} = \frac{20,10}{100 \times 2 \left(3 + \frac{1,6}{2} \right)}$$

$$\frac{\sigma_2}{f} = 0,0264$$

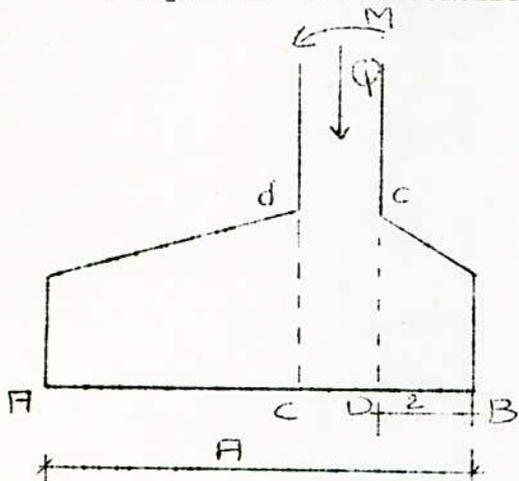
$$\Rightarrow \sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10x} f$$

$$\sigma_1 = \frac{10^6 \cdot 1,6}{16} \frac{0,0264}{1,264} = 2088 \text{ kg/cm}^2$$

5) Ferraillage de la semelle

Pour ne pas empiéter sur les semelles des gradins, nous prendrons une semelle désymétrique.

L'empatement de la semelle ne peut dépasser 2 m.



$$e = - \frac{M}{Q} + (2,9 - 2,25)$$

$$e = - \frac{M}{Q} + 0,65$$

$$e = - 0,4688 + 0,65 = 0,1812$$

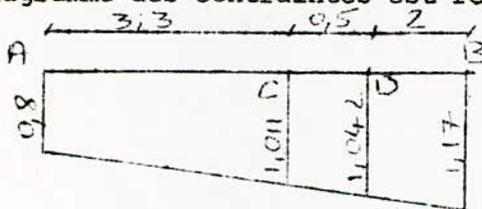
$$v = \frac{Q}{A} \left(1 \pm \frac{6 \times e}{A} \right)$$

$$\Rightarrow v_1 = \frac{57,27}{5,8} \left(1 + \frac{6 \times 0,1812}{5,8} \right) = 1,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_2 = 0,8 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Les données admises pour la semelle conviennent donc.

Le diagramme des contraintes est représenté comme suit :



Les parties AC et DB de la semelle seront considérées comme des consoles.

• Calculons les moments d'encastrement dans les sections C et D

Les contraintes au droit de C et D ont pour valeur :

$$v_C = 0,8 + \frac{(1,17 - 0,8) \times 3,3}{5,8} = 1,011 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_D = 0,8 + \frac{(1,17 - 0,8) \times 3,8}{5,8} = 1,042 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à la fissuration

On a pris $\bar{\sigma}_a = 2080 \text{ kg/cm}^2$

or $\frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Fe E40)

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2088 \text{ kg/cm}^2$

On a bien

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right] = 2088 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant :

La valeur maximale de l'effort tranchant est égale à :

$$T = \frac{0,8 + 1,011}{2} \times 330 \times 100 = 29881,5 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} \times 137 = 119,9 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{29881,5}{100 \times 119,9} = 2,49 \text{ kgf/cm}^2 \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

donc des armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les armatures de répartition seront constituées de :

7 H A 14 espacées de 14 cm soit : $10,77 \text{ cm}^2$

BIBLIOGRAPHIE

- REGLES CCBA68, NV65, PS.69
- CHARON : - LE CALCUL PRATIQUE DES SECTIONS DE BA.
- LE CALCUL ET LA VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A.
- GUERRIN : - TRAITE DE B.A. (TOME 4, 6, 7, 8)
- ANNALES I.T.P.B.
- NORMES C.E.B. - F.I.P.
- FUENTES - LACROIX : LE PROJET DE BETON PRECONTRAIT
- GUYON : CONSTRUCTIONS EN BETON PRECONTRAIT
- DREUX :-PRATIQUE DU BETON PRECONTRAIT
- NOUVEAU MEMENTO DE BETON PRECONTRAIT
- RECOMMANDATIONS DE L'ASP POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES
OUVRAGES PRECONTRAINS (JUN 65).

===○○○○○○===

