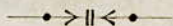


UNIVERSITÉ D'ALGER

11/77

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



AEX

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

**PISCINE COUVERTE
ET
ANNEXES**

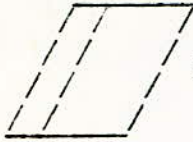
PROMOTEUR :

P. Quost

ETUDIE PAR :

*R. R. Khezbouche
N. Tabet Aoul*

PROMOTION JUIN 1977



DEDICACE

- o - o - o - o - o - o - o - o - o - o -

- o - A nos parents ,les premiers à avoir
donné et cultivé en nous le germe de
la F O I .

- o - Nos remerciements au Directeur de
l'ENPA Mr. OUADESSALAM, à notre
promoteur Mr. P. QUOST ,et tout le personnel
enseignant pour ce qu'ils nous ont appris.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

"وما أوتيتم من العلم إلا قليلاً"

بِسْمِ اللَّهِ الْعَظِيمِ

- o - Nous dédions ce modeste travail à tous nos
Frères.

RR.KHERBOUCHE

N.TABET AOUL

- o - o - o - o - o - o - o - o - o - o -

6. Calcul de la poutre transversale

7. Calcul des fondations.

-Chapitre C : Coupole.

1. Généralités

2. Bases de calcul des voiles minces.

21. Sollicitations

22. Contraintes admissibles.

23. Hypothèses de calcul.

3. Méthode de calcul:

31. Coques en forme de surface de révolution chargées symétriquement par rapport à leur axe.

32. Cas particulier de coques en forme de surface de révolution: dôme sphérique.

33. Méthodes approchées d'analyse des contraintes dans les contraintes sphériques.

34. Détermination des contraintes théoriques.

35. Ferrailage.

4. Applications

41. Hypothèses de calcul

42. Récapitulatif.

43. Application numérique.

5. Effet du vent.

51. Rappels des règles NV.65.

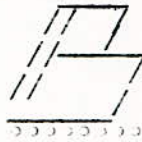
52. Application.

6. Étude des fondations.

61. Généralités.

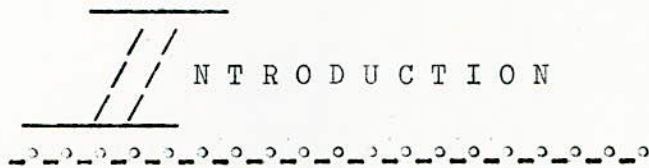
62. Exposé de la méthode.

63. Application.



BIBLIOGRAPHIE

- Règles CCBA 68 , NV 65 , PS 69 .
- Charon =Le calcul et la verifcation des ouvrages en B.A.
- Charon = Exercices de B.A.
- Guerrin = Traité de B.A.,tomes 2,3,4,5,6,7,8,.
- Timoshenko = Théorie des plaques et des coques.
- Kleilogel = Formules pour les caculs des cadres.
- André Coin = Cours de voiles minces.
- A.Paduart = Les voiles minces en béton armé.
- W.Fiöggue = Statique et dynamique des coques.
- Sanglerat = Cours pratique de Mécanique des sols.
- Youri Martinov = Les charpentes metalliques.
- Annales ITPB.



INTRODUCTION

Thème : PISCINE COUVERTE PLUS ANNEXES .

Le projet de construction d'une piscine couverte avec annexes pour la Willaya de Tlemcen comporte **trois** grandes parties:

A - Bassin

- La piscine est rectangulaire de longueur 25 m., de largeur 15 m. de profondeur variable : 2,80 m. à 3,80 m.
- La plage est de largeur 4,80 m.
- Le plongoir est à 1 m. au dessus du niveau d'eau de dimensions 4,5m. x 2,50 m.
- L'existence d'une nappe souterraine à 2,60 m., au dessous de la surface du sol impose une étude particulière.
- Les gradins de hauteur 80 cm. longent la piscine d'un seul côté.


B - Couverture

Le bassin est couvert l'hiver et découvert l'été; la résistance est assurée par 5 portiques, et 4 poutres transversales aux cadres assurent le contreventement.


Le portique est constitué par un arc et 2 poteaux. hauteur 9 m., largeur 25 m.

C - Coupole

Elle est assimilée à une demi sphère, de diamètre 30 m., de flèche 15 m., et renferme les annexes de la piscine ; à savoir: douches, chambres..



C H A P I T R E I



T U D E D U B A S S I N

I. DESCRIPTION

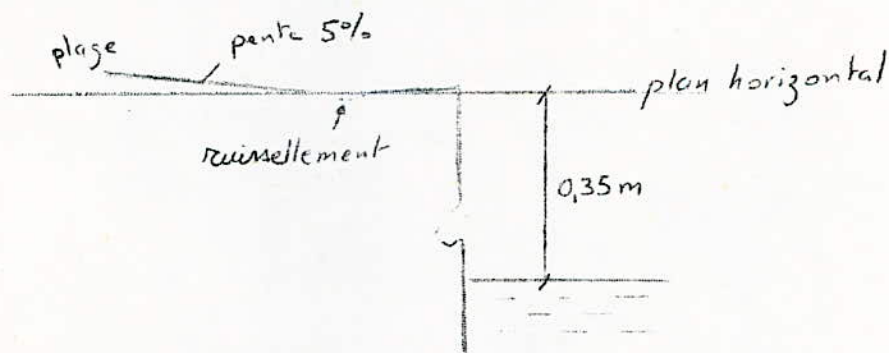
I.I. Bassin.

Les dimensions du bassin sont de 25 m. X 15 m. ,soit une surface de $375m^2$;il y aura 6 lignes de nage écartées entre elles de 2,5m.

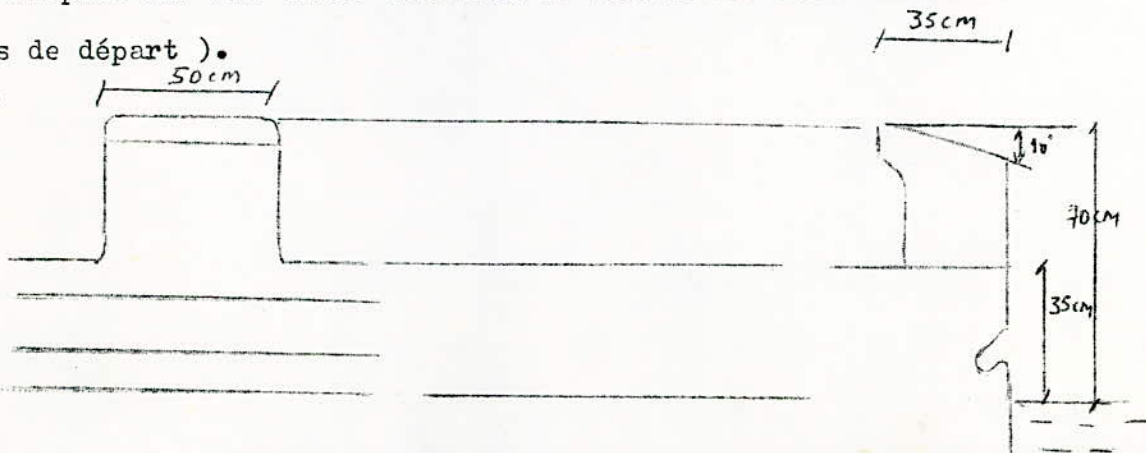
Les parois du bassin doivent être rectilignes, sans aspérités ni saillies ou surplomb; strictement verticales sur une hauteur minimum de 1 m. sous le plan d'eau ,et au delà on peut réduire la largeur.

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

Le plan supérieur du quai ou plage entourant le bassin doit être à 0,35m. au dessus du plan d'eau.



On dispose sur les côtés latéraux du bassin des cubes de béton (plats de départ).



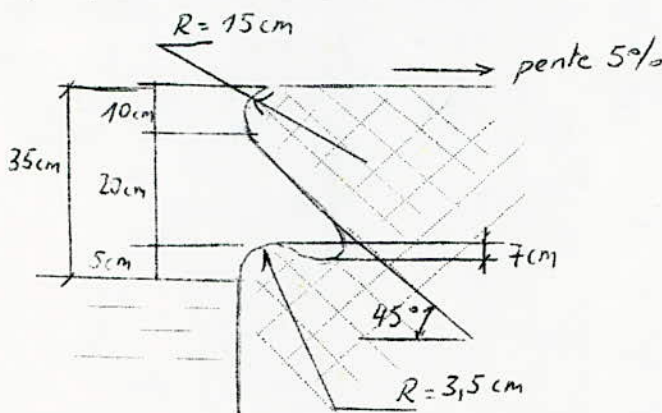
La côte du radier ne doit pas dépasser 4 % (pour notre bassin pente: $0,7/21 = 3,3\%$).

I.2. Equipement.

I.2.1. A la partie supérieure, le bassin est ceinturé par une goulotte en rigole qui :

- brise les remous et les vaguelettes.
- sert de trop plein et d'évacuation des déchets flottants.
- sert de main courante et de crachoire.

Son diamètre minimal est de 15 cm. *minimum aux points hauts; sa profondeur de 7cm* sa pente de 1 cm par mètre dirigée vers les orifices d'évacuation.



La plage a une largeur de 4,80 m. en pente de 5% vers la goulotte. Son revêtement est en matériau non glissant de couleur claire, facile à nettoyer (en micromosaïque). Les accès au bassin se font par des échelles verticales aux quatre coins de la piscine qui doivent descendre à 1,50 m. en dessous du niveau d'eau.

Le vidange du bassin se fait à partir d'un puisard axial disposé à l'extrémité d'un caniveau transversal placé au point bas du radier, la couverture du caniveau se fait par une dalle perforée amovible.

I.2.2. Plongeoir.

Voir figure 1-1-1.

I.3. Exigences Techniques.

Le bassin doit satisfaire aux impératifs suivants:

I.31. Résistance:

Le bassin doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquelles il est soumis.

I.32. Étanchéité:

Le bassin doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos. Il doit donc être étanche, c'est à dire non fissuré ou fissuré dans des conditions acceptables.

I.33. 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.34. Altération:

Enfin le contact avec le béton du parement intérieure du reservoir 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.4. Revêtement.

I.41. 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.42. Revêtement intérieur:

Il doit remplir deux 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 un dosage de 400 kg./m^3 , une granulométrie et une mise en oeuvre appropriées.

(pour la compacité il faudrait minimiser le rapport eau /ciment.).

Il faut donc faire un béton plein (et non 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, sinon totalement, les reprises de coulage. Le ciment doit être aussi à faible retrait. Enfin une mise en eau rapide, immédiatement après le durcissement du béton, est favorable à la compacité du béton.

Ce revêtement peut-être :

§ Un enduit lissé au ciment blanc. C'est économique mais cette solution présente un inconvénient sérieux: il y a décalcification progressive de

l'enduit qui devient rugueux et permet l'accrochage d'algues microscopiques et de moisissures (1mg/litre de sulfate de cuivre les fait disparaître.)

Un enduit au ciment portland (500 Kg/m³) très soigneusement lisse avec peinture émaillée spéciale blanche.

UN carrelage céramique blanc (faïence ou grès cérame) sur sous-enduit au mortier de ciment. (Solution qui sera retenue)

UN revêtement à petits éléments (genre granite) sur sous-enduit au mortier de ciment.

Un revêtement mosaïque sur sous-enduit (Extrêmement couteuse).

La teinte blanc neige est requise dans la piscines pour mettre en valeur la limpidité de l'eau (jaune pâle et vert pâle font paraître douteuse une eau très claire).

Pour les lignés d'eau on utilise des carreaux bleu foncé et rouge vif.

II EFFETS A PRENDRE EN COMPTE

2.1 Poids propre.

Rien à dire de spécial, le métré étant facile, il n'y à considérer que celui du réservoir.

2.2 Charge due au liquide.

Le liquide est de l'eau potable de poids volumique 1000 daN/m³.

2.3. Surcharges.

On prend une surcharge éventuelle de 800 daN.m³ (majorée) dues aux ouvriers et des différents machines nécessaires aux travaux.

2.4. Variation de température et retrait.

Il est évident que la température et le retrait agissent sur un bassin comme sur toute autre construction. On n'en tient habituellement pas compte, l'expérience montrant que cela n'a pas donné lieu à des désordres. Notons par ailleurs que le retrait thermo-hygrométrique n'agit sur un bassin que lorsque celui-ci est vide, ce qui est rare. Quand 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.

2.5 Fluage

Il s'exerce surtout sur les parties comprimées, par des charges permanentes ou à peu près permanentes (fond du bassin). Les contraintes correspondantes n'étant pas très élevées, le fluage ne présente prati-

quement pas de danger. Cet effet s'exerce aussi sur les parois tendues du bassin et y introduit comme on sait un accroissement des tractions dans l'acier variant de 15 à 30 %. Comme la contrainte de service reste très faible (de l'ordre de 300 à 500 bars) l'effet du fluage reste négligeable. Par ailleurs, le fluage ne peut introduire que des modifications de la répartition des contraintes entre l'acier et le béton. Si l'acier est surtendu le béton est au contraire moins sollicité circonstance favorable quant-à sa résistance en traction. Etant donné que pour la stabilité le béton joue le rôle principal, il est permis d'affirmer que le fluage est une circonstance heureuse dans les bassins.

2.6 Effets climatiques.

Aucun effet.

2.7 Influence des séismes.

La zone de Tlemcen est à faible séismicité, la valeur du séisme (comme nous le verrons plus loin) est faible.

2.8 Poussées des terres et de l'eau intérieure.

Cet effet sera vu en détail dans la suite.

III - TRAITEMENT DES EAUX

Le bassin a une surface de $25 \times 15 = 375 \text{ m}^2$.

La norme de régénération en vigueur impose un débit de $0,5 \text{ m}^3$ par m^2 de surface de plan d'eau et par heure. Dans ces conditions, le débit total de régénération sera de $187,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

La solution retenue pour la protection sanitaire du bassin est un procédé de régénération continu 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 m^3 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'une service pratiquement ininterrompu.

L'organisation hydraulique des bassins évitera, d'autre part, la formation de zones mortes si préjudiciables au bon rendement des installations.

C'est ainsi que chaque bassin dispose de l'organisation suivante:

- L'évacuation de l'eau polluée est assurée par une bouche de reprise au point bas du bassin ceci afin de recueillir les impur^etés à fort poids spécifique.

- Un balai mécanique travaillant par succion hydraulique complète l'installation de régénération en vue de permettre l'aspiration des impur^etés déposées sur les radi^es et qui ne peuvent, par suite de l'insuffisance des pentes, rejoindre le point bas du bassin.

En outre, il est essentiel que l'eau de lavage des quais ne retombe pas dans le bassin, les goulottes sont étudiées à cet effet sur le bord du bassin et avec dispositif d'évacuation aux point bas.

IV - CONTRAINTES ADMISSIBLES

4.1 Beton

4.1.1 Dosage

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

4.1.2 Contrainte de compression simple.

Le contrôle étant atténué, la contrainte de compression admissible est la même que pour les autres ouvrages $\bar{\sigma}'_{b_0} = 75 \text{ bars} = 76,5 \text{ Kgf/cm}^2$

4.1.3 Contrainte de traction

La contraintes de traction des dalles pleechies en contact avec l'eau entraînant des risques de fissuration, donc des fuites. Il semblerait donc qu'il ne faille tolérer que de faible contraintes de traction du Béton.

Le C C B A 68 à donc une certaine mesure clarifié le problème. Le nouveau texte (Juin 1966) du "cahier de charge applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé" tolère la contrainte pour un réservoir rectangulaire contenant de l'eau $\bar{\sigma}'_{b_h} = 33 \text{ bars} = 33,66 \text{ Kgf/cm}^2$ cette valeur nous semble excessive. nous préférons nous limiter à $\bar{\sigma}'_{b_g} = 22 \text{ bars} = 22,4 \text{ Kgf/cm}^2$.

4.1.4. Contrainte flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 150 \text{ bars} = 153 \text{ kgf/cm}^2.$$

4.2. Acier.

Le cahier des charges de la chambre syndicale de 1960 admettait 1000 bars pour l'acier doux et 1400 bars pour l'acier à haute adhérence.

Le C C R A 68 fait varier la contrainte admissible en fonction:

- du danger grand de la fissuration éventuelle,
- du pourcentage d'acier, du diamètre des aciers,
- de la contrainte d'adhérence et de la résistance en traction du béton. La contrainte-admissible est la plus grande de deux valeurs ci-dessous.

ou

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\sigma} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10\bar{\omega} f} + 300\eta \text{ ou } \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K\eta \bar{\sigma}_b}{-\sigma}} + 300\eta$$

La contrainte σ_1 n'est pas à considérer car elle est toujours plus petite que σ_2 . Mais par ailleurs le C C B A 68 impose pour la contrainte limite de l'acier à 2/3 de la limite élastique.

Acier doux $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2350 = 1570$ bars

Acier tor $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 4120 = 2750$ bars (ou $\frac{2}{3} \times 3920 = 2610$ pour les gros diamètres 25).

Finalement, les contraintes admissibles sont les suivantes.

σ mm	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier lisse	1570	1570	1570	1570	1570	1540	1460	1340	1230	1135
Acier H.A	2750	2750	2555	2340	2175	2050	1950	1790	1655	1520

4.3 Enrobage des aciers

L'enrobage des aciers situés du côté de la face extérieure du béton doit être au moins égal à la plus grande des deux valeurs. 4 cm ou ϕ nominal des aciers.

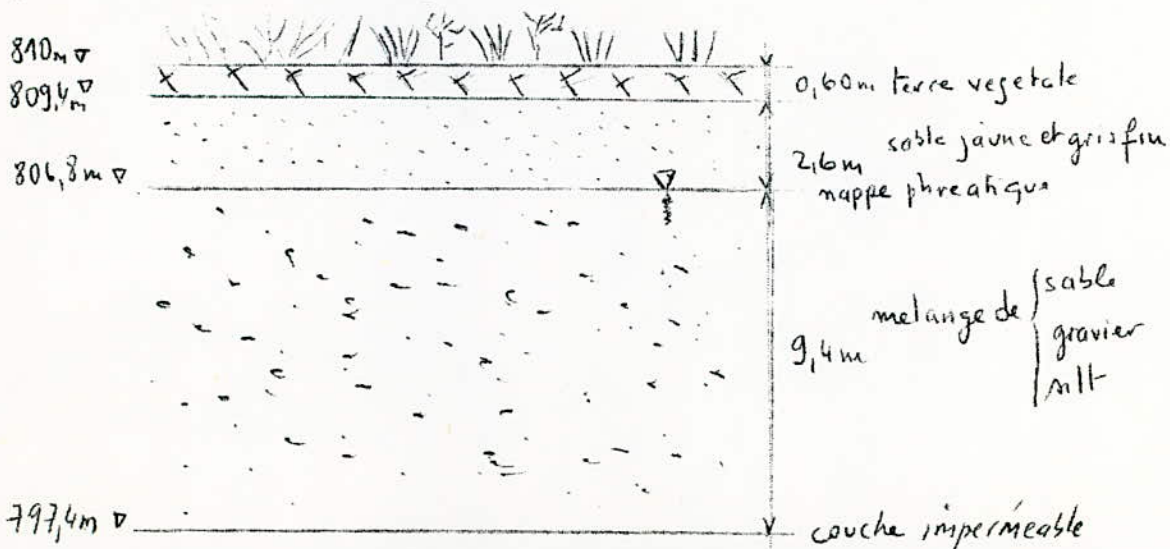
5 Etude du terrain.

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

Le sol sur lequel sera construit l'ouvrage est à l'altitude de 800 m par rapport au niveau de la mer.

5.1 Coupe du sol

L'exécution actuelle de plusieurs travaux sur le terrain même nous a permis de dresser une coupe du sol.



5.2. Paramètres du sol

5.2.1. Poids volumique du sol

C'est la masse d'un volume unité du sol c'est à dire la somme des grains, de l'eau et de l'air que contient ce volume.

$$\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$$

5.2.2 Poids volumique déjaugé.

Lorsqu'un sol baigne dans l'eau, (par exemple lorsqu'il est situé sous le niveau d'une nappe phréatique, il convient de séparer les effets mécaniques de l'eau et du sol immergé. Chaque grains solide est alors soumis à la poussée d'Archimède, on introduit donc pour le sol la notion de poids volumique déjaugé $\gamma' = 1100 \text{ Kg/m}^3$.

5.2.3. Coefficient de perméabilité K

La loi de Darcy pose la proportionnalité de la vitesse de décharge et du gradient hydraulique. Le coefficient de perméabilité, il dépend du milieu (sable) et du fluide (eau).

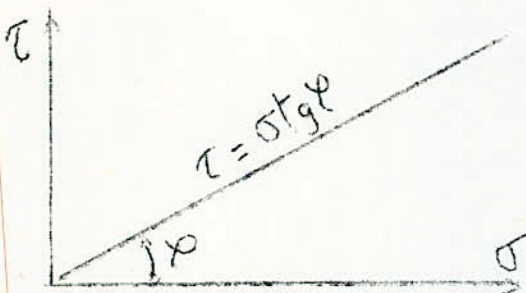
$$\text{pour le sable } k = 0,01 \text{ cm/s}$$

5.2.4 Cohésion

c à la dimension d'une contrainte et s'appelle la cohésion.

Le sable étant un matériau pulvérulent, sa cohésion sera prise égale à zéro. $c = 0$ (en réalité c a une ^{valeur} très faible)

5.2.5. Angle de frottement interne φ $c = 0$ (en réalité c a une valeur très faible)



Représentation de Mohr

Loi de Coulomb

La courbe intrinsèque du matériau correspond assez fidèlement à la relation $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ la cohésion c étant nulle les droites de Coulomb passent par l'origine, le critère de rupture se réduit à

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

c'est une simple loi de frottement tant que l'obliquité des contraintes est inférieure à φ l'équilibre est surabondant.

τ : composante tangentielle ou composante de cisaillement de la contrainte du sol.

σ : Composante normale de la contrainte.

φ appelé angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

L'angle de frottement interne est le même pour un sable humide et pour un sable(sec) (D'après Terzaghi la différence entre les deux est de 12°).

5.2.6. Contrainte admissible sur le sol

Le sol étant pulvérulent la contrainte admissible sur le sol sera de $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kgf/cm}^2$

VI - CALCUL DU BASSIN

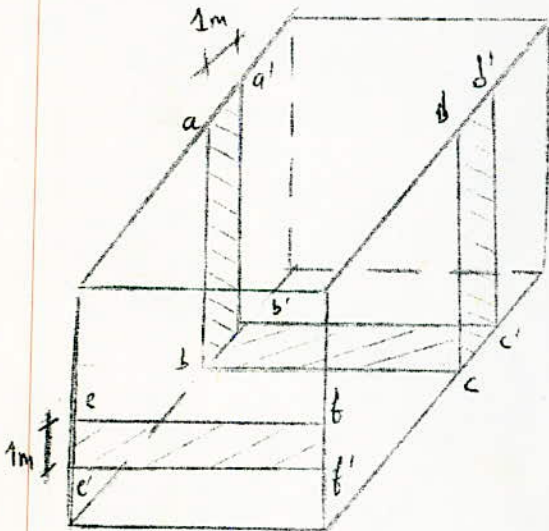
Le bassin enterré est un ouvrage qui fonctionne d'une part identiquement à un bassin posé sur le sol et d'autre part comme subissant les réactions du terrain qui l'entoure. Nous avons donc à considérer en dehors du poids propre:

- 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.

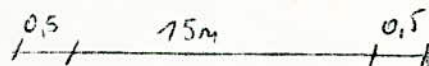
6.1. Méthode de calcul

La méthode de calcul convénant pour ce genre de réservoir (grande longueur et faible hauteur) est celle des tranches verticales. Découpons dans ce réservoir, une tranche verticale limitée par deux plans parallèles

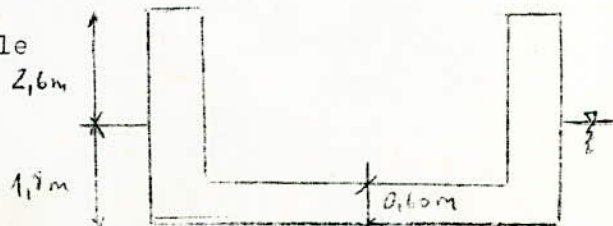


distants de 1 m et étudions cette tranche. Nous avons une traverse horizontale et deux consoles verticales.

Les parois transversales sont déterminées en considérant des tranches de 1 m de hauteur et en calculant ces tranches comme des dalles semi encastrées.



6.2. Profil à profondeur maximale



6.2.I. Stabilité

$$\begin{aligned} \text{Poids du béton} & 2,5 \times 0,6 \times 15 = 22,5 \\ & 2 (0,5 \times 2,5 \times 4,4) = \frac{11}{33,5} \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\text{Poussée } 1,8 \times 16 = 28,8 \text{ t/m}$$

$$\text{Coéf de sécurité } I_s = \frac{I_s \cdot \text{Poids du béton}}{\text{Poussée de l'eau}} = \frac{33,5}{28,8} = 1,16$$

Ce coefficient intéresse la tranche à plus grande profondeur. On doit remarquer qu'il est seulement théorique et minimal car il est considérablement augmenté par le monolithisme avec les autres tranches moins profondes et beaucoup mieux placées de ce fait, et aussi du fait de la présence de la paroi d'about de cette tranche à grande profondeur.

6.2.2. Résistance

6.2.2.1 Calcul des moments sollicitants.

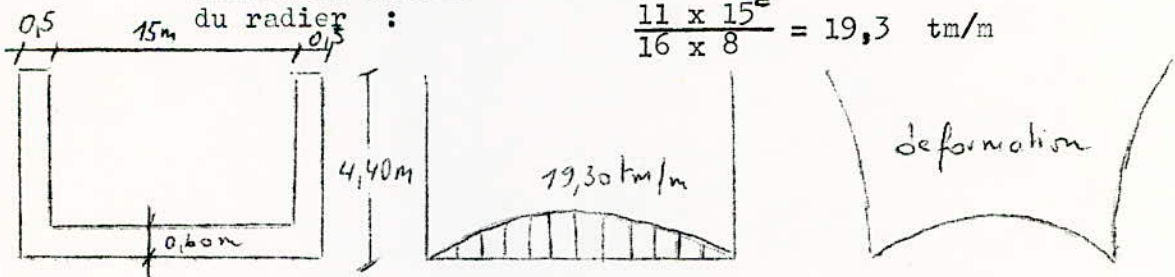
Remarquons que le poids du radier et le poids de l'eau sur le radier sont transmis directement au sol et ne produisent aucun moment fléchissant sur le radier. Nous déterminerons les moments dans les différents cas de manière à obtenir les moments maximaux dans un sens et dans l'autre par cumul.

1e. Cas : Influence du poids des murs:

$$\text{- Poids des murs} \quad 2 (0,5 \times 2,5 \times 4,4) = 11 \text{ t/m}$$

- moment au milieu du radier :

$$\frac{11 \times 15^2}{16 \times 8} = 19,3 \text{ tm/m}$$



2e. Cas Influence de l'eau extérieure

Poussée de l'eau extérieure

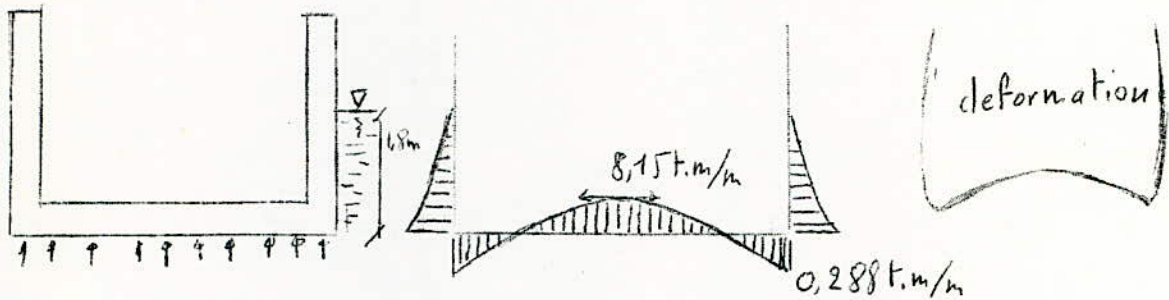
$$\text{Pression à la pose du mur} = \gamma_w h = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Poussée à la base du mur} = \gamma_w \frac{h^2}{2} = \frac{1 \times 1,2^2}{2} = 0,72 \text{ t/m}$$

$$\text{Moment à la base du mur} = \frac{\gamma_w h^3}{2 \times 3} = \frac{1,2^3}{6} = 0,288 \text{ tm/m}$$

$$\text{Sous pression flechissante} \quad 1,8 - 2,5 \times 0,6 = 0,3 \text{ tf/m}^2$$

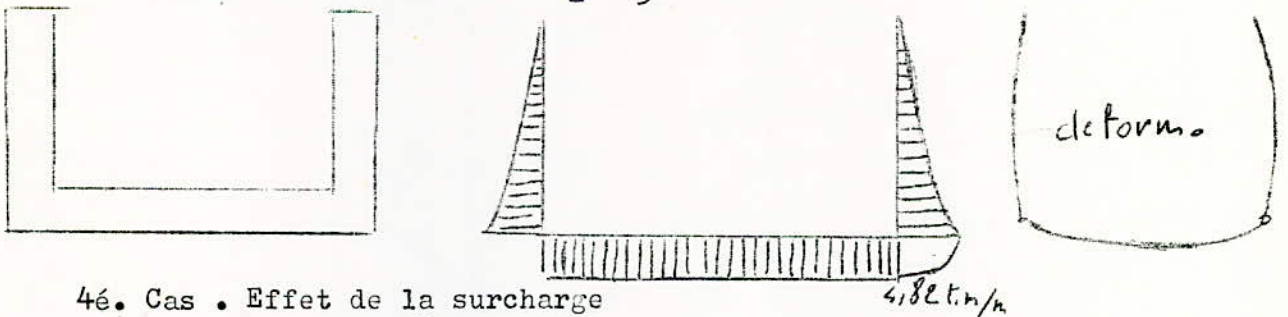
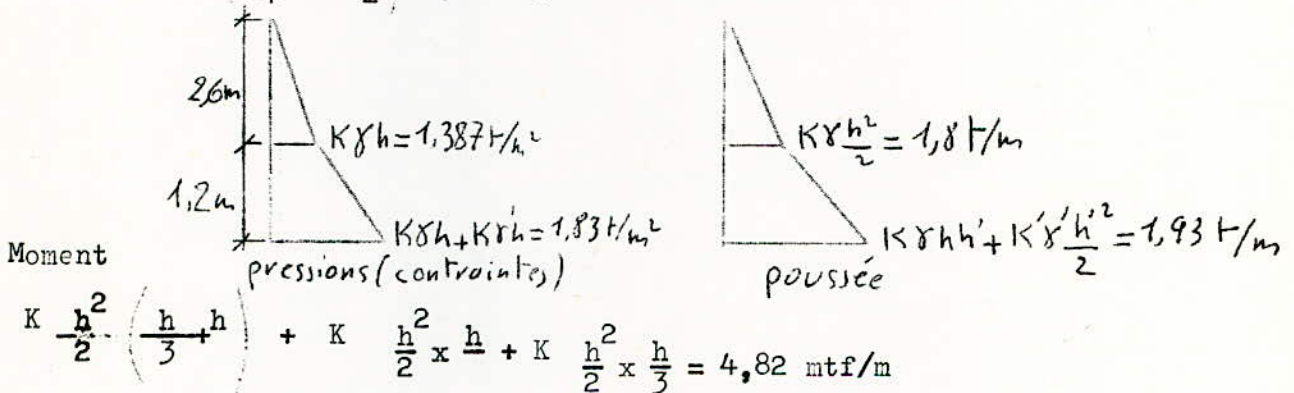
$$\text{Moment au milieu du radier} : \frac{0,3 \times 15^2}{8} - 0,288 = 8,15 \text{ tm/m}$$



3é. Cas. Influence des terres extérieures (bassin vide)

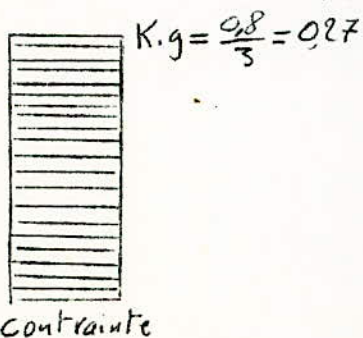
Coéfficient de poussée

$$K = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 (45 - 15) = 0,333$$

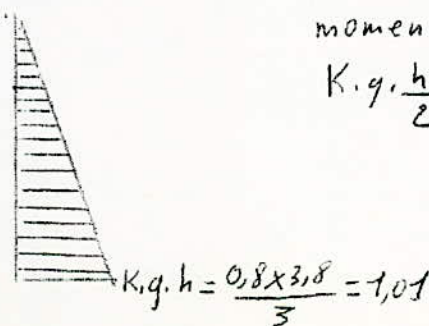


4é. Cas . Effet de la surcharge

$$q = 0,8 \text{ t/m}^2$$



$$K \cdot q = \frac{0,8}{3} = 0,27$$



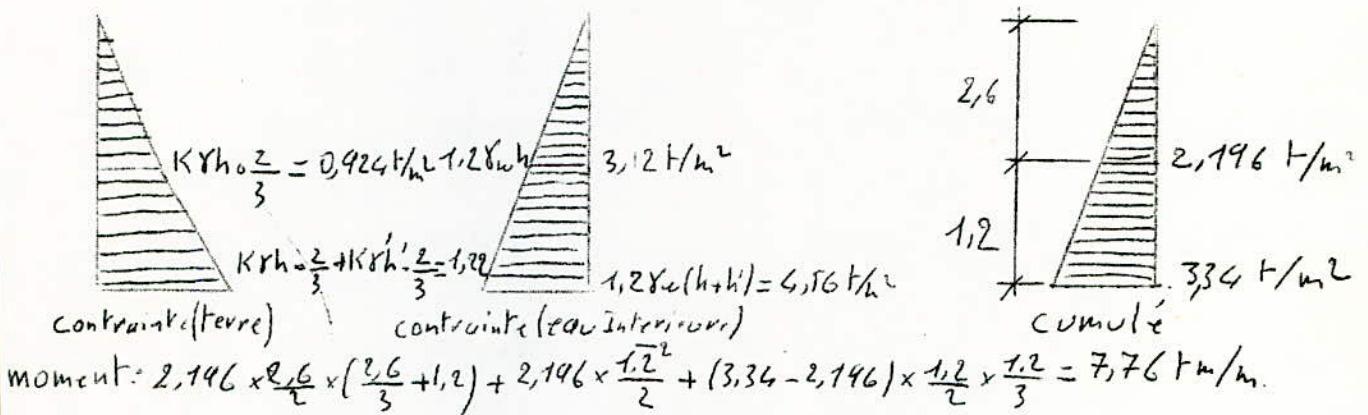
$$K \cdot q \cdot \frac{h^2}{2} = \frac{0,8 \times 3,8^2}{2} = 1,92 \text{ t.m/m}$$

$$K \cdot q \cdot h = \frac{0,8 \times 3,8}{3} = 1,01$$

5é. Cas. Influence de l'eau intérieure (bassin rempli) et poussée des terres extérieures.

D'après les prescriptions du C C R A 68 (Art. 2 et 7) la poussée du liquide sera majorée de 20 %.

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 2/3 de la valeur calculée.



6.2.2.2. Moment maximal à la base du mur

Les moments positifs tendent le parement intérieur

Bassin vide

$$M = M_2 + M_3 + M_4 = -0,288 - 4,82 - 1,92 = -6,39 \text{ tm/m}$$

Bassin plein

$$M = M_2 + M_5 = -0,288 + 7,76 = 7,47 \text{ tm/m}$$

6.2.2.3. Moment maximal dans le milieu radier

Bassin vide

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 19,3 + 8,15 - 4,82 - 1,28 = 21,35 \text{ ntf/m}$$

Bassin Plein

$$M = M_1 + M_2 + M_5 = 19,3 + 8,15 + 7,76 = 35,21 \text{ ntf/m}$$

6.2.2.4. Moment maximal aux appuis du radier

Bassin vide

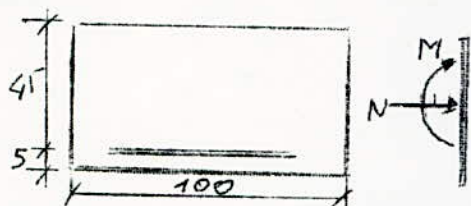
$$M = M_2 + M_3 + M_4 = -0,288 - 4,82 - 1,28 = -6,4 \text{ tm/m}$$

Bassin Plein

$$M = M_2 + M_5 = 7,76 - 0,29 = 7,47 \text{ tm/m}$$

6.2.3. Armatures.

a - Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'à un moment de flexion $M = 6,39 \text{ tm/m}$.



pour des HA 16 $\bar{\sigma}_a = 1950 \text{ bars}$
 $\bar{\sigma}_a = 1990 \text{ Kgf/cm}^2$

$$N = 0,5 \times 2,5 \times 3,8 = 4,75 \text{ t/m}$$

$$M = 6,39 \text{ tm/m} \quad \text{ferraillage suivant la Méthode Charon}$$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6,390}{4,75} = 1,35 \text{ m}$ $\frac{h_t}{6} = \frac{0,50}{6} = 0,083 \text{ m}$ la section est donc partiellement comprimée comme $e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2$, le moment de flexion par rapport au centre d'égale gravité des armatures tendues a pour valeur: $M = 639000 + 4750 \times 20 = 734000 \text{ Kgc.m}$.

EN flexion simplée, sous l'effet du moment nous avons.

$$\mu = \frac{n \cdot M}{a \cdot b \cdot x h^2} = \frac{15 \times 734000}{1990 \times 100 \times 45^2} = 0,0273 \Rightarrow \xi = 0,9284$$

$$k = 54,7$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1990}{54,7} = 36,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{des armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{734000}{1990 \times 0,9284 \times 45} = 8,83 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 8,83 - \frac{4750}{1990} = 6,44 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}16 - 8,04 \text{ cm}^2$$

avec 1 sur 2 arrêté à mi-hauteur.

Effort tranchant.

L'effort tranchant maximal à la base du mur a pour valeur

$$T = 0,72 + 3,73 + 1,0 = 5,533 \text{ t/m} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 45 = 39,4 \text{ cm}$$

d'où la contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5333}{100 \times 39,4} = 1,40 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

armatures de répartition : 3HA10 = 2,35 cm² .

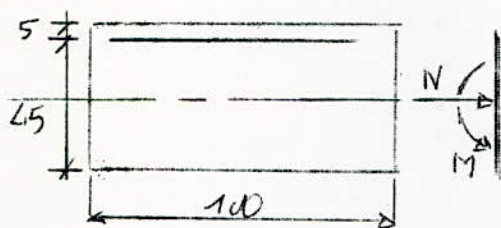
b - Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'à un moment de flexion $M = 7,47 \text{ tm/m}$.

pour des HA 16 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1990 \text{ kgf/cm}^2$

$$N = 0,5 \times 2,5 \times 3,8 = 4,75 \text{ t/m}$$

$$M = 7,47 \text{ tm/m}$$

$$e_0 = \frac{7,47}{4,75} = 1,57 \text{ m} > \frac{ht}{6} = 0,083$$



La section est donc partiellement comprimée, comme :

$$e_0 > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2$$

$$M = 747000 + 4750 \times 20 = 842000 \text{ kgcm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 842000}{1990 \times 100 \times 45^2} = 0,0313 \Rightarrow \xi = 0,9238$$

$$k = 30,5$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1990}{50,5} = 39,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = \frac{842000}{1990 \times 0,9238 \times 45} = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,18 - \frac{4750}{1990} = 7,79 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ avec 1 sur 2 arrêté à mi-hauteur.}$$

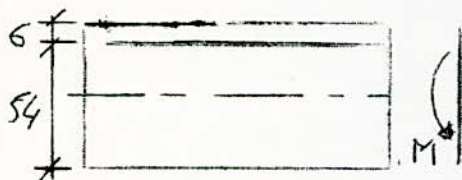
Effort tranchant.

$$T = 5,46 \text{ t/m} \times z = 39,4 \Rightarrow \tau_b = \frac{5,46}{100 \cdot 35,4} = 1,38 < 1,15 \bar{\sigma}'_b$$

Armatures de répartition : 3HA10 = 2,35 cm²

c - Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de traction et à un moment de flexion $M = 35,21 \text{ mt/m}$.

effort de traction négligeable $M = 35,21 \text{ mt/m}$
pour des HA20 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1826 \text{ kgf/cm}^2$



$$\mu = \frac{15 \times 3521000}{1826 \times 100 \times 54^2} = 0,0992 \Rightarrow \xi = 0,8747$$

$$k = 24,9$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1826}{24,9} = 73,3 < \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2 \text{ des armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A = \frac{3521000}{1826 \times 0,8747 \times 54} = 40,82 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13\text{HA}20 = 40,83 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 10HA 12 p.m = 11,31

d - Aux appuis $M = 7,47 \Rightarrow A = 7,79 \text{ cm}^2$ soit 4HA 16
 $M = -6,4 \Rightarrow 6,44$ soit 4 HA 16

Effort tranchant $T = \frac{0,3 \times 15}{2} = 2,25 \text{ t/m} \Rightarrow z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 54 = 47,25$

$$\tau_b = \frac{2250}{100 \times 47,25} = 0,5 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

6.2.4. Contraintes sur le sol

6.2.4.1 Piscine vide

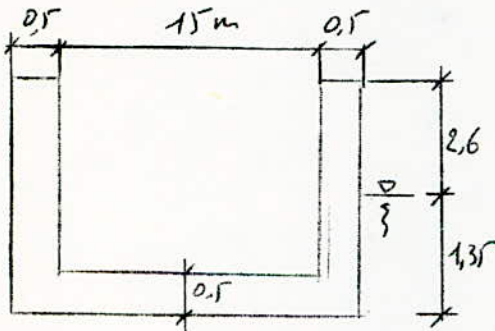
$$\bar{\sigma} = \frac{33,5}{16} - 1,8 = 0,3 \text{ tf/m}^2 = \frac{300}{100000} = 0,03 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

6.2.4.2. Piscine pleine

$$\bar{\sigma} = \frac{33,5}{16} + (4,4 - 0,6) \times 1 - 1,8 = 4,1 \text{ tf/m}^2 = 0,41 \text{ kgf/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

6.3 Profil à profondeur moyenne

6.3.1. Stabilité



Poids du béton $2,5 \times 0,5 \times 15 = 18,75$

$$2 \times 2,5 \times 0,8 \times 3,15 = \frac{9,88}{28,63} \text{ t/M}$$

Poussée $1,35 \times 16 = 21,6 \text{ t/m}$

$$\text{Coefficient de stabilité } \frac{28,63}{21,6} = 1,33$$

6.3.2 Résistance.

6.3.2.1. Calcul des moments sollicitants.

Cas 1. Influence du poids des murs.

$$\text{Moment au milieu du radier } M = \frac{9,88 \times 15^2}{8 \times 16} = 17,37 \text{ mt/m}$$

Cas 2 Influence de l'eau extérieure.

$$\text{Moment à la base des murs } \frac{0,85^3}{6} = 0,102 \text{ mt/m}$$

Moment au milieu du radier $2,71 \text{ mt/m}$

Cas 3 Influence des terres extérieures (bassin vide)

$M = 3,63 \text{ tm/m}$ moment à la base du mur et sur le radier

Cas 4 Influence de la surcharge.

Moment à la base du mur et sur le radier $M = 1,06$

Cas 5 Influence de l'eau intérieure (bassin rempli) et poussée des terres extérieures.

Moment à la base du mur $M = 5,8 \text{ tm/m}$
et sur le radier.

6.3.2.2. Moments maximaux à la base du mur

- Bassin vide $M = M_2 + M_3 + M_4 = -0,102 - 3,63 - 1,06 = -4,8 \text{ tm/m}$

- Bassin plein $M = M_2 + M_5 = -0,102 + 5,8 = 5,7 \text{ tm/m}$

6.3.2.3. Moment maximal au milieu du radier

- Bassin plein $M = M_1 + M_2 + M_5 = 17,37 + 2,71 + 5,8 = 25,88 \text{ mt/m}$

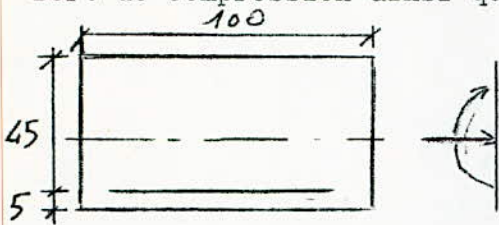
6.3.2.4. Moments maximaux à l'encastrement.

- Bassin vide $M = M_2 + M_3 + M_4 = -4,8 \text{ tm/m}$

- Bassin plein $M = M_2 + M_5 = 5,7 \text{ tm/m}$

6.3.3. Armatures

a - Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'à un moment flechissant $m = 4,8 \text{ t/m}$



pour des HAI4 $\bar{\sigma}_a = 2050 \text{ bars} = 2091 \text{ kgf/cm}^2$

$M = 0,5 \times 2,5 \times 3,45 = 4,3 \text{ t/m}$

$M = 4,8 \text{ tm/m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4,8}{4,3} = 1,11 > \frac{h_t}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m}$ la section est partiellement comprimée.

comme $e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2$

$M = 480000 + 4300 \times 20 = 566000 \text{ kgcm.}$

$\mu = \frac{15 \times 566000}{2091 \times 100 \times 45^2} = 0,0200 \Rightarrow \xi = 0,9379$
 $K = 65,5$

$\sigma'_b = \frac{2091}{65,5} = 31,92 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2$ des armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$A_1 = \frac{566000}{2091 \times 0,9379 \times 45} = 6,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 6,41 - \frac{4300}{2091} = 4,36 \text{ cm}^2$ soit

4 HAI4 = 6,15 cm²
avec lsur 2 arrêté à mi-hauteur

Effort Tranchant.

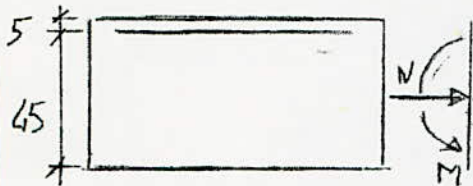
L'effort tranchant maximal à la base du mur a pour valeur T

$T = 0,36 + 3,11 + 0,92 = 4,4 \text{ t/m}$ $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 45 = 39,4 \text{ cm}$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{4400}{100 \times 39,4} = 1,12 \text{ kgf/cm} < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Armatures de répartition. 3 HA 10 = 2,35 cm²

b- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'à un moment de flexion.



$$\text{HA 14 } \bar{\sigma}_a = 2091 \text{ kgf/cm}^2$$

$$N = 4,3 \text{ t/m} \Rightarrow M = 57000 + 20 \cdot 4300 = 656 \text{ 000 kgcm.}$$

$$M = 5,7 \text{ tm/m}$$

$$M = 0,0232 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Sigma = 0,4334 \\ K = 60 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2091}{60} = 34,85 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{656 \text{ 000}}{2091 \times 0,9334 \times 45} - \frac{4300}{2091} = 5,41 \text{ soit 4 HA 14} = 6,15 \text{ cm}^2$$

avec I sur 2 arrêté à mi hauteur.

Effort tranchant:

$$T = 4,4 \text{ t/m} \Rightarrow \tau_b = \frac{4400}{100 \times 39,4} = 1,12 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Armatures de répartition: 3 HA 10 = 2,35 cm²

c- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de traction et à un moment de flexion.



$$M = 25388 \text{ tm/m}$$

$$N = 4,4 \text{ t/m}$$

$$e_0 = \frac{2588000}{4400} = 5,88 \text{ m.}$$

La résultante des forces extérieures ne passe pas entre les armatures ; donc la section est partiellement comprimée puisque N est un effort de traction.

$$M = 2588000 - 4400 \times 20 = 2500 \text{ 000 kgcm.}$$

$$M = 0,1014 \Rightarrow \xi = 0,8735$$

$$K = 24,5.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1826}{24,5} = 74,5 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{2\,500\,000}{1826 \times 0,8735 \times 45} + \frac{4400}{1826} = 37,24 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 \text{ HA } 20 = 37,69 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 10 HA 12 p.m. = 11,31 cm²

d-Armatures à l'encastrement

$$M = 4,8 \text{ tm/m} \quad 4 \text{ HA } 14$$

$$M = 5,7 \text{ tm/m} \quad 4 \text{ HA } 14$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{0,1 \times 15}{7^2} = 0,75 \text{ t/m.}$$

$$z = \frac{7^2}{8} \times 45 = 39,4 \quad \tau_s = \frac{750}{100 \times 39,4} = 0,19 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

6.3.4. Contraintes sur le sol.

6.3.4.1. Piscine vide

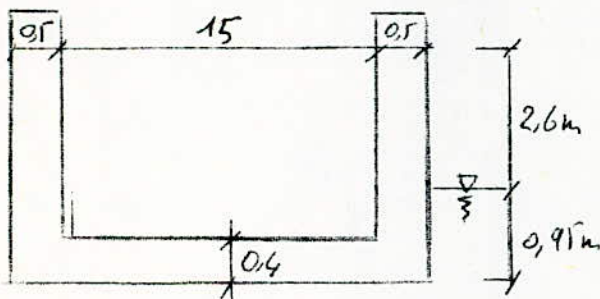
$$\bar{\sigma} = \frac{28,63}{16} \times 1,35 = 0,44 \text{ tf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

6.3.4.2. Piscine pleine.

$$\bar{\sigma} = \frac{28,63}{16} - 1,35 + (3,95 - 0,5) = 3,9 \text{ tf/m}^2 = 0,39 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

6.4. Profil à profondeur faible.

6.4.1. Stabilité.



$$\begin{aligned} \text{Poids du béton } 2,5 \times 0,4 \times 15 &= 15 \\ &8,875 \\ 2 \times 2,5 \times 0,5 \times 3,55 &= 23,875 \end{aligned}$$

Poussée 0,95 x 16 = 15,2 t/m.

$$\text{Coefficient de stabilité } \bar{I}_s = \frac{23,875}{15,2} = 1,57$$

6.4.2. Résistance.

6.4.2.1. Calculs des moments sollicitants :

Cas 1 : Influence du poids des murs

Moment au milieu du radier :

$$M = \frac{8,875 \times 15^2}{8 \times 16} = 15,6 \text{ mt/m.}$$

Cas 2 : Influence de l'eau extérieur :

$$\text{Moment à la base des murs } M = \frac{0,55^3}{6} = 0,028 \text{ tm/m.}$$

Moment au milieu du radier $M = 1,43 \text{ tm/m.}$

Cas 3 : Influence des terres extérieures (bassin vide).

Moment à la base du mur et sur le radier $M = 2,77 \text{ tm/m}$

Cas 4 : Influence de la surcharge

Moment à la base du mur et sur le radier $M = 1,33 \text{ tm/m.}$

Cas 5 : Influence de l'eau intérieure (bassin rempli) et poussée des terres extérieures.

Moment à la base du mur et sur le radier $M = 4,4 \text{ mt/m.}$

6.4.2.2. Moments maximaux à la base du mur.

$$\text{-Bassin vide: } M = M_1 + M_3 + M_4 = -4,1 \text{ tm/m}$$

$$\text{-Bassin rempli } M = M_2 + M_5 = 4,4 \text{ tm/m}$$

6.4.2.3. Moments maximaux au milieu du radier :

$$\text{-Bassin plein } M = M_1 + M_2 + M_5 = 15,6 - 1,43 + 4,4 = 18,6 \text{ mt/m}$$

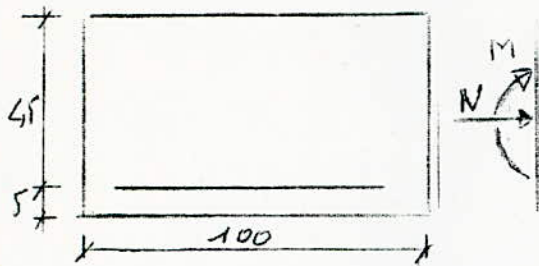
6.4.2.4. Moments maximaux à l'encastrement

$$\text{-Bassin vide } M = -4,1 \text{ tm/m}$$

$$\text{-Bassin plein } M = 4,4 \text{ tm/m}$$

6.4.3. Armatures

a- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de compression ainsi qu'à un moment de flexion.



Pour des HA I2 $\bar{\sigma}_a = 2175 \text{ kg/cm}^2 = 2218,5 \text{ kgf/cm}^2$

$$N = 0,5 \times 2,5 \times 3,15 = 3,98 \text{ t/m}$$

$$M = 4,1 \text{ tm/m.}$$

$$M = 410\,000 + 20 \times 3980 = 489\,600 \text{ tm/m}$$

$$\mu = 0,0163 \quad \epsilon = 0,9435$$

$$K = 73,5$$

$$\sigma'_b = \frac{2218,5}{73,5} = 30,2 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{des armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A = \frac{489600}{2218,5 \times 0,9435 \times 45} - \frac{3980}{2218,5} = 3,4 \text{ cm}^2$$

soit 4 HA I2 $= 4,52 \text{ cm}^2$ avec 1 sur 2 arrêté à mi hauteur.

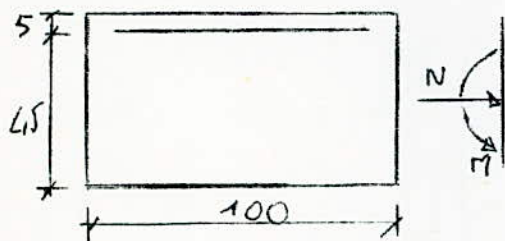
Effort tranchant :

$$T = 0,15 \times 2,62 + 0,84 = 3,61 \text{ t/m.} \quad z = \frac{7}{8} \times 45 = 39,4 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3610}{100 \times 39,4} = 0,92 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Armatures de répartition 3 HA I0 = $2,35 \text{ cm}^2$

b- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à N et M



$$N = 3,98 \text{ t/m.}$$

$$M = 4,4 \text{ tm/m}$$

$$M = 440\,000 + 20 \times 3980 = 519\,600 \text{ tm/m}$$

$$\mu = 0,0173 \Rightarrow \epsilon = 0,9419$$

$$K = 71$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2218,5}{71} = 31,2 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{519\ 600}{2218,5 \times 0,9419 \times 45} + \frac{3980}{9218,5} = 3,73 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

avec 1 sur 2 arrêté à mi hauteur

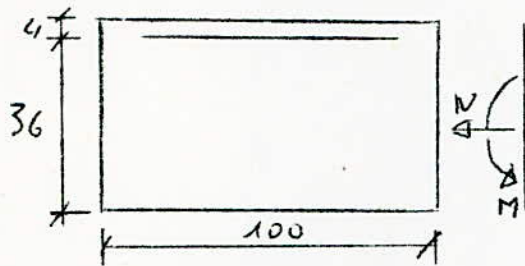
Effort tranchant :

$$T = -0,15 + 4,21 = 4,06 \text{ t/m.}$$

$$\bar{q}_b = \frac{4060}{100 \times 39,4} = 1,03 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Armatures de répartition 3 HA 10 = 2,35 cm²

c- Soit à déterminer les armatures de la section soumise à un effort de traction et à un moment de flexion.



$$\text{Pour HA } 20 \quad \bar{\sigma}_a = 1826 \text{ kgf/cm}^2$$

$$N = 4,06 \text{ t/m}$$

$$M = 18,6 \text{ tm/m}$$

$$M = 1\ 860\ 000 - 4060 \times 16 = 1795040 \text{ kgf cm.}$$

$$\mu = 0,1138 \Rightarrow \varepsilon = 0,8675$$

$$K = 22,7$$

$$\sigma'_b = \frac{1826}{2217} = 80,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{1\ 795\ 040}{1826 \times 0,8675 \times 36} + \frac{4060}{1826} = 33,7 \text{ cm}^2 \text{ soit } 11 \text{ HA } 20 = 34,55 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 8 HA 12 = 9,05 cm²

d- Armatures à l'encastrement

$$M = 4,1 \text{ tm/m} \quad 4 \text{ HA } 12$$

$$M = 4,4 \text{ tm/m} \quad 4 \text{ HA } 12$$

Effort tranchant:

$$T < 0$$

6.4.4. Contraintes sur le sol.

6.4.4.1. Piscine vide

$$\sigma = \frac{23,88}{16} - 0,95 = 0,54 \text{ tf/m}^2 = 0,054 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_s$$

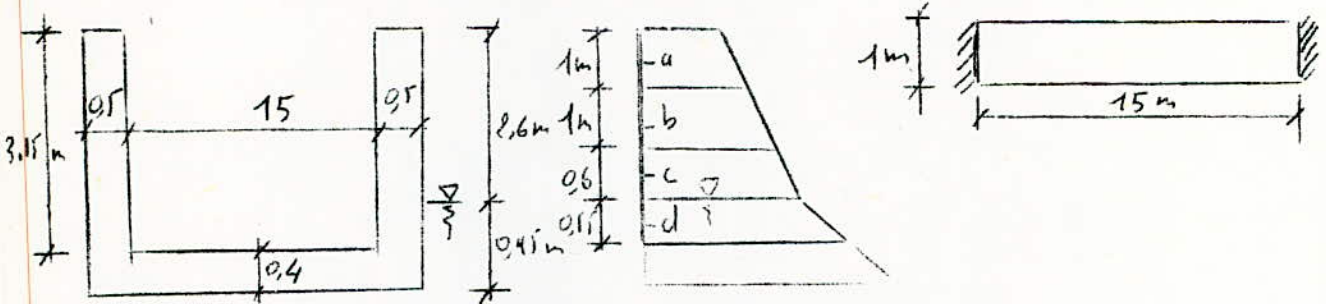
6.4.4.2. Piscine pleine

$$\sigma = \frac{23,88}{16} - 0,95 \pm (3,55 - 0,4) = 3,27 \text{ tf/m}^2 = 0,37 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_s$$

6.5. Calculs des murs lateraux

Nous décomposons le mur en tranches horizontales de 1 m. de hauteur semi encastré et nous prendrons comme pression moyenne dans chaque tranche la pression régnant à mi hauteur.

6.5.1. Calcul du petit mur



$$\text{Contrainte au point a} \cdot p = \frac{1}{3} \cdot 1600 \times 0,5 \pm \frac{1}{3} \cdot 800 = 533 \text{ kg/m}^2$$

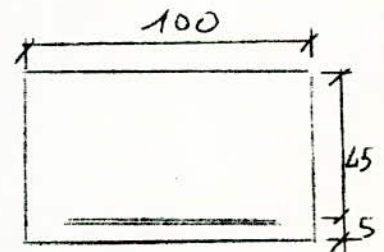
$$\text{Moment en travée } M_t = p \frac{l^2}{10} = \frac{533 \times 15 \times 15}{10} = 12\,000 \text{ kgm}$$

$$\text{Moment sur appui } M_a = p \frac{l^2}{20} = 6\,000 \text{ kgm}$$

$$\text{Effort tranchant } T = p \frac{l}{2} = \frac{533 \times 15}{2} = 4\,000 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1200\,000}{1826 \times 100 \times 45^2} = 0,0487 \Rightarrow \varepsilon = 0,9073$$

$$K = 38,9$$



$$\sigma'_b = \frac{1826}{38,9} = 47 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{1200 \ 000}{1826 \times 0,9073 \times 45} = 16,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

Les barres de répartition seront constituées par des 5 HA I2 = 5,65 cm²
A l'appui comme le moment vaut la moitié du moment en travée

nous aurons A = 8 cm² soit 33 HA 20 = 9,42 cm²

$$\text{Cisaillement : } z = \frac{7}{8} 45 = 39,4 \text{ cm} \Rightarrow \tau_b = \frac{4000}{100 \times 39,4} = 1 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

Contrainte au point b:

$$p = \frac{1}{3} 1600 \times 1,5 + \frac{1}{3} 800 = 1067 \text{ kg/m}^2$$

$$M_t = 24 \ 000 \text{ kgM}$$

$$M_a = 12 \ 000 \text{ kgm}$$

$$T = 8 \ 000 \text{ kg/m}$$

$$\mu = 0,0974 \Rightarrow \xi = 0,8755$$

$$K = 25,2$$

$$\sigma'_b = \frac{1826}{25,2} = 72,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A = 33,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 11 \text{ HA } 20 = 34,55 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 9 HA I2 = 10,18 cm²

A l'appui A = 16,7 cm² soit 6 HA 20 = 18,84 cm²

Cisaillement z = 39,4 cm

$$\tau_b = \frac{8000}{100 \times 39,4} = 2 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

Contrainte au point c

$$p = \frac{1}{3} 1600 \times 2,5 + \frac{1}{3} 800 = 1600 \text{ kg/m}^2$$

$$M_t = 36 \ 000 \text{ kgm}$$

$$M_a = 18 \ 000 \text{ kgm}$$

$$T = 12 \ 000 \text{ kg/m}^2$$

$$\mu = 0,2309 \Rightarrow \xi = 0,8599$$

$$K = 20,70$$

$$\sigma'_b = \frac{1826}{20,70} = 88 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 46,7 \text{ cm}^2 \text{ soit } 15 \text{ HA } 20 = 47,11 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 12 HA I2 = 13,57 cm²

A l'appui A = 23,4 cm² soit 8 HA 20 = 25,13 cm²

Cisaillement $z = 39,4 \text{ cm}$ $\tau_b = \frac{12\,000}{100 \times 39,4} = 3 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

Pour les 0,15 m qui restent on mettra 2 HA 20

6,5;1.2. Bassin plein

On néglige la surcharge car elle peut ne pas exister, et on ne prend en compte que les 2/3 de la poussée de la terre extérieure, la poussée de l'eau sera majorée.

Contrainte au point a $p = 1000 \times 1,2 \times 0,5 - \frac{1}{3} 1600 \times 0,5 \times \frac{2}{3} = 422 \text{ kg/m}^2$

$M_t = 9500 \text{ kgm}$ $M_a = 4750 \text{ kgm}$ $T = 3165 \text{ kg/m}$

$\mu = 0,0385$ $\xi = 0,916$ $K = 44,8$

$\sigma'_b = \frac{1826}{44,8} = 40,8 \text{ kgf/m}^2$ $A = 12,46 \text{ cm}^2$ soit 4 HA20 = 12,56 cm²

Armatures de répartition 4 HA 12 = 4,52 cm²

A l'appui K = 6,23 cm² soit 2 HA 20 = 6,28 cm²

Cisaillement $z = 39,4 \text{ cm}$ $\tau_b = \frac{3165}{100 \times 39,4} = 0,8 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

Contrainte au point b

$p = 1000 \times 1,2 \times 1,5 - \frac{1}{3} 1600 \times 1,5 \times \frac{2}{3} = 1267 \text{ kg/m}^2$

$M_t = 28\,500$ $M_a = 14\,250$ $T = 9500$

$\mu = 0,1156$ $\xi = 0,8667$ $K = 22,5$

$\sigma'_b = \frac{1826}{22,5} = 81 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$A = 40 \text{ cm}^2$ soit 13 HA 20 = 40,83 cm²

A l'appui $A = 20 \text{ cm}^2$ soit 7 HA 20 = 21,99 cm²

Armatures de répartition 10 HA 12 = 11,31 cm²

Cisaillement $\tau_b = \frac{9500}{100 \times 39,4} = 2,4 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

Contrainte au point c:

$p = 1000 \times 1,2 \times 2,5 - \frac{1}{3} 1600 \times 2,5 \times \frac{2}{3} = 2100 \text{ kg/m}^2$

$M_t = 47250 \text{ kgm}$ $M_a = 23600 \text{ kgm}$ $T = 15750 \text{ kg}$

$\mu = 0,1917 \Rightarrow \xi = 0,8384$ $K = 15,1$ $\tau_b = \frac{1826}{15,9} = 114,8 < \bar{\sigma}'_b$

A = 68,6 cm² soit 14 HA 25 = 68,72 cm²

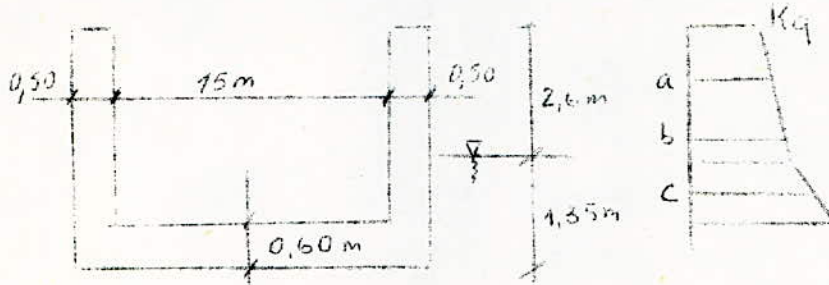
A l'appui A = 34,3 cm² soit 7 HA 25 = 34,36 cm²

Armatures de répartition 20 HA 12 = 22,62 cm²

Cisaillement $\tau_b = \frac{15750}{100 \times 39,4} = 4 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

pour les 0,15 m qui reste on mettre 2 HA 25 = 9,82 cm²

6.5.2. Calcul du grand mur



6.5.2.1. Bassin vide:

Au point a (Identique au petit mur)

- Travée 6 HA 20
- Appui 3 HA 20
- Répartition 5 HA 12

Au point b

- En travée 11 HA 20
- Appui 6 HA 20
- Répartition 9 HA 12

: Au point c

- En travée 15 HA 20
- Appui 8 HA 20
- Répartition 12 HA 12

Pour les 35 cm² qui restent on mettra 7 HA 20 en travée
4 HA 20 à l'appui
15 HA 12 en répartition

6.5.2.2. Bassin plein

Au point a (Identique au petit mur)

- Travée 4 HA 20
- Appui 2 HA 20
- Répartition 4 HA 12

Au point b

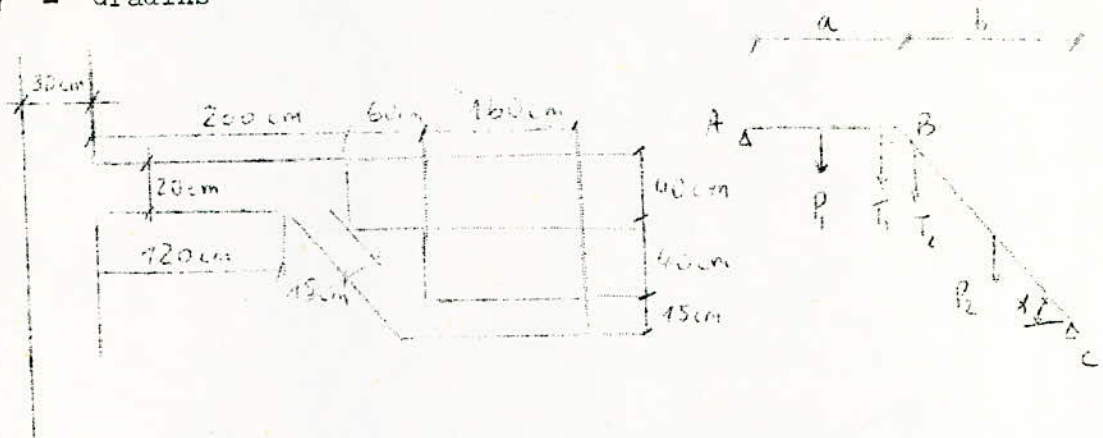
- Travée 13 HA 20
- Appui 7 HA 20
- Répartition 10 HA 12

: Au point c

- Travée 14 HA 25
- Appui 7 HA 25
- Répartition 20 HA 12

pour les 35 cm qui restent on mettra en travée 7 HA 25
Appui 4 HA 25
Répartition 25 HA 12

7 - Gradins



7.1. Etude la paillasse BC



Hauteur de la contremarche $h = 40 \text{ cm}$
 Largeur de la marche $g = 60 \text{ cm}$
 On peut admettre que le poids propre est uniformément répartie, appelons-le p_2 par mètre de projection horizontale et pour 1 m d'emmarchement.

Il comprend : le poids de la paillasse d'épaisseur e $\frac{2500 e}{\cos \alpha}$

Le poids des marches $\frac{2500 h}{2}$

Surcharge $1,2 S$

$$P_2 = \frac{2500 e}{\cos \alpha} + \frac{2500 h}{2} + S \times 1,2$$

Cette charge p_2 se décompose en $p_2 \cos \alpha$ perpendiculaire à la paillasse et $p_2 \sin \alpha$ dans le sens de la paillasse.

$p_2 \cos \alpha$ fléchit la paillasse déportée l mais $p_2 \cos \alpha$ intéresse 1 m horizontal, la charge du mètre courant incliné n'est que $p_2 \cos \alpha$

le moment de flexion dans la paillasse est donc (En adoptant le calcul plastique toujours plus économique).

$$M_{t_2} = M_B = p_2 \frac{\cos^2 \alpha l^2}{12} \text{ mais } l = \frac{b}{\cos \alpha} \Rightarrow M_B = p_2 \frac{b^2}{12}$$

$$T_2 = p_2 \frac{b}{2} + \frac{M_B}{b} = 7 \frac{p_2 b}{12}$$

7.2. Etude du palier AB

$$M_B = p_2 \frac{b^2}{12} \quad M_{t_1} = p_1 \frac{a^2}{8} - p_2 \frac{b^2}{12} \quad T_1 = p_1 \frac{a}{2} + p_2 \frac{b^2}{12a}$$

Effort vertical en B $T = T_1 + T_2$

Traction selon AB $T_{AB} = \frac{T}{\text{tg } \alpha}$

Traction selon BC $T_{BC} = \frac{T}{\sin \alpha}$

7.3. Calcul

Epaisseur de la paillasse $e = 12 \text{ cm}$ $a = 1,2 \text{ m}$

Epaisseur du palier $e = 12 \text{ cm}$ $b = 1,5 \text{ m}$

$\text{tg } \alpha = \frac{40}{60} = \frac{2}{3} \Rightarrow \alpha = 33,7^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 0,555$
 $\cos \alpha = 0,832$

La norme NF P06001 précise la surcharge à prendre en compte $S = 400 \text{ daN/m}^2$

$P_2 = \frac{2500 \times 0,12}{0,832} + \frac{2500 \times 0,4}{2} + 400 \times 1,2 = 1340 \text{ daN/m}$

$P_1 = 0,12 \times 2500 + 400 \times 1,2 = 780 \text{ daN/m}^2$

$M_B = M_{t_2} = \frac{1340 \times 1,5^2}{12} = 251 \text{ daN/m}$ $T_2 = \frac{7 \times 1340 \times 1,5}{12} = 1173 \text{ daN}$

$M_{t_1} = 780 \times \frac{1,2^2}{8} - 251 = -110,6 \text{ daNm}$

$T_1 = 780 \times \frac{1,2}{2} + \frac{251}{1,2} = 680 \text{ daN}$

$T = T_1 + T_2 = 1850 \text{ daN}$

$T_{AB} = \frac{1850}{0,66} = 2780 \text{ daN}$

$T_{BC} = \frac{1850}{0,555} = 3330 \text{ daN}$

pour $e = 12 \text{ cm} \Rightarrow h = 9 \text{ cm}$ $z = \frac{7}{8} = 7,8 \text{ cm} \Rightarrow y = \frac{z}{2} = 3,9 \text{ cm}$

$N_A = \frac{25I}{0,078} = 3220 \text{ daN}$

Traction totale dans les aciers de paillasse

$N = N_A + T_{BC} = 3220 + 3330 = 6550 \text{ daN}$

pour Fe E 24 $\bar{\sigma}_a = 1570$ $A_2 = \frac{6550}{1570} = 4,2 \text{ cm}^2$ soit 6 $\emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

armature en répartition 4 $\emptyset 8$
 $\sigma'_b = \frac{2 \times 3220}{100 \times 3,9} = 16,5 < \bar{\sigma}'_b$

A l'angle $\beta = -251 \Rightarrow A = \frac{3220}{1570} = 2,05 \text{ cm}^2$ soit 3 $\emptyset 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

armature de répartition 3 $\emptyset 8$

Traction totale dans les aciers de palier

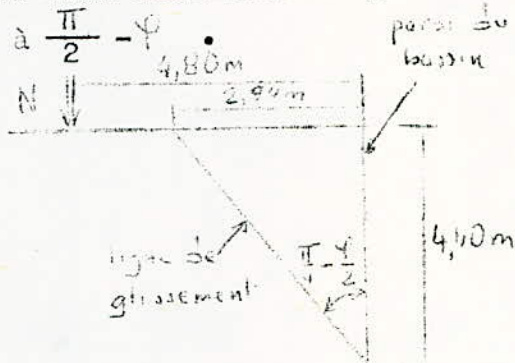
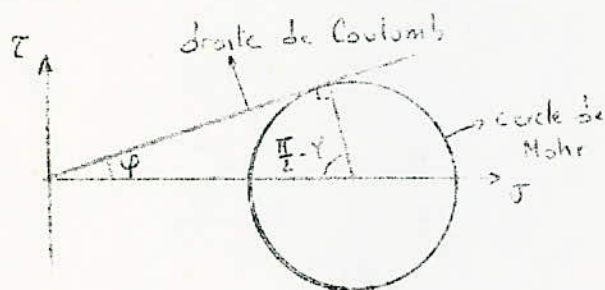
$F \cdot N_A + T_{AB} = 3220 + 2780 = 6000 \text{ daN} \Rightarrow A_1 = \frac{6000}{1570} = 3,82 \text{ cm}^2$

soit 5 $\emptyset 10 = 3,92 \text{ cm}^2$ armature de répartition 4 $\emptyset 8$

8 - Exécution du bassin.

Le bassin sera réalisé avant la couverture de la piscine. La charge due au toit n'a pas été prise en compte dans le calcul du bassin

étant donné que cette force est située en dehors de l'angle de glissement. En effet dans le cas ^{des} milieux pulvérulents, les directions des deux contraintes critiques confondues avec les deux directions de glissement, l'angle de ces deux directions est égal à $\frac{\pi}{2} - \varphi$.



Comme on est dans le cas de la poussée, la ligne de glissement fera un angle de $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ par rapport à la verticale. La profondeur maximum du bassin est de 4,40 m. La distance horizontale continue dans la ligne de glissement est égal à $4,40 \text{ m} \cdot (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 2,54 \text{ m}$. Or la force transmise par le poteau est située à la distance de 4,80 par rapport aux parois du bassin, elle est donc au delà de la ligne de glissement et n'agit pas sur les murs du bassin.

Un problème d'exécution du bassin dû à la présence de la nappe d'eau se pose. En effet cette eau en coulant risqua d'emmenner avec elle le sable qui a une cohésion nulle. On peut y remédier en creusant des puits et dégager l'eau par des pompes, malheureusement réaliser des puits dans un sable mouillé est une solution coûteuse. On peut placer des aiguilles trouées aux alentours de la surface du bassin et d'en absorber l'eau par des pompes, mais ces aiguilles risquent de ne pas être suffisantes, encore faut-il les trouver dans le marché; Nous avons retenu la solution des rideaux de palplanche métalliques qui seront utilisés dans l'ouvrage à titre définitif). Cette solution est aussi intéressante car les rideaux de palplanches serviront de coffrage pour les parois du bassin.

8.1 Calcul du rideau de palplanche.

8.1.1 Méthode.

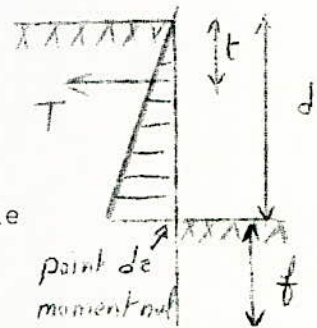
Les méthodes de calculs classiques des rideaux ancrés sont loin d'être satisfaisantes pour notre cas, on adoptera la méthode empirique ^{nouvelle} de TCHEBOTARIOFF. Cette méthode étudie le comportement de la palplanche dans ses conditions normales de travail, le sol est donc dans un état

assez éloigné de la rupture. On se donne la fiche réelle et l'on détermine ensuite le moment flechissant maximal sous les contraintes effectivement appliquées. La sécurité à l'égard de la rupture d'ensemble résulte de la donnée de la fiche. Il convient ensuite de s'assurer que le module de la palplanche lui permet avec la sécurité convenable (c'est à dire avec le coefficient habituellement utilisé en C.M.) au moment fléchissant maximal calculé qui est effectivement appliqué et qu'il en va de même pour le tirant d'ancrage.

8.1.2 Calcul

De l'étude de ses essais de Princeton, Tachebotarioff donne les résultats suivants:

On adopte une fiche $f = 0,43 d$, un coefficient de sécurité égal à 2 par rapport à la rupture d'ensemble. On admet ensuite que le point de moment nul est situé au niveau du fond de feuille et l'on trace la distribution des contraintes de poussée conformément au schéma classique.



Tachebotarioff recommande d'utilisée un coefficient de poussée $K' = K (1 - 0,3 \frac{t}{d})$ et de s'en tenir à $\varphi = 30^\circ$ pour l'angle de frottement interne. Le problème est isostatique.

$$d = 6 \text{ m} \implies f = 0,43 \times 6 = 2,58 \text{ m}$$

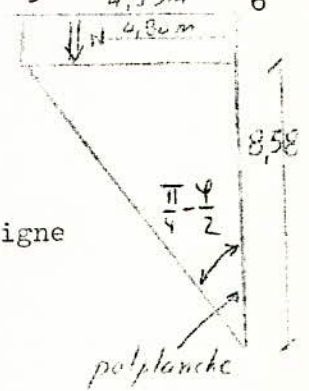
$$K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333 \implies \text{avec } t = 2,6 \text{ m} \implies K = \frac{1}{3} \left(1 - 0,3 \times \frac{2,6}{6} \right)$$

$$K' = 0,29$$

La longueur de palplanche sera égale à

$$h = d + f = 8,58 \text{ m}$$

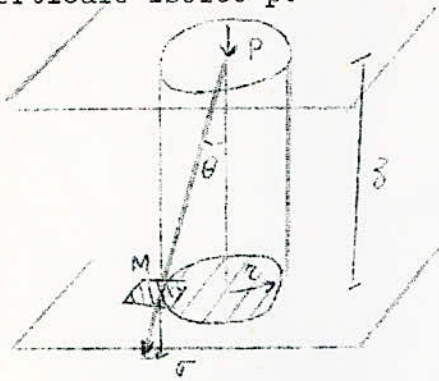
Nous voyons sur la figure que la force exercée par le portique sur le sol se trouve à l'intérieur de la ligne de glissement du sol, car la distance du poteau aux parois du mur est de 4,80 m



8.1.2I. Calcul de la contrainte exercée par le portique sur la palplanche:

Pour déterminer les contraintes au sein du massif, on utilise les résultats obtenus par Boussinesq sur la déformation élastique d'un milieu non pesant, isotrope, homogène, limité à sa partie supérieure par un plan horizontal illimité et soumis à l'action d'une force

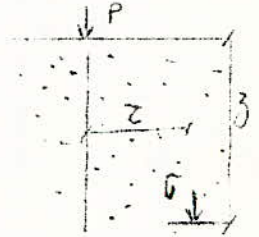
verticale isolée p.



Problème Boussinesq

Boussinesq a démontré que, dans ce cas, la contrainte qui s'exerce sur une facette horizontale centrée en M passe par le point d'application O de la force P. La composante normale de cette contrainte a pour valeur

$$\sigma = \frac{3P \cos^5 \theta}{2 \pi z^2}$$



avec $\cos \theta = \frac{z}{\sqrt{r^2 + z^2}} = \frac{z}{(r^2 + z^2)^{1/2}}$

la formule peut s'écrire aussi

$$\sigma = \frac{3P}{2 \pi z^2} \times \frac{z^5}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3P z^3}{2 \pi (r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Au niveau du fond de fouille avec $r = 4,8 \text{ m}$

$$z = 6 \text{ m}$$

$$p = 46,92 \text{ t}$$

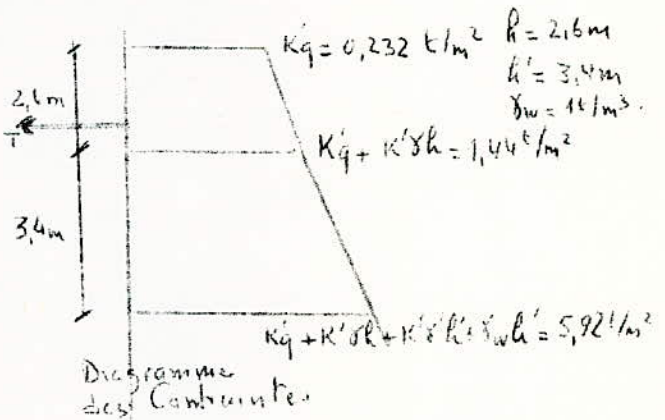
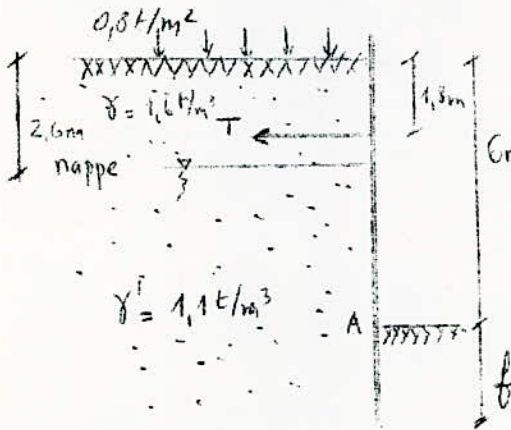
$$\sigma = 0,018 \text{ kg/cm}^2 = 0,18 \text{ t/m}^2$$

La contrainte verticale sera égal à

$$\sigma_v = \sigma K_p = 0,29 \times 0,18 = 0,05 \text{ t/m}^2$$

cette valeur de σ_v étant faible, elle sera négligée dans la suite des calculs.

8.1.2.2 Calcul des moments et efforts



Contraintes

Moment des forces par rapport au point A est égal à zéro

$$\sum M^t/A = 0$$

M_0 Moment des forces de poussées

$$M_1 = K'_q h \left(R' + \frac{h}{2} \right) + K' \gamma h x \frac{h}{2} \left(\frac{h}{3} + h \right) + (K'_q + K' \gamma h) h x \frac{h}{2} + (K' \gamma h + \gamma_w h) \frac{h x^2}{2}$$

$$M_1 = 26,48 \text{ tm/m}$$

Moment de la force du tirant $M = T \times 4,2$

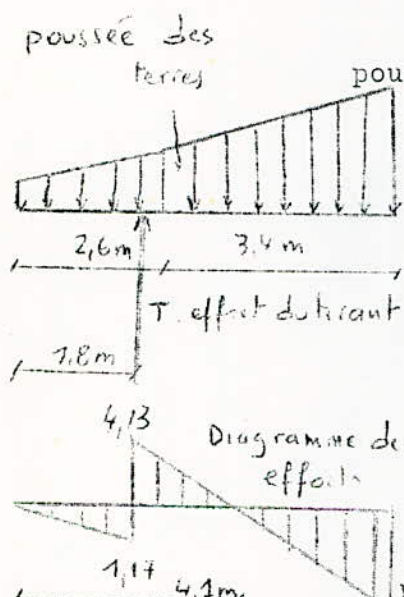
$$M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow T = \frac{26,48}{4,2} = 6,3 \text{ t/m}$$

8.I.2.3. Diagramme des efforts et moment maximal.

$$0 < x < 1,8 \quad N = K'_q x + K' \gamma \frac{x^2}{2} \quad \text{pour } x = 1,8 \Rightarrow N = 1,17 \text{ t/m}$$

$$1,8 \leq x < 2,6 \quad N = K'_q x + K' \gamma \frac{x^2}{2} - T \quad \text{pour } x = 2,6 \Rightarrow N = -4,13 \text{ t/m}$$

$$2,6 \leq x < 6 \quad N = K'_q x + K' \gamma \frac{h^2}{2} + K' \gamma h (x - 2,6) + K' \gamma \left(\frac{x-2,6}{2} \right)^2 + \gamma_w \frac{(x-2,6)^2}{2} - T$$



L'effort s'annule quand

$$N = 0 \quad (\text{pour } 2,6 \leq x \leq 6 \text{ m})$$

$$x = 4,25 \text{ m} \Rightarrow N = 0$$

Là où l'effort normal s'annule le moment fléchissant est ^{maximal} au point $x = 4,25 \text{ m}$

$$M_0 = K'_q x \frac{x}{2} + K' \gamma h x \frac{h}{2} \left(\frac{h}{3} + x-h \right) + K' \gamma h x (x-h) \left(\frac{x-h}{2} \right) + K' \gamma \left(\frac{x-h}{6} \right)^3 + \gamma_w \frac{(x-h)^3}{6} - T(x-1,8) = 2,145 \text{ tm/m}$$

Déterminons le moment fléchissant au droit du tirant.

$$M = K'_q x a x \frac{a}{2} + K' \gamma a x \frac{a}{2} x \frac{a}{3} = 0,83 \text{ tm/m}$$

Nous remarquons qu'au droit du tirant le moment M_1 est inférieur au moment M_0 au point où l'effort normal s'annule. Donc le moment maximal sur le rideau de palplanche vaut $M_{\max} = 2,145 \text{ tm/m}$

8.I.2.4. Détermination du module de résistance du palplanche.

Nous placerons un tirant tous les 4 m le long du bassin donc le moment maximal vaut $2,145 \times 4 = 8,58 \text{ tm}$.

Pour déterminer le module du palplanche, on accepte une augmentation de 33 % de contrainte admissible dans l'acier (ou ce qui revient au même de ne prendre en compte que 75 % du moment fléchissant maximal mais en conservant cette fois les contraintes admissibles habituelles).

$$\frac{M}{M_e} \leq \bar{\sigma}_e \times 1,33 \implies M_R \geq \frac{M}{\sigma_e} \times 0,75 = \frac{0,75 \times 858000}{1600}$$

$$M_R \geq 402,2 \text{ cm}^3$$

On choisit pour rideau de palplanche un Larssen I qui a les caractéristiques suivantes.



H : Hauteur

I : moment quadratique par rapport à xx

$M_R = \frac{2I}{H}$: module de résistance

Larssen I $\implies H = 15 \text{ cm}$ $M_R = 500 \text{ cm}^3$

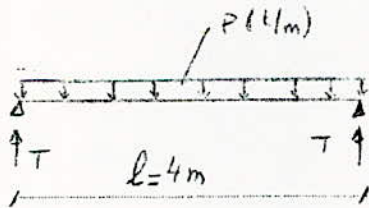
8.2 Tirant.

8.2.1 Appui du tirant:

Le tirant prend appui sur un profil UAP collé au rideau de palplanche, comme on placera un tirant tous les 4 m donc la valeur de l'effort T vaut $T = 6,3 \times 4 = 25,2 \text{ t}$ pour 4 m de paroi. Les palplanches seront donc retenus transversalement par ces poutres UAP. Pour le calcul de la poutre UAP, on considère qu'elle prend appui sur les tirants et qu'elle est soumise à la charge uniformément répartie due à la poussée des terres régnant au niveau de l'appui du tirant.

La poussée vaut : $p = K_1 h + K_2 \frac{h^2}{2} = 0,42 + 0,75 = 1,17 \text{ t/m}$

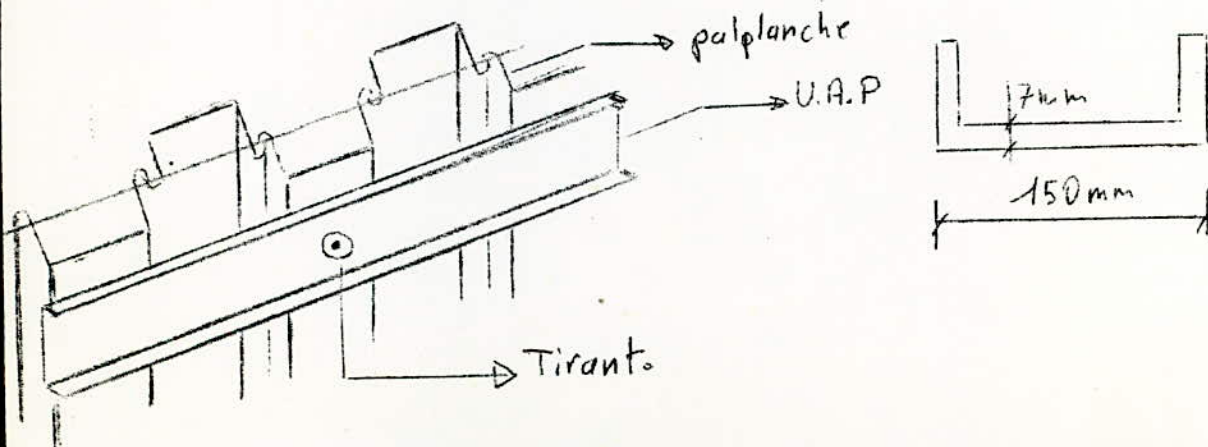
Le moment maximal $M = \frac{pl^2}{8} = 2,34 \text{ tm}$



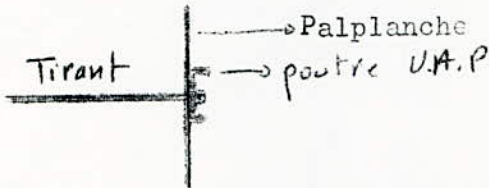
$$\frac{M}{W_x} \leq \bar{\sigma}_a \implies W_x \geq \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{234000}{2400} = 97,5 \text{ cm}^3$$

$$W_x \geq 97,5 \text{ cm}^3$$

Nous choisirons un UAP 150 pour lequel $W_x = 106 \text{ cm}^3$



8.2.2. Section du tirant



Le tirant est soumis à la force de traction $T = 25,2t$

$$\frac{T}{A} \leq \bar{\sigma}_a \implies A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{25200}{2400} = 10,5 \text{ cm}^2$$

le tirant aura un diamètre déterminé par la condition :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \implies \varnothing^2 = \frac{4A}{\pi} = 3,6 \text{ nous prendrons } \varnothing = 4 \text{ cm.}$$

9- Calcul du débit d'eau à évacuer.

L'eau de la nappe va monter dans le bassin jusqu'au niveau d'altitude 806,8 m. Il va falloir l'évacuer par l'intermédiaire de 4 pompes, qui aspirent l'eau dans les quatres coins de la piscine.

9.1. Méthode

On utilisera pour ce calcul la méthode graphique d'un écoulement bidimensionnel. La Loi de Darcy qui est la base de tous les calculs de l'hydraulique souterraine s'écrit sous la forme $v = ki$ dans cette formule v est la vitesse de décharge, K coefficient de perméabilité et i le gradient hydraulique.

La généralisation de la loi de Darcy en milieu homogène, et isotrope s'écrit $\vec{v} = -k \vec{\text{grad}} h = -\vec{\text{grad}} kh$ ce qui revient à postuler l'existence d'un potentiel des vitesses φ égal à $-kh$. Les composantes de la vitesse de décharge s'écrivent.

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}, v_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y}, v_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad \text{Notre calcul se réduit à un problème plan avec } v_x = v_x(x, z), v_y = 0, v_z = v_z(x, z)$$

Les courbes équipotentielles $\varphi = \text{cst}$ admettent des trajectoires orthogonales qui sont, les lignes de courant $\psi = \text{cst}$. La fonction ψ est définie par $\frac{\partial \psi}{\partial x} = -\frac{\partial \varphi}{\partial z}$ et $\frac{\partial \psi}{\partial z} = \frac{\partial \varphi}{\partial x}$

La figure ci-contre donne un exemple d'un tel réseau

Le réseau total est composé de petits carrés élémentaires tels que $MM'NN'$ on a en effet $d\varphi = d\psi \text{ quand } \varphi \text{ et } \psi \text{ sont constants}$ ou $d\varphi = d\psi$ et $| \text{grad } \varphi | = | \text{grad } \psi | = v$ donc $d\ell = ds$

Considérons un des carrés élémentaires, la perte de charge dh à la traversée de ce carré est égal à $\frac{h}{Nn}$ où h est la perte de charge totale et Nn le nombre de carrés dont est formé chaque tube de courant on a alors $v = k \frac{dh}{d\ell} = kh \frac{1}{Nn} \frac{1}{d\ell}$ le débit véhiculé par le tube est donc

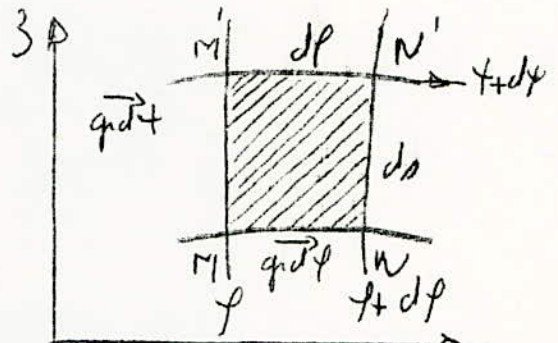
le débit total est $q = Ntdq = kh \frac{Nt}{Nh}$ où Nt est le nombre de tube de courant.

9.2. Application.

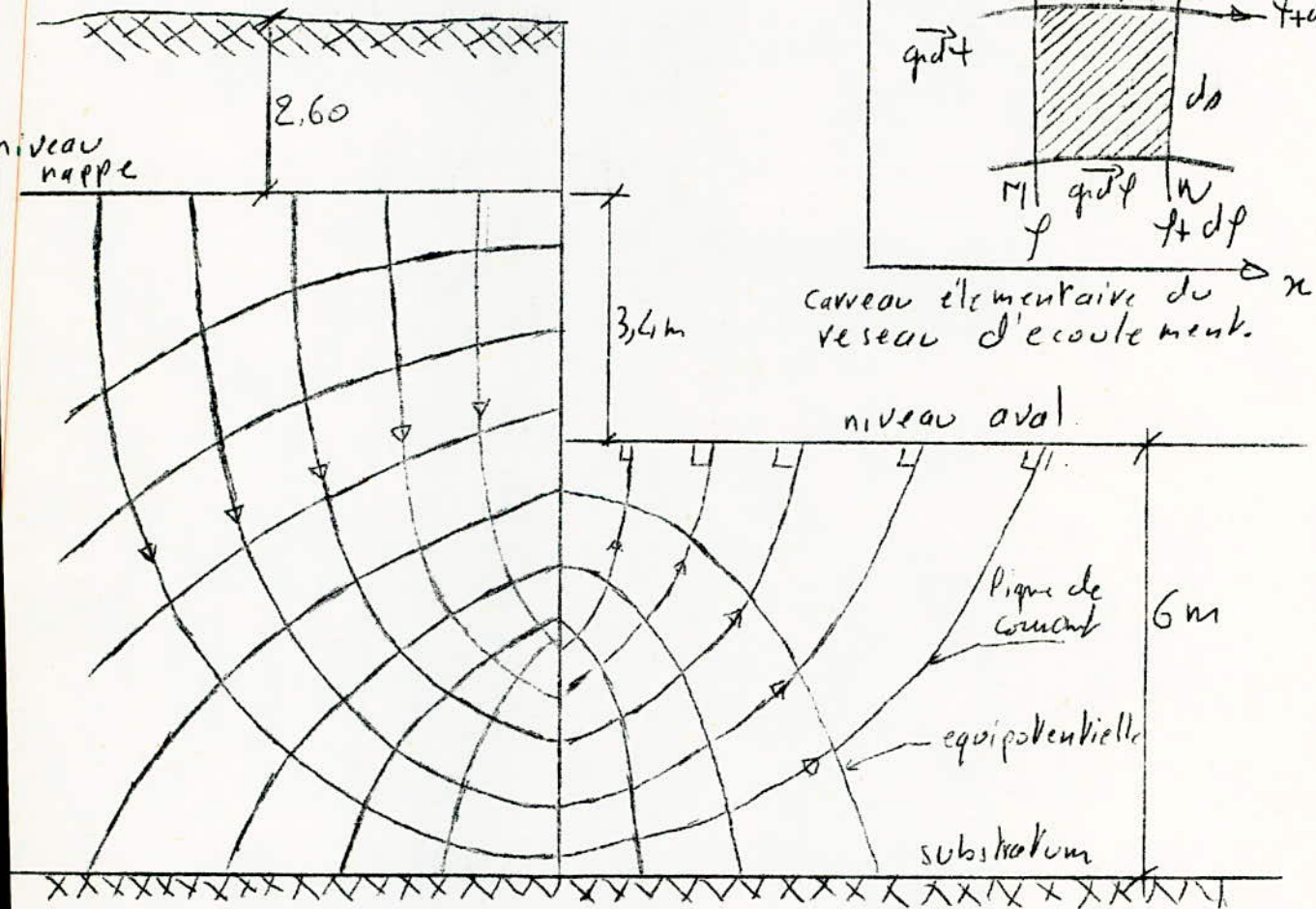
$h = 3,4$ $Nt = 6$ $Nh = 12$ et $k = 10^{-4}$ m/s $\Rightarrow \bar{q} = 1,7 \cdot 10^{-4}$ m³/s
 $= 0,612$ m³/h.m. étant le débit de fuite pour une tranche de 1 m. de large de palplanche le débit total à évacuer est égal à $Q = p\bar{q}$ où P représente le périmètre du bassin $P = (15 + 25) \times 2 = 80$ m.

$Q = 80 \times 0,612 = 50$ m³/h il y a donc 50 m³/h à évacuer

évacuer



carreau élémentaire du réseau d'écoulement.



CHOIS DE LA POMPE ET CARACTERISTIQUES

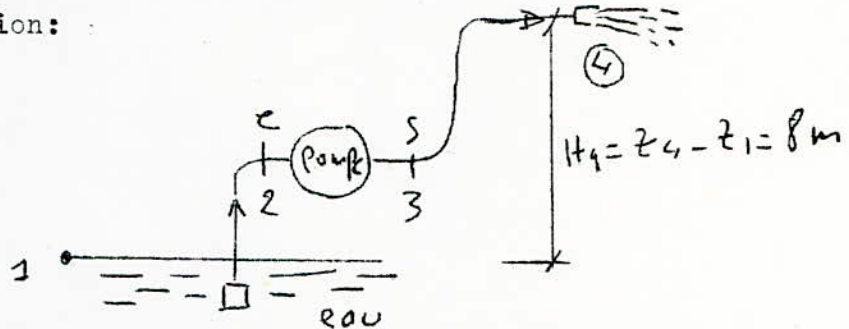
Données

-Debit: $60 \text{ m}^3/\text{h}$ à refouler par quatre pompes

-Hauteur géométrique: 8 m

Le fluide véhiculé par une pompe est de l'eau. Nous traitons donc le problème en fluide incompressible

Schema de l'installation:



I) Ecrivons l'équation de l'énergie entre 1 et 4 sans perte de charge:

$$W_{14} = \frac{P_4 - P_1}{\rho} + \frac{1}{2} (C_4^2 - C_1^2) + g(Z_4 - Z_1) \quad \rho = \text{cte (Fluide incompressible)}$$

avec $P_4 = P_1 = \text{Pression atmosphérique}$

$$C_1 \approx 0$$

$$C_4 = 4 \text{ m/s (choisi)}$$

$$(Z_4 - Z_1) = 8 \text{ m (hauteur géométrique)}$$

$$\text{d'où } W_{14} = \frac{1}{2} C_4^2 + g(Z_4 - Z_1)$$

W_{14} est appelé dans ce cas (sans perte de charge): Travail théorique

II) En tenant compte des pertes de charge surtout dans les conduites

d'aspiration et de refoulement, l'équation de l'énergie devient:

$$W_{14} = \frac{1}{2} C_4^2 + g(Z_4 - Z_1) + J_q + J_r$$

avec: $J_q = \text{pertes de charge dans la conduite d'aspiration}$

$J_r = \text{pertes de charge dans la conduite de refoulement}$

Nous estimons les pertes de charge aux environs de:

$$\frac{J_q + J_r}{g} = 2 \text{ m}$$

Nous obtenons

a) hauteur géométrique $(Z_4 - Z_1) = 8 \text{ m} = H_g$

b) hauteur nette $H_n = (Z_4 - Z_1) + \frac{J_q + J_r}{g}$

c) hauteur manométrique $\frac{W_{14}}{g}$

$$H_h = \frac{1}{2} (4) + 8 + 2$$

$$H_h = 0,82 + 10 = 10,82 \text{ m}$$

d) Calcul du travail utile de la pompe :

$$W_{\text{utile}} = H_h \cdot g = 10,82 \cdot 9,81 = 106,23 \text{ J/Kg}$$

e) Calcul de la puissance de la pompe :

$$\text{on prévoit 4 pompes de débit: } \frac{60}{4 \cdot 3600} = 4,167 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P = q_m \cdot W_h \quad -3$$

$$\text{avec } q_m = q_v = 1000 \cdot 4,167 \cdot 10^{-3}$$

$$q_m = 4,167 \text{ Kg/s}$$

$$P = 4,167 \cdot 106,22 = 442,7 \text{ Watts}$$

$$P_{\text{pompe}} = 442,7 \text{ Watts}$$

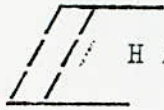
§ Il faut prévoir un moteur d'entraînement de puissance relativement supérieur, soit $P_{\text{moteur}} = 450 \text{ Watts}$ pour l'entraînement d'une pompe.

§ Si l'on utilise un seul moteur pour les quatre pompes, il faut :

$$P_{\text{moteur}} = 1600 \text{ Watts}$$

f) Choix de la pompe :

on optera pour une pompe centrifuge.



H A P I T R E B

C O U V E R T U R E D E L A P I S C I N E

I. DESCRIPTION.

I.1. Toiture

La fonction essentielle est d'isoler la construction, les matériaux isolants doivent par ailleurs être supportés, d'où les deux fonctions composantes classiques : résistance et étanchéité. La surface à couvrir est de 25M. x 32m. ; le béton armé assurera la fonction résistante car il coûte moins cher de transporter les charges par le béton que par l'acier. Les 5 portiques seront espacés de 8m. ; la couverture proprement dite étant réalisée par l'acier et moyens divers ; les charges étant reportées sur le système résistant en béton armé.

I.2. Influence atmosphérique.

Les influences atmosphériques à considérer lors de l'étude de la toiture intéressent les caractéristiques de résistance et d'étanchéité de cette toiture.

Parmi les influences fort diverses, notons principalement, le poids propre, le vent, la neige ; le séisme, et surcharges accidentales, pluie, retrait.

I.2.1. Vent. Neige.

Les règles N.V. 1965 donnent les effets à prendre en compte dans la région considérée.

I.2.2. Pluie.

La pluie n'est pas à considérer du point de vue d'un quelconque effet de surcharge ; mais seulement -et cette idée est relativement récente en raison de son action néfaste possible sur le matériau ; -béton armé- soumis à son action. Il s'agit là d'une action chimique de l'eau de pluie qui est une eau pure ; qui exerce sur le béton une action dissolvante sur les sels cristallisés interne.

I.2.3. Retrait thermo-hygrométrique :

Il est pratiquement ^{impossible} d'éviter la fissuration ; on peut seulement en réduire l'importance en ferrillant par des aciers relativement petits, bien

répartis dans toute la section qui réduisent l'ouverture des fissure dans le rapport $K = \frac{I}{I+m \varphi}$.

Les raccourcissements ou allongements étant proportionnels à la longueur de la pièce. Il y a toujours intérêt à réduire les déplacements donc à réduire cette longueur d'où la nécessité de réaliser des couvertures:

- soit par éléments courts, s'ils sont solidaires d'une base rigide;
- soit par éléments de grande longueur à condition de les rendre librement dilatables et rétractables.

Les coupures entre tronçons sont les joints. (ne sont pas nécessaire)

1.2.4. Seismes

Les règles PS 69 en définissent les effets.

1.2.5. Poids propre.

On prendre en compte le poids des portiques et celui de la couverture

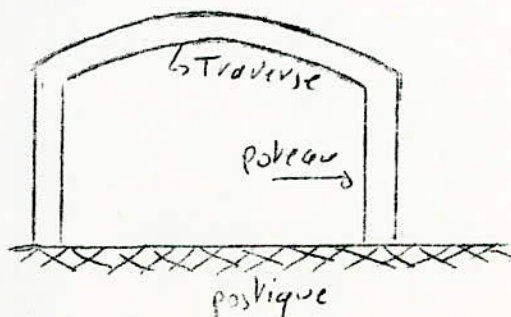
1.2.6. Surcharges.

Il faut penser tout d'abord aux ouvriers chargés de l'entretien. La charge conventionnelle admise est généralement une charge de 80 à 100 kg/m³ d'après la norme P06 001 de l'AFNOR.

1.3. Compositon.

1.3.1. Description

Le portique est une construction hyperstatique ou isostatique s'appuyant au sol en 2 points sur des semelles de fondation avec ou non interposition d'appareils d'appuis. Elle est constituée par un contour complet transversal, formé d'éléments verticaux appelés poteaux ou béquilles, et courbés poutres ou traverses. Ces éléments transversaux sont espacés longitudinalement d'une longueur égale à 8 m. Tous ces éléments sont réunis longitudinalement par des pièces transversales à ces cadres :



I.3.2.Appuis.

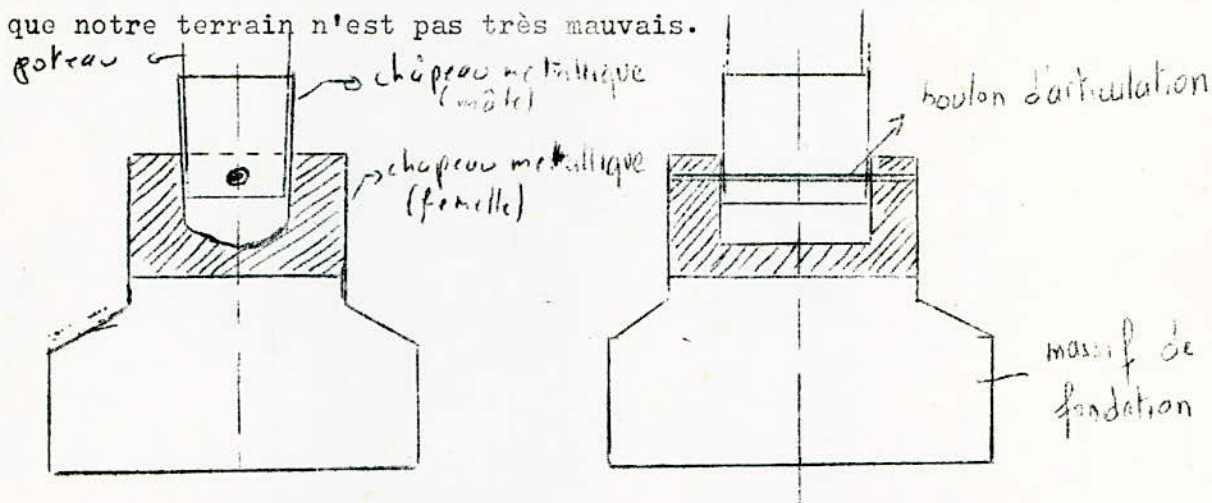
I.3.2.1.Nature.

les appuis sur le sol peuvent être articulés ou encastrés; les 2 solutions sont possibles ; mais le choix est dominé par des considérations de nature du sol; l'encastrement d'un poteau sur la fondation ne peut en effet se concevoir que si le sol est indéformable. Dans le cas contraire l'encastrement en pied de poteau imposera au sol des contraintes variables; donc des déformations variables; d'un bout à l'autre de la semelle; celle-ci sera donc mise en rotation ce qui diminue le moment en pied de poteau; ceci est sans inconvénient, mais par contre les augmentera dans le reste de la structure , ce qui peut ne pas être sans inconvénient. Ce n'est donc que sur un excellent terrain : roche, marne sèche ou gravier que l'on peut tenir compte d'un encastrement possible en pied de poteau. Si des articulations sont prévues seulement aux pieds des 2 poteaux , le système sera hyperstatique compte tenu de la nature de notre sol qui n'est pas un très bon terrain. Nous sommes obligé d'opter pour la solution du portique articulé en pied ; d'ailleurs la construction hyperstatique est légèrement moins coûteuse du point de vue quantité de matériaux à mettre en oeuvre.

I.3.2.2. Réalisation de l'articulation.

Comment réalisera-t-on les articulations entre les poteaux et les semelles ? Une manière très simple consiste à n'en pas réaliser du tout et à prolonger les aciers du poteau dans la semelle comme on le fait couramment pour les ossatures de bâtiment. Ceci ne saurait présenter d'inconvénient, car la plupart du temps la rotation des pieds se fera entre la semelle et le sol et la distribution théorique des moments dans le poteau n'en sera pas affectée. Si par contre le sol résiste et s'oppose à cette rotation, ceci créera un moment dans la section du pied du poteau qui n'a pas été calculé ni armé pour cela. Il y a alors une alternative: ou le poteau résiste ou il se fissure; dans le premier cas tout est pour le mieux; dans le deuxième cas la fissuration va réaliser automatiquement l'articulation qui n'a pas été effectivement construite. Encore faut-il que par cette fissuration, il n'y ait pas risque d'introduction d'humidité jusqu'aux aciers qui pourraient rouiller. C'est là un cas d'espèce, le pied du poteau pouvant être abrité ou non.

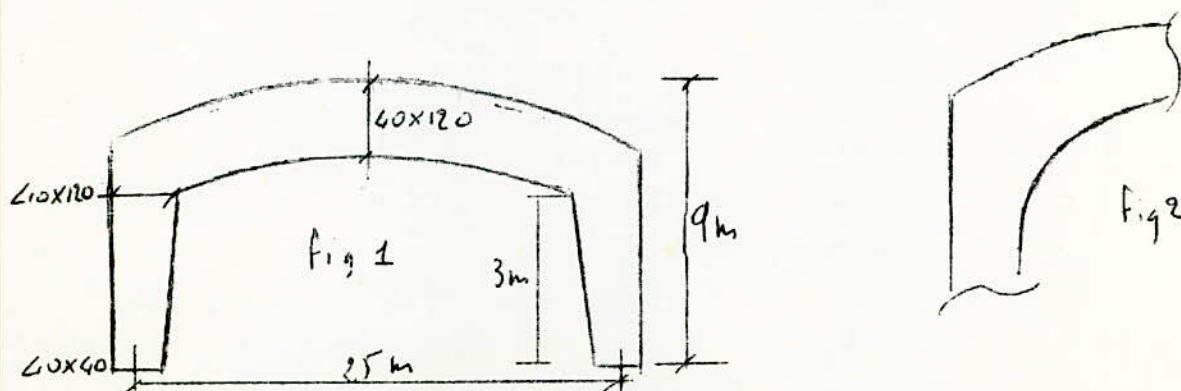
Ainsi donc l'articulation demande à être réalisé effectivement surtout que notre terrain n'est pas très mauvais.



L'articulation sera réalisé par des aciers. Le poteau est ouvert à son extrémité par un chapeau en acier troué. Le massif de fondation est couvert à son extrémité par un chapeau présentant une rainure où viendra se placé le poteau. Un boulon traversant les deux chapeaux métalliques mâle et femelle constitura l'articulation.

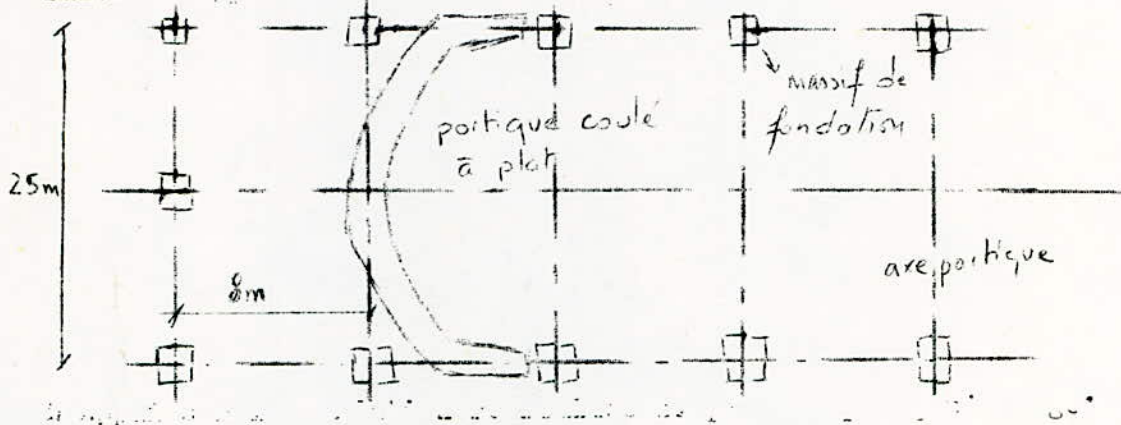
1.3.3. Organisation des éléments et dimensionnement.

On donne généralement aux différents éléments du système une même épaisseur dans le sens longitudinal, l'épaisseur choisie étant de 40 cm. L'autre dimension dans le plan de figure est bien entendu déterminée en fonction des moments des flexion: de $1/15$ à $1/25$ de la portée est satisfaisant. $\frac{1}{21} l = \frac{1}{21} \times 2500 = 120$ cm. Les pièces peuvent être de hauteur constante ou variable. Dans notre cas de portique articulé ou a intérêt à affiner les sections puisque les moments s'annulent aux noeuds et que les contraintes d'effort normal sont généralement faibles devant celles de moment de flexion. Les sections droites seront rectangulaires fig. 1. Des goussets courbe seront prévus fig. 2



1.3.4. Réalisation des portiques.

La préfabrication des portiques est une opération généralement payante. On préfabrique le portique en entier (poteaux et traverses). La coulée se fait au sol, le portique étant couché à son emplacement et relevé ensuite.



1.4. Pentes évacuation des eaux.

Des pentes suffisantes doivent permettre l'évacuation des eaux pluviales jusqu'aux descentes. La pente à adopter sera de 2 % afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies et de neige fondue.

II - Calculs des charges : Couverture en position fermée.

2.1 Effets du vent.

Ces effets sont extrêmement complexes.

- 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 normale et une pression dynamique extrême, le rapport de la seconde à la première est près égal à 1,75.

2.1.1. Pression dynamique normale et extrême.

Pression dynamique de base normale NV 65 III 1,231.

Définition.

Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au dessus du sol pour un site normal (C III 1,242) sans effet de masque (C III. 1,243) sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

Pour Tlemcen Région 2 $q_{10} = 71 \text{ kg/m}^2$ $q'_{10} = 125 \text{ kg/m}^2$

2.1.1.1. L'effet de la hauteur III 1,241.

L'effet de la hauteur n'intervient pas étant donné que la hauteur de la construction ne dépasse pas 10 m.

2.1.1.2. Effet de site (R III 1,242)

A l'intérieur d'une région à laquelle correspond 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 de pressions dynamiques de base normale et extrême définies ci-dessus doivent être multipliées par un coefficient de site K_S , site normal dans la région II

⇒ $K_S = 1$.

2.1.1.3. Effet des dimensions R III 1,2442

Les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par:
Coefficient de réduction : de figure R III 2 donne $\delta = 0,77$

- Pression dynamique normale $q = q_{10} \times K_S \times \delta = 71 \times 1 \times 0,77 = 54,7 \text{ kg/m}^2$

- Pression dynamique extrême $q_e = q_{10} \times K_S \times \delta = 125 \times 1 \times 0,77 = 96,3 \text{ kg/m}^2$

2.1.2. Actions Extérieures (R III 213)

Coefficients de pression C_e donnés ci-après correspondant à un vent ne traversant pas la construction.

Action moyenne R. III 2131.

Vent normal R III 213111 ⇒ Face au vent $C_e = + 0,8$ quelque soit
Face sous vent $C_e = - (1,3 - 0,8) = -0,4$

Toiture R III 21312

Vent normal aux génératrices R III 213121

Les coefficients de pression C_e applicables à la toiture seule sont fonction de la valeur du coefficient γ , relevé sur le diagramme de la figure R-III 5. Dans le cas de toiture en voute à direction parabolique, circulaire dont la flèche f est comprise entre le dixième et la moitié de la corde a ou b (plein cintre) et inférieure au $2/3$ de la hauteur h de la construction, les coefficients de pressions C_e sont déterminés par le diagramme de la figure R III .7. pour α variant de 43° à 20° les coefficients C_e gardent une valeur assez constante égale à :

- Au vent $C_e = - 0,1$

- Sous vent $C_e = - 0,2$

2.1.3. Action Intérieure R II 2.14

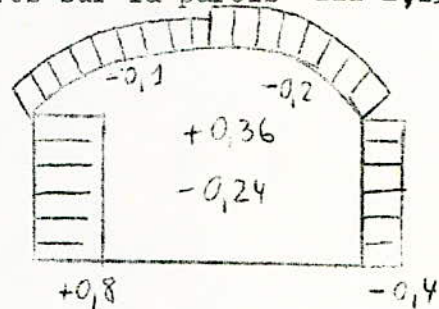
Les actions intérieures sont déterminées par des coefficients C_i calculés au moyen des formules ci-après.

Constructions fermées R III 2141 on applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments :

soit une surpression avec $C_i = + 0,6 (1,8 - 1,3) = + 0,36$
 soit une dépression avec $C_a = - 0,6 (1,3 - 0,8) = - 0,24$

2.1.4 Actions résultantes unitaires sur la parois III 2,15

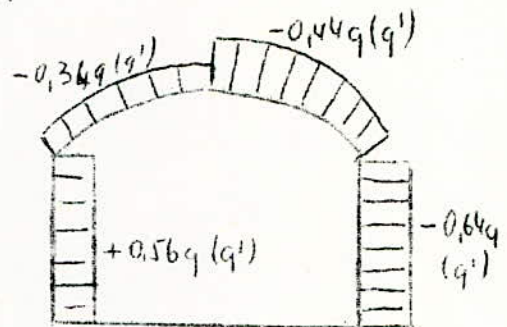
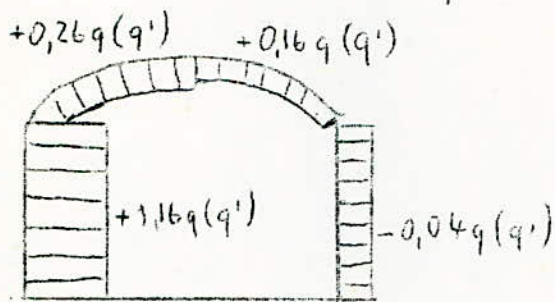
Pour chaque élément, on combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures moyennes (R III 2,13) et les actions intérieures (R III 2,14)



Les diagrammes des efforts seront donc

$$q = 54,7 \text{ kg/m}^2$$

$$q' = 96,3 \text{ kg/m}^2$$



$0,26q = 14,2 \text{ kg/m}^2$	$0,26q' = 25$	$-0,34q = -18,6$	$-0,34q' = -32,7$
$1,16q = 63,4 \text{ kg/m}^2$	$1,16q' = 111,7$	$+0,56q = 30,6$	$+0,56q' = 53,9$
$0,16q = 8,8 \text{ kg/m}^2$	$0,16q' = 15,4$	$-0,44q = -24$	$-0,44q' = -42,4$
$-0,04q = -2,2 \text{ kg/m}^2$	$-0,04q' = -3,8$	$-0,64q = -35$	$-0,64q' = -61,6$

2.2 Effet de la neige

2.2.1. Surcharge normale et Surcharge extreme R II 1 NV 65

Conformément à la règle I.3.1 on doit envisager dans les calculs une surcharge normale et une surcharge extrême.

2.2.2. Valeurs des surcharges R II 2 elles sont fixées en fonction de la région et de l'altitude.

Tlemcen Région II altitude H. 807 m

Région : R II 2,1 Tableau 1 donne == $P_{n0} = 45 \text{ daN/m}^2$

$P'_{n0} = 75 \text{ daN/m}^2$

Altitude R II 2,2 Tableau 2 donne == $P_n = P_{n0} + 30 + \frac{(H - 500)}{4} \text{ daN/m}^2$

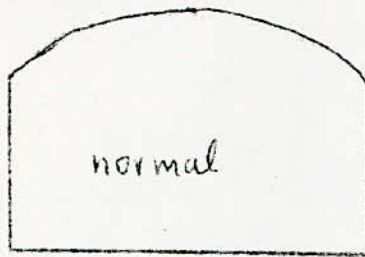
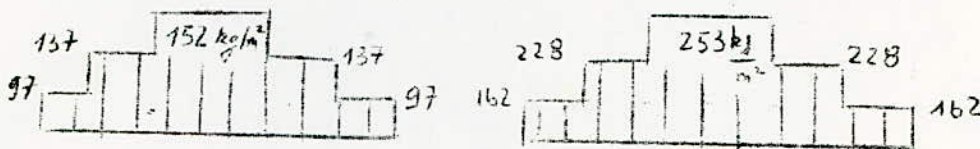
$P'_n = P'_{n0} + 50 + \frac{(H - 500)}{2,4} \text{ daN/m}^2$

Pour $H = 807 \Rightarrow p_n = 152 \text{ kg/m}^2$
 $p_{h_0} = 253 \text{ kg/m}^2$

2.2.3. Influence des caractéristiques de la toiture.

R III 3,1 Les surcharges de neige par mètre carré de projection horizontale sont réduites de 2 % par degré d'inclinaison sur toute partie de couverture dont l'inclinaison dépasse 25° lorsque rien ne s'oppose au glissement de la neige sur le versant considéré.

A la clef $\alpha = 43^\circ \Rightarrow P_n = 97 \text{ kg/m}^2$ $P'_n = 162 \text{ kg/m}^2$
 Au quart $\alpha = 30^\circ \Rightarrow p_n = 137 \text{ kg/m}^2$ $P'_n = 228 \text{ kg/m}^2$
 Aux naissances $P_n = 152 \text{ kg/m}^2$ $P'_n = 253 \text{ kg/m}^2$



2.3 Effet de Seïsme on se réfère aux règles P.S 69

Les efforts qui résultent des secousses sismiques peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique sur la verticale. On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale, et l'autre horizontale.

2.3.1. Système des forces horizontales.

R 3,111,11 l'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction O_x est égale à $\sigma_x W$ où W représente le poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément et considérées comme soumise à l'action sismique aux termes de l'article 3,101, σ_x est dit coefficient sismique dans la direction O_x .

2.3.1.1. Forme du coefficient sismique : R 3112-11

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

2.3.1.1.1. Coefficient d'intensité α R. 3,112-12

Ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la résistance

d'une construction à l'intensité sismique dont ses promoteurs ou la collectivité entendent la protéger.

Tlemcen est une région de sismicité faible \Rightarrow Art 4,2 $\Rightarrow \alpha = 0,75$.

2.3.1.1.2 Coefficient de réponse β R. 3,12.13

Le coefficient de réponse β caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.

Pour un amortissement normal $\beta = 0,07$

2.3.1.1.3 Coefficient de distribution γ R 3,112. 14

Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise, à l'intérieure de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

On considère que la distribution se fait suivant une droite $\gamma = \frac{A S}{I}$

avec $S = Mh$

$I = Mh^2$

$$\gamma = h \frac{Mh}{Mh^2} = 1$$



2.3.1.1.4 Coefficient de fondation δ R 3,112 -15

Le coefficient δ , indépendant des propriétés dynamiques de la construction est en facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage. δ Dépend du mode de fondation et de la nature du sol. Pour des semelles superficielles et un terrain meuble assez forte teneur en eau $\Rightarrow \delta = 1,25$

2.3.1.2 Calcul du coefficient sismique.

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta = 0,75 \times 0,07 \times 1 \times 1,25 = 0,066$$

2.3.2 Systeme des forces verticales R 3,111 - 12

Ces forces verticales peuvent être dirigée soit vers le haut soit vers le bas, l'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est égale à $\pm \sigma_v W$ où σ_v est dit coefficient sismique de l'élément pour la direction verticale.

2.3.3. Calcul du coefficient sismique dans la direction verticale.

$$R 3112-2 \Rightarrow \sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_x \Rightarrow (\sigma_v = \pm \sigma_x = \pm 0,066)$$

2.4. Calcul des charges permanentes agissant sur chaque portique

Nous avons 5 portiques de même caractéristiques espacés de 8 m. Nous ferons le calcul pour un portique intermédiaire, ceux de rive se déduisent en divisant les résultats par 2. Le portique supporte son poids propre, la couverture réalisée en acier galvanisé sera fixée aux pannes par des boulons à crochets en fer galvanisé avec rondelles isolantes pour empêcher les vibrations. Les pannes posées dans le sens longitudinal seront espacées de 1,5 m. Des rails reposant sur la traverse du portique permettront le roulement de la couverture mobile. Les parties longitudinales en béton

armé reliant les clefs de deux portiques successifs auront les dimensions 30 x 50 . La charge des différents accessoires à savoir, chaîne, roulement, moteur, boggies, élément de liaison, étanchéité est évaluée à 40 daN/m. Nous aurons donc au total

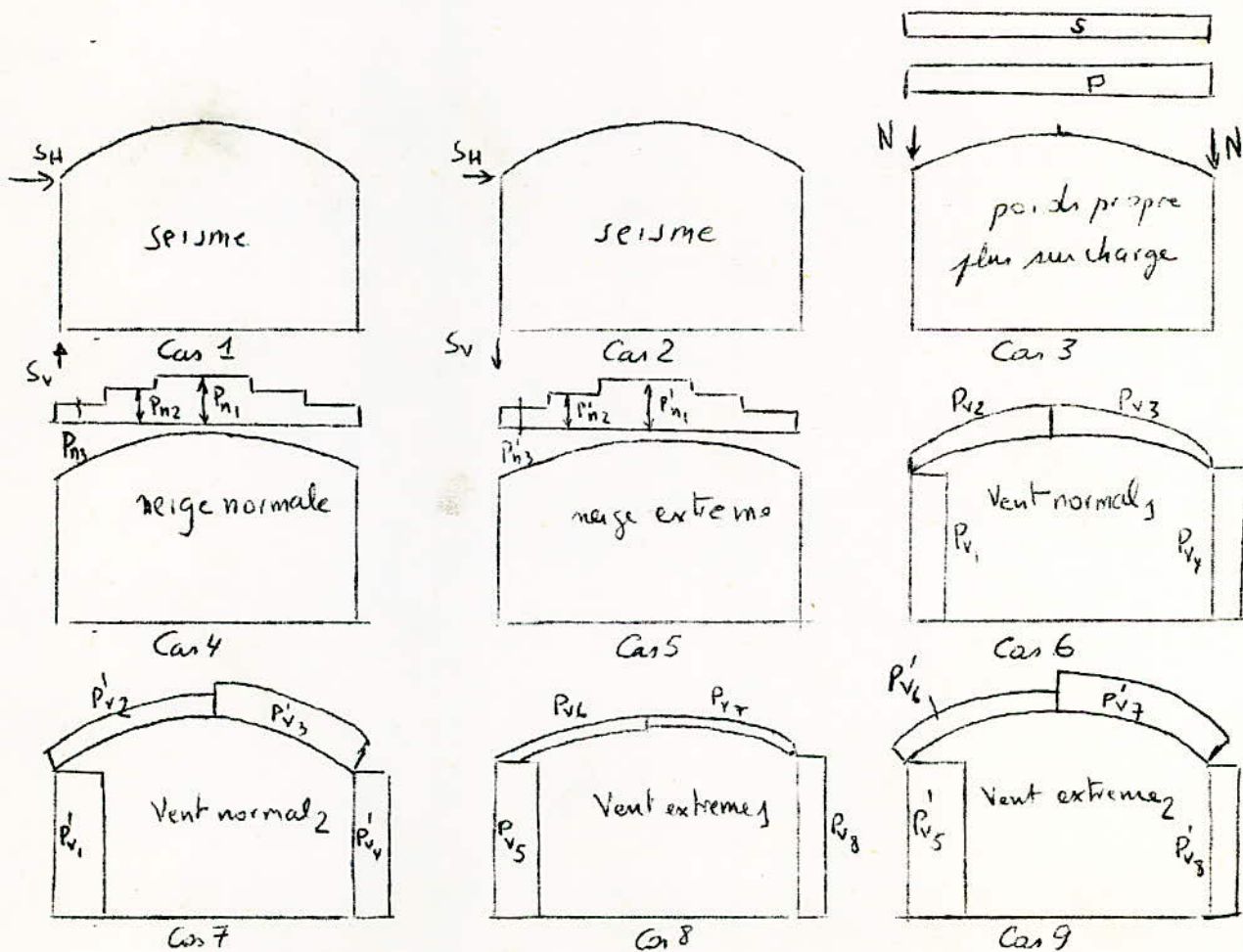
Traverse	$0,4 \times 1,2 \times 2500$	=	1200 kg/m
rail		=	20 kg/m
Pannes	$40 \times \frac{8}{1,5}$	=	200 kg/m
Étanchéité, divers	(5x8)	=	40 kg/m
Couverture	5 x 8	=	40 kg/m
		=	<u>1500 kg/m</u>

Poutre longitudinale $0,5 \times 0,3 \times 8 \times 2500 = 3000 \text{ kg/m}$

2.5 Surcharge d'exploitation

La seule surcharge à considérer est celle d'un ouvrier s'occupant de l'entretien soit $100 \times 1,2 = 120 \text{ kg/m}$.

2.6 Récapitulatif



Séisme

$$S_H = \sigma_x W = 0,066 \times 1500 = 99 \text{ kg/m}$$

$$S_V = \pm \sigma_y W = \pm 0,066 \times 1500 = \pm 99 \text{ kg/m}$$

Charges permanentes

$$P = 1500 \text{ kg/m}$$

$$N = 3000 \text{ kg/m}$$

Surcharge

$$P_S = 120 \text{ kg/m}$$

Neige Normale

$$P_{n1} = 152 \times 8 = 1216 \text{ kg/m}$$

$$P_{n2} = 137 \times 8 = 1096 \text{ kg/m}$$

$$P_{n3} = 97 \times 8 = 776 \text{ kg/m}$$

Neige Extrême

$$P'_{n1} = 253 \times 8 = 2024 \text{ kg/m}$$

$$P'_{n2} = 228 \times 8 = 1824 \text{ kg/m}$$

$$P'_{n3} = 162 \times 8 = 1296 \text{ kg/m}$$

Vent Normal

$$P_{v1} = 63,4 \times 8 = 507 \text{ kg/m}$$

$$P_{v2} = 14,2 \times 8 = 114 \text{ kg/m}$$

$$P_{v3} = 8,8 \times 8 = 70 \text{ kg/m}$$

$$P_{v4} = -2,2 \times 8 = -18 \text{ kg/m}$$

Vent Normal 2

$$P_{v1} = 30,6 \times 8 = 245,0 \text{ kg/m}$$

$$P_{v2} = -18,6 \times 8 = -149 \text{ kg/m}$$

$$P_{v3} = -24 \times 8 = -192 \text{ kg/m}$$

$$P_{v4} = -35 \times 8 = -280 \text{ kg/m}$$

Vent Extrême 1

$$P_{v5} = 111,7 \times 8 = 893 \text{ kg/m}$$

$$P_{v6} = 25 \times 8 = 200 \text{ kg/m}$$

$$P_{v7} = 15,4 \times 8 = 123 \text{ kg/m}$$

$$P_{v8} = -3,8 \times 8 = -30 \text{ kg/m}$$

Vent extrême 2

$$P_{v5} = 53,9 \times 8 = 431 \text{ kg/m}$$

$$P_{v6} = -32,7 \times 8 = -262 \text{ kg/m}$$

$$P_{v7} = -42,4 \times 8 = -341 \text{ kg/m}$$

$$P_{v8} = -61,6 \times 8 = -493 \text{ kg/m}$$

III - Méthodes de calcul.

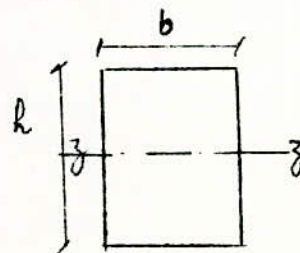
3.1; Caractéristiques du portique

Les montants ont une section variable donc une inertie variable. On peut faire les calculs en admettant une inertie moyenne constante. La moyenne arithmétique entre les inerties de sommet et de pied sera prise en compte

3.1.1. Traverse:

$$\text{Section } 40 \times 120 = 4800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inertie : } I = \frac{bh^3}{12} = 576000 \text{ cm}^4$$



3.1.2. Poteau

$$\text{Section en tête } 40 \times 120 = 4800 \text{ cm}^2$$

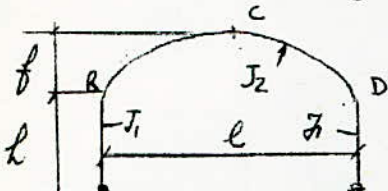
$$I \text{ en tête } \Rightarrow I = \frac{40 \times 120^3}{12} = 576000 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ en pied } \Rightarrow I = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4$$

Inertie moyenne $I = 2986700 \text{ cm}^4$

3.1.3. Calcul des valeurs constantes du portique.

On se réfère au cas de figure 102 page 388 du formulaire de A.KLEIN Logel cadre symétrique à traverse barabolique et béquilles verticales sur deux articulations



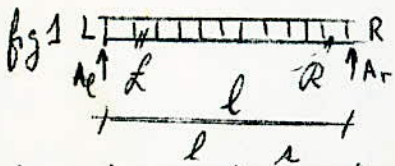
$$K = \frac{J_2}{J_1} \times \frac{h}{l} = \frac{5760000}{2986700} \times \frac{3}{25} = 0,23 \quad \varphi = \frac{f}{h} = \frac{6}{3} = 2$$

$$B = 2k + 3 + 2\varphi = 7,46 \quad C = 2\varphi \left(1 + \frac{4}{5}\varphi\right) = 10,4 \quad N=B+C = 17,86$$

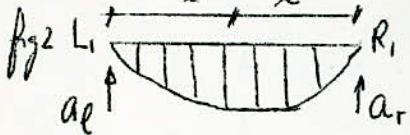
Le rapport $\frac{f}{L}$ de la flèche à la portée étant assez faible, les formules relative à notre cadre sont donc suffisamment exactes. En effet celles-ci sont pratiquement exactes que pour des traverses à faible courbure parce que pour simplifier on a admis dans le calcul ds (relatif à l'arc) égal à dx (relative à une droite). Pour cette raison il faut reporter la surface des moments de la traverse non à la parabole mais à la corde BD.

3.1.4. Signification des facteurs de charge.

3.1.4.1 facteur \mathcal{L} et \mathcal{R}



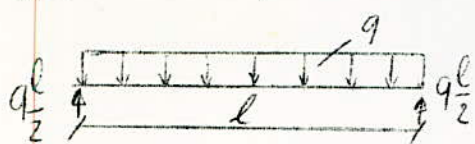
La poutre LR est chargée verticalement d'une manière quelconque A_1 et A_r sont les réactions d'appui dues à cette charge. La figure 2 représente la surface correspondante des moments. Les réactions d'appui d'une poutre supposées chargée de sa surface des moments sont désignés par a_e et a_r si l et r



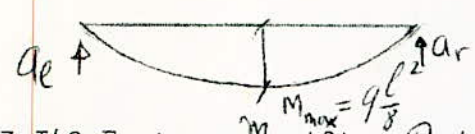
représentent les distances du centre de gravité \bar{F} de la surface des moments

on a $a_e = \frac{F_r}{s}$ et $a_r = \frac{F \times l}{s}$ on pose alors $\mathcal{L} = \frac{6a_e}{s}$ et $\mathcal{R} = \frac{6a_r}{s}$

Application au cas d'une charge constante uniformement repartie:



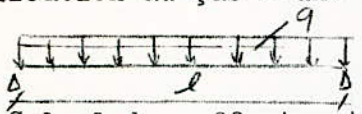
pour $0 \leq x \leq l$ on a $M_x = q \frac{l x}{2} - \frac{q x^2}{2}$
 $a_e = a_z = \int_0^{l/2} M_x dx = \int_0^{l/2} q \frac{l x}{2} dx - \int_0^{l/2} \frac{q x^2}{2} dx$
 $a_e = a_z = \frac{q l^3}{24} \Rightarrow L = R = \frac{6 a_e}{l} = \frac{q l^2}{4}$



3.142 Facteurs M_r et M_e , P et M_c

Appelons S la resultante des charges exterieures donnees sur une barre, M_r et M_e representent alors les moments statiques de cette resultante

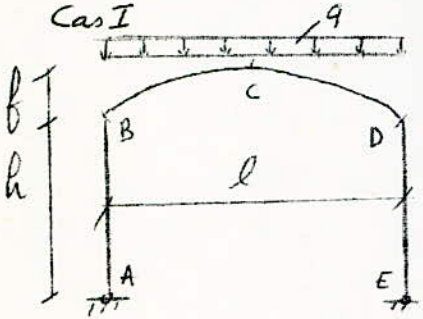
Application au cas d'une charge constante uniformement repartie M_c est le moment en C de la poutre simple BD



$S = q l$
 $M_r = M_e = \frac{S l}{2} = \frac{q l^2}{2}$ *P faitem de charge valable pour les barres paraboliques*

3.2 Calcul des efforts et moments dans les differents cas de charges

Cas I



$M_b = M_d = - \frac{(L + R) + \varphi P}{2 N}$

$M_c = M_c^0 + (I + \varphi) M_B$
 $V_A = \frac{M_r}{l} + m \quad V_E = \frac{M_e}{l} + m$

m : masse d'un poteau.

$H_E = H_A = - M_B / h$

$L = R = q l^2 / 4$ et $M_r = M_e = q l^2 / 4$

$M_c^0 = q l^2 / 8$ et $P = \frac{2}{5} q l^2$

avec $\varphi = 2 \quad N = 17,86$

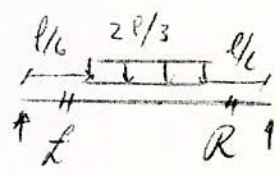
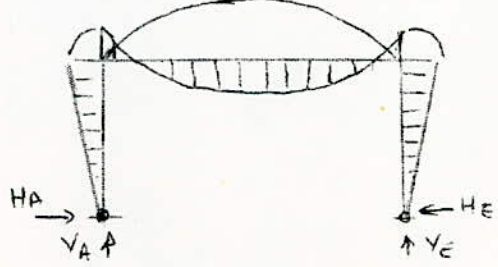
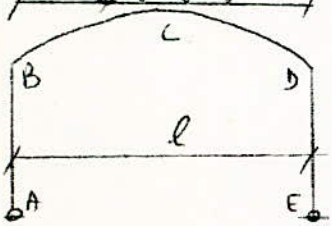
Nous aurons donc :

$m = 0,4 \times \frac{0,4 + 1,2}{2} \times 3 \times \frac{I}{2} \times 2500 = 1200$

$M_B = M_D = -22,75 q \quad M_C = +9,88 q$

$H_A = H_E = +7,58 q \quad V_A = V_E = 1200 + 12,5 q$

Cas 2



$$P = \frac{1}{40} q \left(\frac{2}{3} l\right) l \left(5 - \left(\frac{2}{3}\right)^2\right)^2 = \frac{168 I q l^2}{4860}$$

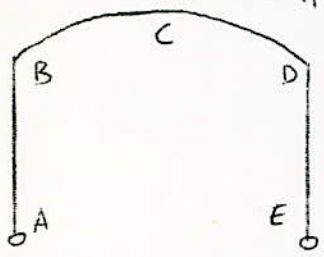
$$L = R = q \left(\frac{2}{3} l\right) \frac{l}{8} \left(3 - \left(\frac{2}{3}\right)^2\right) = \frac{23}{108} q l^2$$

$$M_B = M_D = -\frac{(L+R) + \varphi P}{2N} = -19,56 q$$

$$M_C = \frac{q}{2} \left[\frac{21}{3} \times \frac{1}{2} - \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6}\right)^2 \right] = q \frac{1^2}{9} \quad \text{et} \quad M_C = q \frac{1^2}{9} + (1+2)(-19,56 q) = 10,76 q$$

$$V_A = V_E = +8,33 q \quad \text{et} \quad H_A = H_E = 6,52 q$$

CAS 3



$$M_B = M_D = q \frac{l^2}{6} \quad P = \frac{1}{40} q \left(\frac{l}{3}\right) l \left(5 - \left(\frac{1}{3}\right)^2\right)^2 = 0,2 q l^2$$

$$L = R = q \left(\frac{1}{3} l\right) \frac{l}{8} \left(3 - \left(\frac{1}{3}\right)^2\right) = 0,12 q l^2$$

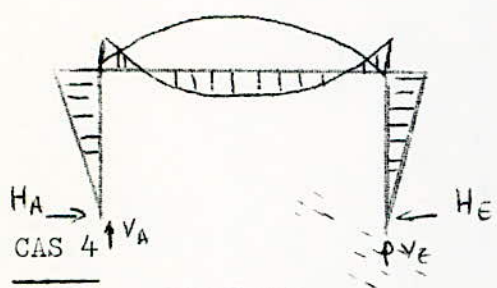
$$M_B = M_D = -\frac{(L+R) + \varphi P}{2N} = -11,2 q$$

$$M_C = \frac{q}{2} \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{l}{2} - \left(\frac{l}{2} - \frac{l}{3}\right)^2 \right] = 0,07 q l^2$$

$$M_C = q l^2 \times 0,07 + (1+2)(-11,2 q) = 10 q$$

$$V_A = V_E = +4,17 q$$

$$H_E = H_A = 3,73 q$$



$$X = \frac{M_{eB} + Rk}{2N}$$

$$M_B = M_C - X \quad M_D = -X$$

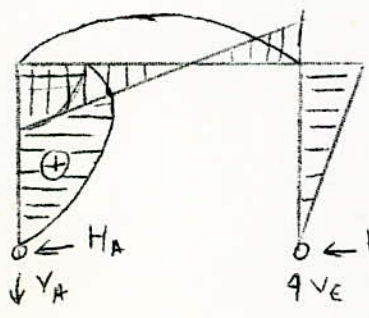
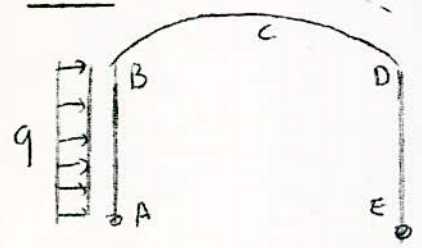
$$M_C = M_C - (1 + \varphi) X$$

$$V_A = -\frac{\partial M_e}{\partial l} \quad V_E = \frac{\partial M_e}{\partial l}$$

$$H_E = \frac{X}{h} \quad H_A = -(W - H_E)$$

$$M_e = q l^2 / 2 \quad R = q l^2 / 4 \quad W = qh$$

$$X = \left(q \frac{l^2}{2} \times 7,46 + q \frac{l^2}{4} \times 0,23 \right) \frac{1}{2 \times 17,86} = 0,95 q$$



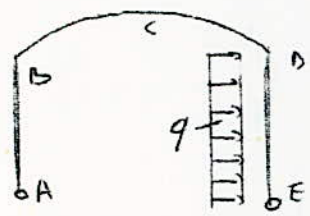
$$M_B = qx4,5 - 0,95q = 3,55q \quad M_D = -0,95q \quad M_C = -\frac{4,5}{2}q + (1+2)0,95q$$

$$M_C = +0,6q$$

$$V_E = +q\frac{H^2}{21} = +0,18q \quad V_A = -0,18q$$

$$H_E = 0,32q \quad H_A = -(qh - 0,32q) = -2,68q$$

CAS 5



$$X = M_{C^0} + R_K$$

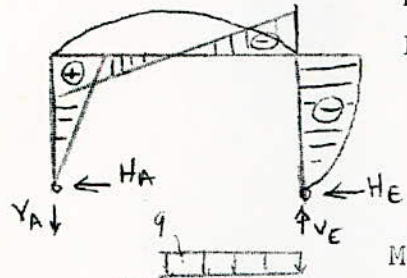
$$M_D = -(M_C - X) \quad M_B = X$$

$$X = 0,95q \quad M_D = -3,55q \quad M_B = 0,95q$$

$$M_C = -0,6q \quad V_E = 0,18q \quad V_A = -0,18q$$

$$H_A = -0,32q \quad H_E = +2,68q$$

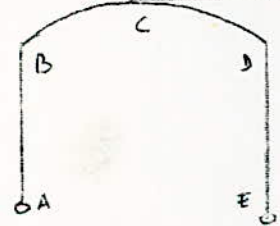
CAS 6



$$M_B = M_D = -\frac{(L+R) + \varphi P}{2N}$$

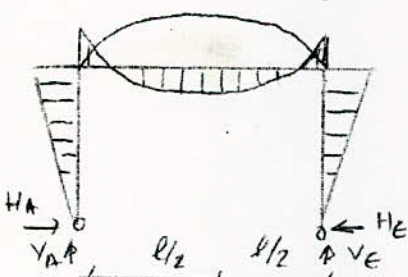
$$M_C = M_C^0 + (1 + \varphi) M_B$$

$$V_A = \frac{M_r}{l} \quad V_E = \frac{M_e}{l} \quad H_A = H_E = -\frac{M_B}{h}$$



$$P = \frac{1}{5}q\left(\frac{l}{2}\right)^2\left(5 - 5\left(\frac{1}{2}\right)^2 + 2\left(\frac{1}{2}\right)^3\right) = q\frac{l^2}{5}$$

$$L = q\left(\frac{l}{2}\right)^2\left(2 - \left(\frac{l}{2e}\right)^2\right) = \frac{7}{64}ql^2$$



$$R = \frac{q\left(\frac{l}{2}\right)^2\left(1 + \frac{l}{2e}\right)^2}{2} = 9ql^2/64$$

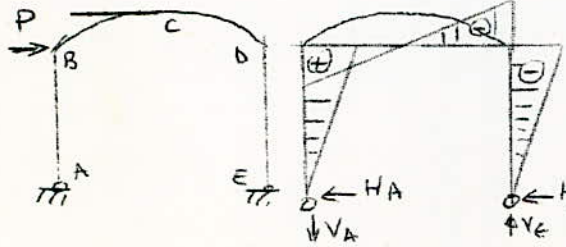
$$M_r = ql^2/8 \quad M_e = \frac{q\left(\frac{l}{2}\right)\left(l + \frac{l}{2}\right)}{2} = 3ql^2/8$$

$$M_B = M_D = -11,37q \quad M_C^0 = ql^2/16$$

$$M_C = 4,95q \quad V_A = 3,13q \quad V_E = 9,37q$$

$$H_A = H_E = 3,8q$$

CAS 7



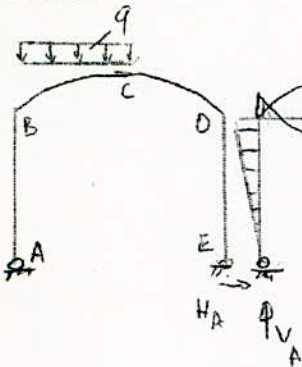
$$V_A = -V_E = -ph/1 = -0,12p$$

$$H_A = -H_E = -0,5p$$

$$M_B = -M_D = ph/2 = 1,5p$$

$$M_C = 0$$

CAS 8



$$M_B = M_D = - \frac{(k+R) + \rho P}{2N}$$

$$M_C = M_C^0 + (I + \rho) M_D$$

$$V_A = \frac{M_r}{l} \quad V_E = \frac{M_e}{l}$$

$$H_E = H_A = - M_B / h$$

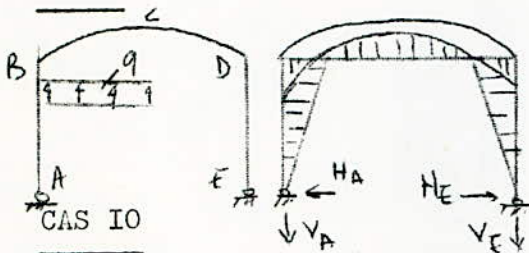
$$P = ql^2/5 \quad \alpha = 9ql^2/64 \quad R = 7ql^2/64$$

$$M_C^0 = ql^2/8 \quad M_C = ql^2/16$$

$$M_B = M_D = -11,37q \quad M_C = 4,95q$$

$$V_A = 9,37q \quad V_E = 3,13q \quad H_E = H_A = 3,8q$$

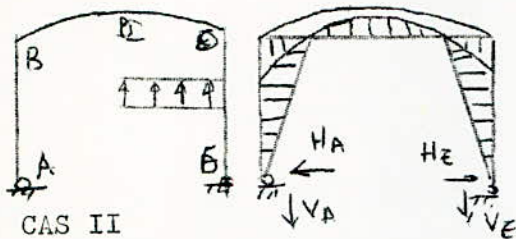
CAS 9:



$$M_B = M_D = 11,37q \quad M_C = -4,95q$$

$$V_A = -9,37q \quad V_E = -3,13q \quad H_E = H_A = -3,8q$$

CAS 10

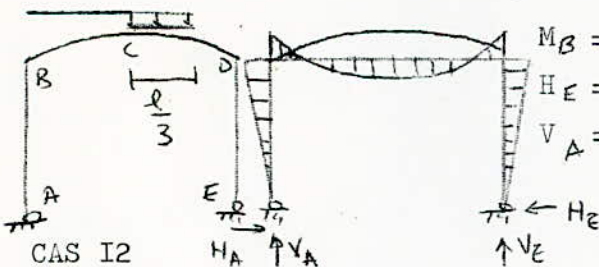


$$M_B = M_D = 11,37q \quad M_C = -4,95q$$

$$V_A = -3,13q \quad V_E = -9,37q$$

$$H_A = H_E = -3,8q$$

CAS 11

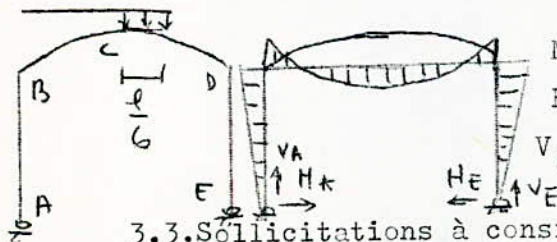


$$M_B = M_D = -9,37q \quad M_C = 5,38q$$

$$H_E = H_A = 3,26q$$

$$V_A = 2,08q \quad V_E = 6,24q$$

CAS 12



$$M_B = M_D = -5,6q \quad M_C = 5q$$

$$H_E = H_A = 1,87q$$

$$V_A = 1,04q \quad V_E = 3,12q$$

3.3. Sollicitations à considérer dans le calcul.

3.3.1. Vérification de la stabilité d'ensemble et de résistance des éléments en service normal ou extrême.

Il faut considérer les combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges majorées des sollicitations en service normal ou extrêmes dues

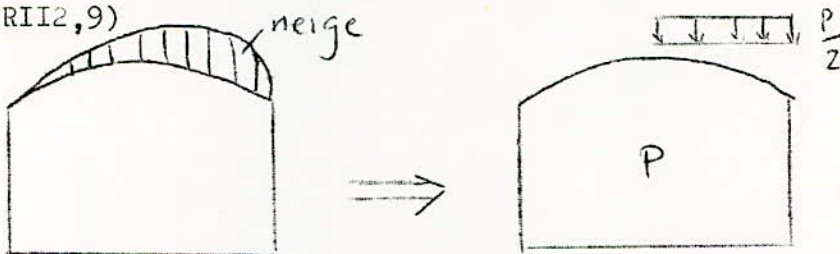
-aux charges permanentes G

-aux surcharges variables des trois categories prises en compte d'abord isolement, puis par groupe de deux, puis simultanement. Ce sont les surcharges d'exploitations, y compris leurs majoration eventuelles pour effet dynamique P, neige normale, vent normal.

Remarque; NV65RII, 4. Combinaison des effets de la neige et du vent:

Les effets de la neige et du vent sont considerés simultanément lorsque leur combinaisons produit dans la construction d des actions plus defavorables que si la neige ou le vent agit seul. Dans ce cas les hypotheses suivantes sont admises:

- La surcharge normale ou extreme due au vent soufflant dans differentes directions est prise en totalité.
- La surcharge de neige normale ou extrême est reduite de moitié.
- Pour tenir compte des possibilites d' accumulation de neige dans certaines zones (RII3, 2). Cette surcharge reduite de neige est appliquée de la maniere la plus defavorable soit totalement, soit partiellement mais la difference de la charge entre les parties les plus chargées et les moins chargées ne doit pas excéder 35 daN/m^2 pour la surcharge normale et 60 daN/m^2 pour la surcharge extrême, ces valeurs pouvant être majorées (RII2, 9)



En pratique le classement par ordre de grandeur des effets des differentes surcharges evite le calcul, visiblement superflus d'un certain nombre de ces sollicitations.

3.32 Cas du seisme.

On ne prendra pas en compte simultanement les surcharges d'exploitation (qui ont un caractere accidentel) et celles aux seismes.

Il est considere que l'intervention simultanée d'un état de surcharge maximale et de l'action sismique est peu probable. (faible probabilité pour que le seisme se produise quand l'enneigement et le vent sont max)

Le cumul des efforts de vent et de ceux de seismes n'est pas envisagé en raison de la très faible probabilité pour qu'une pointe de tempête coïncide dans l'espace et dans le temps avec une pointe d'action sismique.

D'après CCBA 68 art. 75 et 76:

les sollicitations totales produites du premier genre sont définies symboliquement par les égalités :

$$S_1 = (G) + (1,2) P$$

$$S'_1 = (G) + (P) + (V) .$$

Les sollicitations totales pondérées du second genre sont définies symboliquement par les égalités:

$$S_2 = (G) + 1,5 (P) + 1,5 (V)$$

$$S'_2 = (G) + (P) + \gamma_w (W)$$

$$S''_2 = G + P + SI$$

où (G) représente : sollicitation due à la charge permanente.

(P) " : sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique

(V) " : sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

(W) " : sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.

(SI) " : sollicitation due aux seismes.

Le coefficient γ_w étant calculé par la formule

$$\gamma_w = 1,10 - 0,5 \left(\frac{P_{g, \max}}{G} \right) \text{ dans le cas où } (P_{g, \max}) < 0,2G$$

($P_{g, \max}$) représente la sollicitation maximale développée par les surcharges permanentes d'exploitation:

$$\begin{aligned} (P_{g, \max}) &= 120 \text{ kg} & \frac{P_g}{G} &= \frac{120}{1500} = 0,08 \\ G &= 1500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{d'où } \gamma_w = 1,10 - 0,5 \times 0,08 = 1,06$$

3.4. Efforts et moments .

3.4I. Charges permanentes. (1500 kg/m)

Pour déterminer les efforts et moments il suffit d'appliquer aux différents cas des charges déjà étudiées la charge correspondante.

Pour $\gamma_g = 1$

$$\text{Moment en tête de poteau } M_B = M_D = - 22,75 \times 1500 = -34\ 000 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Moment au sommet } M_C = 9,88 \times 1500 = 14\ 800 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Réaction d'appui } V_A = V_E = 1200 + 12,5 \times 1500 = 19\ 950 \text{ kgf}$$

$$\text{Poussée } H_A = H_E = 7,58 \times 1500 = 11\ 400 \text{ kg}$$

3.42. Surcharges d'exploitation : $q = 120 \text{ kgf/m}$

-o- Pour $\gamma_p = 1$

$$M_B = M_D = -2730$$

$$M_C = 1200$$

$$V_A = V_E = 1500$$

$$H_A = H_E = 912$$

-o- Pour $\gamma_p = -1,2$

$$M_B = M_D = -3275$$

$$M_C = 1440$$

$$V_A = V_E = 1800$$

$$H_A = H_E = 1095$$

-o- Pour $\gamma_p = 3/2$

$$M_B = M_D = -4090$$

$$M_C = 1800$$

$$V_A = V_E = 2250$$

$$H_A = H_E = 1370$$

Les moments sont exprimés en kgm.

Les forces " " " kg.

3.43. Vent.

3.43I. Vent normal I

-a- Pour $\gamma_v = 3/2$

§ Béquille gauche $q = 507 \text{ kgf/m}$

On prend le cas 4 de la charge :

$$M_B = 2700 \text{ kgm} \quad M_D = -720 \text{ kgm} \quad M_C = 460 \text{ kgm}$$

$$V_E = 135 \text{ kgm} \quad V_A = -135 \text{ kgm} \quad H_E = 240 \text{ kg} \quad H_A = -2040 \text{ kg}$$

§ Béquille droite : $q = 18 \text{ kgf/m}$

On prend le cas 5 de la charge.

$$M_B = 25 \text{ kgfm} \quad M_D = -95 \text{ kgm} \quad M_C = -15 \text{ kgm}$$

$$V_E = 5 \text{ kg} \quad V_A = -5 \text{ kg} \quad H_A = -10 \text{ kg} \quad H_E = 70 \text{ kg}$$

§ Rampant au vent : $q = 114 \text{ kgf/m}$

On prend le cas 8 de charge

$$M_B = M_D = -1945 \text{ kgm} \quad M_C = +845 \text{ kgm} \quad V_A = +1600 \text{ kg}$$

$$V_E = +535 \text{ kg} \quad H_A = H_E = +650 \text{ kg}$$

§ Rampant sous le vent : $q = 70 \text{ kgf/m}$

On prend le cas 6 de la charge.

$$M_B = M_D = -1195 \text{ kgm} \quad M_C = +590 \text{ kgm} \quad V_A = +330 \text{ kg} \quad V_E = 985 \text{ kg}$$

$$H_A = H_E = 400 \text{ kg}$$

-b- Pour $\gamma_v = 1$

§ Béquille droite : $q = 18 \text{ kgf/m}$

Cas 5 de charge : $M_B = 15 \text{ kgm} \quad M_D = -65 \text{ kgm} \quad M_C = -10 \text{ kgm}$

$$V_E = 5 \text{ kg} \quad V_A = -5 \text{ kg} \quad H_A = 5 \text{ kg} \quad H_E = 45 \text{ kg}$$

§ Béquille gauche :

$$\begin{array}{llll} \text{Cas 4 de charge:} & M_B = 1800 \text{ kgm} & M_D = -480 \text{ kgm} & M_C = 305 \text{ kgm} \\ & V_E = 90 \text{ kg} & V_A = -90 \text{ kg} & H_E = 160 \text{ kg} & H_A = -1360 \text{ kg} \end{array}$$

§ Rampant au vent :

$$\begin{array}{llll} \text{Cas 8 de charge:} & M_B = M_D = -1295 \text{ kgm} & M_C = 565 \text{ kgm} & V_A = 1065 \text{ kg} \\ & V_E = 355 \text{ kg} & H_A = H_E = 435 \text{ kg} & \end{array}$$

§ Rampant sous le vent :

$$\begin{array}{llll} \text{Cas 6 de charge:} & M_B = M_D = -795 \text{ kgm} & M_C = 395 \text{ kgm} & \\ & V_A = 220 \text{ kg} & V_E = 655 \text{ kg} & H_E = H_A = 265 \text{ kg} \end{array}$$

3.432. Vent normal 2

-a- Pour $\gamma_w = 3/2$

§ Béquille gauche : $q = 245 \text{ kgf/m}$

$$\begin{array}{llll} M_B = 1305 \text{ kgm} & M_D = -350 \text{ kgm} & M_C = 220 \text{ kgm} & \\ V_E = 65 \text{ kg} & V_A = -65 \text{ kg} & H_E = 115 \text{ kg} & H_A = -985 \text{ kg} \end{array}$$

§ Béquille droite : $q = 280 \text{ kgf/m}$

$$\begin{array}{llll} M_B = 400 & M_D = -1490 & M_C = -250 & \\ V_E = 75 & V_A = -75 & H_A = -135 & H_E = 1125 \end{array}$$

§ Rampant au vent : $q = 149 \text{ kgf/m}$ cas 9 de charge :

$$\begin{array}{llll} M_B = M_D = 2540 & M_C = -1105 & V_A = -2095 & V_E = -700 \\ H_E = H_A = -850 & & & \end{array}$$

§ Rampant sous le vent : $q = 192 \text{ kgf/m}$ cas 10 de charge

$$\begin{array}{llll} M_B = M_D = 3275 & M_D = -1425 & V_E = -2700 & V_A = -900 \\ H_A = H_E = -1095 & & & \end{array}$$

-b- Pour $\gamma_v = 1$

§ Béquille gauche : $M_B = 870$ $M_D = -235$ $M_C = 145$

$$V_E = 45 \quad V_A = -45 \quad H_E = 75 \quad H_A = 655$$

§ Béquille droite : $M_B = 265$ $M_D = -995$ $M_C = -165$

$$V_E = 50 \quad V_A = -50 \quad H_A = -90 \quad H_E = 750$$

§ Rampant au vent : $M_B = M_D = 1695$ $M_C = -735$ $V_E = -465$

$$H_A = H_E = -565 \quad V_A = -1395$$

§ Rampant sous le vent : $M_B = M_D = 2185$ $M_C = -950$ $V_E = -1800$

$$H_A = H_E = -730 \quad V_A = -600$$

3.433. Vent extrême I:

Pour $\gamma_w = 1,06$

§Béquille gauche: $q = 893 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= 3360 & M_D &= -900 \\ M_C &= 565 & V_A &= -170 \\ V_E &= 170 & H_F &= 300 & H_A &= -2540 \end{aligned}$$

§Béquille droite: $q = 30 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= 30 & M_D &= -110 & M_C &= -20 \\ V_E &= 5 & V_A &= -5 & H_A &= -10 & H_E &= 85 \end{aligned}$$

§Rampant au vent: $q = 200 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= M_D = -2410 & M_C &= 1050 & V_A &= 1990 \\ H_A &= H_E = 805 & & & V_E &= 665 \end{aligned}$$

§Rampant sous le vent: $q = 123 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= M_D = -1485 & M_C &= 645 & V_A &= 410 \\ H_A &= H_E = 495 & & & V_E &= 1220 \end{aligned}$$

3.434. Vent extrême 2

Pour $\gamma_w = 1,06$

§Béquille gauche: $q = 431 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= 1620 & M_D &= -435 \\ M_C &= 275 & V_E &= 85 \\ V_A &= -85 & H_F &= 150 & H_A &= -1225 \end{aligned}$$

§Béquille droite: $q = 493 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= 500 & M_D &= -1855 \\ M_C &= -313 & V_E &= 95 & V_A &= -95 & H_A &= -170 & H_E &= 1400 \end{aligned}$$

§Rampant au vent: $q = 262 \text{ kgf/m}$

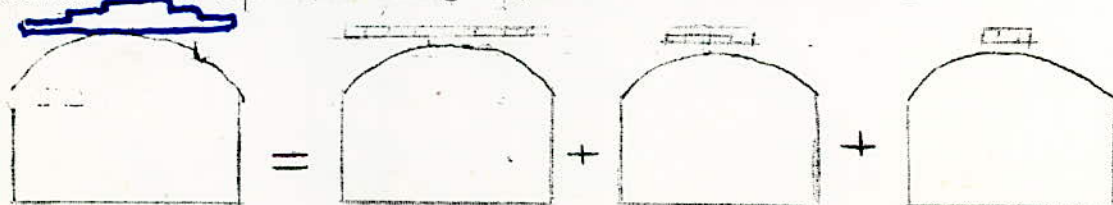
$$\begin{aligned} M_B &= M_D = 3160 & M_C &= -1375 & V_A &= -2600 \\ H_E &= H_A = -1055 & & & V_E &= -870 \end{aligned}$$

§Rampant sous le vent: $q = 341 \text{ kgf/m}$

$$\begin{aligned} M_B &= M_D = 4110 & M_C &= -1790 & V_A &= -1130 \\ H_E &= H_A = -1375 & & & V_E &= -3385 \end{aligned}$$

3.44. Neige.

Pour le calcul des efforts et moments dus à la neige nous aurons à combiner les 3 cas de charges (1&2&3) suivant le diagramme:



3.44I. Neige normale:

Charge 776 kgf/m

$$M_{B_1} = M_{D_1} = -17650 \text{ kgf/m}$$

$$M_{C_1} = 7665$$

$$H_{A_1} = H_{E_1} = 5880 \quad V_{A_1} = V_{E_1} = 9700$$

Charge 1096 - 776 = 320 kgf/m

$$M_{B_2} = M_{D_2} = -6260 \quad M_{C_2} = 1200$$

$$V_{A_2} = V_{E_2} = 2665 \quad H_{A_2} = H_{E_2} = 2085$$

Charge 1216 - 1096 = 120 kgf/m

$$M_{B_3} = M_{D_3} = -1345 \quad M_{D_3} = 1200$$

$$V_{A_3} = V_{E_3} = 500 \quad H_{A_3} = H_{E_3} = 450$$

Moments et efforts résultants:

$$M_B = M_D = (M_{B_1} + M_{B_2} + M_{B_3}) = -25255$$

$$M_C = (M_{C_1} + M_{C_2} + M_{C_3}) = 12310$$

$$H_A = H_E = (H_{A_1} + H_{A_2} + H_{A_3}) = 8415$$

$$V_A = V_E = (V_{A_1} + V_{A_2} + V_{A_3}) = 12865$$

-o- Pour $\gamma_n = 3/2$

$$M_B = M_D = -37880 \quad M_C = 18465$$

$$V_A = V_E = 19295 \quad H_E = H_A = 12620$$

-o- Pour $\gamma_n = 4/6$

Lorsque le vent et la neige agissent ensemble, la neige est réduite de moitié. RV 65 R II 4 Il suffit en général pour tenir compte des dissymétries de surcharges de neige dues à l'action du vent, de charger dans le cas d'une voûte au maximum la moitié de la voûte. Nous aurons donc le diagramme suivant:

D'après R II 4 la différence entre les parties les moins chargées et les plans chargés ne doit pas excéder 35 kgf/m (Normal) et 60 kgf/m (Extrême).

Charge 388 kgf/m sur toute la longueur :

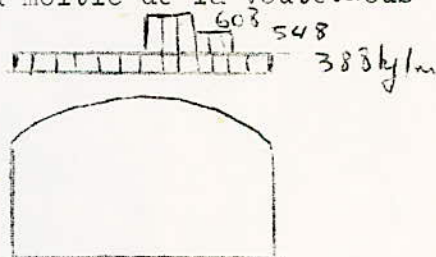
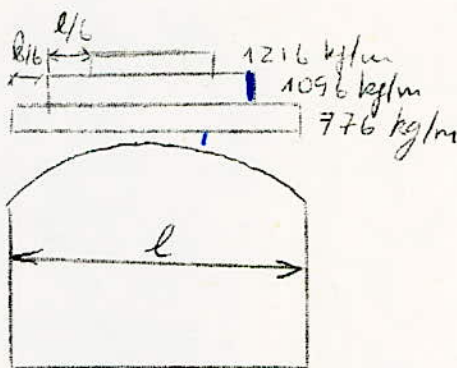
$$M_{B_1} = M_{D_1} = -8825 \quad M_{C_1} = 3835 \quad H_{A_1} = H_{E_1} = 2940 \quad V_{A_1} = V_{E_1} = 4850$$

Charge 548 - 388 = 160 kgf/m sur la longueur $1/3$

$$M_{B_2} = M_{D_2} = -1565 \quad M_{C_2} = 860 \quad H_{A_2} = H_{E_2} = 520 \quad V_{E_2} = 1000 \quad V_{A_2} = 335$$

Charge 608 - 548 = 60 kgf/m sur la longueur $1/6$

$$M_{B_3} = M_{D_3} = -335 \quad M_{C_3} = 300 \quad H_{A_3} = H_{E_3} = 110 \quad V_{E_3} = 185 \quad V_{A_3} = 60$$



Moments et efforts résultants.

$$M_B = M_D = -10725 \quad M_C = 4995 \quad H_A = H_E = 3570 \quad V_A = 5245 \quad V_E = 6035$$

et pour $\delta_n = 3/2$

$$M_B = M_D = -16090 \quad M_C = 7495 \quad H_A = H_E = 5355 \quad V_A = 7870 \quad V_E = 9055$$

3.442. Neige extrême:

-a- Pour $\delta_n = 1,2$:

Charge 1296 kgf/m

$$M_{B_1} = M_{D_1} = -29485 \quad M_{C_1} = 12805$$

$$H_{A_1} = H_{E_1} = 9825 \quad V_{A_1} = V_{E_1} = 16200$$

Charge 1824 - 1296 = 528 kgf/m

$$M_{B_2} = M_{D_2} = -1030 \quad M_{C_2} = 5680$$

$$H_{A_2} = H_{E_2} = 3440 \quad V_{A_2} = V_{E_2} = 4400$$

Charge 2024 - 1824 = 200 kgf/m

$$M_{B_3} = M_{D_3} = -2240 \quad M_{C_3} = 2000$$

$$H_{A_3} = H_{E_3} = 745 \quad V_{A_3} = V_{E_3} = 835$$

Moments et efforts résultants:

$$M_B = M_D = -42055 \quad M_C = 20485 \quad H_A = H_E = 14010 \quad V_A = V_E = 21435$$

Pour $\delta_w = 1,06$

$$M_B = M_D = -44580 \quad M_C = 21715 \quad H_A = H_E = 14850 \quad V_A = V_E = 22720$$

-b- La neige charge la moitié de la voûte en présence du vent

Charge 648 kgf/m sur la longueur 1/2

$$M_{B_1} = M_{D_1} = -7370 \quad M_{C_1} = 3210$$

$$H_{A_1} = H_{E_1} = 2460 \quad V_{A_1} = 2030 \quad V_{E_1} = 6070$$

Charge (912 - 648 = 264) sur l/3

la longueur 1/3 :

$$M_{B_2} = M_{D_2} = -2580 \quad M_{C_2} = 1420$$

$$H_{A_2} = H_{E_2} = 860 \quad V_{A_2} = 550 \quad V_{E_2} = 1645$$

Charge (1012 - 912 = 100 kgf/m) /

sur la longueur 1/6

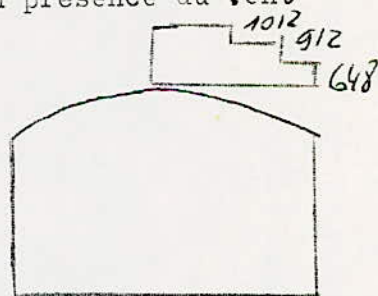
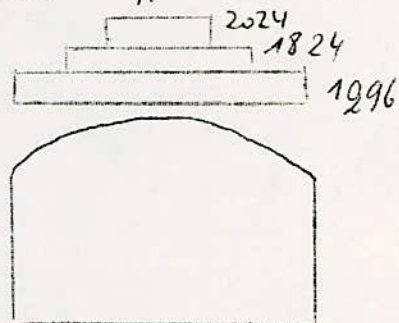
$$M_{B_3} = M_{D_3} = -560 \quad M_{C_3} = 500$$

$$H_{A_3} = H_{E_3} = 185 \quad V_{A_3} = 105 \quad V_{E_3} = 310$$

Moments et efforts résultants:

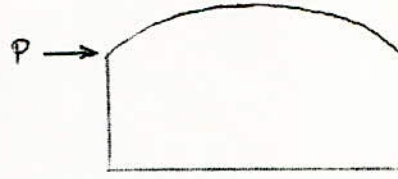
Pour $\delta_w = 1$

$$M_B = M_D = -10510 \quad M_C = 5130 \quad V_A = 2685 \quad V_E = 8025 \quad H_A = H_E = 3505$$



3.45. Seisme

$$\begin{aligned}
 M_B &= 3710 & M_D &= -3710 \\
 M_C &= 0 & V_A &= -295 \\
 V_E &= 295 & H_A &= -1240 & H_E &= 1248
 \end{aligned}$$



3.5. Efforts et moments cumulés.

Vus les valeurs des efforts et des moments dûs aux différentes charges et surcharges, nous ne prenons que les sollicitations donnant les valeurs les plus défavorables.

$$3.51. S_1 = G + P + V_{neige1}$$

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-34000	-34000	14800	19950	19950	11400	11400
P	-2730	-2730	1200	1500	1500	910	910
V_{neige}	-25255	-25255	12310	12865	12865	8415	8415
totaux	-61985	-61985	28310	34415	34415	20725	20725

$$3.52. S = G + 1,5 P + 1,5 V_{h1}$$

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-34000	-34000	14800	19950	19950	11400	11400
1,5P	-4090	-4090	1800	2250	2250	1370	1370
1,5 V_h	-37880	-37880	18465	19295	19295	12620	12620
totaux	-75970	-75970	35065	41495	41495	25390	25390

$$5.53. S_2 = G + 1,5 P + 1,5 (V_{vent1} + \frac{1}{2} V_{neige1})$$

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-34000	-34000	14800	19950	19950	11400	11400
1,5P	-4090	-4090	1800	2250	2250	1370	1370
$\frac{3}{2} V_h$	-16090	-16090	7495	7870	9055	5355	5355
$\frac{1}{2} B_{eq. Gav}$	2700	-720	460	-135	135	-1360	240
$B_{eq. dr.}$	25	-95	-15	5	5	-10	70
R_{vent}	-1945	-1945	845	1600	535	650	650
R_{SV}	-1195	-1195	590	330	985	400	400

Totaux:

M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
-54595	-58135	25975	31860	32915	17805	19485

$$3.54. \quad S'_2 = G + P + 1,06 W_{neige}$$

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-34000	-34000	14800	19950	19950	11400	11400
P	-2275	-2275	1000	1250	1250	760	760
1,06W _n	-44580	-44580	21715	22720	22720	14850	14850
Totaux	-80855	-80855	37515	43920	43920	27010	27010

La combinaison Vent plus neige donne des valeurs moins défavorables que celle de la neige agissant seule. Le seisme étant faible, la sollicitation totale pondérée S n'a pas intérêt à être calculée.

Nous retiendrons d'après la combinaison des différentes sollicitations les valeurs maximales suivantes :

$$M_B = M_D = -80855 \quad M_C = 37515 \quad V_A = V_E = 43920 \quad H_A = H_E = 27010$$

3.6. Définition du béton et des contraintes admissibles.

Le béton peu contrôlé est dosé à 350 kg/m^3 , les armatures longitudinales sont en acier Fe E 40 A, les armatures transversales en Fe E 22. La fissuration est préjudiciable ($K = 10^6$) $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$ si

$e_0 > \frac{h_c}{2}$ puisque nous sommes en flexion composée.

$$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kgf/cm}^2$$

Les armatures longitudinales

$$\varnothing \leq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

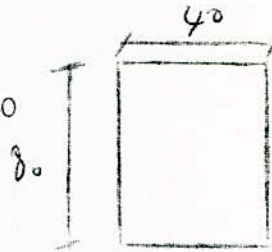
$$\varnothing > 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2$$

Armatures transversales : $\bar{\sigma}_{en} = 2200 \text{ kgf/cm}^2$

3.7. Calcul des armatures.

On remarque que le moment au milieu de la traverse vaut la moitié de celui aux appuis. On peut donc réduire la section au milieu de la traverse ^{l'inertie}, sera alors variable.

Nous prendrons une section 80 x 40



3.71. Armatures pour la section médiane de la traverse

$$M = 3751500 \text{ kgcm} \quad N = 27010 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3751500}{27010} = 139 \text{ cm.}$$

La section est donc partiellement comprimée et comme

$$e_0 > \frac{h}{2} = 80 / 2 = 40 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Le moment de flexion par rapport aux armatures tendues a pour valeur

$$= 3751500 + 36,5 \times 27010 = 4737365 \text{ kgcm. Le moment étant impor-}$$

tant nous aurons un assez fort pourcentage d'acier ; nous prendrons

donc des aciers de gros diamè-

tres ($\emptyset 20$). $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2$

Dans ces conditions

$$\mu = \frac{15 \times 4737365}{2670 \times 40 \times 77^2} = 0,1137 \text{ d'où}$$

$$\xi = 0,8675$$

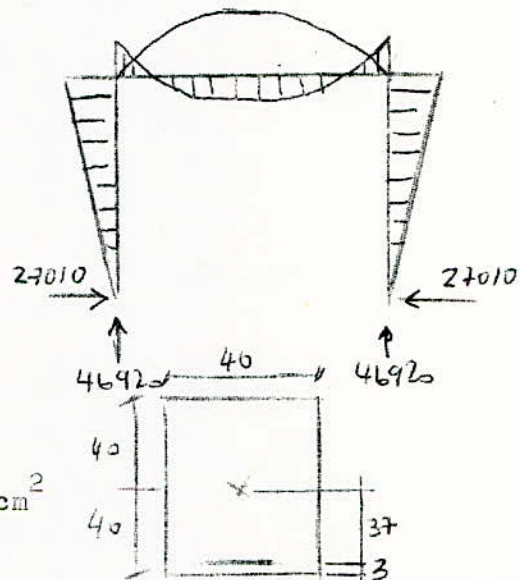
$$K = 22,75$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{4737365}{2670 \times 40 \times 77 \times 0,8675} =$$

$$A = 26,74 \text{ cm}^2$$

$$A = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 26,74 - \frac{27010}{2670} = 16,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4 \text{ HA } 25 = 19,63 \text{ cm}^2$$



Vérifions si pour des HA 25 la contrainte adoptée de 2670 est

$$\text{admissible: } \bar{\omega}_f = \frac{A}{b \times 2d} = \frac{19,63}{40 \times 7} = 0,0701$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 10^6 \times \frac{1,6}{25} \times \frac{0,082}{1 + 10 \times 0,082} = 2637,4 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 2670 / 22,75 = 117,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Des armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

3.72. Armatures pour la section sur appui:

$$M = 8085500 \text{ kgcm.} \quad N = 27010 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{8085500}{27010} = 300 \text{ cm. la section est donc partiellement comprimée, et}$$

$$\text{comme } e_0 > \frac{h_t}{2} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Le moment de flexion par rapport aux armatures tendues a pour valeur:

$$M = 8085500 + 27010 \times 56 = 9598000 \text{ kgm}$$

Le moment étant important nous

prendrons un assez fort pourcentage d'acier; nous prendrons donc des aciers à fort diamètre. $\bar{\sigma}_a$ sera égal alors à 2670 kgf/cm^2 . Dans ces conditions

$$\mu = \frac{9598000 \times 15}{2670 \times 40 \times 116^2} = 0,1002 \text{ d'où}$$

$$\xi = 0,8741 \text{ et } K = 24,7$$

$$\text{d'où } A = \frac{9598000}{2670 \times 0,8761 \times 116} = 35,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 14 = 25,78$$

$$A = 35,4 - \frac{27010}{2670} = 25,3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 25 = 29,4 \text{ cm}^2$$

et

Vérifions si pour des HA 25, la contrainte adoptée est admissible:

$$\text{nous avons : } \bar{\omega}_f = \frac{25,78}{40 \times 8} = 0,801 \Rightarrow \bar{\sigma}_t = 10^6 \frac{1,6}{25} \frac{0,081}{1 + 10 \times 0,081} = 2855 \text{ bars}$$

$$= 2912 \text{ kgf/cm}^2 > 2670 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 2670 / 24,7 = 108 \text{ kgf/cm}^2 < 137 \text{ kgf/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

3.73. Armatures pour la section supérieure du pilier.

$$M = 8085500 \quad N = 43920 + 3000 - 1200 = 45720$$

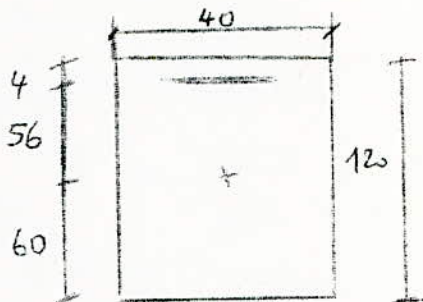
$$M = 8085500 + 45720 \times 56 = 10477820$$

$$\mu = \frac{10477820 \times 15}{2670 \times 40 \times 116^2} = 0,1094 \text{ d'où } \xi = 0,8694 \text{ et } K = 23,3$$

$$\text{avec } A = 38,91 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 38,91 - \frac{45720}{2670} = 22,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 12 = 24,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{nous aurons } \bar{\omega}_f = 0,0755 \text{ et } \bar{\sigma}_t = 2753,8 \text{ bars} = 2809 \text{ kgf/cm}^2 > 2670 = \bar{\sigma}_a$$



$$\sigma_b' = 2670 / 22,3 = 119,7 \text{ kgf/cm}^2 < 137 \text{ kgf/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

3.74. Influence de l'effort tranchant sur la traverse.

A l'appui $T = 46920 - 120 = 45720$

$$z = \frac{7}{8} 116 = 101 \text{ cm.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 45720 - \frac{8085500}{101} < 0$$

La valeur est donc négative, il n'y a pratiquement aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

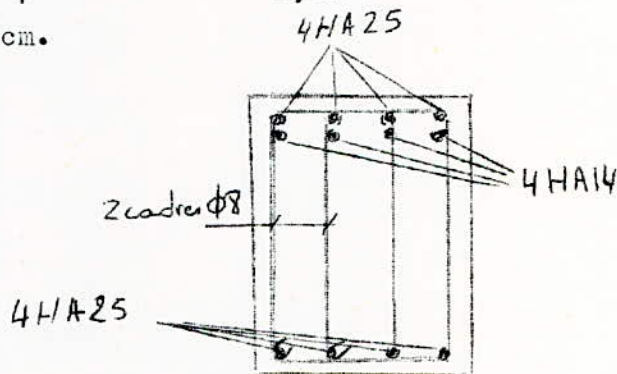
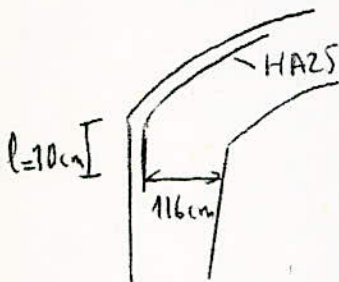
Pour les armatures supérieures nous avons avec:

$$\bar{\sigma}_b = 1,25 \psi_j^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kgf/cm}^2 \text{ et } \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2$$

$$l_1 = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2,5}{4} \times \frac{2670}{16,6} = 100 \text{ cm.}$$

avec $L = 116 \text{ cm} \Rightarrow l = \frac{l_1 + 5,2b - L}{1,89} = \frac{100 + 5,2 \times 2,5 - 116}{1,89}$

soit en pratique $l = 10 \text{ cm.}$



Les armatures transversales seront constituées par un cadre $\phi 8$ et un étrier $\phi 6$. Aux appuis nous avons :

$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{45720}{40 \times 101} = 11,3 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2 \text{ et } e_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}$$

$$e_{at} = 1 - 11,3 / (9 \times 5,9) = 0,80 \text{ d'où } \tau_{at} = e_{at} \bar{\sigma}_{at} = 0,8 \times 2200 = 1762 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \times \tau_{at} \times z}{T} = \frac{2,01 \times 1762 \times 101}{45720} = 8,3 \text{ cm.}$$

Il est à noter que dans la traverse z ne garde pas une valeur constante.

Nous allons maintenant déterminer les écartements le long de la poutre. A la distance x de l'appui, l'effort tranchant a pour valeur:

$$T = 45720 - \frac{45720}{2} \gamma = 45720 - 3417,6$$

Les écartements à adopter sont déterminés par le tableau suivant :

x m.	T_x kg.	z	$\bar{\sigma}_c = \frac{T}{b^2}$ kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_{at} = (1 - \frac{z}{g_{at}}) \sigma_{cn}$ kgf/cm ²	$t = \frac{A + z \bar{\sigma}_{at}}{f}$ cm	t adopté cm
0	42720	101	10,57	1762	8,37	8
2	35885	96	9,35	1813	9,75	9
4	29050	91	7,98	1870	11,77	11
6	22215	86	6,46	1932	15,04	13
8	15380	81	4,75	1979	20,95	20
10	8544	76	2,81	2084	37,25	33
12	1709	71	0,6	2175	181	-

Nous utilisons la suite des nombres de Caquot pour une poutre supportant une charge uniformément répartie 7-8-9-10-11-13-16-20-25-30-35-60.

Nous placerons le premier plan d'armatures transversales à 7 cm du nu du pilier et nous prendrons 25 intervalles de 8 cm, 22 intervalles de 9 cm ; 10 intervalles de 10 cm ; 9 intervalles de 11 cm ; 8 intervalles de 13 cm ; 7 intervalles de 16 cm ; 6 intervalles de 20 cm ; 5 intervalles de 25 cm ; 4 intervalles de 30 cm ; 3 intervalles de 35 cm ; 11 intervalle de 60 cm.

Au total nous aurons le long de l'arc qui fait une longueur de 27 m. :
 $7+25.8+22.9+10.10+9.11+8.13+7.16+6.20+5.25+4.30+3.35+1.60 = 1350\text{cm.}$

Les cadres seront disposés symétriquement par rapport au milieu de la poutre

3.75. Influence de l'effort tranchant dans les béquilles :

L'effort tranchant dans les piliers est constant et égal à 27010 kg avec $z = \frac{7}{8} \cdot 116 = 101$ cm. Nous aurons dans la section supérieure du pilier $T + \frac{M}{z} = 27010 - 8085500 / 101 < 0$; donc aucune vérification n'est nécessaire en ce qui concerne la section

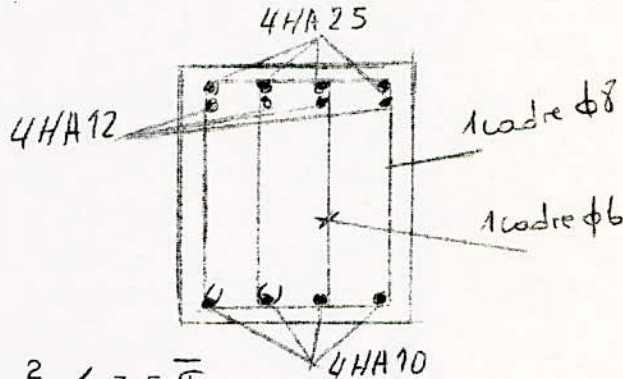
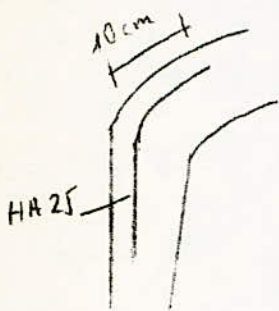
sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

$$\bar{\sigma}_b = 1,25 \times 4^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2$$

$$l_1 = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2,5}{4} \times \frac{2670}{16,6} = 100 \text{ cm.} \quad \text{avec} \quad L = 116 \text{ cm.} \Rightarrow l = \frac{l_1 + 5,2\phi - L}{1,89} = 0$$

Un retour d'équilibre n'est donc pas indispensable, on pourra en amorcer un pour faciliter la mise en place de la traverse.

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres $\phi 8$



$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{27010}{40 \times 101} = 6,7 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b} = 1 - \frac{6,7}{9 \times 59} = 0,874 \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_a = 0,874 \times 2200 = 1923 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_t = 1\phi 8 + 1\phi 6 = 1,56 \text{ cm}^2 \quad t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,56 \times 1910 \times 101}{28200} = 11,22 \text{ cm}$$

Nous prendrons donc un écartement constant égal à $t = 11 \text{ cm}$ sur une longueur de 1^{m} . puis à 1 m. de l'appui $z = 79 \text{ cm.} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 8,55$

$\bar{\sigma}_{at} = 1846$, un écartement $t = 8 \text{ cm.}$ le long de 2^{m} ; puis à 2 m. de l'appui $z = 57 \text{ cm.} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 11,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1718 \Rightarrow t = 5,76 \text{ cm}$ le long de 3^{m} ; ceci en raison de la diminution de la largeur de la béquille.

Les portiques de rives qui ne supportent que la moitié de la charge portée par les portiques intermédiaires seront ferraillés longitudinalement de moitié des valeurs calculées pour les portiques intermédiaires. A l'articulation la section d'acier $A = 4 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 12 + 4 \text{ HA } 10 =$

$$A = 27,29 \text{ doit résister à l'effort tranchant} \quad T = 27010$$

$$T / A = 990 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2$$

3.76. Vérification du béton à la base du poteau.

$$\sigma_{b_0}' = \frac{N}{S} = \frac{46920}{40x} = 29,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_0}'$$

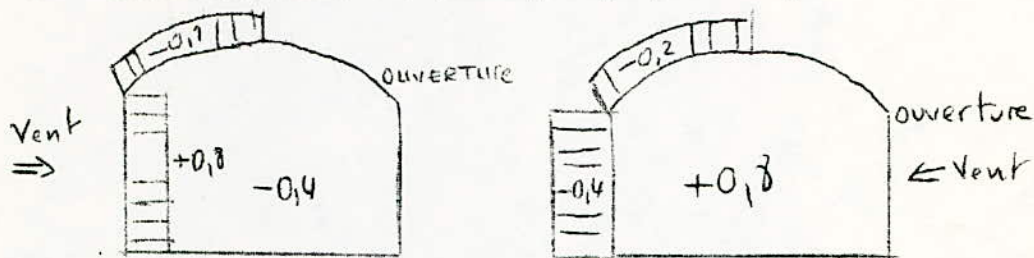
4. Calcul des charges. : Couverture position ouverte.

4.I. Détermination de différents effets à prendre en compte.

Nous aurons à considérer les effets du vent, du poids propre, des surcharges et celle du seisme.

4.II. Effet du vent.

- a - Action extérieure : (voir paragraphe 2I2)

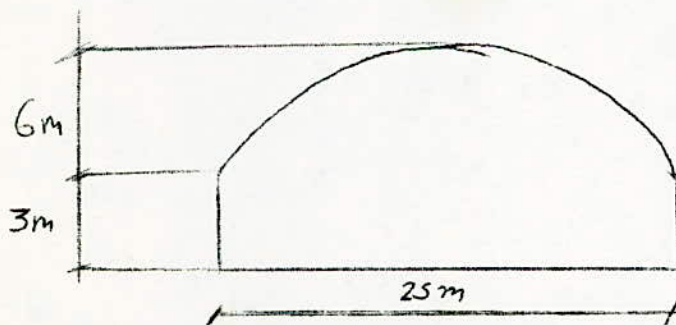


- b - Actions intérieures.

R 2I42. On applique :

- une surpression avec $C_i = 0,8$ sur les faces intérieures lorsque la partie ouverte est au vent.

- une dépression avec $C_i = - (1,3 - 0,8)$ sur les faces intérieures lorsque la partie ouverte est sous le vent, donc $C_i = -0,4$

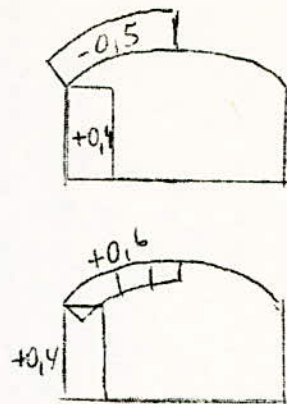


La hauteur de la paroi vaut la moitié de la hauteur de l'arc. Dans la position ouverte de la couverture, la paroi du côté de l'ouverture n'introduit pas une grande influence sur les actions intérieures du vent; de ce fait on considèrera par simplification que la paroi n'existe pas et on aura donc à tenir compte des actions internes sur une paroi et la moitié de l'arc. Cette simplification est aussi justifiée par

la grande largeur de l'ouverture 12,5 m.

calcul:

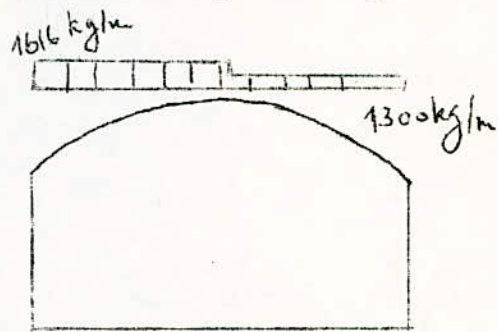
$$\begin{aligned} \text{avec } q &= 54,7 \text{ kg/m}^2 & \text{et } q' &= 96,3 \text{ kg/m}^2 \\ 0,4 q &= 21,9 \text{ kg/m}^2 & 0,4 q' &= 38,5 \text{ kg/m}^2 \\ -0,5 q &= -27,3 \text{ kg/m}^2 & -0,5 q' &= -48,1 \text{ kg/m}^2 \\ 0,6 q &= 32,8 \text{ kg/m}^2 & 0,6 q' &= 57,8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$



4.I2.Effet du poids propre.

- a - Poids propre sur la moitié de la traverse la plus chargée:

$$\begin{aligned} \text{Traverse } 0,4 \times 1,2 \times 2500 &= 1200 \text{ kg/m}^2 \\ \text{rail} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{pannes } 22 \times \frac{8}{1,5} \times 2 &= 234 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Couverture} &= 32 \text{ " } \\ \text{Accessoires} &= 50 \text{ " } \\ \text{Total} &= 1616 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$



- b - Poids propre sur la moitié de la traverse la moins chargée.

$$1616 - (234 + 32 + 50) = 1300 \text{ kg/m}^2$$

4.I3.Surcharge d'exploitation

$$100 \times 1,2 = 120 \text{ kgf/m}$$

4.I4.Seisme.

$$S_H = S_V = 100 \text{ kgf/m}$$

4.2.Calcul des efforts permanents.

4.2I.Charge permanente:

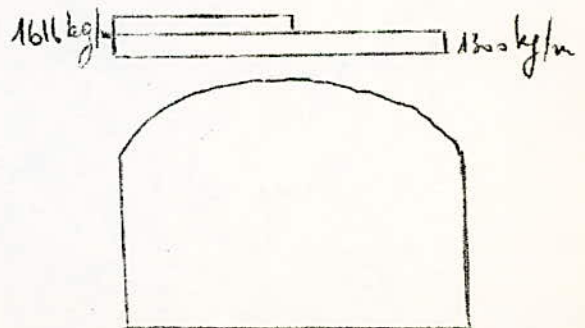
- a - Pour $\gamma_g = 1$

Cas de la charge 1300 le long de la traverse :

$$\begin{aligned} M_{B_1} &= M_{D_1} = -22,75 \times 1300 = -29575 \text{ kgm} \\ M_{C_1} &= 9,88 \times 1300 = 12845 \text{ kgm} \\ V_{A_1} &= V_{E_1} = 1200 + 12,5 \times 1300 = 17450 \text{ kgm} \\ H_{A_1} &= H_{E_1} = 7,58 \times 1300 = 9855 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Cas de la surcharge $1616 - 1300 = 316 \text{ kgf/m}^2$ sur la moitié de la traverse:

$$\begin{aligned} M_{B_2} &= M_{D_2} = -11,37 \times 316 = -3595 \text{ kgm} & M_{C_2} &= 4,95 \times 316 = 1565 \text{ kgm} \\ V_{A_2} &= 9,37 \times 316 = 2960 & V_{E_2} &= 3,13 \times 316 = 980 & H_E &= H_A = 3,8 \times 316 = 1200 \end{aligned}$$



Moments et efforts résultants :

$$M_B = M_D = (M_{\beta_1} + M_{\beta_2}) = -33170$$

$$M_C = 14410$$

$$V_A = 20410$$

$$H_E = H_A = 11055$$

$$V_E = 18430$$

4.22. Surcharge d'exploitation:

- a - Pour $\gamma_p = 1$ $M_B = M_D = -2730$ $M_C = 1200$ $V_A = V_E = 1500$ $H_A = H_E = 910$

- b - Pour $\gamma_p = 1,2$ $M_B = M_D = -3275$ $M_C = 1440$ $V_A = V_E = 1800$ $H_A = H_E = 1095$

- c - Pour $\gamma_p = 3/2$ $M_B = M_D = -4090$ $M_C = 1800$ $V_A = V_E = 2250$ $H_A = H_E = 1370$

4.23. Vent.

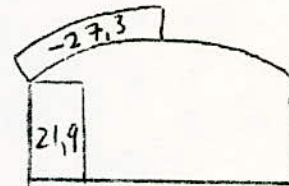
- a - Vent normal V_{v_1} ;

§ Pour $\gamma_y = 3/2$

Béquille gauche:

$$M_B = 935 \quad M_D = -250 \quad M_C = 160$$

$$V_A = 45 \quad V_E = -45 \quad H_E = 85 \quad H_A = -705$$



Rampant au vent:

$$M_B = M_D = 3725 \quad M_C = -1620 \quad V_A = -3070 \quad V_E = -1025 \quad H_A = H_E = -1245$$

§ Pour $\gamma_v = 1$

Béquille gauche : $M_B = 625 \quad M_D = -165 \quad M_C = 105$

$$V_E = 40 \quad V_A = -40 \quad H_E = -470 \quad H_A = 1330$$

Rampant au vent: $M_B = M_D = 2485 \quad M_C = -1080$

$$V_A = -2045 \quad V_E = -685 \quad H_A = H_E = -830$$

- b - Vent normal V_{v_2} .

§ Pour $\gamma_v = 3/2$

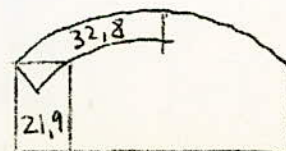
Béquille gauche : $M_B = 935 \quad M_D = -250 \quad M_C = 160$

$$V_E = 45 \quad V_A = -45 \quad H_E = 85 \quad H_A = -705$$

Rampant au vent : $M_B = M_D = -4475$

$$M_C = 1950 \quad V_A = 3690 \quad V_E = 1230$$

$$H_A = H_E = 1495$$



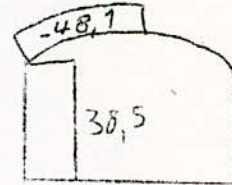
§ Pour $\gamma_v = 1$

Béquille gauche : $M_D = 625$ $M_D = -165$ $M_C = 105$
 $V_E = 30$ $V_A = -30$ $H_E = 55$ $H_A = -470$
 Rampant au vent : $M_B = M_D = -2985$ $M_C = 1300$
 $V_A = 2460$ $V_E = 820$ $H_E = H_A = 995$

4233 Vent extreme $\gamma_v = 1,06$

Bequille gauche :

$M_B = 1160$ $M_D = -315$ $M_C = 195$
 $V_E = 60$ $V_A = -60$ $H_E = 105$ $H_A = -875$



Rampant au vent :

$M_B = M_D = 4640$ $M_C = -2020$ $V_A = -3820$ $V_E = 1270$ $H_E = H_A = -1550$

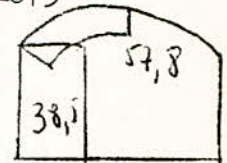
4234 Vent extreme $\gamma_v = 1,06$

Bequille gauche :

$M_B = 1160$ $M_D = -315$ $M_C = 195$ $V_E = 60$ $V_A = -60$ $H_E = 105$ $H_A = -875$

Rampant au vent :

$M_B = M_D = -5570$ $M_C = 2425$ $V_A = 4595$ $V_E = 1530$ $H_E = H_A = 1860$



4235 Seisme

Le seisme ayant à peu près la même valeur que la surcharge, ses effets ne seront assimilés à ceux de la surcharge et ne changent en rien la valeur des resultats.

43. Efforts et moments maximums

431 G+I,2P

	M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
G	-33170	-33170	14440	20410	18430	11050	11050
I,2P	-3275	-3275	1440	1800	1800	1095	1095
	-36445	-36445	15830	22210	20230	12150	12150

432 G+V+P

G	-33170	-33170	14410	20410	18430	11055	11055
P	-2730	-2730	1200	1500	1500	910	910
B.G	625	-165	105	-40	40	-470	55
R.V	2485	2485	-1080	-2045	-685	-870	-870
	-32790	-33580	14635	19825	19825	10625	11150

433 G+I,5P+I,5V₂

G	-33170	-33170	14400	20410	18430	11055	11055
I,5P	-4090	-4090	1800	2250	2250	1370	1370
B.G	935	935	-250	-45	45	-705	85

M_B	M_D	M_C	V_A	V_E	H_A	H_E
R.V. -4475	-4475	1950	3690	1230	1495	1495
Tot. -40800	-40800	17910	26305	21955	13215	14005
434 G+P+W						
G -33170	633170	14410	20410	18430	11055	11055
P -2730	-2730	1200	1500	1500	910	910
B.G 1160	-315	195	-60	60	-875	105
R.S.V. -5570	-5570	2425	4595	1530	1860	1860
Tot. -40310	-41785	18230	26445	21520	12950	13930

Nous retiendrons d'après la combinaison des différentes sollicitations les valeurs maximales suivantes .

$$M_B = -40800 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_D = -41780 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

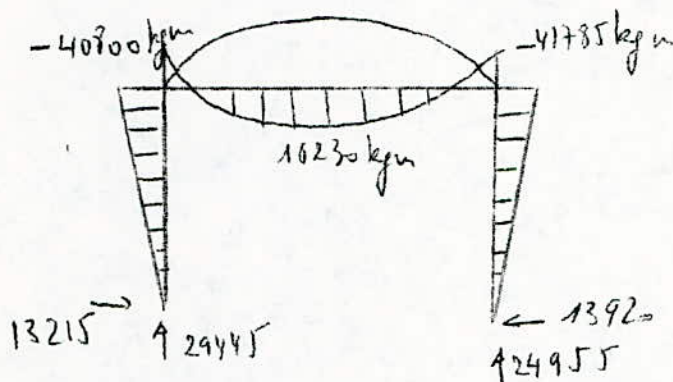
$$M_C = 18230 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_A = 26445$$

$$V_E = 21955$$

$$H_A = 13215$$

$$H_E = 13930$$



On remarque en comparant ce diagramme à celui de la position fermée de la couverture, que les valeurs des efforts et des moments trouvées ci-dessus sont franchement inférieures à celles déjà calculées.

Donc le ferrailage déjà déterminé pour la position couverture fermée sera maintenu.

5. CALCUL DES PANNES

5I Détermination des charges et surcharges.

5II Charges permanentes

Poids propre des pannes métalliques	$\frac{22}{1,5} =$	14 kg/m ²
Couverture		5 kg/m ²
Étanchéité		15 kg/m ²
		<hr/>
		34 kg/m ²

5I2 Surcharges d'exploitation

Couverture inaccessible 100 kg/m²

5I3 Vent

Vent normal maximal sur le rampant 14,25 kg/m²

Vent extrême sur le rampant (maximal) 25 kg/m²

5I4 Neige

L'angle α de la pente du versant étant variable de la clef au sommet.

A la clef $\alpha = 43^\circ$	}	-neige normale maxi sur le rampant	97 kg/m ²
		-neige extrême maxi sur le rampant	162 kg/m ²
Au quart $\alpha = 30^\circ$	}	-neige normale maxi sur le rampant	137 kg/m ²
		-neige extrême maxi sur le rampant	228 kg/m ²
Au sommet	}	-neige normale maxi sur le rampant	152 kg/m ²
		-neige extrême maxi sur le rampant	253 kg/m ²

52 Combinaison des charges

Nous avons à combiner les différentes sollicitations et à ne considérer que les plus défavorables.

En surcharges normales			En surcharges extrêmes	
$G + \frac{3V}{2}n$	$\frac{4G}{3} + \frac{3Vn}{2}$	+	$G + P$	$G + P + Ve$
$G + \frac{3P}{2}$	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$	+	$G + Ne$	$G + P + Ne$
$G + \frac{17}{12}(P+Vn)$	$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+Vn)$	+	$G + Ve$	$G + P + \frac{1}{2}Ne + Ve$
$G + \frac{4}{3}Nn$	$\frac{4}{3}G + \frac{4}{3}Nn$	+		
$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P + Nn)$		+		

D'après les valeurs des surcharges et particulièrement celle de la neige, on voit qu'il suffit de considérer uniquement les sollicitations

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P ; \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P + Nn) ; G + P + Na$$

Le seisme n'est pas pris en compte car comme on l'a dit déjà, la surcharge a un caractère accidentelle et ne sera pas prise en considération

en meme temps avec le seisme.

$$\frac{4}{3}G + \frac{3P}{2} = \frac{4}{3}34 \times 1,5 + \frac{3}{2} \times \frac{100 \times 1,5}{8} = 96 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 43^\circ \quad \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P + N_{n_1}) = \frac{4}{3}34 \times 1,5 + \frac{17}{12} \left(\frac{100}{8} \times 1,5 + 137 \times 1,5 \right) = 300 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 30^\circ \quad \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P + N_{n_2}) = \frac{4}{3}34 \times 1,5 + \frac{17}{12} \left(\frac{100}{8} \times 1,5 + 137 \times 1,5 \right) = 385 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 0^\circ \quad \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P + N_{n_3}) = \frac{4}{3}34 \times 1,5 + \frac{17}{12} \left(\frac{100}{8} \times 1,5 + 152 \times 1,5 \right) = 417 \text{ kg/m}$$

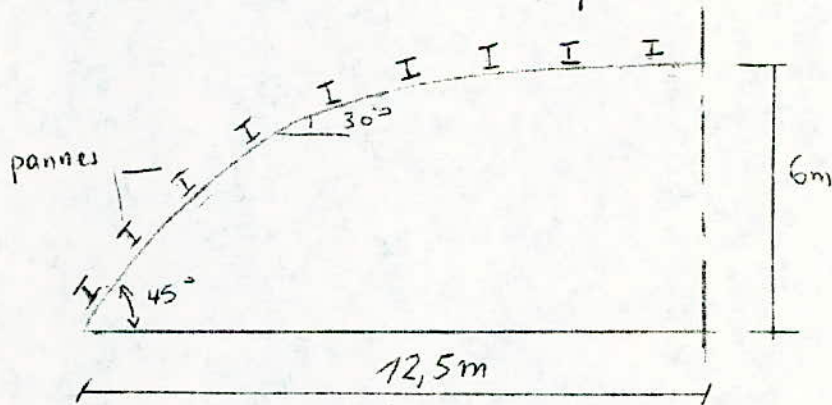
$$\alpha = 43^\circ \quad G + P + N_{e_1} = 34 \times 1,5 + \frac{100 \times 1,5}{8} + 162 \times 1,5 = 313 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 30^\circ \quad G + P + N_{e_2} = 34 \times 1,5 + \frac{100 \times 1,5}{8} + 228 \times 1,5 = 412 \text{ kg/m}$$

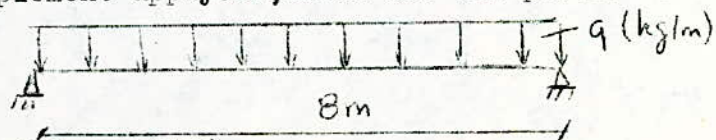
$$\alpha = 0^\circ \quad G + P + N_{e_3} = 34 \times 1,5 + \frac{100 \times 1,5}{8} + 253 \times 1,5 = 450 \text{ kg/m}$$

Nous retiendrons donc les valeurs

$\alpha = 43^\circ$	$q = 313 \text{ kg/m}$
$\alpha = 30^\circ$	$q = 412 \text{ kg/m}$
$\alpha = 0^\circ$	$q = 450 \text{ kg/m}$



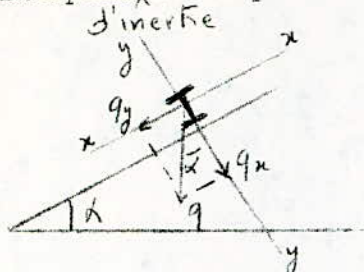
Nous avons au total 9 pannes de part et d'autre de l'axe de l'arc, ces pannes sont espacées entre elles de 1,50 m. et sont supposées comme simplement appuyées, elles ont une portée de 8 m.



5.3. Calcul du profilé.

Les pannes sont soumises à une flexion déviée. Les efforts appliqués aux pannes fléchissent la pièce et ne sont pas dans l'un des plans

principaux de la poutre. On projète donc les efforts suivant les plans



principaux d'inertie de la panne. On calcule indépendamment la flexion dans chacun de ces plans et on additionnera en chaque point les contraintes normales.

$$q_x = q \cdot \cos \alpha$$

$$M_x = q_x \cdot \frac{l_x^2}{8} = q \cos \alpha \frac{l_x^2}{8}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha$$

$$M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} = q \sin \alpha \frac{l_y^2}{8}$$

l_x et l_y sont les portées de la poutre suivant les axes X et Y. On a donc $l_x = l_y = 8$ m.

La panne choisie doit satisfaire la condition $\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \bar{\sigma}_e$

$\bar{\sigma}_e$ étant la contrainte admissible de l'acier et W_x et W_y représentent les modules d'inertie des poutres correspondant à des flexions simples dans chacun des plans principaux d'inertie.

Pour déterminer les dimensions de la section de la panne il est plus commode d'employer la formule ci après.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \frac{M_y}{M_x} \cdot \frac{W_x}{W_y} \right) = \frac{M_x}{W_x} (1 + \eta \frac{M_y}{M_x}) \leq \bar{\sigma}_e \text{ avec } \eta = \frac{W_x}{W_y}$$

d'où $W_x \geq \frac{M_x}{\bar{\sigma}_e} (1 + \eta \frac{M_y}{M_x})$ Le coefficient η pour un HEB sera pris égal à 3 .

5.31. Calculs des pannes se trouvant à la clef de l'arc.

$$\alpha = 43 \quad q = 313 \text{ kg/m} \quad q_x = q \cdot \cos 43 = 229 \text{ kg/m} \Rightarrow M_x = 1831 \text{ kgm.}$$

$$\bar{\sigma}_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad q_y = q \cdot \sin 43 = 213 \text{ kg/m} \Rightarrow M_y = 1707 \text{ kgm.}$$

$$W_x \geq \frac{183100}{2400} \left(1 + 3 \cdot \frac{1707}{1831} \right) = 290 \text{ cm}^3 \Rightarrow W_x \geq 290 \text{ cm}^3$$

5.32. Calcul des pannes se trouvant au quart d'arc:

$$\alpha = 30 \quad q = 412 \text{ kg/m} \quad q_x = q \cos 30 = 357 \text{ kg/m} \Rightarrow M_x = 2854 \text{ kgm}$$

$$q_y = q \sin 30 = 206 \text{ kg/m} \Rightarrow M_y = 1648 \text{ kgm;}$$

$$W_x \geq \frac{285400}{2400} \left(1 + 3 \cdot \frac{1648}{2854} \right) = 325 \text{ cm}^3 \Rightarrow W_x \geq 325 \text{ cm}^3$$

5.33. Calcul des pannes se trouvant au sommet de l'axe.

$$\alpha = 0 \quad q = 450 \text{ kg/m} \Rightarrow M_x = q_x \frac{l^2}{8} = 3600 \text{ kgm.}$$

$$W_x \geq \frac{360000}{2400} = 150 \text{ cm}^3 \Rightarrow W_x \geq 150 \text{ cm}^3$$

5.34. Choix du HEB

Comme nous ne prendrons qu'une variante de poutrelles pour toute la couverture on choisira d'après les tables HEB 180 qui a les caractéristiques suivantes : poids propre $P = 51,2 \text{ kg/m}$

$$W_x = 426 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 151 \text{ cm}^3$$

5.35. Vérification

Vérifions si l'HEB choisi donne une contrainte inférieure à la contrainte admissible σ_e , à la charge maximum, on doit ajouter le nouveau poids propre.

$$q = 412 \text{ kg/m} + 51,2 = 463,2 \text{ kg/m} \quad M_x = q \cos 30^\circ \cdot \frac{\ell^2}{8} = 463,2 \times 0,866 \times \frac{8^2}{8}$$

$$\text{d'où } M_x = 3210 \text{ kgm.} \quad \text{et}$$

$$M_y = q \sin 30^\circ \cdot \frac{\ell^2}{8} = 463,2 \times 0,5 \times \frac{8^2}{8}$$

$$\text{d'où } M_y = 1853 \text{ kgm.}$$

La contrainte vaut alors

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{321000}{426} + \frac{185300}{151} = 753,5 + 1227,2$$

$$\sigma = 1981 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'où} \quad \sigma < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Le HEB 180 choisi convient.

5.36. Vérification au cisaillement.

On doit vérifier la contrainte de cisaillement τ par la relation $1,54 \tau \leq \sigma_e$ avec $\tau = \frac{T \cdot S}{2eI}$

Pour HEB 180 on a les caractéristiques

$$S = 241 \text{ cm}^3$$

$$I = 3831 \text{ cm}^4$$

$$e = 1,4 \text{ cm}$$

$$T = q \cdot \frac{\ell}{2} = 1853 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{1853 \times 241}{1,4 \times 3831} = 83,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,54 \tau = 1,54 \times 83,5 = 130 \text{ kg/cm}^2 \ll \sigma_e = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

L'HEB 180 est donc vérifié au cisaillement.

6. Calcul de la poutre reliant la clef des 2 portiques successifs.

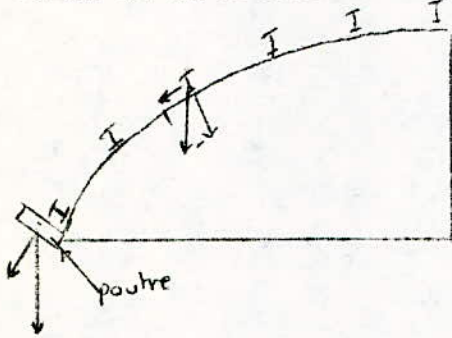
6.1. Calcul des charges.

Prenons le cas le plus défavorable pour cette poutre, c'est à dire qu'elle sera soumise à son poids propre et la charge totale de la couverture mobile ainsi qu'à une fraction de la couverture fixe.

Poutre de 0,50 x 0,30 m.

Poids propre $P = 0,5 \times 0,3 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

Poids de la couverture mobile:



Panne $40 \times 9 = 360 \text{ kg/m}$

Couverture $5 \times 13,5 = 67,5 \text{ kg/m}$

Etanchéité $5 \times 13,5 = 67,5 \text{ kg/m}$

495 kg/m

Poids de la fraction de la couverture fixe:

Panne 40 kg/m

couverture 5

Etanchéité 5

50 kg/m

Au total le poids de la couverture sera égal à $q = 495 + 50 = 545 \text{ kg/m}$.

Mais uniquement la composante de q suivant la tangente à la couverture qui agit sur le poteau, c'est à dire

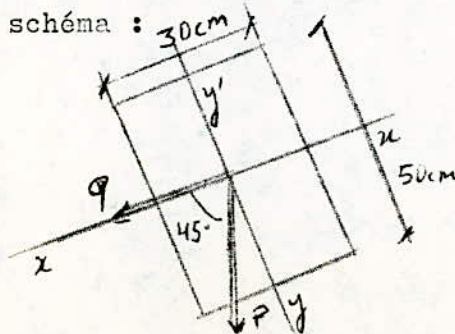
$$q_t = 545 \cos 45 \text{ d'où}$$

$$q_t = 495 + 50 = 545 \text{ kg/m}$$

$$q = q_t \cos 45 = 385,5 \text{ kg/m}$$

La section de la poutre sera donc soumise à une flexion déviée suivant

le schéma :



Suivant l'axe de X $q_x = q + p \cos 45$

Suivant l'axe de Y $q_y = p \sin 45$

$$q_x = 651 \text{ kgf/m}$$

$$q_y = 265 \text{ kgf/m}$$

Cette poutre sera considérée comme **semi encastrée** sur les portiques.

6.2. Premier cas.

6.2I. Moments:

$$q_x = 651 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Moment en travée } M_t = q \frac{\ell^2}{10} = \frac{651 \times 8^2}{10} = 4166,4 \text{ kgm.}$$

$$\text{Moment sur appuis } M_a = q \frac{\ell^2}{8} = \frac{651 \times 8^2}{8} = 2083,2 \text{ kgm.}$$

Le béton ^{peu} contrôlé est dosé à 350 kg/m^3 , les armatures en $F_e 40 A$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ax} = 2000 \text{ kg/m} \\ \sigma_{ay} = 800 \text{ kg/m} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 60,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

6.22. Armatures

Pour la section en travée :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 416640}{2000 \times 50 \times 27^2} = 0,0857 \quad \text{d'où} \quad \epsilon = 0,8820$$

$$K = 27,4$$

$$A = \frac{M_t}{A \times \epsilon \times h} = \frac{416640}{2000 \times 0,8820 \times 27} = 8,75 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA } 20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{bx} = \frac{2000}{27,4} = 73 \text{ kg/cm}^2$$

Pour la section aux appuis, le moment aux appuis est de moitié de celui de la travée. Nous prendrons donc une section d'acier égale à

$$8,75 / 2 = 4,4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

6.23. Effort tranchant

Les moments sur les appuis étant égaux, l'effort tranchant sera donc :

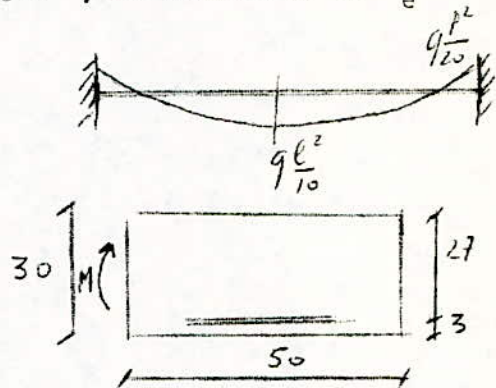
$$T = q \frac{1}{2} = \frac{651 \times 8}{2} = 2604 \text{ kg}$$

avec

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 27 = 23,6 \text{ cm.}$$

$$\text{La contrainte de cisaillement est égale à } \tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{2604}{50 \times 23,6} = 2,2$$

$$\tau_b = 2,2 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$



6.3. 2^e Cas

6.31. Moment

$$q_y = 265 \text{ kgf/m}$$

Moment en travée $M = q \frac{l^2}{10} = \frac{265 \times 8^2}{10} = 1696 \text{ kgm.}$

moment aux appuis $M = q \frac{l^2}{20} = 848 \text{ kgm.}$

6.32. Armatures

Section en travée $\mu = \frac{15 \times 169600}{800 \times 30 \times 47^2} = 0,0480 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9077 \\ K = 39,2 \end{array} \right.$

$$A = \frac{169600}{800 \times 0,9077 \times 47} = 4,97 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ HA } 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Section aux appuis $A = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ HA } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_y = \frac{800}{39,2} = 20,4 \text{ kgf/cm}^2$$

6;33 Effort tranchant.

$$T = q \frac{l}{2} = \frac{265 \times 8}{2} = 1060 \text{ kg.}$$

$$z = \frac{7}{8} 47 = 41 \text{ cm d'où } \tau_b = \frac{1060}{30 \times 41} = 0,86 < 1,15 \bar{\sigma}_y.$$

6.4. Vérification.

Contraintes maximales dans le béton :

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y = 73 + 20,4 = 93,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

7. Calcul des fondations.

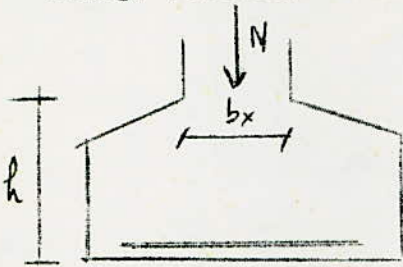
Nous avons 2 variantes de fondations, celles qui se trouvent sous les poteaux intermédiaires des portiques, et celle qui se trouvent sous les poteaux de rive.

7.I. Fondation pour poteaux intermédiaires.

7.II. Description et dimensions:

Le portique transmet par l'intermédiaire de la base du poteau une

charge verticale centrée de $N = 46\ 920\text{ kg}$. Appelons B_x et B_y



les côtés de la base de la semelle et b_x et b_y les côtés de la base du poteau. Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible, nous devons avoir:

$$B_x \cdot B_y \geq N / \sigma_s \quad \text{avec } N = 46920\text{ kg} \quad \text{et } \sigma_s = 3\text{ kgf/cm}^2$$

$$B_x \cdot B_y \geq 46920 / 3 = 15640\text{ cm}^2$$

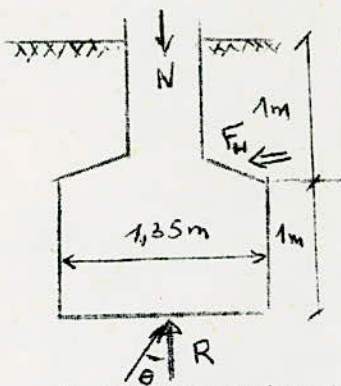
Nous choisirons une semelle homothétique à la base du poteau (elle sera donc carrée).

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad \text{avec } b_x = b_y = 60\text{ cm} \quad \frac{B_x}{B_y} = 1$$

$$B_x = B_y \quad B_x \geq \sqrt{15640} = 125\text{ cm}$$

Nous prendrons alors $B_x = B_y = 135\text{ cm}$.

Le massif de fondation soumis à la charge normale doit pouvoir équilibrer la force horizontale $F_h = 27010$ qui tend à écarter les 2 béquilles du portique. Cette condition va déterminer la hauteur du massif de fondation. Calculant la butée le long du côté AB en choisissant une hauteur du massif égale à 1 m.



Coefficient de sécurité à prendre : 2

$$\text{Coefficient de butée } K = \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3$$

$$\frac{K \gamma h}{2} = 2,4\text{ t/m}^2$$

$$\frac{K \gamma h'}{2} = 4,8\text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow f_b = \left(\frac{2,4 + 4,8}{2} \times 1\right) = 3,6\text{ t/m}$$

Le massif présente une butée totale $F_b = 1,35 \times 3,6 = 4,86\text{ t} = 4860\text{ kg}$

L'angle de frottement du sol est pris égal à 25° . Ce qui donne une force de frottement due à R égale à $R_h = R \cdot \text{tg } 25^\circ$

$$R = N + \text{Masse du massif} = 46920 + (1,35 \times 1,35 \times 1 + 0,6 \times 0,6 \times 1) \times 2300$$

$$R = 52\ 000 \text{ kg.}$$

$$R_h = 52000 \times 0,466 = 24248 \text{ kg}$$

la force totale qui s'oppose à F_h est égale à $R_h + F_b = 29\ 100 \text{ kg} > F_h$

La hauteur du massif convient et sera maintenue.

7.12. Contraintes et armatures.

Le béton peu contrôlé est dosé à 350 kg/m^3 , les armatures seront en acier Fe E24 sous réserve des conditions relatives à la fissuration qui est préjudiciable ($K = 10^6$) $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kgf/cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kgf/cm}^2$

7.121. Armatures suivant X

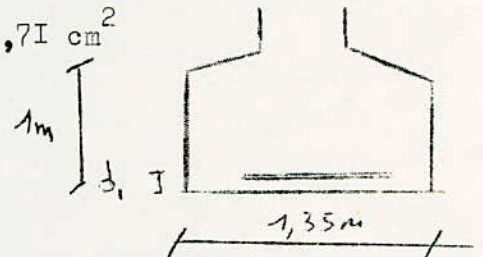
$$F_x = \frac{R (B_x - b_x)}{8(h_t - d)} = \frac{52000(135 - 60)}{8(100 - 3,5)} = 5052 \text{ kg}$$

Appelons A_x la section totale des armatures parallèles à B_x

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5052}{1470} = 3,44 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ } \emptyset \text{ } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

7.122. Armatures suivant Y

$$F_y = \frac{R(B_y - b_y)}{8(h_t - d_T)} = \frac{52000(135 - 60)}{8(100 - 5)} = 5132 \text{ kg}$$



Appelons A_y la section totale des armatures parallèles à B_y

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5132}{1470} = 3,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ } \emptyset \text{ } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

7.13. Vérification à la fissuration.

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} \text{ avec } \eta = 1 \quad K = 10^6 \quad \bar{\sigma}_b = 5,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 10 \text{ cm. } \Rightarrow \sigma_2 = 1812 \text{ bars} = 1848 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

Les contraintes adoptés $\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kgf/cm}^2$ sont admissibles.

7.2. Fondation pour poteau de rive.

$$R = 23460 + (1 \times 1 \times 1 = 0,6 \times 0,6 \times 1) \times 2300 = 26600 \text{ kg}$$

On prend $B_x = B_y = 1 \text{ m.}$

$$B_x + B_y = 100 \times 100 = 10\ 000 > 26600 / 3 = 8867 \text{ cm}^3$$

$$F_x = \frac{26600 (100 - 60)}{8(100 - 3,5)} = 1380 \text{ kg et } F_y = \frac{26600 (100 - 60)}{8(100 - 5)} = 1400 \text{ kg}$$

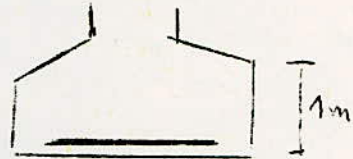
$$A_x = F_x / \sigma_a = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_y = 0,95 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons

$$A_x = 4 \varnothing 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4 \varnothing 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Les aciers hauts seront constitués par 2 $\varnothing 10$



7.3. Ferrailage du poteau du massif de fondation.

Le poteau au dessus du massif sera ferrillé exactement comme la base de la béquille du portique.

7.4. Calcul du boulon d'articulation.

La section du boulon sera déterminée par la condition

$$\tau = N / 2A < 0,800 \sigma_e \quad \text{avec} \quad N = 46920 \text{ kg} \quad \text{et} \quad \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N}{2 \cdot \pi \frac{\phi^2}{4}} < 0,8 \sigma_e \Rightarrow \phi > \sqrt{\frac{2N}{\pi \sigma_e \cdot 0,8}} = 3,94 \text{ cm}^2$$

nous prendrons $\phi = 5 \text{ cm}$.



H A P I T R E C

L A C O U P O L E

I. Généralités

I. Historique:

Les voiles minces sont utilisés dans le but de couvrir économiquement de grands espaces sans appuis intermédiaires.

Pour couvrir un espace donné, la solution ancienne consistait à utiliser une couverture plane qui reposait sur des poutres.

Dans ce cas on distingue donc 2 types d'éléments nettement différents : les éléments couvrants et les éléments porteurs. Si nous réalisons la fusion des éléments couvrants et des éléments porteurs, nous obtenons les couvertures autoportantes, parmi lesquelles les voiles minces en béton armé constituent un groupe extrêmement important et intéressant.

Ce sont les romains qui à la fin de la période antique, introduisirent les couvertures autoportantes en créant la voûte en berceau et la coupole.

C'est entre 1900 et 1910 que les premières applications sont timidement apparues et en nombre très limité.

Comme exemple, on peut citer entre autre la coupole de 10 m. de diamètre et de 5 cm. d'épaisseur couvrant la mosquée de Constanza en Roumanie construite en 1905 par Constantinescu.

I.2. Avantages des voiles minces

Le principal avantage des voiles minces en béton armé réside dans leur légèreté. En effet, les éléments porteurs sont supprimés grâce à la forme particulière qui est donnée aux éléments couvrants, dont l'épaisseur n'est en général pas augmentée. Cet avantage est intéressant pour les toitures, dont les charges de service (neige, vent) sont très faibles, de sorte que la sollicitation principale est constituée par le poids propre de la couverture.

La légèreté des voiles minces entraîne automatiquement une économie dans les armatures, dans les supports et les fondations, qui n'est nullement négligeable. Autre avantage : l'aspect élégant et légers de ces structures est un élément favorable du point de vue de l'esthétique de constructions.

I.3. Inconvénients.

Le coût du coffrage constitue souvent un handicap important pour les voiles minces. Le façonnage de gabarits, courbes précis nécessite une main d'oeuvre spécialisée onéreuse. De plus la réalisation d'un coffrage étanche réclame un soin particulier pour les surfaces à doubles courbures.

Enfin, la difficulté des calculs de résistance de la plupart de ces structures peut parfois faire hésiter le constructeur qui en revient dès lors aux solutions classiques.

I.4. Technologie des voiles minces.

I.4.1. Dimensions.

L'épaisseur minimale pour loger les armatures et les protéger convenablement contre la corrosion est égale à 6 cm.

La flèche minimale recommandée pour les coupoles est de $1/10$ à $1/15$ du diamètre couvert.

I.4.2. Préfabrication:

Certains pays comme l'URSS et ses voisins ont développé largement la préfabrication des couvertures industrielles en voiles minces.

Les buts recherchés sont:

- Une réduction du prix de revient par la normalisation des dimensions et une simplification, voire même la suppression des échafaudages.
- Une diminution des délais d'exécution par la préparation des éléments en atelier, le travail étant poursuivi en période hivernale.

Un bétonnage in-situ est généralement nécessaire pour assurer la continuité des éléments et leur liaison avec les poutres ou les colonnes.

II. Bases de calcul des voiles minces.

2.1. Sollicitations

- Principale: poids propre
- Permanents: chape d'étanchéité, parrements.
- Charges variables réparties: neige, vent.

Cependant il y a certains effets inévitables: retrait, fluage du béton, variation de température, déformations des appuis; qui ne sont pas négligeables.

Une dernière catégorie de sollicitations est celle des charges concentrées qui sont à écarter car elles créent des contraintes locales de flexion importantes.

2.2. Contraintes admissibles

Il faut retenir qu'il faut réaliser du béton de bonne qualité pour alléger la construction et pour en améliorer la constitution.

Béton: il est conseillé de ne pas dépasser 50 bars, afin d'éviter le phénomène d'instabilité locale (claquage) .

Acier: on ne dépassera pas 1400 bars, même pour les aciers à haute limite d'élasticité que si l'on est assuré de la compatibilité de déformation.

2.3. Hypothèses de calculs.

Plusieurs hypothèses simplificatrices sont introduites dans le calcul:

1: le matériau constitutif est supposé continu, homogène, isotrope, élastique.

2: les déformations sont supposées négligeables par rapport à l'épaisseur du voile de sorte que les théories du premier ordre, conduisent à des équations linéaires et les principes de superposition des efforts sont applicables.

3. Méthodes de calcul.

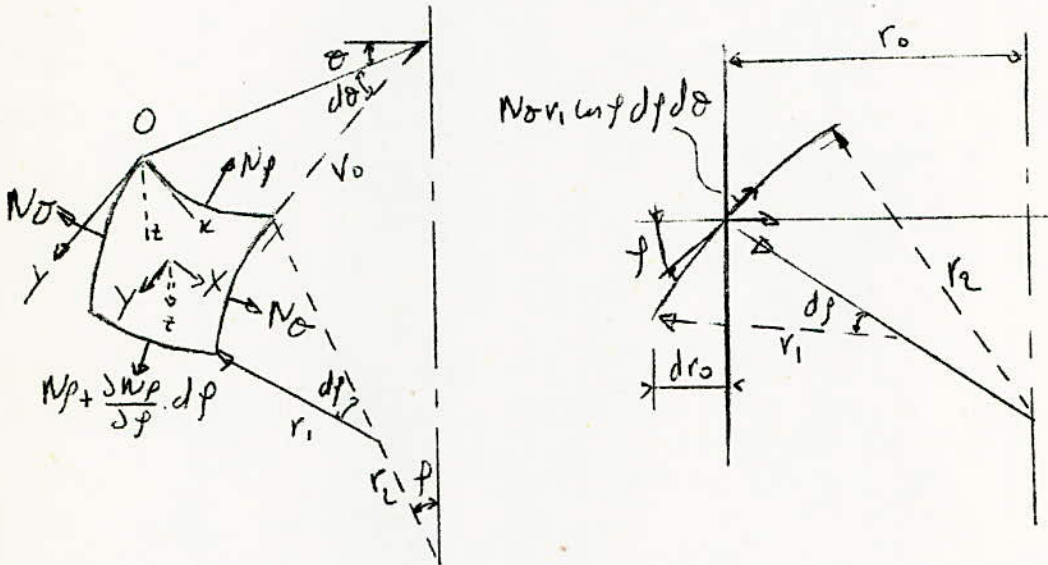
3.1. Coques en forme de surface de révolution chargées symétriquement par rapport à leur axe.

On obtient une surface de révolution en faisant tourner une courbe plane autour d'un axe passant par le p^h de la courbe. Cette courbe est appelée méridien. Un élément d'une coque est décomposé par 2 méridiens adjacents et 2 cercles.

La position d'un méridien est définie par un angle α mesuré à partir d'un certain méridien et la position d'une parallèle est définie par l'angle φ entre la normale à la surface et l'axe de révolution.

Le plan méridien et le plan perpendiculaire sont les plans de courbure principale en un point d'une surface de révolution, et les rayons de courbures correspondants sont représentés respectivement par r_1 et r_2 .

Le rayon d'une parallèle est appelé r_0 ; ainsi les dimensions des cotés de l'élément se rencontrant en O sont $r_1 d\varphi$ et $r_0 d\theta = r_2 \sin \varphi d\theta$
 L'axe de l'élément est alors $r_1 r_2 \sin \varphi d\varphi d\theta$



A partir de la symétrie supposée de la sollicitation et de la déformation on conclut qu'il n'y aura pas d'effort tranchants vers les cotés de l'élément. Les valeurs des forces normales par unité de longueur sont représentés par N_φ et N_θ . L'intensité de la charge extérieure agissant dans le plan méridien dans le cas de la symétrie est décomposé suivant Y et Z parallèle aux axes des coordonnées.

Multipliant les composantes par l'aire $r_1 r_2 \sin \varphi d\varphi d\theta$, on obtient les composantes de la charge extérieure agissant sur l'élément.

En écrivant les équations d'équilibre de l'élément; commençons par les forces dans la direction de la tangente du méridien. Sur le côté supérieur de l'élément agit la force: $N_\varphi v_0 d\theta = N_\varphi r_2 \sin \varphi d\theta$ (a)

La force correspondante sur le côté inférieur de l'élément est;:

$$\left(N_\varphi + \frac{dN_\varphi}{d\varphi} \cdot d\varphi \right) (v_0 + \frac{dv_0}{d\varphi} d\varphi) d\theta \quad (b)$$

Par les expressions a et b, en négligeant une faible quantité du second ordre on trouve que la résultante dans la direction de Y est égale à

$$N_\varphi \frac{dv_0}{d\varphi} d\varphi d\theta + \frac{dN_\varphi}{d\varphi} \cdot v_0 d\varphi d\theta = \frac{d}{d\varphi} (N_\varphi v_0) d\varphi d\theta \quad (c)$$

La composante de la force extérieure dans la même direction est:

$$Y r_1 v_0 d\varphi d\theta \quad (d)$$

Les forces agissant sur les côtés latéraux de l'élément sont égales à $N_0 v_1 d\varphi$ et ont une résultante égale à $N_0 v_1 d\varphi d\theta$ suivant le rayon du parallèle. La composante de cette force suivant Y est:

$$- N_0 v_1 \cos\varphi d\varphi d\theta \quad (e)$$

Sommons les forces (c), (d), (e), l'équation d'équilibre suivant la tangente au méridien, s'écrit:

$$\frac{d}{d\varphi} (W_1 v_0) - N_0 v_1 \cos\varphi + Y r_1 v_0 = 0 \quad (f)$$

On obtient la seconde équation d'équilibre en sommant les projections des forces suivant Z. Les forces agissant sur les côtés supérieure et inférieure de l'élément ont pour résultante suivant Z:

$$N_1 r_0 d\theta d\varphi \quad (g)$$

Les forces agissant sur les côtés latéraux de l'élément et ayant pour résultante $N_0 v_1 d\varphi d\theta$ dans la direction radiale du parallèle, donnent une composante suivant Z de valeur:

$$N_0 v_1 \sin\varphi d\varphi d\theta \quad (h)$$

La charge extérieure agissant sur l'élément a, suivant la même direction une composante

$$Z r_1 v_0 d\theta d\varphi \quad (i)$$

En sommant les forces (g), (h), (i), on obtient la deuxième équation d'équilibre:

$$N_1 r_0 + N_0 v_1 \sin\varphi + Z r_1 v_0 = 0 \quad (j)$$

On peut calculer les forces N_1 et N_0 par les équations (f) et (j); dans chaque cas particuliers si l'on connaît les rayons r_0, r_1 et les composantes Y et Z de l'intensité de la charge extérieure.

On peut considérer au lieu de l'équilibre d'un élément, l'équilibre de la portion de coque au dessus d'un parallèle, définie par l'angle φ

Si la résultante de la charge totale, sur cette portion de la coque, est appelée R, l'équation d'équilibre est:

$$2\pi r_0 N_1 \sin\varphi + R = 0 \quad (I)$$

ON peut utiliser cette équation au lieu de l'équation différentielle (f) d'où l'on peut extraire par intégration. Si l'on divise (j) par $r_0 r_1$, elle peut s'écrire

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_0}{r_0} = -Z \quad (II)$$

Donc lorsqu'on calcule N_1 par (I) on obtient N_0 par (II). Par suite les

Par suite les problèmes de contraintes de membranes se résolvent aisément dans chaque cas particulier.

3.2.Cas particulier de coques en forme de surfaces de révolution:

3.2.I. Dôme sphérique:

Supposons qu'une coque sphérique est soumise à l'action de son propre poids dont la valeur par unité de surface est constante et égale à q :

Si on représente le rayon de la sphère par a nous avons $r_0 = a \sin \varphi$ et

$$R = 2\pi \int_0^{\varphi} a^2 q \sin^2 \varphi d\varphi = 2\pi a^2 q (1 - \cos \varphi)$$

Les équations (I) et (II) donnent alors

$$\left. \begin{aligned} N_{\varphi} &= -\frac{aq(1-\cos\varphi)}{\sin^2\varphi} = -\frac{aq}{1+\cos\varphi} \\ N_{\theta} &= aq\left(\frac{1}{1+\cos\varphi} - \cos\varphi\right) \end{aligned} \right\} \text{(III)}$$

On voit que les forces N_{φ} sont toujours négatives; donc il y a une compression le long des méridiens qui augmente avec l'angle φ

Les forces N_{θ} sont aussi négatives pour les petits angles .

si $\varphi = 51^{\circ} 50' \Rightarrow N_{\theta} = 0$, si φ augmente il devient positif.

si $\varphi > 51^{\circ} 50'$, il existe des contraintes de traction dans la direction perpendiculaire aux méridiens.

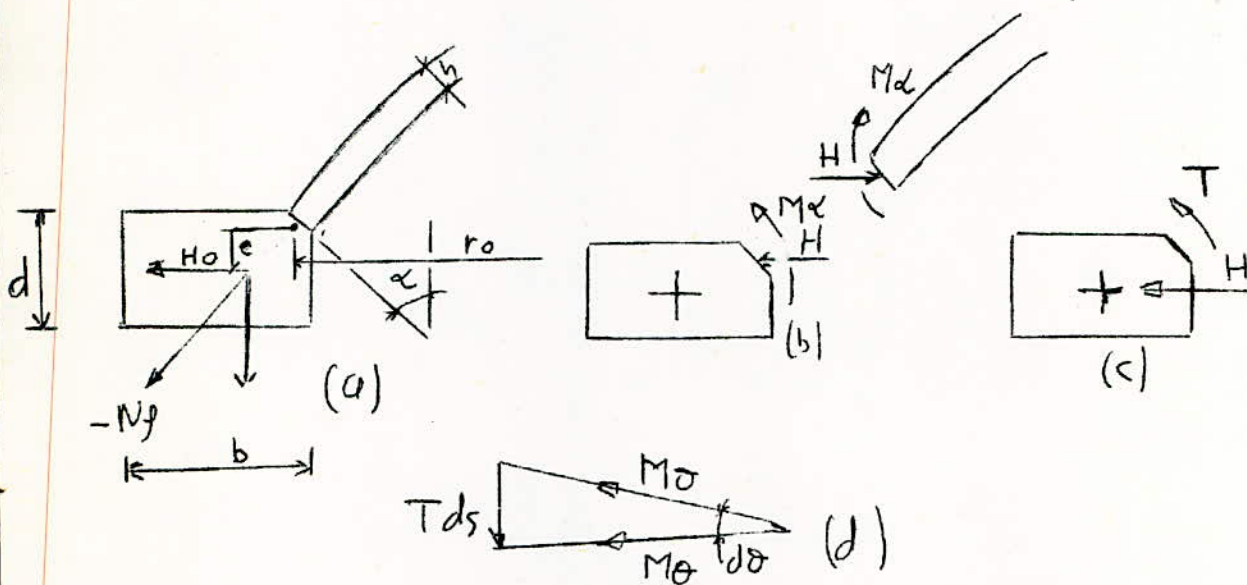
Généralement la disposition est telle que seules les réactions verticales sont imposés aux dômes par les appuis; tandis que les composantes horizontales des forces N_{φ} sont absorbées par l'anneau d'appui, qui subit un allongement circonferentielle uniforme. Puisque l'allongement est généralement différent de la déformation le long du parallèle de la coque, calculée par les expressions (III), il se produit une flexion de la coque près de l'anneau d'appui.

Une étude de cette flexion montre que dans le cas d'une coque mince, elle a un caractère très localisée et à une certaine distance de l'anneau d'appui l'équation (III) continue à représenter les conditions de contrainte de la coque avec une exactitude satisfaisante.

3.3. Methodes approchés d'analyse des contraintes dans les coques sphériques

3.3.1. Coques sphériques à contour annulaire:

Dans le but de réduire l'influence de la poussée de la coupole sur la base d'appui, on utilise un contour annulaire. La flèche de cet anneau en appui continu ou sur un certain nombre de points est négligée dans l'analyse suivante.



Considérons les conditions sur le contour $\varphi = \alpha$ du dôme supportant une certaine charge distribuée symétriquement. Les forces des membranes N_φ et N_θ dus à cette charge, produisent une augmentation du rayon $r_0 = a \cdot \sin \alpha$

$$\text{égale à } s_0 = \frac{r_0}{Eh} (N_\theta - \nu N_\varphi) \varphi = \alpha \quad (a)$$

ce déplacement s'accompagne d'une rotation de la tangente au bord:

$$V_0 = \frac{1}{a} \left(\nu + \frac{dw}{d\varphi} \right) \varphi = \alpha = \frac{1}{Eh} \left[\cot \varphi (1 + \nu) (N_\varphi - N_\theta) - \frac{a}{d\varphi} (N_\theta - \nu N_\varphi) \right] \varphi = \alpha \quad (b)$$

en conformité avec les résultats et du fait de la poussée:

$$H_0 = - \cos \alpha (N_\varphi) \varphi = \alpha \quad (c)$$

La traction correspondante dans l'anneau est $H_0 \nu_0$ et l'allongement est

$$\epsilon_0 = \frac{H_0 \nu_0}{E b d} \quad \text{où } E \text{ représente le module de Young de la matière composant l'anneau.}$$

$$\text{L'allongement du rayon } r_0 \text{ dû à l'action de } H_0 \text{ sera: } \delta_1 = \epsilon_0 r_0 = \frac{H_0 \nu_0 r_0^2}{E b d} \quad (d)$$

Dans le but de faire coïncider la déformation du contour de la coque avec celle de l'anneau, on applique sur la circonférence du contour et de l'anneau des couples uniformément répartis et des forces radiales H. En utilisant les résultats précédents, on obtient pour le déplacement horizontal du bord et de la rotation V , les expressions suivantes:

$$\delta = \frac{2\lambda^2 m a}{Eh} M \alpha - \frac{2a \lambda m^2 a}{Eh} H$$

$$V = -\frac{4\lambda^3}{Eha} M \alpha + \frac{2\lambda^2 m a}{Eh} H$$

$$\text{avec } \lambda^4 = \frac{3(1-\nu^2)}{h^2} a^2$$

L'action de $M \alpha$ et H sur l'anneau est statiquement équivalente à l'action combinée des couples

$$T = M \alpha + H \cdot e$$

et des forces H appliquées au niveau du centre de gravité de la section annulaire (figure c).

Ces derniers produisent un déplacement radial de l'anneau, égal à :

$$\delta_2 = \frac{H r_0^2}{E b d} \quad (f)$$

d'après (d) mais pas de rotation de celui-ci.

Il reste à considérer la déformation de l'anneau, due aux couples T . Un élément de l'anneau de longueur $ds = r_0 d\theta$ est tenu en équilibre par l'action d'un couple de rotation $T \cdot ds$ et de 2 couples de flexion

$$M d\theta = T \frac{ds}{d\theta} = T r_0 \quad (\text{fig d})$$

Donc la contrainte périphérique dans l'anneau, due aux couples T est

$$\sigma = \pm \frac{6 M \theta}{b d^2} = \pm \frac{6 T r_0}{b d^2} \quad (g)$$

L'allongement unitaire correspondant des fibres supérieures et inférieures de l'anneau est $\epsilon = \pm \frac{6 T r_0}{E b d^2}$. Par suite la rotation de la section transversale de l'anneau devient:

$$V_2 = \frac{2 r_0}{d} |\epsilon| = \frac{12 T r_0^2}{E b d^3} = \frac{12 r_0^2}{E b d^3} (M \alpha + H \cdot e) \quad (h)$$

où $|\varepsilon|$ représente la valeur absolue du plus grand allongement.

Le déplacement horizontal total du bord de la coque est alors égal à celui de l'anneau, il en est de même pour la rotation.

Ceci donne les relations suivantes:

$$\begin{aligned} \delta_0 + \delta &= \delta_1 + \delta_2 + V_2 e & (i) \\ V_0 + V &= V_2 & (j) \end{aligned}$$

où le terme $V_2 e$ représente l'influence de la rotation sur le déplacement radial de l'anneau au niveau du bord de la coupe

Après substitution des expressions précédentes (g) à (h), du déplacement et de la rotation dans (i) et (j), on obtient 2 équations linéaires pour les valeurs inconnues de M et H .

Les contraintes résultantes total et les flèches de la coque s'obtiennent alors en combinant l'influence des forces des membranes avec l'influence de la flexion.

3.4. Détermination des contraintes équivalentes thermiques

La méthode de calcul des contraintes dans les coques sphériques, développée dans ce paragraphe, s'applique au calcul des contraintes thermiques. Supposons que les températures sur les surfaces externe et interne de la coque sphérique soient constants, mais qu'il existe une variation linéaire de la température dans la direction radiale. Si t est la différence entre les températures des surfaces externes et internes, la flexion de la coque due à cette différence de température est entièrement arrêtée par les moments de flexion constants.

$$M_f = M_\theta = \frac{\alpha t D (1+\nu)}{h} \quad \text{avec } D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$$

Dans le cas d'une sphère complète, ces moments existent réellement et produisent des contraintes de flexion dont les valeurs maximales sont:

$$(\sigma_f)_{\max} = (\sigma_\theta)_{\max} = \frac{6 \alpha t D (1+\nu)}{h^3} = \frac{\alpha t E}{2(1-\nu)} \quad (1)$$

ne
 Dans le cas où l'on considère qu'une portion de sphère, en appui comme sur la figure précédente, le bord est libre de tourner et les contraintes théoriques totales s'obtiennent en superposant aux contraintes (I) les contraintes créées dans la coque par les moments $M_{\theta} = \frac{\alpha F D (1+\nu)}{h}$ uniformément réparties sur les bords.

Ces derniers s'obtiennent à l'aide de la méthode étudiée dans ce paragraphe. Finalement on superposera aux contraintes (I) les contraintes dues aux forces H et aux moments M_{α} que l'on déterminera dans chaque cas particulier de manière à satisfaire aux conditions aux limites.

On a supposé dans l'étude précédente que la coque n'avait pas d'ouverture à la clé. Si au contraire trou existe, il faudra satisfaire aux conditions aux contours sur les bords inférieurs et supérieurs de la coque.

Les calculs de ce genre ont montré que si l'angle est grand, les forces réparties sur le bord supérieur n'ont qu'une légère influence sur la valeur des contraintes sur le bord inférieur. Comme ces dernières contraintes sont généralement les plus importants, on obtient les données utiles à la réalisation de la coque avec ouverture, en utilisant pour le calcul des contraintes maximales les formules des coques sans ouvertures.

3.5. Ferrailage.

Jusqu'à 8 - 10 cm. d'épaisseur, on place généralement un réseau unique d'armatures à mi épaisseur, de diamètre de 5 à 8 ou mieux treillis.

Au delà, il est préférable de disposer de 2 nappes.

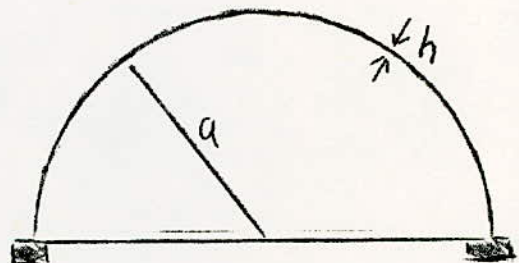
Le pourcentage minimal d'armature est de 0,25 à 0,35 %.

L'espacement entre 2 barres parallèles ne dépassant pas 20 cm., ou 3 fois l'épaisseur. Pour les barres méridiennes, qui sont rayonnantes, il faut les interrompre une sur deux, en plusieurs endroits.

4. Application

$a = \text{rayon moyen}$

$h = \text{épaisseur}$



4.I. Hypothèses de calcul:

- °-Béton: -béton maigre de propriété dosé à 200 kg/m^3
- béton cyclopéen dosé à 250 kg/m^3
- béton pour B.A. dosé à 350 kg/m^3
- assurance des contraintes $\sigma_{28} = 225 \text{ kg/m}^3$
- °-Armatures: acier à haute adhérence
 - $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $d \leq 20$
 - $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $d \geq 25$
- °-Fondation: contrainte au sol $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$
- °-Règlement: CCBA 68 Modification . 70
- °-Dimensions: $a = 15,05 \text{ m}$
- $h_b = 10 \text{ cm}$ épaisseur
- $b \times d = 35 \times 50$ contour annulaire.

RECAPITULATIF :

D'après TIMOSHENKO (page 555) les efforts M et H au niveau de l'anneau sont donnés par les relations:

$$(1) \quad \delta_0 + \delta = \delta_I + \delta_2 + v_2 - e$$

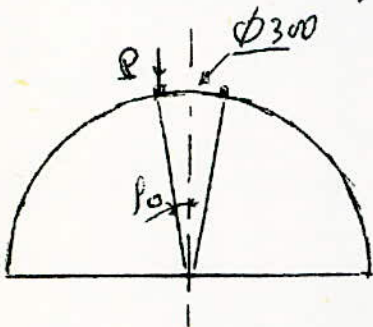
$$(2) \quad v_0 + v = v_2$$

avec

$$N_f = - \frac{aq}{1 + \cos f}$$

$$N_\theta = aq \left[\frac{1}{1 + \cos f} - \cos f \right]$$

Mais comme notre coupole présente une ouverture au niveau de la clé, les expressions de N_f et N_θ deviennent:



$$N_f = - aq \frac{\cos f_0 - \cos f}{\sin^2 f} - \frac{P \sin f_0}{\sin^2 f}$$

$$N_\theta = aq \left(\frac{\cos f_0 - \cos f}{\sin^2 f} - \cos f \right) + P \frac{\sin f_0}{\sin^2 f}$$

avec P = charge verticale par unité de longueur de l'anneau de renforcement supérieur. Dans notre cas $f_0 = \frac{3\omega}{15,05} = 0,1443 \rightarrow f_0 = 11,41^\circ$

$$S_0 = \frac{r_0}{Eh} (N_0 - V N_f) \varphi = \alpha \quad \text{avec } r_0 = a \text{ pour } \alpha = \varphi = 90^\circ$$

$$S = \frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{Eh} M_\alpha - \frac{2a\lambda \sin^2 \alpha}{Eh} H \quad \text{avec } \lambda^4 = 3(1-\nu^2) \left(\frac{q}{h}\right)^2$$

$$S_1 = \frac{H_0 r_0^2}{Ebd} \quad \text{avec } H_0 = -\cos^2 \alpha (N_f) \varphi = \alpha$$

$$S_2 = H \frac{r_0^2}{Ebd}$$

$$V_0 = \frac{1}{Eh} \left[\cot \varphi (1-\nu) (N_f - N_0) - \frac{d}{d\varphi} (N_0 - V N_f) \right] \varphi = \alpha$$

$$V = -\frac{4\lambda^3}{Eha} M_\alpha + \frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{Eh} H$$

$$V_2 = \frac{12r_0^2}{Ebd^3} (N_\alpha + H \cdot e) \quad \text{avec } e \approx \frac{d}{2}$$

Toute réduction faite

$$E S_0 = \frac{r_0}{h} a q (1+\nu)$$

$$E_0 S = \frac{1}{h} [2\lambda^2 \sin \alpha \cdot M_\alpha - 2a\lambda \sin^2 \alpha \cdot H]$$

$$E_0 S_1 = \underline{\underline{\text{zero}}}$$

$$E_0 S_2 = \frac{1}{bd} \cdot H \cdot d^2$$

$$E_0 V_0 = -\frac{1}{h} \cdot q (2+\nu)$$

$$E \cdot V = \frac{1}{h a} \cdot 4 \lambda^3 M \alpha + \frac{1}{h} 2 \lambda^2 m \alpha \cdot H$$

$$E \cdot V_2 = \frac{1}{b d^3} \cdot 12 v_0^2 (M \alpha + H \cdot e)$$

Soit en tenant compte des données suivantes:

$$\varphi = \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos \varphi = 0 \quad \left. \begin{array}{l} a = 15,05 \\ h = 0,1 \end{array} \right\} q = \left. \begin{array}{l} p.p. = 0,1 \times 250 = 250 \\ \text{étanchéité isolation} = 40 \\ \text{neige} = 65 \end{array} \right\} \frac{355 \text{ kg}}{\text{m}^2 \text{ total}}$$

$$H_0 = 0, V = 0,15$$

$$\lambda = 3(1-v_1) \left(\frac{q}{h}\right)^2 = 3(1-0,15) \left(\frac{355}{0,1}\right)^2 = 66422 \rightarrow \lambda = 16,05$$

$$* E \cdot S_0 = \frac{v_0}{h} \cdot a q (1+V) = \frac{15,05}{0,1} \cdot 15,05 \cdot 355 (1+0,15) = 9247 \cdot 10^2$$

$$* E \cdot S = \frac{1}{h} [2 \lambda^2 m \alpha \cdot M \alpha - 2 a \lambda m \alpha \cdot H]$$

$$= \frac{1}{0,1} [2 \cdot 16,05^2 \cdot 1 \cdot M \alpha - 2 \cdot 15,05 \cdot 16,05 \cdot H] = 5152 M \alpha - 4831 H$$

$$* E \cdot S_1 = 0$$

$$* E \cdot S_2 = \frac{1}{b d} H a^2 = \frac{15,05^2}{0,35 \times 0,5} H = 1295 H$$

$$* E \cdot V_0 = -\frac{1}{h} q (2+V) = -\frac{1}{0,1} 355 (2+0,15) = -76330$$

$$* E \cdot V = \frac{1}{h a} \cdot 4 \lambda^3 M \alpha + \frac{1}{h} 2 \lambda^2 m \alpha \cdot H$$

$$= \frac{1}{0,1 \cdot 15,05} \cdot 4 \cdot 16,05^3 \cdot M \alpha + \frac{1}{0,1} 2 \cdot 16,05^2 \cdot H = 10990 M \alpha + 5152 H$$

$$* E \cdot V_2 = \frac{1}{b d^3} 12 v_0^2 (M \alpha + H \cdot e) \quad \text{avec } e = \frac{d}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175$$

$$= \frac{1}{0,5 \times 0,35^3} \cdot 12 \cdot 15,05^2 (M \alpha + H \cdot 0,175)$$

$$= 126790 M \alpha + 22190 H$$

soit en utilisant les équations d'équilibre

$$S_0 + S = S_1 + S_2 + V_2$$

$$V_0 + V = V_2$$

$$\textcircled{1} \left\{ \begin{array}{l} 9247 \cdot 10^2 + 5152 M \alpha - 4831 H = 1295 H + 0,175 (126790 M \alpha + 22190 H) \\ 17036 M \alpha + 8714 H = 9247 \cdot 10^2 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} -7633 + 10990 M\alpha + 5152 H = 126790 M\alpha + 22190 H \\ 115800 M\alpha + 17069 H = -7633 \end{cases}$$

finalement :

$$17036 M\alpha + 8714 H = 9247 \cdot 10^2$$

$$115800 M\alpha + 17069 H = -7633$$

En résolvant ce système à 2 équations on aboutit à :

$$H = 150 \text{ kg/m} \quad M\alpha = 23 \text{ kg.m/m}$$

ce qui donne une contrainte correspondante égale à :

$$\sigma = \pm 6 \frac{M\sigma}{bd^2} = \pm 6 \frac{T \cdot v_0}{bd^2}$$

avec $T = M\alpha + H \cdot e$ où $v_0 = a = 15,05$ et $e = d/2 = 0,175$

donc $T = 23 + 150 \cdot 0,175 = 50 \text{ kg.m}$

$$\sigma = \pm \frac{6 \cdot 50 \cdot 15,05}{0,1 \times 0,3^2} = 73715 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow \sigma = \pm 7,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Déterminons la contrainte due aux efforts théoriques :

$$M\sigma = \frac{\alpha T D (1+\nu)}{h} \quad \text{avec } D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$$

Application: $M\sigma = \frac{\alpha T E h^2}{12(1-\nu^2)}$ $\begin{cases} E = 10^6 \\ \alpha = 10^{-5} \end{cases} \quad \nu = 0,15$

$$\Rightarrow M\sigma = \frac{10^{-5} \cdot 25 \cdot 10^6 \cdot 10^2}{12(1-0,15^2)} = 25 \text{ Kg m/h}$$

Contrainte totale cumulée'

$$M\sigma + M\alpha + H \cdot e = 25 + 23 + 150 \cdot 0,175 = 74,25 \text{ Kg m/h}$$

$$\Rightarrow \sigma = \pm \frac{6 \cdot 74,25 \cdot 15,05}{0,1 \times 0,3^2} = \pm 11 \text{ Kg/cm}^2$$

Détermination des efforts N_y et N_x à différents niveaux de la coupole :

-> I) Au bord inférieur :

$$f = 90^\circ \quad \cos f = 0 \quad \sin f = 1$$

$$\rightarrow N_f = -aq \frac{\cos \theta_0 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} - P \frac{\sin \theta_0}{\sin^2 \theta}$$

$$N_f = -15,05 \cdot 355 \cdot 0,98 - 800 \cdot 0,198 = -5395 \text{ Kg/m}$$

$$\rightarrow N_{\theta} = aq \left(\frac{\cos \theta_0 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} - \cos \theta \right) + P \frac{\sin \theta_0}{\sin^2 \theta}$$

$$N_{\theta} = 15,05 \cdot 355 \cdot 0,98 + 800 \cdot 0,198 = 5395 \text{ Kg/m}$$

-°2) Au bord supérieur

$$\theta_0 = \theta = 11,42^\circ \quad \cos \theta = 0,98 \quad \sin \theta = 0,198$$

$$\rightarrow W_f = -\frac{P}{\sin \theta} = -\frac{800}{0,198} = -4041 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow N_{\theta} = aq(-\cos \theta) + P \frac{\sin \theta}{\sin^2 \theta}$$

$$= 15,05 \cdot 355 (-0,98) + \frac{800}{0,198} = -1198 \text{ kg/m}$$

-°3) Au milieu de la coupole:

$$\theta = 45^\circ \quad \cos \theta = 0,707 \quad \sin \theta = 0,707$$

$$\rightarrow W_f = -aq \frac{\cos \theta_0 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} - P \frac{\sin \theta_0}{\sin^2 \theta}$$

$$= -15,05 \cdot 355 \cdot \frac{0,98 - 0,707}{0,707^2} - \frac{800 \cdot 0,198}{0,707^2} = -3235 \text{ Kg/m}$$

$$\rightarrow N_{\theta} = aq \left(\frac{\cos \theta_0 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} - \cos \theta \right) + P \frac{\sin \theta_0}{\sin^2 \theta}$$

$$= 15,05 \cdot 355 \cdot \left(\frac{0,98 - 0,707}{0,707^2} - 0,707 \right) + \frac{800 \cdot 0,198}{0,707^2} = -543 \text{ Kg/m}$$

Détermination des contraintes:

	$M_{\theta \text{ max}}$	N_f	N_{θ}	Theorie de la membrane	Theorie de la Flexion $\sigma_b = \pm \frac{N_f}{100h} + \frac{6M_{\theta}}{100h^2}$	
				$\sigma_b = \frac{N_{\theta}}{100h}$	compression	traction
B.I.	23	-5395	5395	$5,2 \text{ kg/cm}^2$	6,78	4,02
B.M.	23	-3235	-543	$-0,54 \text{ kg/cm}^2$	4,615	1,855
B.S.	23	-4041	-1198	$-1,2 \text{ kg/cm}^2$	5,42	2,66

Détermination du ferrailage au bord supérieur:

Au niveau de la ceinture $N_f = -404I$

La composante horizontale $H = 404I \times 0,98 = 3960$ daN., va donner naissance à un effort de compression $F = H \cdot \alpha$

$$F = 3960 \times \frac{3}{2} = 5940 \text{ daN.}$$

Ce qui va entraîner une contrainte dans le béton égal à $\sigma_b' = \frac{5940}{30 \times 10} = 19,8 \text{ kg/cm}^2$

Or la contrainte déterminée par le voile au niveau supérieur de la coupole est égale à $6,78 \text{ kg/cm}^2$. Donc pour une raison de continuité des contraintes au niveau de la liaison voile-ceinture, on fera travailler la ceinture à $6,78 \text{ kg/cm}^2$. Pour cette contrainte donnée, l'effort correspondant dans la ceinture sera:

$$F = 6,78 \times 30 \times 10 = 2034 \text{ kg.}$$

Ce qui laisse un effort résiduel $F = 5940 - 2034 = 3906$ kg; effet qui doit être supporté par les armatures

$$A = \frac{3906}{1430} = 2,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ } \emptyset 8.$$

Ferrailage de la coupole.

Bord inférieur:

$$\sigma_b = 4,02 \rightarrow F = 4,02 \times 100 \times 10 = 4020 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow A = \frac{4020}{1430} = 2,8 \text{ m}^2 \rightarrow 6 \text{ } \emptyset 8, e = 16 \text{ cm}$$

Bord milieu

$$\sigma_b = 1,855 \rightarrow F = 1,855 \times 100 \times 10 = 1855 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow A = \frac{1855}{1430} = 1,30 \text{ m}^2 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset 6 \quad e = 20 \text{ cm}$$

Bord supérieur:

$$\sigma_b = 2,66 \rightarrow F = 2,66 \times 100 \times 10 = 2660 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow A = \frac{2660}{1430} = 1,86 \text{ m}^2 \rightarrow 7 \text{ } \emptyset 6 \quad e = 14 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage *radial* on utilisera des $\emptyset 8$ *rayonnant*, $e = 20 \text{ cm}$

Ferrailage de la ceinture:

$$\sigma_b = 11 \text{ kg/cm}^2$$

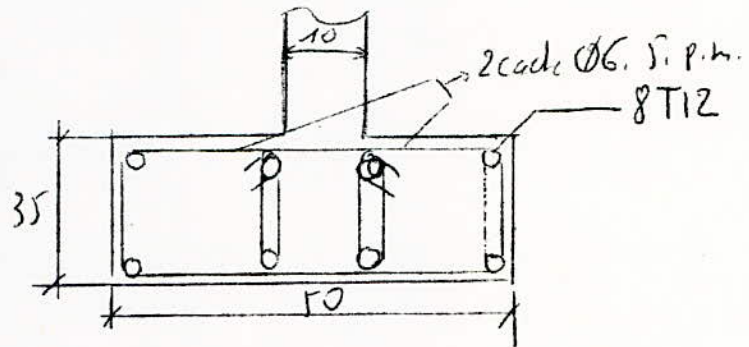
$$F = \text{force de traction} = \sigma_b \times b \times d$$

$$F = 11 \times 35 \times 50 = 19250 \text{ kg/m}$$

$$A = \frac{14250}{2600} = 6,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T12}$$

pour des raisons de construction, on prendra 8 T 12

2 cadres $\emptyset 6,5$ par m.



5. EFFET DU VENT.

5.1. Rappel des règles N.V:65.



Les forces de renversement T et de soulèvement U sont donnés par les expressions suivantes:

$$T = C_t q_h \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{et} \quad U = C_u q_h \frac{\pi d^2}{4}$$

où C_t et C_u sont déterminés par des tableaux annexes.

q_h : est la pression dynamique au sommet de la construction

d : est le diamètre de la base de la calotte.

(C_t et C_u sont donnés en fonction des conditions d'appui de la calotte).

- coupole reposant sur le sol : $C_t = 0,44 \frac{f}{d}$

$$\begin{cases} f/d \leq 0,05 \\ 0,05 < f/d < 0,25 \\ f/d \geq 0,25 \end{cases} \begin{cases} C_u = -2,8 \frac{f}{d} \\ C_u = -0,14 \\ C_u = -2,8 \frac{f}{d} + 0,16 \end{cases}$$

La ligne d'action de la résultante des forces T et U est déterminé par l'abscisse X de son point d'intersection avec le plan de la base de la calotte.

5.2. Application

$$\left. \begin{array}{l} q = 75 \text{ daN/m}^2 \\ f = 15,05 \text{ m} \\ d = 30,1 \text{ m} \end{array} \right\} c_t = 0,44 \times 0,5 = 0,22$$

$$T = 0,22 \times 75 \times \pi \frac{30,1^2}{4} = 11\,740 \text{ daN}$$

$$U = 0,34 \times 75 \times \pi \frac{30,1^2}{4} = 44\,830$$

Sur les courbes de la figure R IV-16 des règles NV 65 p.195, on lit:

$\chi = 0 \Rightarrow U$ et T sont appliqués au centre de gravité de la coupole

Maintenant on considère que la force s'exerce au centre de gravité de la coupole. Elle va se traduire par une charge uniforme répartie sur la ceinture inférieure égale à :

$$\frac{44\,830}{\pi \cdot 30,1} = 475 \text{ kg/m} = Q_2$$

Finalement la ceinture va être soumise à une charge uniformément répartie égale à $Q = Q_1 + Q_2$

où Q_1 = charge due au poids de la coupole + la ceinture.

6. ETUDE DES FONDATIONS.

6.1. Généralité:

a- Introduction:

Les fondations sont les parties de la construction en contact avec le sol, leur fonction est de transmettre au sol les efforts qu'elles reçoivent de la superstructure. la fondation est un élément de liaison dont la conception est fonction des caractéristiques du terrain? Comme celle de la construction.

b- Contrainte admissible:

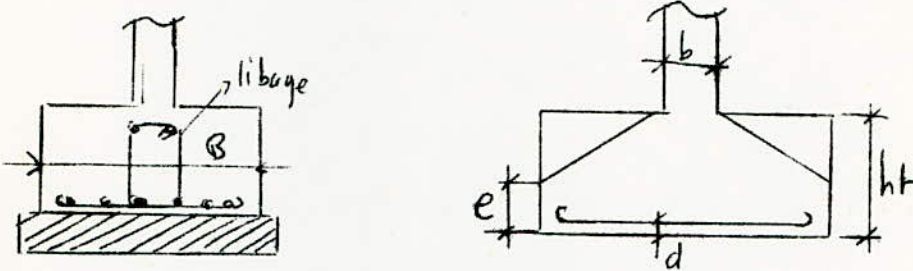
le taux de travail au sol adopté est de 2 kgf/cm^2 (sable)

On fondera à une profondeur moyenne de 0,80 m. sur le sable

6.2. Exposé de la méthode de calcul.

Etant donné que la ceinture inférieure remplit la fonction de fondation, elle sera calculée comme semelle continue sous mur.

Pour remédier aux tassements différentiels pouvant se produire, et pour pouvoir raidir la semelle on prévoira un libage dans celle ci.



-a- Semelle continue sous mur supportant un effort normal.

Théoriquement la semelle est soumise en plus de l'effort normal à un moment fléchissant. Mais vu sa faible valeur (2 kg.m) on la négligera dans les calculs.

-a I- Dimension de la semelle:

Soit Q la charge en kg à transmettre au sol par mètre linéaire:

$\bar{\sigma}_s$: la contrainte admissible sur le sol (kg/cm^2)

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible il faut que

$$B \geq \frac{Q}{100 \bar{\sigma}_s}$$

En outre pour que les contraintes soient uniformément réparties sur le sol et pour que les efforts dans les bielles de béton que nous serons amenés à considérer par la suite soient convenablement transmis aux armatures, les dimensions de la semelle doivent satisfaire aux conditions suivantes.

$$ht \geq d + \frac{B-b}{4}$$

-a 2 - Calcul des armatures de la semelle:

On utilisera la méthode des bielles, qui admet que la transmission des charges au sol se fait par l'intermédiaire de bielles inclinées. Les charges donnant des efforts horizontaux de traction seront équilibrés par des armatures tendues disposées à la partie inférieure de la semelle.

6.2. Efforts sur les armatures et section des aciers.

$$F = \frac{Q(B-b)}{8(ht-d)}$$

La section des armatures par unité de longueur de semelle aura pour valeur

$$A = \frac{F}{\sigma_a}$$

6.3. Application numérique

La semelle est en béton peu contrôlé dosé à 350 kg/m^3 , les armatures sont en Fe 22, la fissuration est préjudiciable. ($K = 10^6$). $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$

a- détermination de Q_1

Soit $Q_1 = Q_1' + Q_2'$

Q_1' = charge due au poids propre de la coupole
 Q_2' = charge due au poids propre de la ceinture

$$Q_1' = \frac{2\pi a^2 g (\cos\theta_0 - \cos\theta) + 2\pi Pa \sin\theta_0}{2\pi a}$$

$$Q_1' = \frac{2 \times 3,14 \times 15,05 \times 355 (0,98) + 2 \times 3,14 \times 800 \times 0,198}{2 \times 3,14} = 5340 \text{ kg/m}$$

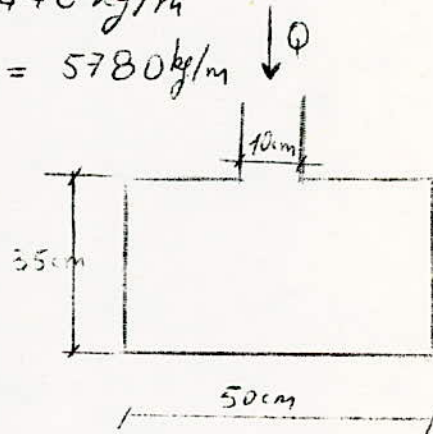
$$Q_2' = 0,35 \times 0,5 \times 2500 = 440 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow Q_1 = 5340 + 440 = 5780 \text{ kg/m}$$

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q = 5780 + 475 = 6255 \text{ kg/m}$$

$$B \geq \frac{Q}{1000} = \frac{6255}{100 \times 2} = 31,275 \text{ cm}$$



Comme dans notre cas on a pris $B = 50 \Rightarrow$ convient

$$h_t \geq 3,5 + \frac{50 - 10}{10} = 3,5 + 4 = 7,5 \text{ cm}$$

Dans notre cas $h_t = 35 \text{ m}$. ceci convient.

$$F = \frac{Q(B-h)}{8(h_t-d)}$$

$$F = \frac{6255(50-35)}{8(35-2)} = 356 \text{ kg}$$

La section d'armature par unité de longueur, aura pour valeur

$$A = \frac{356}{1470} = 0,242 \text{ cm}^2 \quad (\text{section trop faible.})$$

..Donc les cadres $\emptyset 6$ (5 par m.) de la ceinture sont largement suffisant.

64 Vérification de l'effort tranchant sous l'effet du vent

En supposant que la direction du vent soit dans le plan méridien $\theta=0$ et que la pression est normale à la surface, Timoshenko (page 360) donne alors les équations suivantes pour l'expression de $N_\varphi, N_\theta, N_{\varphi\theta}$.

$$N_\varphi = -\frac{pa}{3} \frac{\cos\theta \cos^2\varphi}{\sin^2\varphi} (2 - 3\cos\varphi + \cos^3\varphi)$$

$$N_\theta = \frac{pa}{3} \frac{\cos\theta}{\sin^2\varphi} (2\cos\varphi - 3\sin^2\varphi - 2\cos^3\varphi)$$

$$N_{\varphi\theta} = \frac{pa}{3} \left(\frac{\sin\theta}{\sin^3\varphi} \right) (2 - 3\cos\varphi + \cos^3\varphi)$$

Ces expressions permettent de calculer immédiatement les contraintes dues au vent en tout point de la coque.

Dans le cas de formes hemispheriques, il n'y a pas de forces normales agissant sur le bord de la coque parce que $(N_\varphi)_{\varphi=\pi/2} = 0$.

Les efforts tranchants $N_{\varphi\theta}$ ne sont pas nuls le long du bord et sont égaux et de sens contraires à la résultante horizontale de la pression du vent. Leur maximum se trouve aux extremités du diametre perpendiculaire au plan $\theta=0$ et a pour valeur $y = \pm 2pa/3$.

Application:

$$T = \pm 2pa/3$$

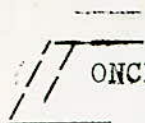
avec $p = 75 \text{ kg/m}^2$
 $a = 11,05 \text{ m}$

$$\Rightarrow T = \pm 2 \cdot \frac{75 \cdot 11,05}{3} = \pm 752,5 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b/3}$$

avec $b = 100 \text{ cm}$
 $3 = b/2 = \frac{100}{2} = 50$

$$\text{Donc: } \tau_b = \frac{752,5}{100 \times 5} = 1,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$



CONCLUSION

Les plans d'architecture montrent que le projet de construction d'une piscine couverte avec annexes pour la W. de Tlemcen est assez complexe et comporte plusieurs détails. Nous avons évité volontairement les calculs simples d'ouvrages classiques par contre nous avons essayé d'étudier en détail les méthodes de calculs d'ouvrages plus intéressants. Cette étude nous a poussé à puiser dans les différents traités de génie civil ces méthodes ce qui nous a permis d'apprendre beaucoup d'autant plus qu'elle a touché plusieurs matières de la spécialité à savoir mécanique des sols, béton armé, et construction métallique. La remise tardive du sujet n'a pas été bénéfique pour nous. Le handicap d'une documentation assez limitée étant certain, notre satisfaction après ce travail ne sera totale que lors de la correction des erreurs qui pourraient exister.

