68/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Conception et étude d'un Passage Soutérrain à Gabarit Réduit

Proposé par : E.N.R.O.S

Etudié par : R. MADDI et T. ADJOUT

Dirigé par : S. KIRATI

PROMOTION : Juin 86

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

Remerciements

Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidés, et témoigner de la sympatie dans la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a ma mère, a mon père, et à tous ceux qui me sont chères.

-Rachid-

Ce mémoire est dédié aux adolescents tombés au champ d'honneur pendant la guerre de libération.

-Tawfik-

Sommaire

Introduction générale

Avec l'accroissement du nombre de véhicules et le développement des villes, la circulation urbaine connait de plus en plus les problèmes d'ordre topologiques que pose le croisement d'axes routiers à fortes densités de circulation automobile.

Parmis la panoplies de moyen que possède l'urbaniste pour résoudre ce problème, on doit noter l'apparition, relativement récente, de passages souterrains à gabarit réduit.

Le premier "mini-souterrain" fût réalisé en France, à Toulouse, par la société GTM-TP en 1971. Par la suite, dans le même pays, d'autres ouvrages de ce type fûrent réalisés.

Desirant bénéficier de l'expérience concluante de la France, la wilaya d'Oran lança, en 1985, un avis d'appel d'offres national et international, en vue de réaliser un passage souterrain à gabarit réduit. Et ce afin de délester un important carrefour urbain, situé à l'est de la ville d'Oran.

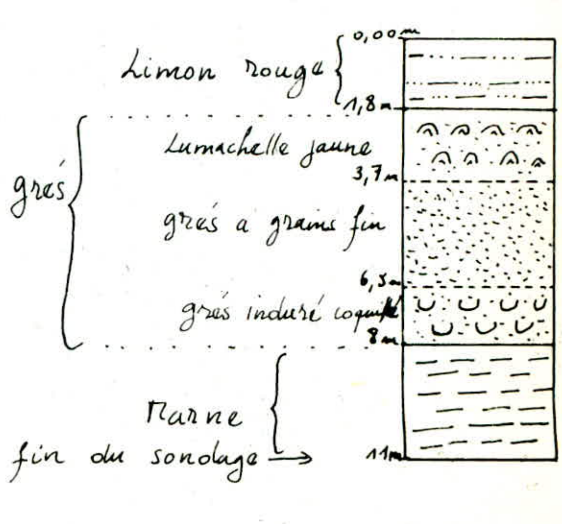
Le marché fût contracté par l'ENROS; société qui nous à proposé le sujet.

Géologie du site :

Le sondage à revélé un bon sol favorable a une structure résistante minimale, en plus de l'absence de nappe phréatique.

En effet on a du limon rouge sur une faible couche superficielle, puis une épaisse couche de grés (à caracteristiques variables.)

Coupe shématique du sol:
(éch 1/200)



Conception du P.S.G.R (1)

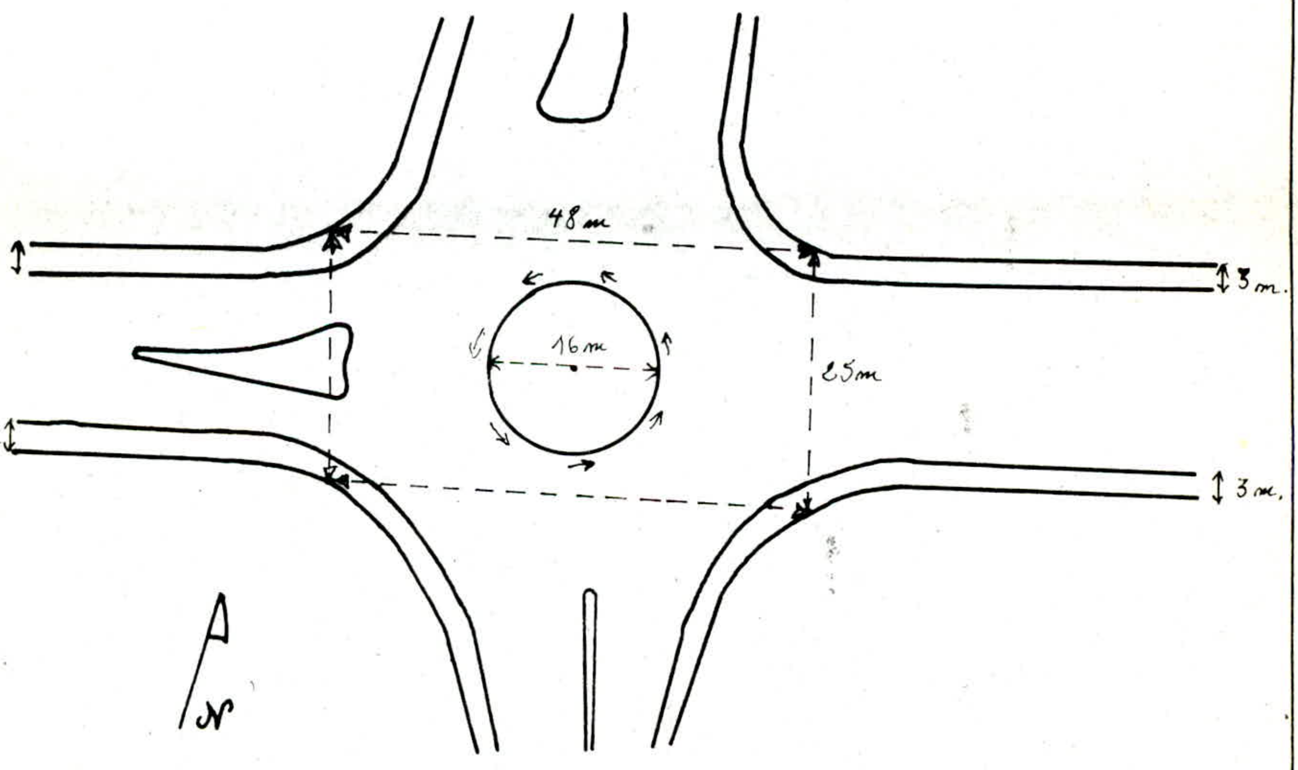
Emprise du carrefour

Le "mini-souterrain" seras implanté dans un carrefour à niveau ayant deux axes de circulation bidirectionnelle. Le terrain naturel du site présentant une pente générale de 1,16 %, à peu prés plat donc. L'ouvrage seras disposé dans le sens de l'axe de plus grand débit de circulation, en l'occurence l'avenue Larbi Ben M'Hidi.

L'emprise totale est de 25 m, trottoires compris, pour l'axe où est situé le passage, et 48 m pour l'axe perpendiculaire ; largeur importante qui a conditionné la longueur du passage couvert.

Il est a noter que les trottoires de 3 m, de l'avenue Larbi Ben M'Hidi, seront diminués de 1 m chaque, et que l'ilot coté ouest du carrefour seras supprimé, quand l'ouvrage seras réalisé.

Tracé en plan du carrefour sans P.S.G.R (éch: 1/750)



(1) Abréviation de Passage Souterrain à Gabarit Réduit

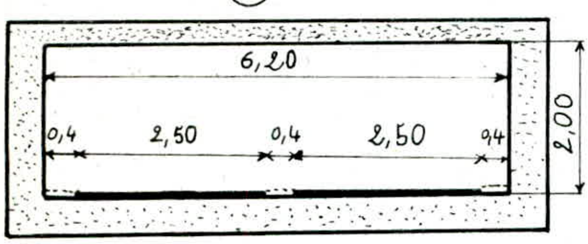
Présentation de l'ouvrage

Dans les normes Françaises il existe deux sortes de gabarits pour les "mini-souterrains" à deux voies de circulation ; le gabarit A_2 et B_2. Pour des raisons d'homogeneité et de standardisation, il est déconseillé ; en France, d'adopter des gabarits intermédiaires

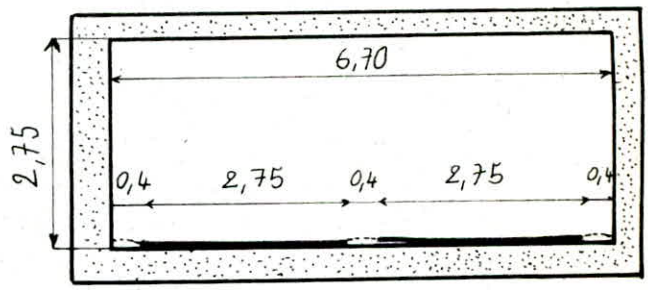
Profils en travers de gabarits standarts (passages à deux voies.)

(éch 1/100).

A_2



B_2



Hauteurs autorisés, et hauteurs réelles :

	A_2	B_2
Gabarits autorisés	1,90	2,60
Hauteur libre réelle	2,00	2,75

Il est a noter que le gabarit A_2 n'as plus été utilisé depuis la première réalisation de GTM-TP à Toulouse. En effet, et cela malgrés la signalisation adéquate, des problèmes furent signalés : portes bagages surchargés en hauteur qui heurtent l'entrée aux dépends de la marchandise transportée, et d'autres accidents du même ordre.

N'ayant pas d'expériences passées à notre disposition, dans notre pays, dans le domaine des "mini-souterrains" ; il nous a parut de bon aloi de suivre la standardisa-tion Française. On a donc choisit le gabarit B_2, essayant ainsi de profiter d'une expérience forte de plus d'une dizaine d'annees.

Le P.S.G.R degage une longueur totale de 197 m, sur une largeur de 7,3 m. Il est composé de deux tremis d'accès, de 71 m chaque, donnant sur une partie couverte de 55 m, qui elle-même est subdivisée en deux parties égales séparées, au centre, par une mise a ciel ouvert sur 5 m. Cette ouverture de 5 m à été prévue pour plusieurs raisons :

- Située au centre du carrefour, elle joue le rôle de rond-point
- Pour l'économie d'éclairage qu'elle permet le jour

- Pour l'aération naturelle du souterrain

- Enfin elle permet d'avoir deux dalles de couvertures sans joint de dilatation.

Dispositions particulières :

La voie du PSGR qu'emprunterais l'usager seras bordées, sur sa droite, d'une bande de guidage qui evite un effet de paroie trop prononcée genant, et sur sa gauche d'une bande séparatrice trés sécurisante vis a vis des véhicules qu'il peut croiser.

Mode de construction du P.S.G.R :

Il nous a été proposé d'étudier le PS.G.R suivant deux modes de constructions, le premier coulé en place, et le deuxieme par éléments préfabriqués.

Profil en long :

Il nous à été demandé de réduire au strict minimum, compatible avec le confort et la sécurité des usagers, la longueur totale du "mini-souterrain". D'où le profil en long à caractéristiques plus serrés, compte tenue de la vitesse et du gabarit limités, que les minimas définis par les normes habituelles.

La vitesse de référence prise est de 60 Km/h

Raccordement convexe

- Rayon R minimal en point haut du profil en long ; il est déterminé par le conditions :

- de confort minimal à assurer à l'usager, qui seras soumis à son passage à une forte accélération verticale gênante, et qui peut modifier la stabilité du véhicule, $R \geq 500$m

- de visibilité : il faut qu'un véhicule arrivant à la vitesse max autorisée (60Km/h) ait toujours une distance de visibilité supérieure à sa distance d'arrêt. Plus précisament cette condition s'éxprime ainsi : elle doit s'appliquer au cas où l'obstacle est constitué par un autre véhicule, supposé circuler devant et dans la même direction, et qui freine à 0,5 g ; le véhicule qui suit doit pouvoir découvrir cet obstacle à une distance suffisante pour pouvoir éviter une collision, au prix d'une décceleration de 0,2 g au maximum ; la distance de visibilité est calculée en supposant que l'obstacle est considéré comme vu dés que l'on voit son toit, et que ce toit est à 1,2 m du sol, l'oeil de l'observateur étant à 1 m du sol.

$$R = \frac{d^2}{2(h_0 + h_1 + 2\sqrt{h_0 \cdot h_1})}$$

$h_1 = 1{,}2\ m$: hauteur de l'obstacle

$h_0 = 1\ m$: hauteur de l'oeil de l'observateur

d : distance de visibilité.

(1) $R = 0{,}114\ d^2$

Soit la distance d'arrêt : $d_0 = f(V) = aV^2 + bV + C$.

avec $a = \frac{1}{2 \times 127}$; $b = \frac{2}{3{,}6}$; $c = \frac{3{,}05}{0{,}2}$

3,05 étant la dénivellation max entre point haut et bas du profil.

0,2 coefficient de décéleration constante du véhicule qui s'arrête, avec $\gamma = 0{,}2 \cdot g$

a, et b étant des constantes formulées au cours de route.

avec la vitesse de référence de 60 Km/h on trouve $d_0 = 62{,}7\ m$.

d'où la distance de visibilité $d = d_0 + \frac{V}{5} = 74{,}7\ m$.

On trouve selon (1) $R = 636{,}13\ m$, on adopte le rayon $R = 650\ m$.

Raccordement concâve :

D'aprés les normes routieres on adopte généralement un rayon moitié du rayon convexe ; on prends $r = 300\ m$.

Pente max

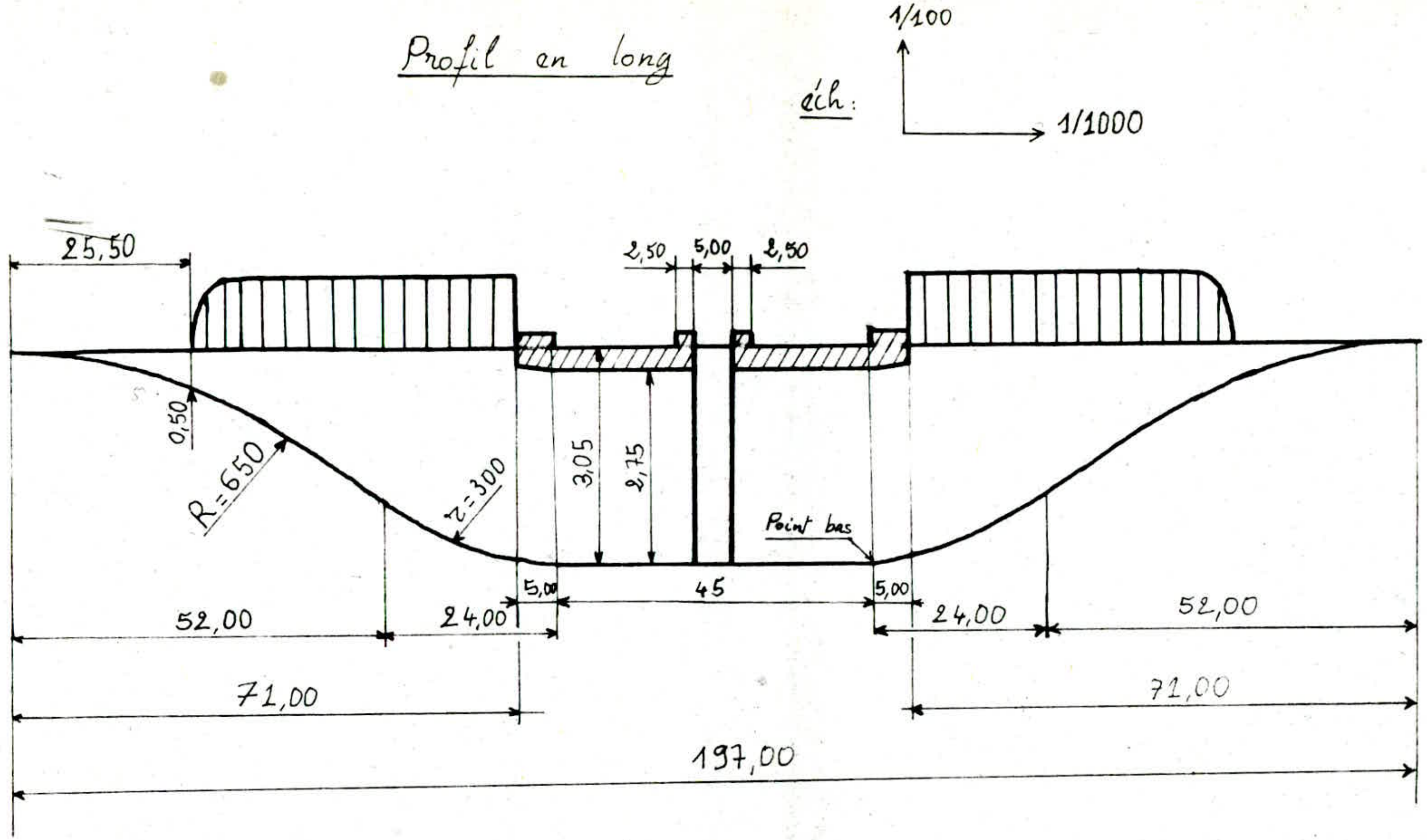
Pour des raisons d'encombrement minimas la longueur de raccordement entre les deux courbes du profil est nulle. Ainsi en cet endroit règne une pente assez élevée, dite pente maximale instantanée du dispositif, sur une faible longueur cependant et ne mettant pas en doute le confort de l'usager : $P_{max} = 8\%$.

Pente moyenne

La pente générale moyenne du dispositif est de 4%, ainsi la longueur total d'un trémis d'accés est de 76 m. Nous avons réduit cette distance à 71 m, en poursuivant la dénivellation du profil 5 m à l'intérieur du souterrain ; sur cette distance la dalle seras réduite suivant la même pente pour respecter le gabarit d'entré du P.S.G.R.

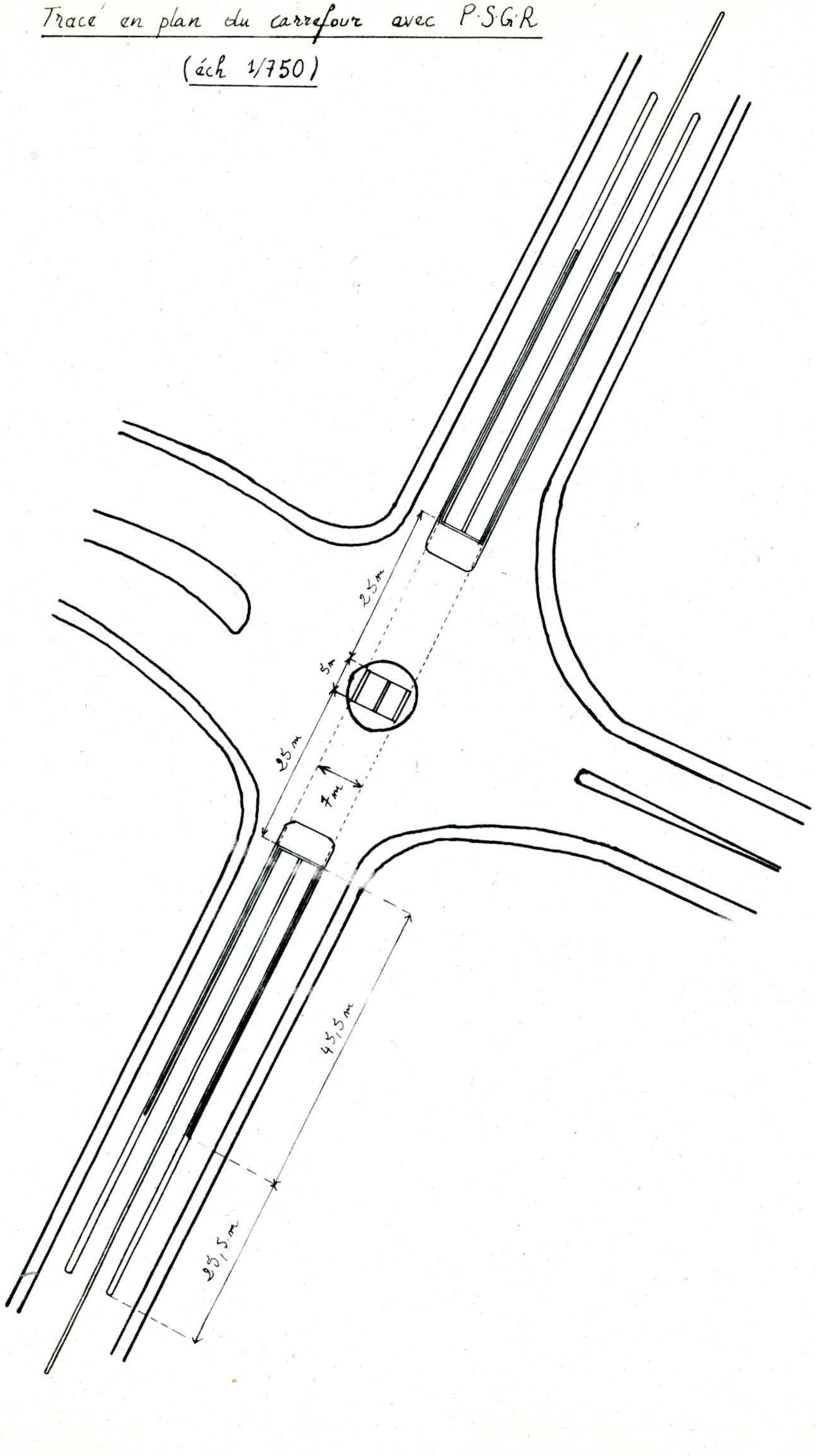
Il est a remarquer que les murs de soutènement seront installés seulement à partir d'une dénivelation de 0,5 m, avant une simple bordure de trottoire seras suffisante.

Profil en long



Tracé en plan du carrefour avec P.S.G.R

(éch 1/750)



Prescriptions du cahier de charges

Quand au dimensionnement des chaussées

L'augmentation du trafique au niveau du carrefour ayant été estimée comme suit : de 1985 à 1990 12 %/an

de 1991 à 2000 10 %/an.

Les abaques de la RN29 prévoient les compositions de chaussées suivantes :

- 8 cm de béton bitumineux, pour la couche de roulement
- 19 cm de grave concassée, pour la couche de base
- Et une couche de fondation de CBR > 30.

A partir de ces épaisseurs calculées, les chaussées seront dimensionnées comme suit :

Pour les chaussées avoisinant l'ouvrage

- Couche de roulement : 8 cm de béton bitumineux.
- Couche d'impregnation : cut back 0/1
- couche de base : 25 cm de grave concassée.
- couche de fondation : 20 cm de tuf

Pour la voie du P.S.G.R

- Couche de roulement : 8 cm de béton bitumineux
- couche d'impregnation : cut back 0/1.
- couche de base : 20 cm de grave concassée
- Couche de fondation : 20 cm de tuf.

Pour la chaussée sur ouvrage

- Couche de roulement : 6 cm de béton bitumineux
- couche d'impregnation : cut back 400/600.
- Chape d'étancheité : 3 cm.

Quand à la sismicité des lieux

La ville d'Oran étant en zone III ; Les accelerations sismiques sont ainsi donnés

0,06 g dans le sens horizontale.

0,10 g dans le sens verticale.

Quand à la nature du remblai utilisé

Le remblai utilisé doit répondre aux critères suivants

- La dimension maximale des éléments qui le constituent est de 200 mm dans tout sens
- Sa teneur en eau naturelle doit être inférieur à 13 %.
- Ses limites d'atterberg doivent donner un indice de plasticité (I_p) inferieur à 17.
- La densité sèche maximum obtenue par essai proctor modifié doit être supérieur à 1,6
- L'essai équivalent de sable doit donner une valeure supérieur à 25.

Quand aux caractéristiques mécaniques des matériaux de construction

Les aciers utilisés sont : pour les Adx des FeE 24

pour les HA des FeE 40.

La longueur maximum des barres est de 12 m.

Selon le CCBA 68 les contraintes de ces aciers sont :

FeE 24 : $\sigma_{en} = 2350$ bars $= 2400$ Kg/cm² et $\overline{\sigma_a} = 1570$ bars $= 1600$ Kg/cm²

FeE 40 : $\phi \leq 20$ cm $\sigma_{en} = 4120$ b $= 4200$ Kg/cm² et $\overline{\sigma_a} = 2750$ b $= 2800$ Kg/cm²

$\phi \geq 25$ cm $\sigma_{en} = 3920$ b $= 4000$ Kg/cm² et $\overline{\sigma_a} = 2610$ b $= 2670$ Kg/cm²

La composition du béton, qui doit être strictement controlé, est :

- Du ciment CPA 325, dosé à 400 kg/m³ pour le tablier et à 350 kg/m³ pour les semelles et les piedroits.
- Des granulats concassés 5-25.
- Du sable 0-5

Avec ces donnés on tire du CCBA 68, les contraintes admissibles suivantes. Flexion simple

	$\overline{\sigma_b'}$ (Kg/cm²)	σ_{bo}' (Kg/cm²)	$\overline{\sigma_b}$ (Kg/cm²)
béton dosé à 400 kg/m³	183,6	91,8	7,6
béton dosé à 350 kg/m³	165,0	82,5	7,1

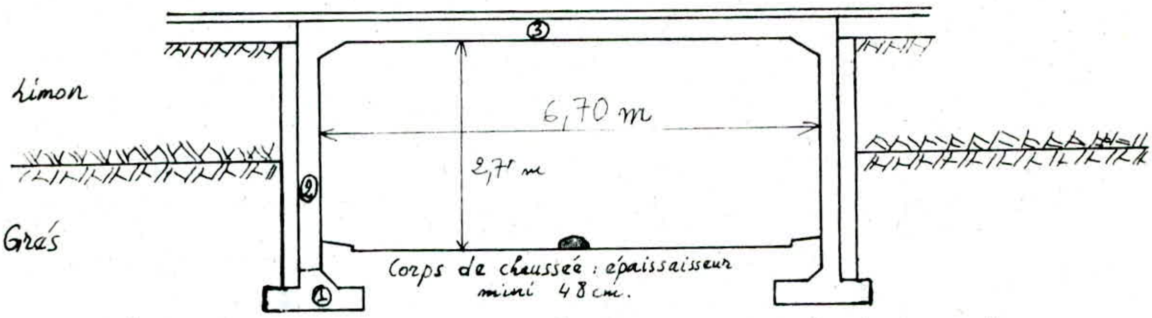
En flexion composé : $\overline{\sigma_b'} = \overline{\sigma_{bo}'} \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right)$

avec : e_0 : distance du point d'application de la force éxterieure au c.D.G de la section complète de béton seul, et h_t : hauteur total de la section.

Calcul des éléments d'ouvrages coulés en place.

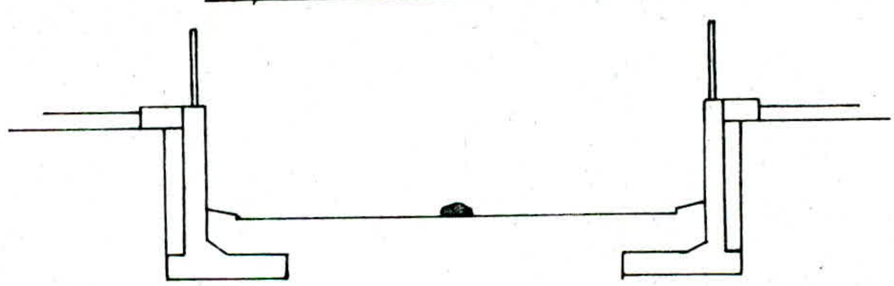
Vue l'excellente nature du sol et l'abscence de nappe phréatique ; nous avons adopté pour le souterrain une structure en portique ouvert hyperstatique ; et des murs de soutènement en vis avis pour les tremis d'accès et la mise à ciel ouvert sur 5m du souterrain.

Coupe en travers du souterrain (éch : 1/100)



La réalisation se feras en 3 phases : - on coule les semelles
puis les piedroits.
et enfin la traverse.

Coupe en travers des tremis d'accès : (éch : 1/100)



De même pour les murs de soutènements on commence par couler les semelles, bien sûr.

Etude du Portique

Prédimensionnement

Pour les passages souterrain on prends généralement e entre $l/30$ et $l/25$ comme épaisseur de la traverse et des piedroits ; $e = 25$ cm.

La semelle déborde de 80 cm vers la paroie de la fouille, et ceci afin de mettre un dispositif de drainage des eaux de pluie ; en SOPREX.

Il est a remarquer que le souterrain présente une pente de 0,5%, et ceci afin que les voies sur et sous ouvrage soient parallelles.

Calcul des éfforts

hypothèses de calcul : - Les semelles sont supposeés ancreés dans le grés, empêchant la rotation des piedroits.

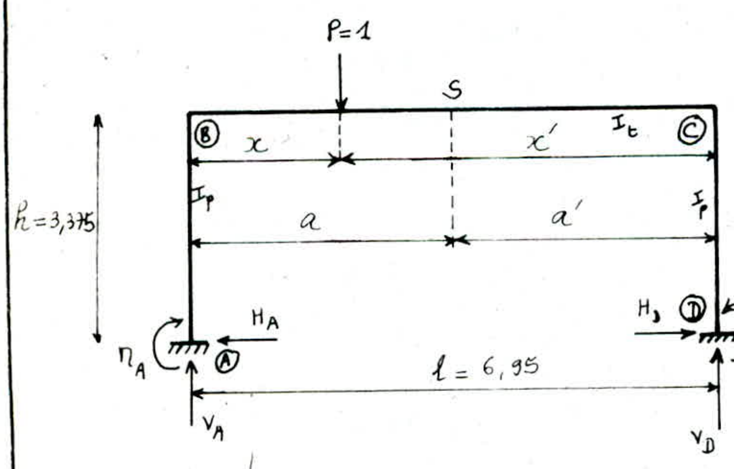
- La traverse, dont la longueur est beaucoup plus grande que la portée ($\rho = \frac{l_x}{l_y} \simeq 0$), est une dalle en béton armé supposeé fonctionnant de manière isotrope. longitudinalement et transversalement
- Il n'ya pas de remblai sur la traverse, ni de charges exceptionnelles.

Charges sollicitant le portique : - Poids propre de la traverse et du revêtement.

- Surcharges routieres réglementaires
- Charges apportés par les dalles de transition
- Poussée des terres latérales.

Pour calculer les éfforts engendrés par les charges mobiles on utilise la méthode des lignes d'influences, qui ont été déterminés par la méthode de Kleinlogel.

Soit une charge unitaire mobile sur la traverse, les équations des lignes d'influence ont une forme fondamentale : $y = e'\omega'_D + e\,\omega_D$.



e et é étant des valeures fixes du cadres, qui peuvent êtres négatives. ω_D et ω'_D sont des paramètres fonction de ξ et ξ'

avec $\xi = \frac{x}{l}$ e $\xi' = \frac{x'}{l}$

et $x + x' = l$.

$\omega'_D = \xi' - \xi'^3$ et $\omega_D = \xi - \xi^3$

Soit les facteurs de charges : $\mathcal{L}$ et $\mathcal{R}$: $\mathcal{L} = l\omega'_D$ et $\mathcal{R} = l\omega_D$

Moments statiques des charges $\mathcal{M}_r$ et $\mathcal{M}_l$: $\mathcal{M}_r = l\,\xi'$ et $\mathcal{M}_l = l\cdot\xi$

et soit S la résultante de charge verticale : dans notre cas $S = P = 1$.

On définit les constantes suivantes : $x_1 = \dfrac{\mathcal{L} + \mathcal{R}}{6 N_1}$; $X = \dfrac{\mathcal{L} - \mathcal{R}}{2 N_2}$

$$k = \frac{I_t \cdot h}{I_p \cdot l} \quad ; N_1 = k + 2 \quad ; N_2 = 6k + 1$$

D'où les équations des moments, qui seront celles des lignes d'influences :

$$\left| \begin{array}{l} M_A = X_1 - X \\ M_D = X_1 + X_3 \end{array} \right. \qquad \left| \begin{array}{l} M_B = -2X_1 - X \\ M_C = -2X_1 + X \end{array} \right.$$

<u>Calcul des coéfficients ci-dessus définits</u>

Remarque : $I_t = I_p$ respectivement inertie de la traverse et du piedroit.

$k = 0{,}4856$; $N_1 = 2{,}4856$; $N_2 = 3{,}9137$.

$X_1 = 0{,}4660\,\omega_D' + 0{,}4660\,\omega_D$; $X = 0{,}8879\,\omega_D' - 0{,}8879\,\omega_D$

Equations des moments, et des ordonnées des lignes d'influences :

$$y_{M_A} = M_A = -0{,}4219\,\omega_D' + 1{,}3539\,\omega_D$$

$$y_{M_D} = M_D = 1{,}3539\,\omega_D' - 0{,}4219\,\omega_D$$

$$y_{M_B} = M_B = -1{,}8199\,\omega_D' - 0{,}0441\,\omega_D$$

$$y_{M_C} = M_C = -0{,}0441\,\omega_D' - 1{,}8199\,\omega_D$$

<u>Ligne d'influence du moment à mi-travée</u> M_S

La traverse étant considérée comme une poutre hyperstatique, on utilise la formule suivante : (1) $M_S = M_x^o + \dfrac{x'}{l} M_B + \dfrac{x}{l} M_C$ $\quad M_o^x$ étant le moment isostatique de la traverse.

$$\left| \begin{array}{ll} M_x^o = a'\xi & \text{dans le domaine } a \\ M_x^o = a\,\xi' & \text{dans le domaine } a' \end{array} \right.$$

et

Pour $x = a$ et $x' = a'$ on pose $\alpha' = \dfrac{a'}{l}$ et $\alpha = \dfrac{a}{l}$

L'équation (1) devient donc :

$$(2) \left| \begin{array}{ll} y_{M_S} = a'\xi + \alpha' y_B + \alpha\, y_C & : \text{domaine } a \\ y_{M_S} = a\,\xi' + \alpha' y_B + \alpha\, y_C & , \text{domaine } a' \end{array} \right.$$

à mi-travée $\alpha = \alpha' = 0{,}5$ d'où $a' = \alpha' l = 3{,}475$ et $a = \alpha l = 3{,}475$

$$(2) \Leftrightarrow \left| \begin{array}{ll} y_{M_S} = 3{,}475\,\xi + 0{,}5\,y_B + 0{,}5\,y_C & \text{domaine } a \\ y_{M_S} = 3{,}475\,\xi' + 0{,}5\,y_B + 0{,}5\,y_C & \text{domaine } a' \end{array} \right.$$

Ligne d'influence de la réaction d'appui horizontale (H)

$$H_{(A,D)} = \frac{3X_1}{h} \Rightarrow y_{H_{(A,D)}} = 0,4142\ \omega'_D + 0,4142\ \omega_D .$$

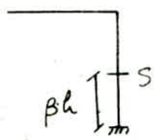
Des réactions d'appuis verticales (V)

$$V_A = \frac{M_2 + 2X}{\ell} \Rightarrow y_{V_A} = \xi' + 0,2555\ \omega'_D - 0,2555\ \omega_D$$

$$V_D = S - V_A = 1 - V_A \Rightarrow y_{V_D} = \xi - 0,2555\ \omega'_D + 0,2555\ \omega_D$$

Ligne d'influence du moment a mi-hauteur du piedroit

Sous l'effet des charges roulantes sur la traverse l'équation de ce moment est donné par : $M'_S = M_A - H_A \cdot \beta \cdot h$ avec $\beta = 0,5$ car à mi-hauteur du piedroit.

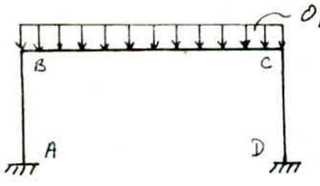


$$\Rightarrow y_{M'_S} = y_{M_A} - 1,6875\ y_{H_A} .$$

Tableau récapitulatif des resultats obtenus

ξ	ξ'	ω'_D	ω_D	y_{M_A}	y_{M_D}	y_{M_B}	y_{M_C}	y_{M_S}	$y_{M'_S}$	$y_{H_{(A,D)}}$	y_{V_A}	y_{V_D}
0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000
0,100	0,900	0,171	0,099	0,062	0,190	0,316	0,188	0,096	0,127	0,112	0,918	0,082
0,200	0,800	0,288	0,192	0,138	0,309	0,533	0,362	0,248	0,198	0,199	0,824	0,175
0,300	0,700	0,357	0,273	0,219	0,368	0,662	0,513	0,455	0,221	0,261	0,721	0,278
0,400	0,600	0,384	0,336	0,293	0,378	0,714	0,628	0,719	0,210	0,298	0,612	0,388
0,500	0,500	0,375	0,375	0,350	0,350	0,699	0,699	1,039	0,175	0,311	0,500	0,500
0,600	0,400	0,336	0,384	0,378	0,293	0,628	0,714	0,719	0,125	0,298	0,386	0,612
0,700	0,300	0,273	0,357	0,368	0,219	0,513	0,662	0,455	0,072	0,261	0,279	0,721
0,800	0,200	0,192	0,288	0,309	0,138	0,362	0,533	0,248	0,027	0,199	0,175	0,824
0,900	0,100	0,099	0,171	0,190	0,062	0,188	0,316	0,096	0,001	0,112	0,082	0,968
1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

Efforts sous charges permanentes.



q_1 : poids propre de la traverse $q_1 = \gamma_b \cdot e_b \cdot 1 = 2,5 \cdot 0,25 \cdot 1$

$q_1 = 0,625$ t/m.

q_2 : poids de la couche d'étanchéité $q_2 = \gamma_e \cdot e_e \cdot 1$

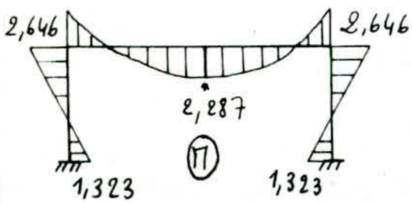
$q_2 = 0,03 \cdot 2,2 \cdot 1$

$q_2 = 0,066$ t/m.

q_3 : poids de la couche de roulement ; $q_3 = \gamma_r \cdot e_r \cdot 1 = 0,06 \cdot 2,1 \cdot 1$

$q_3 = 0,216$ t/m.

et $q = q_1 + q_2 + q_3 = 0,817$ t/m



$$H_A = H_D = -\frac{q l^2}{4h(2+k)} = -1,176 \text{ t}$$

$$V_A = V_D = \frac{q l}{2} = 2,84 \text{ t}$$

$$M_A = M_D = \frac{q l^2}{12(2+k)} = 1,323 \text{ t·m}$$

$$M_B = M_C = \frac{-q l^2}{6(2+k)} = -2,246 \text{ t·m} \quad ; \quad M_t = \frac{q l^2}{24}\,\frac{2+3k}{2+k} = 2,287 \text{ t·m}$$

Sous la poussée des terres latérales

Etant donné que les piedroits sont considérés comme encastrés à leurs extrémités, ils ne subissent aucun déplacement, de ce fait on calcul les terres au repos. avec $K_0 = 0,5$.

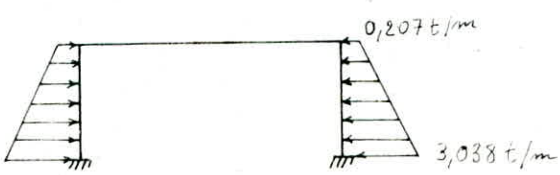
Au niveau du souterrain, et sur toute sa longueur, la fouille est plus large de 60 cm qu'au niveau des trémis d'accés. Et du fait que les terres latérales sont cohérentes, la fouille ne nécessite même pas de blindage, on prends en compte dans les calcul :

- la poussée P_1 latérale sur le portique due au remblai de caractéristiques suivantes :

$\gamma = 1,8$ t/m³ ; $\varphi = 30°$; $C = 0$ bars ; $P_1 = K_0 \cdot \gamma \cdot h = 3,038$ t/m.

- La poussée P_2 due au poids des terres et de la couche de revêtement, situés au dessus de l'axe neutre de la traverse

$P_2 = K_0 \left[\gamma_r \cdot e_r + \gamma_c \cdot e_c \right] = 0,207$ t/m².



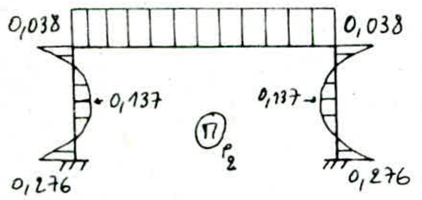
On supperpose les 2 diagrammes qui suivent :

$$M_A = M_D = -\frac{q h^2}{12}\,\frac{k+3}{N_1} = -0,276 \ t\cdot m$$

$$M_B = M_C = -\frac{q h^2}{12}\,\frac{k}{N_1} = -0,038 \ t\cdot m$$

$$M\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{q h^2}{8} + 0,5\,M_B + 0,5\,M_A = 0,137 \ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = \frac{q h}{2} = 0,349 \ t$$

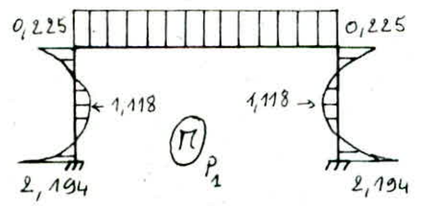


$$M_A = M_D = -\frac{3 p h^2}{60}\,\frac{3k+8}{N_1} = -2,194 \ t\cdot m$$

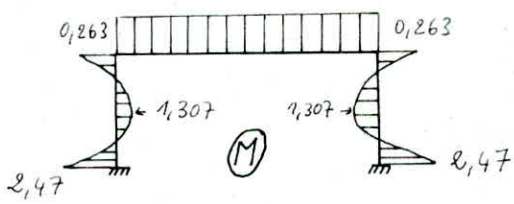
$$M_B = M_C = -\frac{p h^2}{30 N_1}\,k = -0,225 \ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = -\frac{p h}{20}\,\frac{7k+16}{N_1} = -4,001 \ t$$

$$M(h/2) = 1,118 \ t\cdot m$$



$M_{p_1} + M_{p_2} \Leftrightarrow$

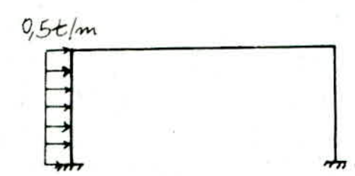


Efforts sous surcharges sur remblai, latérale à l'ouvrage.

Les surcharges prise en compte sont calle préconisée par le C.P.C pour les calculs des murs de soutènements et les culées de ponts : - Charge répartie de $1 t/m^2$ pour Les murs de grandes dimensions

- Charge concentrée B_t où B_r pour les éléments de faible dimensions.

Sous une charge répartie de $1t/m^2$ agissant sur un seul piedroit

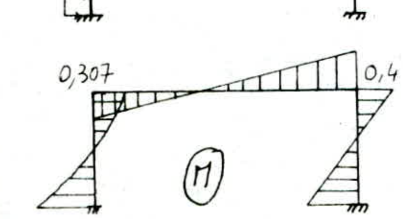


$$q = K_0 \cdot q_0 = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \ t/m^2.$$

$$M_A = q\frac{h^2}{4}\left[-\frac{k+3}{6N_1} - \frac{4k+1}{N_2}\right] = -1,403 \ t\cdot m$$

$$M_D = q\frac{h^2}{4}\left[-\frac{k+3}{6N_1} + \frac{4k+1}{N_2}\right] = 0,739 \ t\cdot m \ ; \quad M_B = q\frac{h^2}{4}\left[\frac{-k}{6N_1} + \frac{2k}{N_2}\right] = 0,307 \ t\cdot m$$

$$M_C = q\frac{h^2}{4}\left[-\frac{k}{6N_1} - \frac{2k}{N_2}\right] = -0,4 \ t\cdot m \ ; \quad M\left(\frac{h}{2}\right) = q\frac{h^2}{8} + 0,5M_A + 0,5M_B = 0,164 \ t\cdot m$$



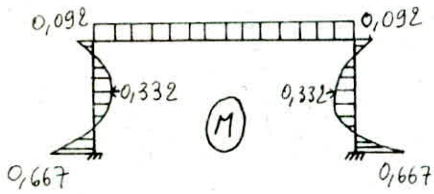
$$H_D = +q\frac{h}{8}\,\frac{(2k+3)}{N_1} = 0,337 \ t \ ; \quad H_A = -\left(q\frac{h}{2} - H_D\right) = -0,507 \ t$$

$$V_A = -V_D = -q\frac{h^2}{2}\,\frac{k}{N_2} = 0,102 \ t$$

Surcharge ($1 t/m^2$) agissant sur les 2 piedroits

$$M_A = M_D = -\frac{q h^2}{12 N_1} \frac{k+3}{1} = -0,667 \ t \cdot m.$$

$$M_B = M_C = -\frac{q h^2}{12 N_1} \frac{k}{N} = 0,092 \ t \cdot m$$



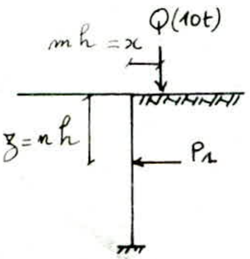
$$M(h/2) = q\frac{h^2}{8} + 0,5 M_A + 0,5 M_B = 0,332 \ t \cdot m$$

Surcharge concentreé de 10t (roue Br, plus défavorable que B_t.) ; placée à 0,5 m de l'écran du piedroit.

On évalue les pressions unitaires sur l'ecran par les formules suivantes dûe à Karl Terzaghi.

$$P_1 = 0,28 \frac{Q}{H^2} \frac{n^2}{(0,16+n^2)^3} \qquad \text{pour} \quad m < 0,4.$$

$$\text{et} \quad P_1 = 1,77 \frac{Q}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2+n^2)^3} \qquad \text{pour} \quad m > 0,4.$$



Q est a $x = 0,5 m$ $\Rightarrow$ $m = \frac{x}{h} = 0,148 < 0,4$

donc $P_1 = 0,28 \frac{Q}{H^2} \frac{n^2}{(0,16+n^2)^2}$ et $H = h$

vue en plan (pressions en cloche.)

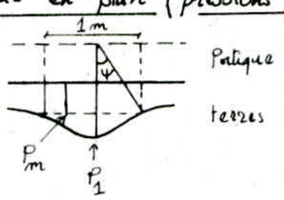
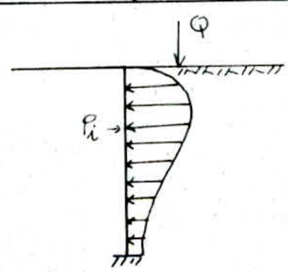


diagramme des pressions unitaires P_1.



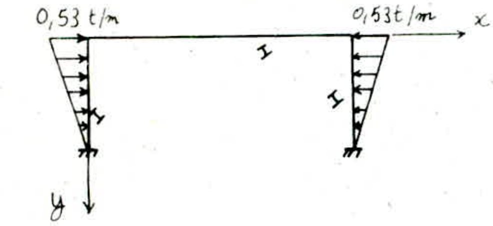
En plan la distribution des pressions se fait suivant une cloche qui a pour max la courbe des pressions P_1, vue qu'on travaille par m de largeure on prends une valeure moyen-ne des courbes de pression ; P_m : $P_m = P_1 (1+ \cos^2\psi)$ avec $\psi = \operatorname{arctg} \frac{0,5}{0,5} = 45°$.

$$\Rightarrow \quad P_m = 0,21 \frac{n^2}{(0,16+n^2)^3}$$

n	0,125	0,250	0,375	0,500	0,625	0,750	0,875	1,000
P_m	0,525	1,033	0,942	0,660	0,426	0,271	0,168	0,117

Pour le calcul des efforts nous utiliserons un diagramme triangulaire, équivalent au diagramme courbe, dans le sens qu'il provoque le même moment en base du piedroit supposé isolé.

1^e^ cas : Les deux piedroits sollicités.

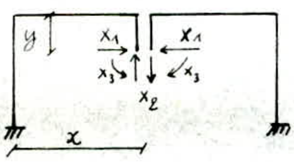


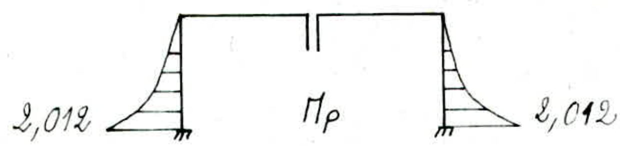
On applique la méthode du centre élastique.

Coordonnées du centre élastique :

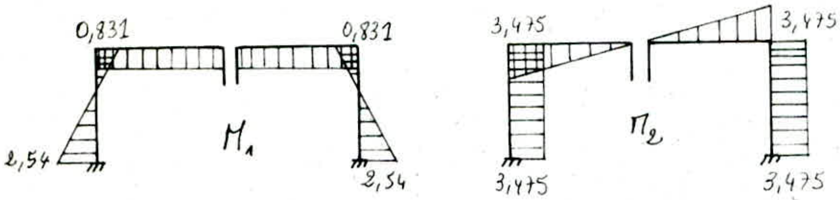
$$x = \frac{l}{2} = 3,475 \text{ m}$$

$$y = \frac{\Sigma l'_i \cdot y_i}{\Sigma l'_i} \quad \text{avec } l' = \frac{l}{I} \quad ; \quad y = 0,831 \text{ m}.$$





Diagrammes unitaires



Le système étant symétrique on a le système d'équations canoniques suivant :

$$(1)\quad \begin{cases} \delta_{11} X_1 + \delta_{1p} = 0 \\ \delta_{22} X_2 + \delta_{2p} = 0 \\ \delta_{33} X_3 + \delta_{3p} = 0 \end{cases}$$

Les tableaux des intégrales de Mohr nous permettant de calculer les δ_{ij} et les δ_{ip} :

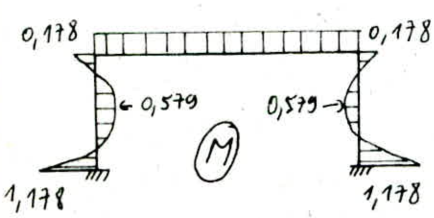
$$\delta_{11} = \frac{19,36}{EI} \; ; \quad \delta_{22} = \frac{55,95}{EI} \; ; \quad \delta_{33} = \frac{6,85}{EI}$$

$$\delta_{1p} = \frac{3,842}{EI} \; ; \quad \delta_{2p} = 0 \; ; \quad \delta_{3p} = \frac{2,264}{EI}$$

En remplaçant ces coefficients dans (1) on aura :

$$X_1 = -0,198 \text{ t} \quad ; \quad X_2 = 0,000 \text{ t} \quad ; \quad X_3 = 0,331 \text{ t·m}$$

diagramme final



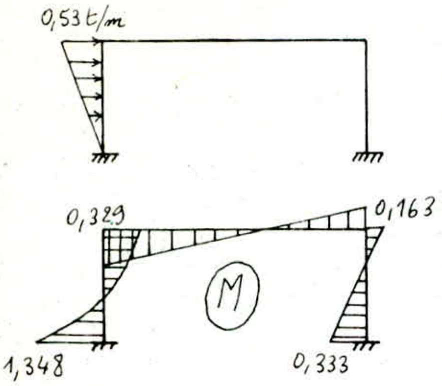
$$M_A = -1,178 \text{ t·m} = M_D$$

$$M_B = M_C = -0,178 \text{ t·m}$$

$$H_A = H_D = 0,696 \text{ t}$$

$$M\left(\frac{h}{2}\right) = 0,579 \text{ t·m}.$$

2^e cas : Un seul piedroit sollicité.



On utilise la méthode du 1^e cas (centre élastique.)

On obtient le même système d'équation canonique qu'au 1^e cas de charge.

Valeurs des déplacements relatifs :

$\delta_{11} = \dfrac{38,72}{EI}$ $\quad \delta_{22} = \dfrac{111,9}{EI}$ $\quad \delta_{33} = \dfrac{13,7}{EI}$

$\delta_{1p} = \dfrac{3,482}{EI}$ $\quad \delta_{2p} = -\dfrac{7,866}{EI}$ $\quad \delta_{3p} = -\dfrac{2,264}{EI}$

$\Rightarrow$ $X_1 = 0,099\ t$; $X_2 = 0,071\ t$; $X_3 = 0,166\ t{\cdot}m$

et donc :

$M_A = -1,348\ t{\cdot}m$; $M_B = 0,329\ t{\cdot}m$

$M_C = -0,163\ t{\cdot}m$; $M_D = 0,333\ t{\cdot}m$

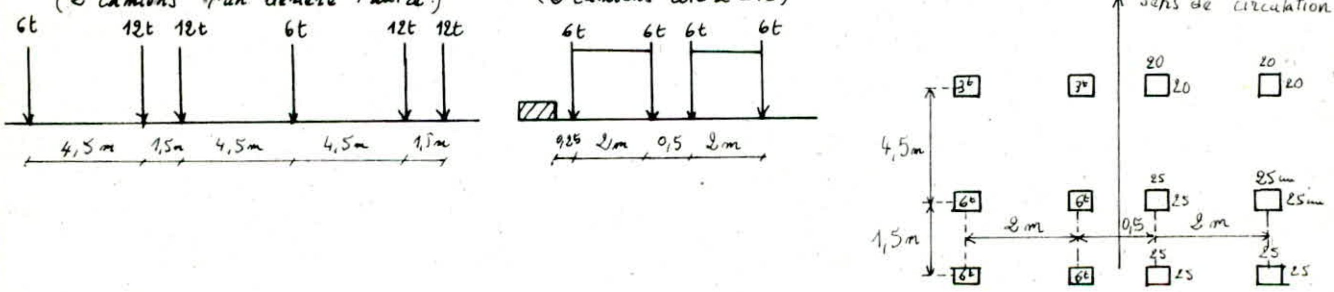
$H_A = 0,795\ t$; $H_D = 0,099\ t$

$V_A = -V_D = 0,071\ t$

Efforts dus aux charges mobiles passant sur la traverse.

Système B_c

Sens longitudinal (2 camions l'un derrière l'autre.) — Sens transversal (2 camions côte à côte) — Vue en plan



On calcule les efforts pour une bande de 2,5 m du portique, bande qui correspond au gabarit du camion B_c. Dans cette bande on peut disposer soit 2 roues d'un même camion, soit 2 roues de 2 camions voisins, les efforts calculés sont ensuite réduits par m linéaire

Par la méthode des lignes d'influences : $M = \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot y_i$ avec y_i ordonnée des lignes d'influence correspondant à P_i.

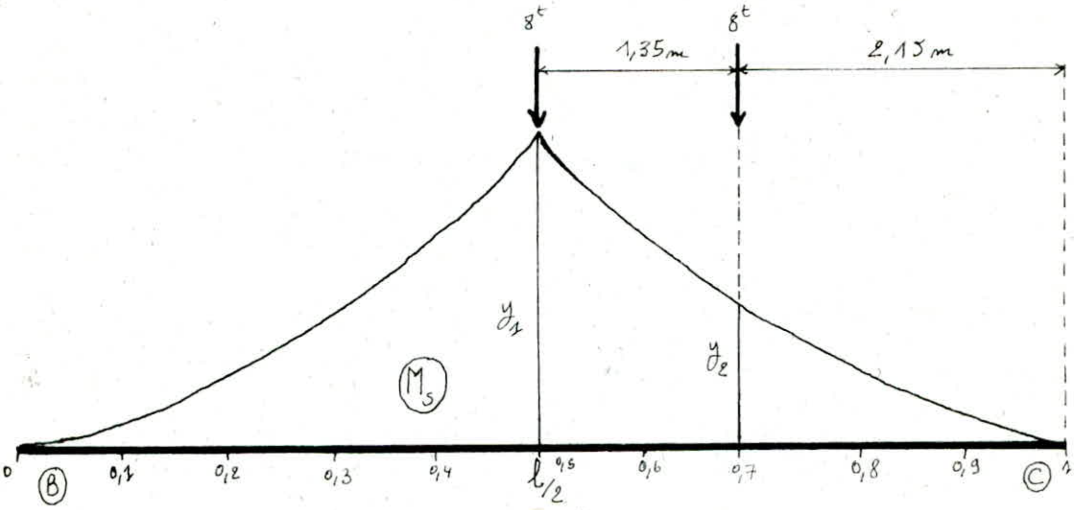
Les dispositions les plus défavorables donnent les résultats suivants (par bande de 2,5m)

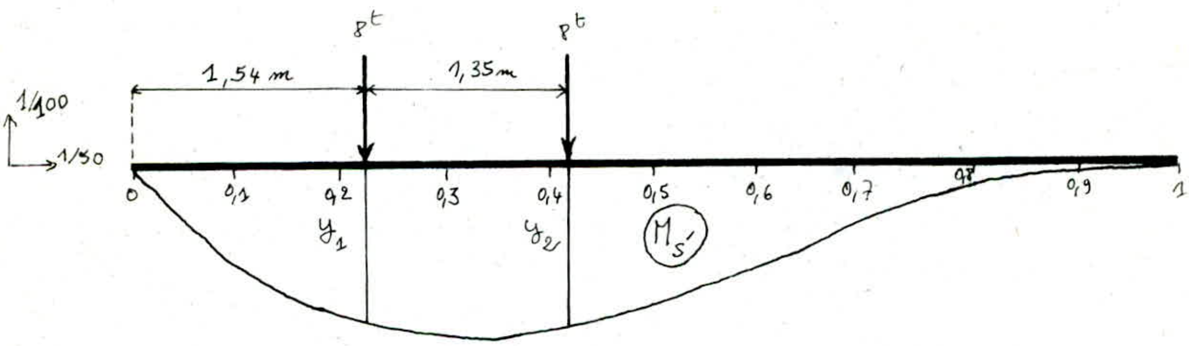
$M_S = 2\cdot 6\,(y_1 + y_2) = 2\cdot 6\cdot(1,039 + 0,425) = 17,568\ t{\cdot}m$

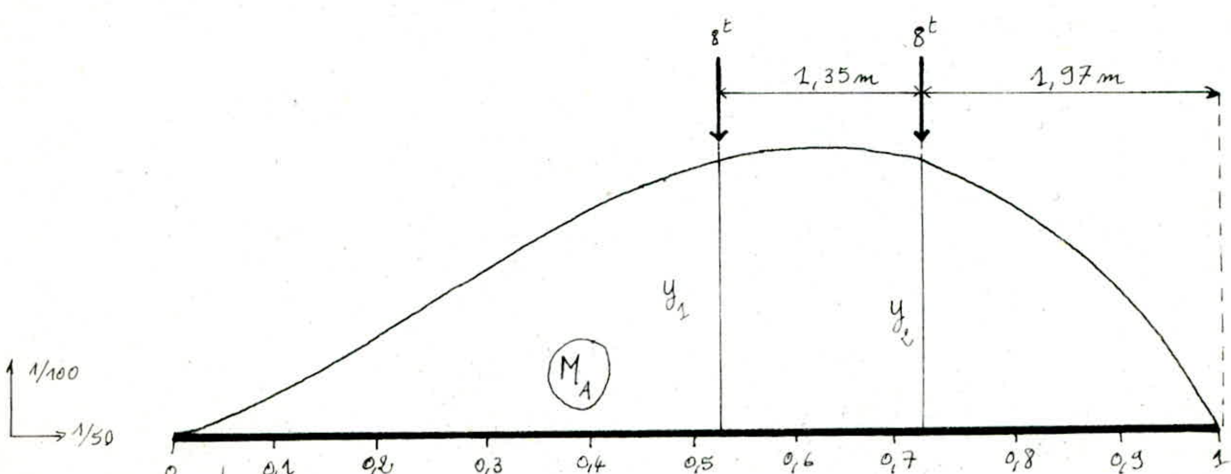
$M_{S'} = 2\cdot 6\,(y_1 + y_2) = 2\cdot 6\,(-0,22 - 0,21) = -5,16\ t{\cdot}m$

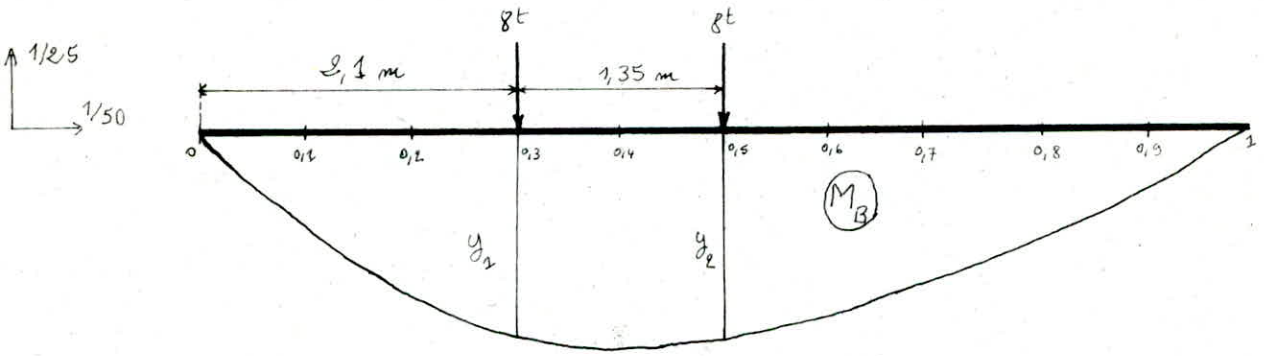
Epure des lignes d'influences, avec la disposition des charges B_t

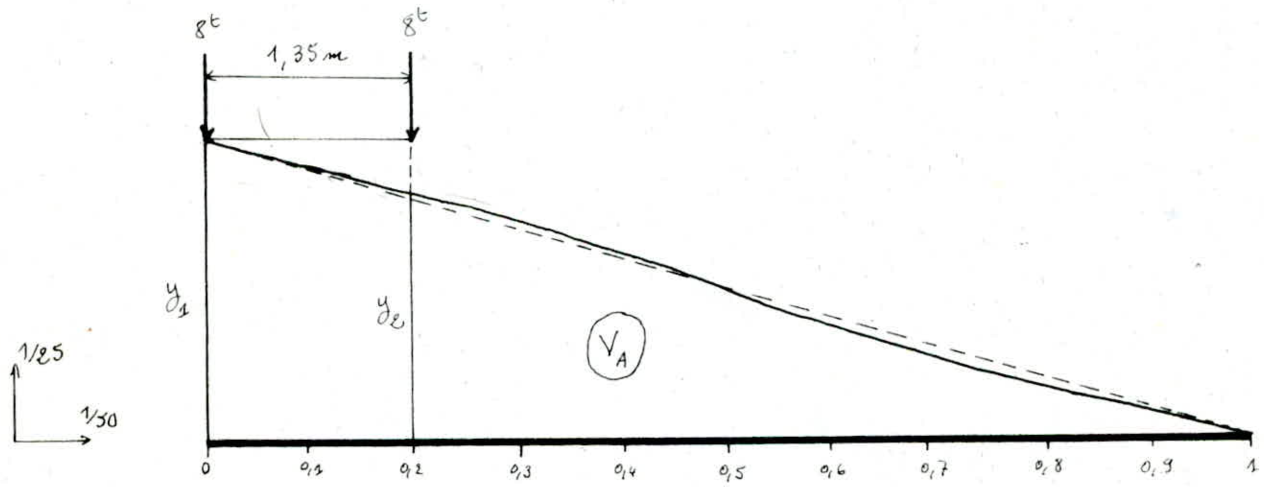
Echelle : 1/25, 1/50

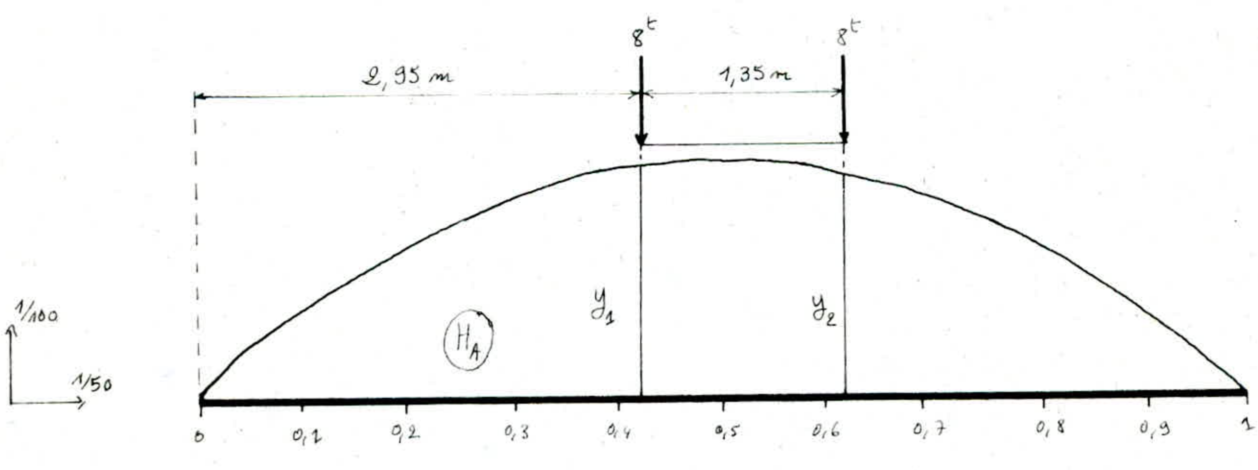







1/25
1/50
8t
8t
2,1 m
1,35 m
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1
y1
y2
MB


8t
8t
1,35 m
y1
y2
VA
1/25
1/50
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1


8t
8t
2,95 m
1,35 m
y1
y2
HA
1/100
1/50
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1

$$M_A = 2\cdot 6\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 6\cdot(0,375+0,36) = 8,82\ t\cdot m$$

$$M_B = 2\cdot 6\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 6\cdot(-0,68-0,69) = -16,44\ t\cdot m$$

$$V_A = 2\cdot 6\cdot(y_1+y_2+y_3) = 2\cdot 6\cdot(1+0,705+0,05) = 12,685\ t$$

$$H_A = 2\cdot 6\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 6\cdot(0,295+0,3) = 7,14\ t$$

<u>Par bande de 1 m on aura:</u>

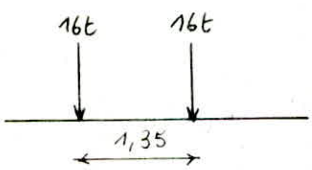
$M_S = 7,027\ t\cdot m/m$; $M_{S'} = -2,064\ t\cdot m/m$; $M_A = 3,528\ t\cdot m/m$

$M_B = 16,44\ t\cdot m/m$; $V_A = 5,074\ t/m$; $H_A = 2,856\ t/m$

<u>Sous le système B_t</u>

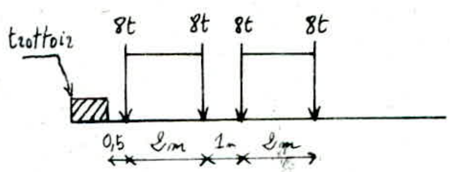
<u>Sens longitudinal</u>

(1 seul camion)

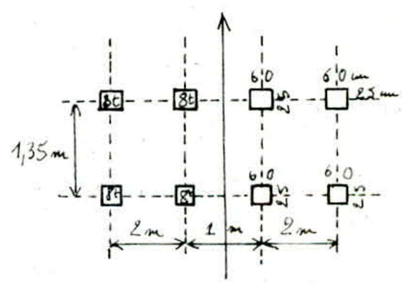


<u>Sens transversal</u>

(2 camions côte à côte)



<u>Vue en plan</u>



On dispose un seul tandem dans le sens longitudinal, pour une bande transversale de 3 m (correspondant au gabarit du camion B_t).

Les dispositions les plus défavorables donnent (par bande de 3 m.)

$$M_S = 2\cdot 8\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 8\cdot(1,039+0,47) = 24,144\ t\cdot m.$$

$$M_{S'} = 2\cdot 8\cdot(y_1+y_2) = -2\cdot 8\cdot(0,21+0,215) = -6,8\ t\cdot m$$

$$M_A = 2\cdot 8\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 8\cdot(0,36+0,36) = 11,52\ t\cdot m$$

$$M_B = 2\cdot 8\cdot(y_1+y_2) = -2\cdot 8\cdot(0,69+0,68) = -21,92\ t\cdot m$$

$$V_A = 2\cdot 8\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 8\cdot(1+0,82) = 29,12\ t$$

$$H_A = 2\cdot 8\cdot(y_1+y_2) = 2\cdot 8\cdot(0,31+0,29) = 9,6\ t$$

<u>Et par bande de 1 m on aura:</u>

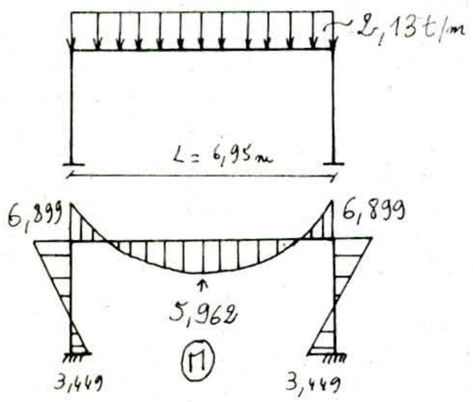
$M_S = 8,048\ t\cdot m/m$; $M_{S'} = -2,267\ t\cdot m/m$; $M_A = 3,84\ t\cdot m/m$

$M_B = -7,307\ t\cdot m/m$; $V_A = 9,7\ t/m$; $H_A = 3,2\ t/m$

Système B_r

L'effet de la roue B_r de 10 t sur le portique est relativement négligeable par rapport aux autre systèmes, B_c B_t et A. On ne tiens donc pas compte des efforts dûs a ce système, mais on vérifie le poinçonnement de la dalle sous la roue B_r de 10 t.

Système de charge A (par bande de 1 m de large.)



$$A = 230 + \frac{36000}{L+12} = 2,13\ t/m^2.$$

Avec les formules utilisées pour le portique sous charges permanentes on a :

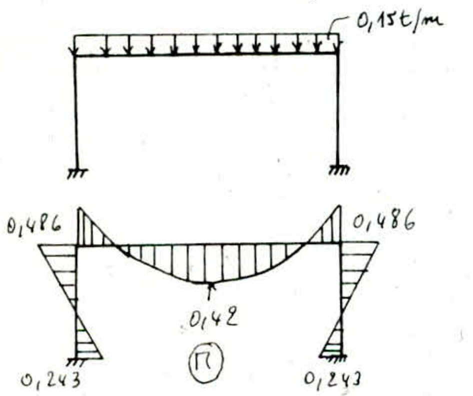
$M_A = M_D = 3,449$ t·m/ml.

$M_B = M_C = -6,899$ t·m/ml.

$M_t(l/2) = 5,962$ t·m/ml.

et $H_A = H_D = -3,066$ t/ml ; et $V_A = V_D = 7,402$ t/ml.

Surcharge trottoir : 150 kg/m



$q = 0,15$ t/m.

D'où : $M_A = M_D = 0,243$ t·m/ml

$M_B = M_C = -0,486$ t·m/ml

$M_t(\frac{l}{2}) = 0,42$ t·m/ml

$H_A = H_D = -0,216$ t/ml ; $V_A = V_D = 0,521$ t/ml

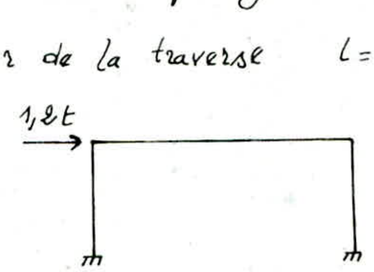
Efforts dûs au freinage des véhicules.

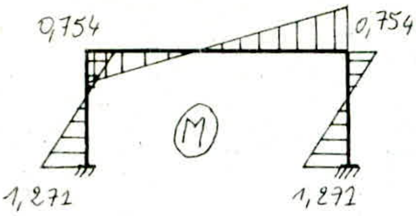
On suppose qu'un seul camion freine par tablier, camion B_c de 30^t ; ainsi l'effort développé sur toute la longueur de la dalle est une force $(f \cdot L)$ rasante.

$f = \frac{F}{L}$ F : effort totale de freinage ; $F = 30^t$

L : longueur de la traverse $L = 25$ m.

$\Rightarrow f = \frac{30}{25} = 1,2$ t/ml





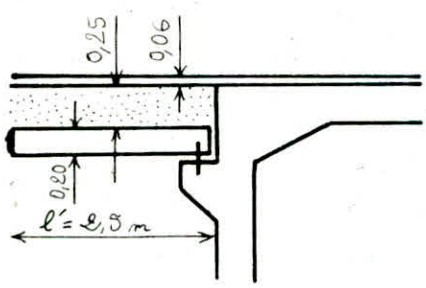
$M_D = -M_A = -f\,\frac{h}{2}\,\frac{3k+1}{N_2} = -1{,}271$ t·m.

$M_B = -M_C = f\,\frac{h}{2}\,\frac{3k}{N_2} = 0{,}754$ t·m.

$H_A = -H_D = -\frac{f}{2} = 0{,}6\ t$ et $V_A = -V_D = -\frac{2M_B}{l} = 0{,}217\ t$.

Efforts apportés par les dalles de transitions.

La dalle de transition, goujonnée sur le corbeau du portique, est supposée simplement appuyée sur le piedroit et le sol. La dalle est soumise à :



- Au charges roulantes.
- Son poids propre : $2{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 1 = 0{,}5$ t/m
- poids du corps de chaussée : $1{,}8 \cdot 0{,}25 \cdot 1 = 0{,}45$ t/m
- poids de la couche de roulement : $0{,}06 \cdot 2{,}1 \cdot 1 = 0{,}126$ t/m

total : $q_g = 1{,}076$ t/m.

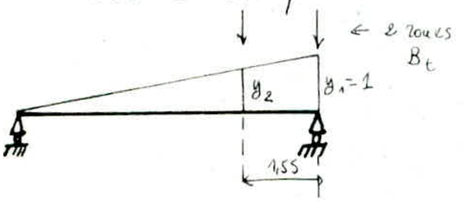
Cette dalle de transition transmet un effort tranchant au portique : $T = T_g + 1{,}2\,T_s$

T_g : effort tranchant dû aux charges permanentes. $T_g = q_g\,\frac{\ell'}{2} = 2{,}845\ t$.

T_s : effort tranchant dû aux charges roulantes

On détermine T_s d'après les lignes d'influences.

Shéma statique de la dalle de transition avec ligne d'influence de T_s en B.



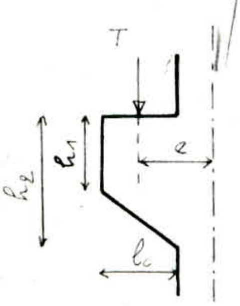
Ce shéma est le cas le plus défavorable

$T_s = \sum P_i\,y_i = 2 \cdot 8 \cdot (y_1 + y_2) = 16\,(1 + 0{,}46) = 23{,}36\,t$

T_s est calculé par bandes de 3 m $\Rightarrow T = 7{,}79$ t/ml

L'effort tranchant total transmit au corbeau est donc $T = T_g + 1{,}2\,T_s$

$T = 10{,}03\,t$.



Dimensionnement du corbeau :

Le corbeau étant considéré comme une console courte, on le dimensionne suivant les recommandations du Bureau "S.E.CURITAS"

On vérifie que $l_c \geq \frac{T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}}$ $\Rightarrow l_c \geq 1{,}56$ cm

on prend $l_c = 10$ cm.

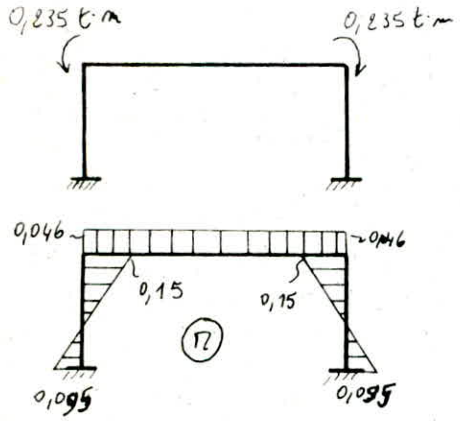
et $\frac{h_2}{l} \leq \frac{5}{2}$ $\Rightarrow h_2 = 25$ cm.

$e = \frac{l_c}{2} + \frac{25}{2} = 17{,}5$ cm

et $h_2 \geq 2h_1$ $\Rightarrow h_1 = 10$ cm.

L'effort tranchant étant excentré, il y a au niveau de l'axe neutre du piedroit un moment $M_{DT} = T\cdot e = \left| \begin{array}{l} T_g\cdot e = 0,235\ t\cdot m \quad (M_{DTg}) \\ + \\ T_s\cdot e = 1,363\ t\cdot m \quad (M_{D\cdot T_s}) \end{array}\right.$

<u>Charges permanentes seules :</u>



$$M_A = M_D = -\frac{M_{DTg}}{N_1} = -0,095\ t\cdot m$$

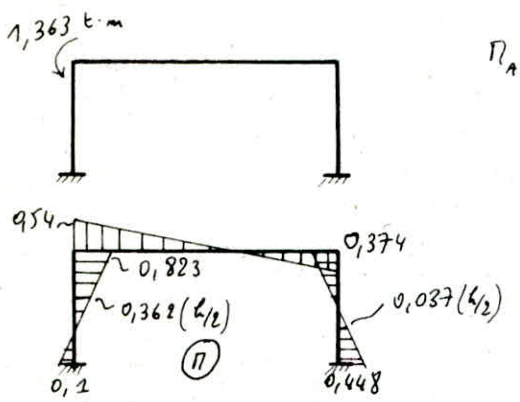
$$M_{B_1} = M_{C_1} = \frac{2M}{N_1} = 0,19\ t\cdot m$$

$$M_{B_2} = M_{C_2} = -\frac{ck}{N_1} = 0,046\ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = \frac{+3M}{h\cdot N_1} = +0,084\ t\cdot m$$

<u>Surcharges seules.</u>

1er cas : 1 dalle de transition chargée.



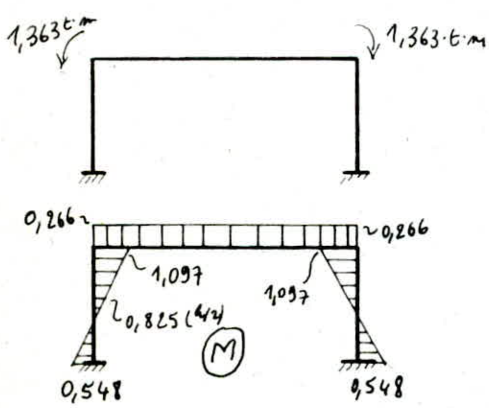
$$M_A = -\frac{M}{2N_1} + \frac{M}{2N_2} = -0,1\ t\cdot m \quad ; \quad M_D = -\frac{M}{2N_1} - \frac{M}{2N_2} = -0,448\ t\cdot m$$

$$M_{B_1} = \frac{c}{N_1} + \frac{M}{2N_1} = 0,823\ t\cdot m \quad ; \quad M_{B_2} = -(M - M_{B_1}) = -0,54\ t\cdot m$$

$$M_C = c\frac{M}{N_1} - \frac{M}{2N_2} = 0,374\ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = +\frac{3M}{2hN_1} = 0,244\ t \quad ; \quad V_A = -V_D = \frac{6Mk}{\ell\cdot N_2} = 0,146\ t$$

2e cas : les 2 dalles de transition sont chargés.



$$M_A = M_D = -\frac{M}{N_1} = -0,548\ t\cdot m$$

$$M_{B_1} = M_{C_1} = \frac{2M}{N_1} = 1,097\ t\cdot m$$

$$M_{B_2} = M_{C_2} = -\frac{ck}{N_1} = -0,266\ t\cdot m$$

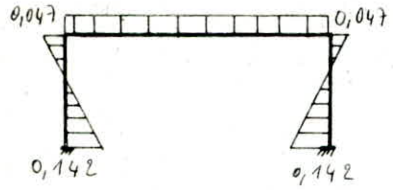
$$H_A = H_D = +\frac{3M}{h\cdot N_1} = +0,487\ t$$

<u>**Remarque**</u> : Il est à remarquer que l'effet des charges permanentes, agissant sur la dalle de transition, sur le portique s'ajoute à celui des charges permanentes totales. Et de même pour les surcharges.

Effet de la variation de température et du retrait.

Un allongement de la traverse provoque un moment négatif aux noeud et positif à la base

Pour un allongement unitaire αt la contrainte engendrée est $E\alpha t = 100\ t/m^2$; E : module d'Young

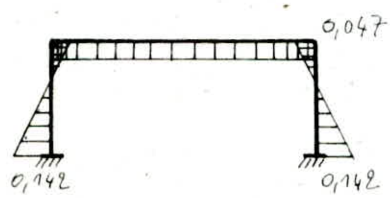


$$M_A = M_D = \frac{3E\alpha t \cdot I}{h} \cdot \frac{k+1}{k(k+2)} = 0,142\ t\cdot m/m$$

$$M_B = M_C = -\frac{3E\alpha t \cdot I}{h} \cdot \frac{1}{k+2} = -0,047\ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = \frac{3E\alpha t \cdot I}{h^2} \cdot \frac{2k+1}{k(k+2)} = 0,056\ t/ml \ ; \ V_A = V_D = 0$$

Pour un raccourcissement unitaire αt, la contrainte engendrée est $E\alpha t = -100\ t/m^2$.



$M_A = M_D = -0,142\ t\cdot m$; $M_B = M_C = 0,047\ t\cdot m$

$H_A = H_D = -0,056\ t\cdot m$; $V_A = V_D = 0$.

Effet du seisme :

L'ouvrage étant enterré, l'action du seisme sur les éléments se traduit par l'accroissement de la poussée des terres. Pour tenir compte de cet effet on applique la méthode du RPA 81 qui consiste à majorer les pressions des terres de 20 %, et de prévoir une force horizontal à $\frac{2}{3}$ de la base du mur, égale à 20% du poids de ce dernier

Poids propre du mur $P_M = 0,25 \cdot 2,5 \cdot 3,5 = 2,188\ t$

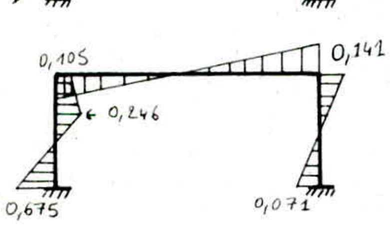
et $F = 0,2\ P_M = 0,44\ t$.

En utilisant la méthode du centre élastique :

$M_A = -0,675\ t\cdot m$; $M_D = 0,071\ t\cdot m$

$M(2/3\,h) = 0,246\ t\cdot m$; $M_B = 0,105\ t\cdot m$; $M_C = -0,141\ t\cdot m$

$H_A = 0,378\ t$; $H_D = 0,062\ t$; $V_A = -V_D = 0,035\ t$.



Remarque :

On majore les charges roulantes par un coef de majoration dynamique δ

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{0,2L+1} + \frac{0,6}{1 + 0,4\,\frac{G}{S}}$$

avec $L = 6,7$; $G = 4,19\ t$ (charge permanente) ; $S = 10,67\ t$ (surcharge.)

$\Rightarrow \delta = 1,37$

et le coefficient $b_t = 1$

Tableau des efforts non pondérés.

		Charges permanentes G_0	Poussée des terres latérales	Sous poussée due à $1t/m^2$ sur travée	Sous poussée dû à Br (10t)	Sous charges B_c	Sous charges B_t	Sous charges A
$M(\ell/2)$	⊕	+ 2,287				7,027	8,048	5,962
	⊖		0,263	0,092	0,178			
$M_{B(C)}$	⊕			0,307	0,329			
	⊖	- 2,296	0,263	0,400	0,172	6,576	7,307	6,899
$M(h/2)$	⊕		1,307	0,232	0,579			
	⊖	- 0,662				2,064	2,267	1,725
$M_{(A,D)}$	⊕	+ 1,323		0,307	0,333	3,526	3,840	3,449
	⊖		2,470	1,403	1,348			
$V_{A(D)}$	⊕	+ 2,840	/	0,102	0,071	5,074	9,700	7,402
	⊖			0,102	0,071			
$H_{A(D)}$	⊕		4,350	0,844	0,795			
	⊖	- 1,176				2,856	3,200	3,066

		Charges permanentes sur dalle de transition	Sous charges Trottoirs	Sous le freinage	Température + retrait	Seisme	Surcharge (B_t) sur dalle de transition
$M(\ell/2)$	⊕		0,420	/	0,047		
	⊖	- 0,046			0,047	0,053	0,266
$M_{B(C)}$	⊕	+ 0,150		0,754	0,047	0,105	1,097
	⊖		0,486	0,754	0,047	0,141	0,540
$M(h/2)$	⊕	+ 0,028		0,258	0,048	0,124	0,825
	⊖		0,122	0,258	0,048		
$M_{A(D)}$	⊕		0,243	1,271	0,142	0,071	
	⊖	- 0,095		1,271	0,142	0,675	0,548
$V_{A(D)}$	⊕	/	0,521	0,231	/	0,035	
	⊖			0,231		0,035	0,146
$H_{A(D)}$	⊕	+ 0,084		0,600	0,056	0,062	0,487
	⊖		0,216	0,600	0,056	0,378	

Combinaisons des charges.

Sous sollicitations du 1^{e} genre (SPI.) : $G + 1,2\,Q + T$

Sous sollicitations du 2^{e} genre (SP II) : $G + Q \pm E + T$.

Avec : G : charge permanente agissant sur le portique.

$G = G_0$ + poussée des terres + charges permanentes transmises par la dalle de transition.

et : Q : surcharges d'exploitation $Q = S \cdot \delta$; S : surcharges mobiles

δ : coefficient de majoration dynamique.

T : effet de la température et du retrait

E : effet du seisme.

Combinaisons pour la traverse : avec B_t la charge la plus défavorable.

Il est à noter qu'on ne tiens pas compte de l'effet des poussée des terres, pour le moment à mi-travée, et cela pour avoir le cas la plus défavorable

		G	1,2 Q	T	G + 1,2 Q + T
Sous SP I	$M(l/2)$	2,287	13,231	0,047	15,560
	$M_{B(C)}$	− 2,784	− 12,658	− 0,047	− 15,489
	$V_{A(D)}$	2,840	15,525	/	18,365

		G	Q	T	E	G + Q ± E + T
Sous SP II	$M(l/2)$	2,287	11,026	0,047	− 0,053	13,413
	$M_{B(C)}$	− 2,784	10,548	− 0,047	− 0,141	13,520
	$V_{A(D)}$	2,840	12,938	/	0,035	15,813

Pour les piedroits :

		G	1,2 Q	T	G + 1,2 Q + T
Sous SP I	$M_{B(C)}$	− 2,784	− 12,658	− 0,047	− 15,489
	$M(h/2)$	− 0,662	− 3,727	− 0,480	− 4,869
	$M_{A(D)}$	1,323	6,313	0,142	7,778
	$V_{A(D)}$	2,840	15,900	/	18,740
	$H_{A(D)}$	− 1,176	− 5,261	− 0,056	− 6,493

		G	Q	T	E	G + Q ± E + T
Sous SP II	$M_{B(C)}$	− 2,784	− 10,548	− 0,047	− 0,141	− 13,520
	$M(h/2)$	− 0,662	− 3,106	− 0,480	0,124	− 4,372
	$M_{A(D)}$	1,323	5,261	0,142	− 0,675	7,401
	$V_{A(D)}$	2,840	13,250	/	+ 0,035	16,125
	$H_{A(D)}$	− 1,176	− 4,384	− 0,056	− 0,378	− 5,994

Les combinaisons du 1^e genre (SP I) sont donc les plus défavorables

Ferraillage de la traverse : Section de $(25 \times 100)\ cm^2$ sous flexion simple

Section à mi-travée $\quad M(l/2) = 15,57\ t.m \quad ; \quad$ enrobage : 3 cm $\Rightarrow h = 22$ cm

On choisit de prendre des barres de diamètre $\phi > 20$ mm $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2670\ kg/cm^2$.

On ferraille avec la méthode classique de CHaron : $\mu = \dfrac{15 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \dfrac{15 \cdot 15,57 \cdot 10^5}{100 \cdot 22^2 \cdot 2670}$

$\mu = 0,1807$, en se référant aux tables données par la méthode, on tire $\left| \begin{array}{l} K = 16,6 \\ \varepsilon = 0,8481 \end{array} \right.$

soit donc $A = \dfrac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \dfrac{15,57 \cdot 10^5}{0,8481 \cdot 22 \cdot 2670} = 31,49\ cm^2$ on prends $\left| \begin{array}{l} 7T25 \\ A = 34,36\ cm^2 \end{array} \right.$

Vérification de la section à la fissuration : $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = \dfrac{KM}{\phi} \dfrac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = 1842\ Kg/cm^2. \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\dfrac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 1697\ Kg/cm^2. \end{array} \right.$

Les fissures sont préjudiciables à l'élément $\Rightarrow K = 10^6$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_1 = 1842\ Kg/cm^2 \quad \Rightarrow \quad \mu = 0,2619 \quad \Rightarrow \left| \begin{array}{l} K = 12,7 \\ \varepsilon = 0,8195 \end{array} \right.$

$\Rightarrow A = 46,88\ cm^2$, on prends $\left| \begin{array}{l} 10T25 \\ A = 49,09\ cm^2 \end{array} \right.$

Vérification des contraintes : $\sigma_a = \dfrac{M}{A \cdot z} = 1749,8\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2670\ Kg/cm^2$

$\sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{K} = 130,6\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 183,6\ Kg/cm^2$.

Espacement des barres : 10 cm.

D'aprés l'article 39,7 du CCBA68, les barres seront arrêtés au delà de la ligne d'appui.

Comme armatures de répartion on prends $A_t = \dfrac{A}{3} = 16,36\ cm^2$ on choisi donc $\left| \begin{array}{l} 9T16 \\ A_t = 18,09\ cm^2 \end{array} \right.$

Section à l'appui : $M_{max} = M_B = 15,489\ t.m$

De même ici on prends des barres de $\phi > 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2670\ Kg/cm^2$

$\Rightarrow \mu = 0,17 \quad \Rightarrow \begin{array}{l} K = 17,3 \\ \varepsilon = 0,8452 \end{array}$ soit $A = 29,8\ cm^2$ on prends $\begin{array}{l} 7T25 \\ A = 34,36\ cm^2 \end{array}$

Avec cette section la fissuration n'est donc pas verifiée $\bar{\sigma}_a = \sigma_1 = 1842\ Kg/cm^2$.

$\Rightarrow \mu = 0,249 \quad \Rightarrow \begin{array}{l} K = 13,2 \\ \varepsilon = 0,8227 \end{array}$ soit $A = 44,39\ cm^2$ on prends donc $\left| \begin{array}{l} 10T25 \\ A = 49,09\ cm^2 \end{array} \right.$

Vérification des contraintes : $\sigma_a = 1740,7\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2670\ Kg/cm^2$.

$\sigma'_b = 130,0\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 183,6\ Kg/cm^2$.

L'espacement des barres est de 10 cm, et on utilise les même armatures de répa-rtition que précedement $\left| \begin{array}{l} 9T16 \\ A_t = 18,09\ cm^2 \end{array} \right.$

Longueur des chapeaux : $l_c = \max \quad \frac{l_x}{5} = \frac{6,95}{5} = 1,39$

$l_d = \frac{\phi \, \sigma_a}{4 \, \tau_d} =$ $\Rightarrow l_c = 140$ cm.

Vérification à l'effort tranchant

$T = T_G + T_S$; T_G : effort tranchant dû aux charges permanentes

T_S : effort tranchant dû au surcharges roulantes, déterminé par les lignes d'influences

T : à la section (I) ; $T_G = 2,414$ t et $T_S = 12,72$ t.

$T = 2,414 + 12,72 = 15,13$ t ; on vérifie que : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \, \bar{\sigma}_b$.

$\Rightarrow \quad \tau_b = 7,86 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,74 \text{ Kg/cm}^2$.

La dalle ne nécessite donc pas de cadres.

Férraillage du piedroit : section de (25×100) cm^2
enrobage : 3 cm

Le piedroit est soumis à un moment fléchissant et a un éffort normal, de ce fait il seras calculé en flexion composée.

A la section supérieur du piedroit : | $M_0 = 15,489$ t·m.
| $N = V_A$ + poids du mur + $T_{\text{dalle de transition}}$
| $N = 31,464$ t

on a $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15,489}{31,464} = 0,492 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = 0,042$ m la section est donc partiellement comprimée.

Soit le moment de flexion par rapport aux aciers tendus $\mathcal{M}$:

$\mathcal{M} = M + N \cdot e$ $\qquad e = \frac{h_t}{2} - c = 0,095$ m.

$\mathcal{M} = 18,478$ t·m $\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot \mathcal{M}}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,2024 \Rightarrow$ | $\varepsilon = 0,835$ $\Rightarrow A_1 = 35,55$ cm^2
| $K = 15,3$

La section d'acier nécessaire est : $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\bar{\sigma}}_a} = 25,03$ cm^2, on prends | 9T20
| $A = 28,27$ cm^2

Vérification à la fissuration $\sigma_1 = 2089$ Kg/cm^2

$\sigma_2 = 1834$ Kg/cm^2 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2089$ Kg/cm^2

$\Rightarrow \mu = 0,2712 \Rightarrow$ $\varepsilon = 0,8175$
$K = 12,4$

et donc $A_1 = 49,18$ cm^2 $\Rightarrow A = 34,12$ cm^2

on prends | 11T20
| $A = 34,54$ cm^2 ; et comme aciers de répartition | 7T16
| $A_t = 14,07$ cm^2

<u>Vérification des contraintes</u> : $\sigma_a = 2007,9\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2$

$\sigma'_b = 118,8\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 165\ Kg/cm^2$.

L'écartement des barres est de 9 cm.

<u>A la section inférieur du piedroit</u> | $M_{max} = 7,778\ t\cdot m$

Toujours la même section que précédement, et sous | $N = 31,464\ t$.

flexion composée. $e_o = \frac{M}{N} = \frac{7,778}{31,464} = 0,247\ m > \frac{h_t}{6}$ ⇒ section partiellement comprimée.

D'où : $\mathcal{M} = M + N\cdot e = 7,778 + 31,464 \cdot 0,095 = 10,767\ t\cdot m$.

⇒ $\mu = 0,119$ ⇒ $\varepsilon = 0,8649$, $K = 22$ ⇒ $A_1 = 20,2\ cm^2$ ⇒ $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\bar{\sigma}}_a}$

$A = 8,96\ cm^2$, on prends 5T16 soit $A = 10,05\ cm^2$.

<u>Vérification à la fissuration</u> : $\sigma_1 = 1167,9\ Kg/cm^2$, $\sigma_2 = 2046,4\ Kg/cm^2$ ⇒ $\bar{\sigma}_a = 2046,4\ Kg/cm^2$

⇒ $\mu = 0,1631$ ⇒ $\varepsilon = 0,8476$, $K = 17,8$ ⇒ $A_1 = 28,21\ cm^2$ ⇒ $A = 12,84\ cm^2$

on prends : $A = 14,07\ cm^2$ soit 7T16 ; et $A_t = 5,65\ cm^2$ soit 5T12

L'éspacement des barres est de 14 cm.

<u>Vérification des contraintes</u> : $\sigma_a = 1351,9\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2$

$\sigma'_b = 45,5\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 165\ Kg/cm^2$.

<u>Vérification à l'éffort tranchant</u> :

$T = H_A = 6,493\ t$ et on vérifie $\tau_b = \frac{T}{b\cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15\ \bar{\sigma}_b$

⇔ $\tau_b = 3,37\ Kg/cm^2 < 1,15\cdot 7,1 = \bar{\tau}_b = 8,165\ Kg/cm^2$.

La section ne nécessite pas de cadres.

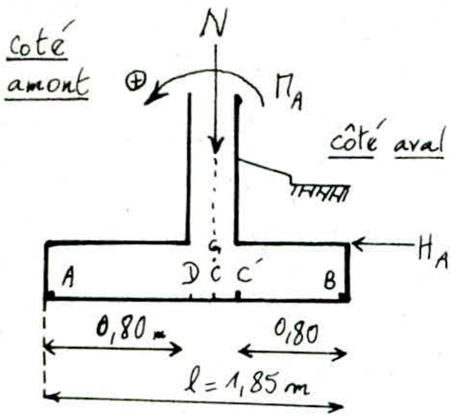
<u>Ancrage des barres</u> : dans la semelle.

$$l_d = \frac{\phi\ \bar{\sigma}_a}{4\ \bar{\tau}_d}$$

$$l_d = \frac{1,6 \cdot 2800}{4 \cdot 19,97} = 56,1\ cm$$

on prends $l_d = 60\ cm$

Etude des semelles du portique



Efforts sollicitant la semelle :

- Son poids propre P_s
- Effort normal venant du piedroit N
- Moment d'encastrement M_A
- Réactions d'appuis Horizontale H_A
- Poussée horizontale des terres amont, due au remblai sur 80 cm, P_{Ham}
- Poids des terres sur le patin amont de la semelle (remblai) P_{tam}
- Surcharge concentrée amont, à 0,5 m de l'écran, due à la roue B_r, composante Horizotale : P_{HBr} ; composante verticale P_{VBr}.
- Poids des terres sur le patin aval P_{tav}
- Surcharge répartie aval q_{av}

On étudie la rotation de la semelle, ancrée dans le grés, autour de C.

Bilan des efforts : Les surcharges étant majorée de 20%

	M_A	N	H_A	$P_{H_{Br}}$ (+20%)	$P_{V_{Br}}$ (+20%)	P_{Ham}	P_{tam}	P_{tav}	q_{av} (+20%)	P_s
Force (t)	/	31,466	6,493	1,953	1,120	1,649	5,040	0,720	0,480	1,85
x_c	/	0,000	0,400	2,128	0,125	1,300	0,525	0,525	0,725	0,000
Moment/c	7,778	0,000	2,597	-4,155	0,140	-2,144	2,646	-0,378	-0,348	0,000

En définitive la semelle est soumise aux efforts

$M = 6,136$ t.m

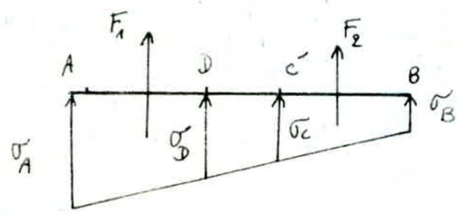
$N_{total} = 40,674$ t

donc $e_0 = \dfrac{M}{N} = 0,15 \text{ m} < \dfrac{l}{6} = 0,31$ m La section est entierement comprimée

La réaction du sol présente donc un diagramme trapézoïdale avec

$\sigma_A = \dfrac{N_t}{100 \cdot l} + \dfrac{6M}{100 \cdot l^2}$

$\sigma_B = \dfrac{N_t}{100 \cdot l} - \dfrac{6M}{100 \cdot l^2}$



$\sigma_A = 3,274$ Kg/cm²

$\sigma_B = 1,123$ Kg/cm²

Vérification au poinçonnement du sol : $\sigma(\ell/4) = \dfrac{3\sigma_A + \sigma_B}{4} = 2,736 \, Kg/cm^2 = 2,68 \, bar$

$\sigma(\ell/4) < \bar{\sigma}_s = 3,5 \, bar$.

$h_t \geq \dfrac{\ell - a}{4} = \dfrac{185-25}{4} = 40 \, cm$ $\qquad h_t = 40 \, cm$ (a étant la largeur du mur.)

enrobage : 3 cm $\Rightarrow h = 37 \, cm$.

On ferraille la semelle par la méthode des consoles.

console AD : $M_{F_{1/D}} = 9,48 \; t \cdot m$ et $F_1 = 22,468 \; t$.

console CB $M_{F_{2/C}} = 3,613 \; t \cdot m$ et $F_2 = 12,704 \; t$.

donc $M_{max} = 9,48 \; t \cdot m$ et $T_{max} = 22,468 \; t$.

$\Rightarrow \mu = \dfrac{15 \, M_{max}}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,037 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9178 \\ K = 45,8 \end{array} \right. \Rightarrow A = 9,97 \, cm^2$

on prends 5T16 soit $A = 10,05 \, cm^2$.

Vérification à la fissuration $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = 1081,7 \, Kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 2046,4 \, Kg/cm^2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2046,4 \, Kg/cm^2$

$\Rightarrow \mu = 0,0507 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9053 \\ K = 37,8 \end{array} \right. \Rightarrow A = 13,8 \, cm^2$

soit $\left| \begin{array}{l} 7T16 \\ A = 14,07 \, cm^2 \end{array} \right.$

et comme aciers de répartition on prends $\left| \begin{array}{l} 5T12 \\ A_t = 5,65 \, cm^2 \end{array} \right.$

L'écartement des aciers est de 11 cm

pour les aciers principaux, et de 16 cm pour les acier de répartition.

Vérification des contraintes : $\left| \begin{array}{l} \sigma_a = 2050,4 \, Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \, Kg/cm^2 \\ \sigma'_b = 69,03 \, Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 165 \, Kg/cm^2. \end{array} \right.$

Vérification à l'effort tranchant $T = 22,468 \; t$.

$\tau_b = \dfrac{T}{b \cdot z} = \dfrac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = 6,939 \, Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \, \bar{\sigma}_b = 8,165 \, Kg/cm^2$.

La semelle ne nécessite donc pas de cadres.

Ferraillage de la dalle de transition.

avec les hypothèses précédement définies. $M = 4,278$ t.m.

et donc : $A = \dfrac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = 10,24 \text{ cm}^2$.

soit 7T14 $A = 10,77 \text{ cm}^2$

et comme aciers de répartitions 5T10 $A_t = 3,92 \text{ cm}^2$

Vérification à l'effort tranchant

$\tau_b = \dfrac{T}{b \cdot z} = 7,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,16 \text{ kg/cm}^2$.

Ferraillage du corbeau: $M = 0,64$ t.m.

Section minimale d'aciers

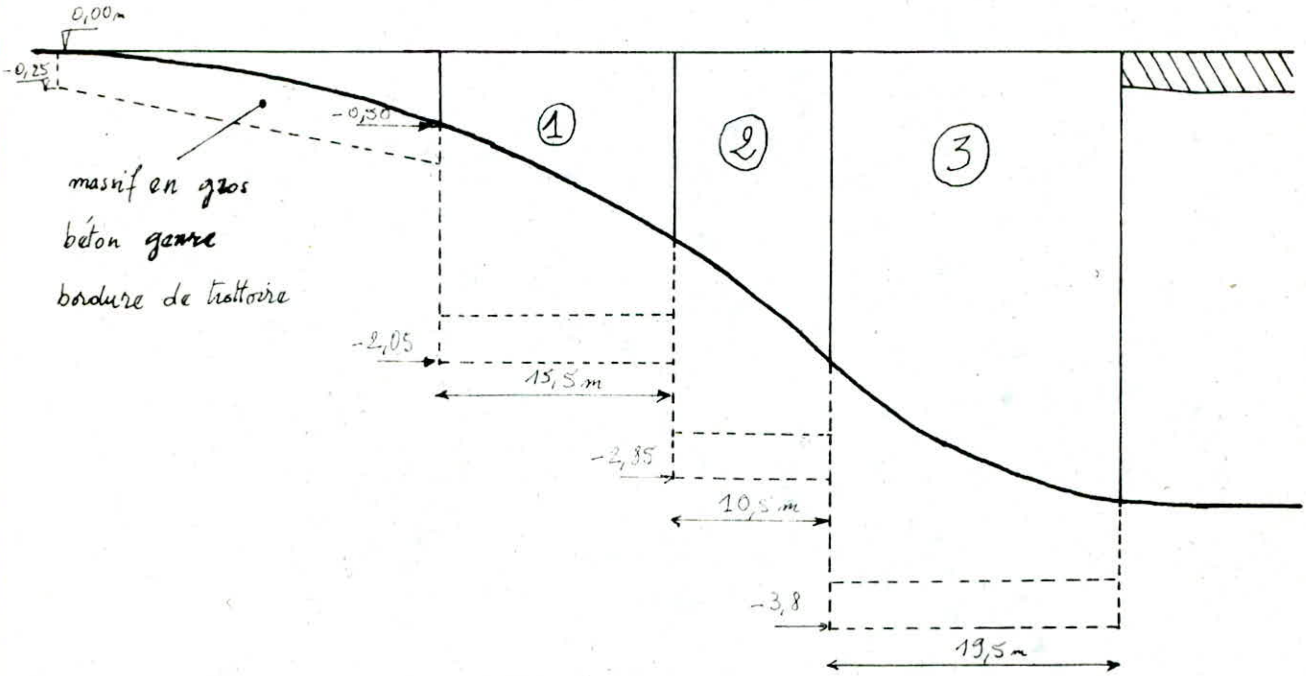
6T12	$A = 6,78 \text{ cm}^2$.
5T10	$A_t = 3,92 \text{ cm}^2$.

Etude des trémis d'accés

Les murs de soutènement, installés à partir d'une dénivellation de 0,5 m, occuperont une longueur de 45,5 m ; et seront divisé en 3 panneaux rectangulaires.

Shéma de découpage des panneaux

éch : ↑ 1/50 → 1/500

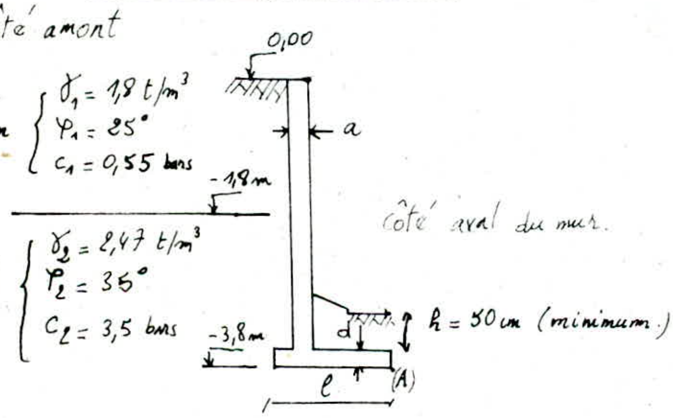


Calcul du panneau 3

Côté amont

Limon $\begin{cases} \gamma_1 = 1{,}8\ t/m^3 \\ \varphi_1 = 25° \\ c_1 = 0{,}55 \text{ bars} \end{cases}$

Grés $\begin{cases} \gamma_2 = 2{,}47\ t/m^3 \\ \varphi_2 = 35° \\ c_2 = 3{,}5 \text{ bars} \end{cases}$



Prédimensionnement :

Couramment on prends

$\frac{H}{12} \leq a = d \leq \frac{H}{10} \Rightarrow a = d = 25$ cm

et $\frac{H}{4} \leq l \leq \frac{2}{3} H$ H étant pris jusqu'à la base de la semelle.

Le mur saras dimensionné sous les poussées actives.

Evaluation de la poussée des terres : on utilise la méthode de Rankine

1ᵉ couche : $P_{a_1} = \frac{1}{2} K_{a_1} \gamma_1 H_1^2 - 2 c_1 \sqrt{K_{a_1}} \cdot H_1$ $\quad K_{a_1} = tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2}\right) = 0{,}406.$

$P_{a_1} = 0{,}036\ t/ml$ (on travail par bande de 1 m.)

2ᵉ couche : $P_{a_2} = \frac{1}{2} K_{a_2} \gamma_2 H_2^2 - 2 c_2 \sqrt{K_{a_2}} \cdot H_2 + K_{a_1} \gamma_1 H_1$; $K_{a_2} = tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2}\right) = 0{,}271.$

$P_{a_2} = -4{,}6\ t/ml.$

La 1ᵉ couche étant considéré comme surcharge $(\gamma \cdot H)$ de la deuxième hypothèses pour le calcul.

L'étroitesse de la fouille ne permet pas un remblaiment suffisament important et compacte du mur, pour en tenir compte dans les calculs. Ainsi les charges qui agissent sur le mur sont uniquement : - la poussée des terres.

- Surcharges en amont du mur, due à la route qui passe de ce côte, parallellement à l'ouvrage.

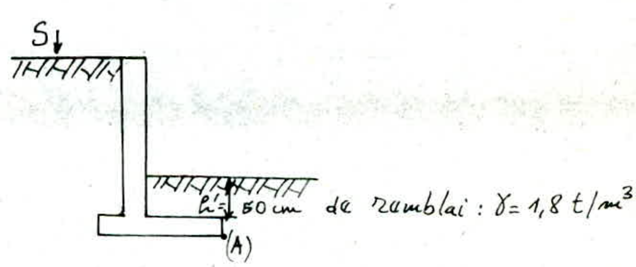
Mais pour le calcul on tiens compte uniquement des surcharges, et cela par deux raisons : - On à verifié que la paroie de la fouille, verticale, tiens d'elle-même et ne nécessite pas de blindage.

- Le mur développe une butée sécurisante côte aval.

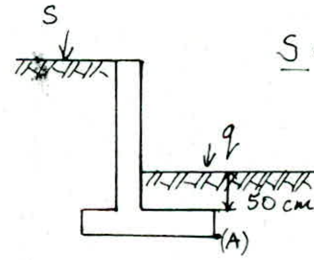
Poussées engendrées par les surcharges

Vue les conditions locales 3 cas de chargement peuvent se présenter.

- Surcharge côté amont seulement, et 50 cm de remblai de chaussée sur le coté aval de la semelle.

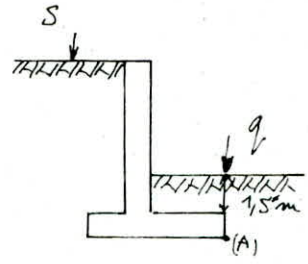


- Surcharge coté amont et aval, et $h' = 50$ cm coté aval



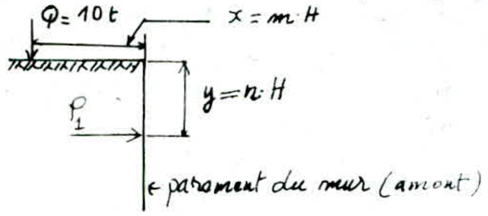
S et q sont pondérés de 20% (CCBA 68.)

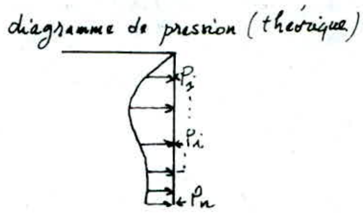
- Surcharge côté amont et aval avec $h' = 1,5$ m, valeure maximale de remblai sur le patin aval de la semelle.

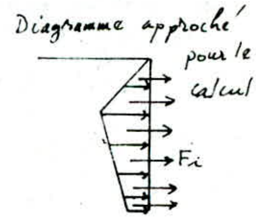


On a pris $q = 1\ t/m^2$, surcharge forfaitaire due au fait que la voie du P.S.G.R est interdite aux poids lourds. Pour S on a pris une roue B_r située à 0,25 m du bord du trottoire, car elle provoque un effet plus défavorable que la charge de 1 t/m², préconisée par le C.P.C (art concernant les murs de soutènements, et les culées de ponts.), et que la roue B_t de 8t.

La poussée due a B_r à été calculé par la méthode de Terzaghi, précédement détaillée dans le calcul du portique. En plus du trottoire Q est à x = 1 m de l'écran.







on a $x = m \cdot H = 1 \Rightarrow m = \frac{1}{H} = 0,263 < 0,4$ on applique donc, pour le calcul des pressions unitaires, la formule suivante : $P_1 = 0,28 \frac{Q}{H^2} \frac{n^2}{(0,16+n^2)^3}$; et $P_{moy} = P_1 \frac{(1+\cos^2 4)}{2}$

aprés simplification : $P_m = 0,169 \frac{n^2}{(0,16+n^2)^3}$; $n = 0,125 ; \dots ; = 1$;

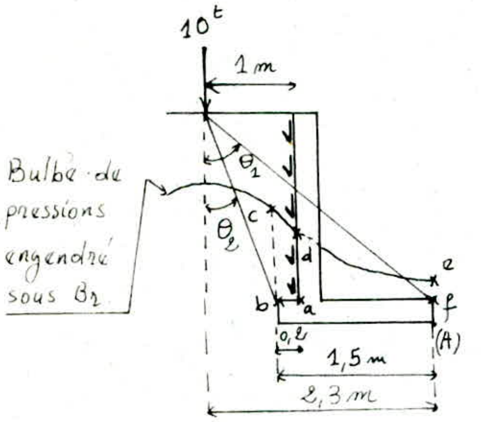
n	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	0,875	1
P_m(t/m²)	0,487	0,908	0,875	0,613	0,395	0,252	0,163	0,108

Forces unitaires résultantes (F_i)	Bras de levier / A	moment / A.
$\frac{0,487 \cdot 0,125}{2} \cdot 3,8 = 0,115$	3,642	0,419
$\frac{0,908 + 0,487}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,330$	3,089	1,019
$\frac{0,908 + 0,875}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,423$	2,613	1,105
$\frac{0,875 + 0,613}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,353$	2,138	0,755
$\frac{0,613 + 0,395}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,239$	1,663	0,397
$\frac{0,395 + 0,252}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,154$	1,188	0,182
$\frac{0,252 + 0,163}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,099$	0,713	0,071
$\frac{0,163 + 0,108}{2} \cdot 0,125 \cdot 3,8 = 0,064$	0,238	0,015
Force de poussée total : 1,778 t pondérés		moment total : 3,964 t.m pondérés

Aprés plusieurs ittérations on a pris $l = 1,5$ m pour la largeur de semelle.

Evaluation de la pression verticale due a la charge concentreé de 10 t :

Pour connaitre cet effet stabilisateur de la roue B_2 sur le mur, on a fait appel à la méthode de Boussinesq.



L'influence de la charge Q (10t) se fait suivant une surface circulaire de rayon $r = z \operatorname{tg} \theta$; ce qui donne le bulbe de pression shématisé.

On doit d'abords calculer le volume a.b.c.d, et les pressions dûe á celui-ci. Puis on suppose que les pressions du volume a.d.e.f sont transmises au niveau de ad, comme des charges réparties le long de a.d.

Les pressions cherchées (en fait : des pousseés.) s'obtiennent par la formule

$$P' = 3Q \cdot \int_0^{\theta} \cos^2\theta \sin\theta \, d\theta \quad ; \text{ en intégrant : } P' = Q(1 - \cos^3\theta)$$

Pour $\theta_1 = \operatorname{arctg} \frac{2,3}{3,55} = 32,9°$ $\qquad P_1' = 4,2$ t (par mètre de largeur.)

Pour $\theta_2 = \operatorname{arctg} \frac{0,8}{3,55} = 12,7°$ $\qquad P_2' = 0,8$ t

D'où la pression résultante sur le mur : $P' = \frac{P_1' - P_2'}{2} = 1,7$ t.

Bilan des éfforts

	Poids du mur	Poids de la semelle	Poids des terres sur patin amont	Poids des terres sur patin aval (pour h = 50 cm)	Surcharges (q) sur patin aval (0,5 m)	Poussée due à B_2 (Horizontale)
Forces (t)	2,919	0,938	1,278	0,945	0,780	1,778
bras de levier x / A	1,175	0,750	1,4	0,525	0,325	2,229
moments / A en valeur absolue	3,43	0,704	1,789	0,496	0,254	3,964

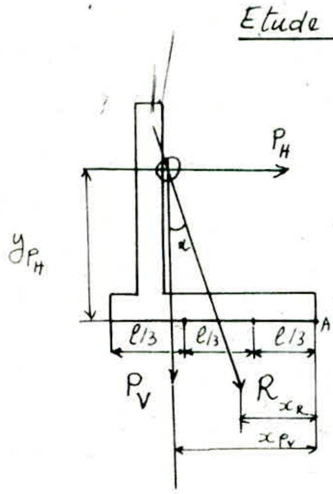
	Poussée verticale due à B_2.
Force	1,7
x / A	1,3
|m| / A	2,21

Remarque : - le dispositif de drainage exerce un effort non négligeable sur le patin amont de la semelle ; aussi nous en avons tenu compte en considérant qu'un remblai de densité 1,8 t/m^3 occupait cette partie ; ainsi on auras un calcul sécuritaire (l'effort pris dans les calculs seras plus faible que l'effort réel exercé.)

- Pour le 3ᵉ cas de chargement le poids des terres sur le patin aval augmente

Poids des terres ($h' = 1,5$ m)	$= 2,835$ t
Bras de levier / A	$x_{/A} = 0,525$ m.
moment /A	$\|m_{/A}\| = 1,488$ t.m

Etude de la stabilité du mur



P_H : étant la poussé horizontale totale

P_V : est la poussée verticale totale.

R : resultante de P_H et P_V.

Stabilité au renversement (par rapport au point A.)

Selon les DTU on vérifie que $f_s = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$: coefficient de sécurité au renversement

avec : M_S : somme des moments des forces qui tendent à stabiliser le mur.

M_r : Somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur.

Stabilité au glissement

On verifie que $tg\,\alpha = \frac{P_H}{P_V} < f = tg\,\varphi$: coefficient de frottement béton terre qui est fonction de l'angle de frottement interne du sol de fondation. Dans notre cas La semelle repose sur du grés ($\varphi = 35°$.) d'où $f = tg\,\varphi = 0,7$.

$$tg\,\alpha < 0,7.$$

Condition du tiers centrale

Pour que R passe par le tiers centrale il faut que la condition suivante soit satisfaite : $\ell/3 < x_R < \frac{2\ell}{3}$ $\Leftrightarrow$ $0,5\,m < x_R < 1\,m$.

avec $x_R = x_{P_V} - y_{P_H}\, tg\,\alpha$

Condition de portance du sol : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$.

Le rapport du sol donne une portance estimée de 3,5bars ($\bar{\sigma}_s$.), mais pour plus de sécurité nous avons recalculé cette contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$ par la méthode de Terzaghi.

Notre semelle est soumise à une charge éxcentrée et inclinée ; d'où la formule donnant la résistance ultime du sol : $q_{ul} = l'\left(\frac{1}{2}\gamma \cdot l' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma\right) + l'\left(\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot i_q + C \cdot N_c \cdot i_c\right)$

l' étant la largeur fictive de la semelle ; $l' = l - 2e$.

N_γ, N_q, N_c : facteurs de portance du sol fonction de φ, donnés par les tables de Caquot-Kérisel.

i_γ, i_q, i_c : coef correcteurs des facteurs précedents tenant compte de l'inclinaison et de l'excentrement de R.

γ : poids spécifique du sol de fondation (grés $\gamma = 2,47\ t/m^3$.)

C : cohésion du sol (C = 3,5 bars.)

D : hauteur d'ancrage de la semelle (D = 0,5 m.)

Pour $\varphi = 35°$ on a

$$\left| \begin{array}{l} N_\gamma = 48 \\ N_q = 33,3 \\ N_c = 46,1 \end{array} \right.$$

Suivant le cas de chargement l'inclinaison α de R varie entre 9,6 et 12,9°

En prenant le cas le plus défavorable à la stabilité $\alpha = 12,9$ on aura :

$i_\gamma = 0,432$ $i_q = 0,622$ et $i_c = 0,68$

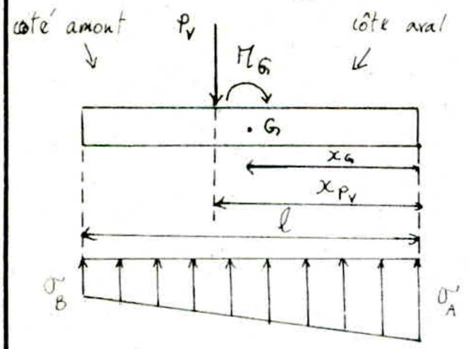
Pour cette inclinaison l'excentrement de R est (par rapport au centre de gravité de la semelle.) $e = 0,15$ m d'où $l' = l - 2 \cdot e = 1,5 - 2 \cdot 0,15 = 1,2$ m.

on trouve $q_{ul} = 1384$ t $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \dfrac{q_{ul}}{F_s \cdot l'} = 384\ t/m^2$

F_s : coefficient de sécurité pris égal à 3 ; $\bar{\sigma}_s = 38,4$ bars.

Mais ce calcul suppose que le sol est homogène, alors qu'en réalité il présente certaines altérations. De ce fait on prends $\bar{\sigma}_s = 3,5$ bars.

Contraintes transmises par la semelle au sol de fondation.



M_G : moment résultant qui tends à faire basculer la semelle autour de son C.D.G (G.)

$$M_G = M_r - P_v\,(x_{P_v} - x_G)$$

$$\sigma_A = \frac{P_v}{100 \cdot l} + \frac{6 \cdot M_G}{100 \cdot l^2}$$

et $$\sigma_B = \frac{P_v}{100 \cdot l} - \frac{6 \cdot M_G}{100 \cdot l^2}$$

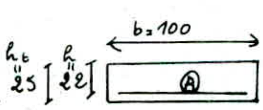
Tableau récapitulatif des calculs obtenus pour les differentes vérifi-cation qui précèdent.

	M_s (t·m)	M_r (t·m)	f_s	P_v (t)	P_H (t)	$tg\alpha$	x_{P_v} (m)	y_{P_H} (m)	x_R (m)
1e cas de chargement	8,883	3,964	2,240	8,560	1,778	0,210	1,038	2,229	0,570
2e cas de chargement	8,629	3,964	2,170	7,780	1,778	0,230	1,109	2,229	0,600
3e cas de chargement	9,425	3,964	2,370	10,450	1,778	0,17	0,902	2,229	0,530

	M_G (t·m)	σ_A (kg/cm²)	σ_B (kg/cm²)
1e cas	1,499	0,970	0,171
2e cas	1,171	0,831	0,206
3e cas	2,188	1,280	0,113

Ces différentes valeurs obtenues montrent que la stabilité du mur est bien vérifiée.

Ferraillage du rideau



Le rideau est considéré comme une console encastrée à sa base, il subit les efforts max : $M_{max} = 3,964$ t·m et $T_{max} = 1,778$ t.

En appliquant la méthode de Charon : $\mu = \dfrac{15 M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,0578$

et des tableaux on tire : $k = 0,35$; $\varepsilon = 0,9$

d'où : $A = \dfrac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 8,99$ cm² on prend 8T12 ⇒ $A = 9,05$ cm².

Avec cette section on vérifie la fissuration :

$\sigma_1 = 1190 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2152 \text{ Kg/cm}^2$

or $\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3\,\sigma_e = 2800 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} \end{cases}$

donc on a $\bar{\sigma}_a = 2152 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \mu = 0{,}075$; $K = 29{,}6$ et $\varepsilon = 0{,}8979$

d'où $A = \dfrac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 11{,}81 \text{ cm}^2$ on prends 11T12 $\Leftrightarrow A = 12{,}43 \text{ cm}^2$. section qui vérifie la fissuration

<u>Vérification des contraintes</u> : $\sigma_a = \dfrac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 1632{,}6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

$\sigma_b' = \dfrac{\sigma_a}{K} = 55{,}15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 165 \text{ Kg/cm}^2$.

<u>Vérification à l'efforts tranchants</u> : $\tau_b = \dfrac{T_{max}}{b \cdot z} = 1{,}006 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 8{,}165 \text{ Kg/cm}^2$

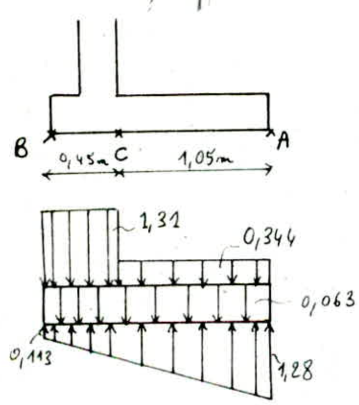
Les barres seront espacés de 8,5 cm. On prends comme armatures de répartition $A_t = \dfrac{A}{4}$

soit 5T10 $\Leftrightarrow A_t = 3{,}92 \text{ cm}^2$.

<u>Ferraillage de la semelle</u>. même section que le mur.

La semelle est soumise à : - La réaction trapézoïdale du sol. $\sigma_A = 1{,}28 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_B = 0{,}113 \text{ Kg/cm}^2$.



- Sur BC : poids du rideau + terres sur patin amont + poussée verticale due à B_r

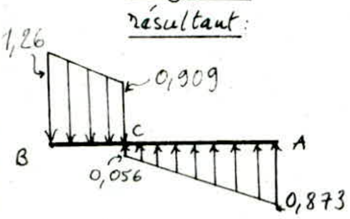
$$\frac{2{,}919 + 1{,}278 + 2{,}7}{0{,}45 \cdot 1} = 13{,}1 \text{ t/m}^2 = 1{,}31 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Sur C·A : poids des terres aval + surcharges aval (q)

$$\frac{2{,}835 + 0{,}78}{1{,}05} = 3{,}44 \text{ t/m}^2 = 0{,}344 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Et enfin à son poids propre : $0{,}063 \text{ Kg/cm}^2$

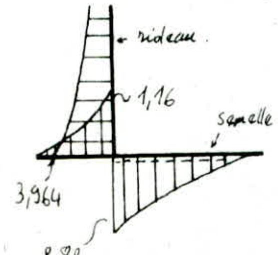
<u>Diagramme résultant</u>:



En étudiant la rotation autour de C de la semelle on a

$M_{AC} = 2{,}82 \text{ t·m}$ et $M_{BC} = 1{,}16 \text{ t·m}$.

On remarque le noeuds C est equilibré $2{,}82 + 1{,}16 = 3{,}98 \text{ t·m} \approx 3{,}964 \text{ t·m}$



On ferraille la semelle avec $M_{max} = 2{,}82 \text{ t·m}$.

$T_{max} = 4{,}014 \text{ t}$

Avec la méthode utilisé précédement on trouve $A = 5{,}48 \text{ cm}^2$

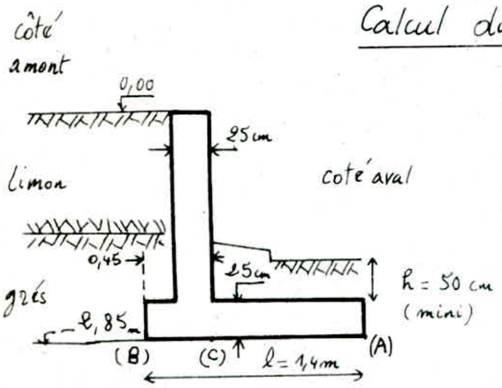
On prends 6T12 $\Leftrightarrow$ $A = 6,78\ cm^2$ section qui vérifie la fissuration

Vérification des contraintes : $\sigma_a = 2160\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2$.

$\sigma_b' = 74,6\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 165\ Kg/cm^2$.

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_b = 2,08\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 8,165\ Kg/cm^2$.

On prends 5T10 comme armatures de répartition.



Calcul du panneau 2

Pour ce mur on adopte les mêmes hypothèses de calcul, les mêmes methodes, et les mêmes cas de chargement que pour le panneau 3. Ceci est valable pour le panneau 1 aussi.

Bilan des éfforts agissant sur le mur.

	Poids du mur (t)	Poids de la semelle (t)	Poids des terres sur patin amont (t)	Poids des terres sur patin aval (pour h = 50 cm) (t)	Surcharge q sur patin aval (majorée.)	Poussée horizontale due à B_2 (majorée.)
Forces (t)	2,325	0,875	1,026	0,855	0,660	2,426
$x/_A$ (m)	1,075	0,700	1,300	0,475	0,275	1,732
$m/_A$ (tm)	2,499	0,613	1,334	0,406	0,182	4,202

	Poussée verticale dûe à B_2 (majorée.)	Poids des terres sur patin aval (pour h = 1,5 m)
Forces (t)	2,110	2,565
$x/_A$ (m)	1,200	0,475
$m/_A$ (t.m)	2,532	1,218

Etude de la stabilité du mur.

Comme pour le mur 3 on suit les differentes conditions de stabilité

$f_s \leq 1,5$; $tg\,\alpha < 0,7$; $0,46\,m < x_R < 0,93\ m$. ; $\sigma_{max} < \bar{\sigma}_s$

Tableau récapitulatif des différentes vérifications à la stabilité

	M_s (t·m)	M_r (t·m)	f_s	P_V (t)	P_H (t)	$tg\,\alpha$	x_{P_V} (m)	y_{P_H} (m)	x_R (m)	M_G (t·m)	σ_A (Kg/cm²)	σ_B (Kg/cm²)
1ᵉ cas de chargement	7,384	4,202	1,760	7,131	2,426	0,340	1,027	1,732	0,478	1,850	1,070	-0,050
2ᵉ cas de chargement	7,566	4,202	1,800	7,851	2,426	0,310	0,964	1,732	0,480	2,129	1,200	-0,090
3ᵉ cas de chargement	8,378	4,202	1,990	9,561	2,426	0,250	0,876	1,732	0,483	2,519	1,450	-0,080

La stabilité du mur est donc bien vérifiée.

Ferraillage du rideau

On a une section de $1 \times 0,25\ m^2$ et $M_{max} = 4,202$ t·m

$T_{max} = 2,426$ t·m.

Toujours avec la methode de CHaron : $A = 7,5\ cm^2$; on prend 10T12 | $A = 11,31\ cm^2$

Cette section vérifie la fissuration ; et de même on trouve $\sigma_a = 1930\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

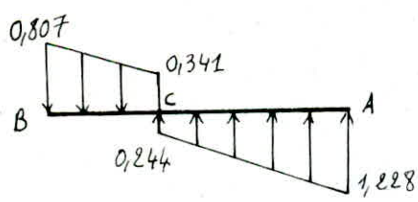
$\sigma_b' = 48,25\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$

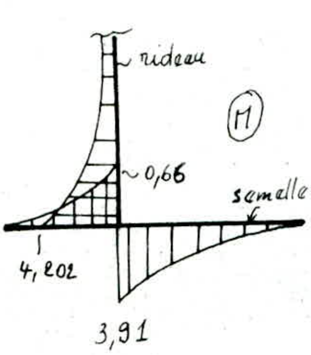
$\tau_b = 1,26\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

Comme aciers de répartitions on prend 5T10 /m

Ferraillage de la semelle. (même section que le rideau.)

Charges résultantes sur la semelle





On ferraille la semelle avec les effort max

$M_{max} = 3,91$ t·m

$T_{max} = 6,992$ t.

On trouve $A = 7,53\ cm^2$ on prends 10T12 $A = 11,31\ cm^2$

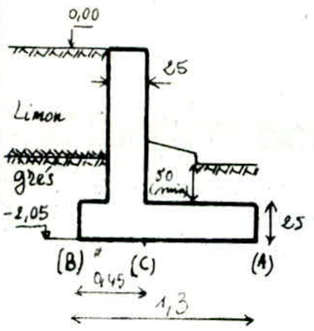
La section verifie la fissuration ; et | $\sigma_a = 1795\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

On prends les même aciers | $\sigma_b' = 44,9\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$

de répartition que pour le mur.. | $\tau_b = 3,6\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

(c.a.d 5T10 /m).

Calcul du panneau ①



Bilan des efforts agissant sur le mur.

	Poids du mur	Poids de la semelle	terres sur patin amont	terres sur patin aval (50 cm.)
Force (t)	1,825	0,813	0,648	0,765
x_A (m)	0,975	0,650	1,200	0,425
$M_{/A}$ (t·m)	1,779	0,528	0,778	0,325

	Surcharge q aval (majorée)	Poussée Horizontale due à Br (majorée.)	Poussée verticale dû à Br (majorée.)	terres sur patin aval (h = 1,5 m)
Force (t)	0,540	2,864	2,440	2,295
x_A (m)	0,225	1,078	1,100	0,425
$M_{/A}$ (t·m)	0,122	3,089	2,684	0,975

Etude à la stabilité du mur :

On vérifie que : $f_s \leq 1,5$; $tg\,\alpha \leq 0,7$; $0,43 < x_R < 0,86$; $\sigma_{\max\,(A,B)} < \bar{\sigma}_s$.

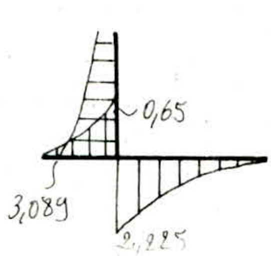
Tableau récapitulatif des différentes vérifications.

	M_s	M_r	f_s	P_V	P_H	$tg\,\alpha$	x_{P_V}	y_{P_H}	x_R	M_G	σ_A	σ_B
1er cas	6,094	3,089	1,97	6,491	2,864	0,44	0,938	1,078	0,460	1,219	0,930	0,060
2e cas	6,216	3,089	2,01	7,031	2,864	0,4	0,880	1,078	0,440	1,470	1,060	0,018
3e cas	6,866	3,089	2,22	8,561	2,864	0,33	0,800	1,078	0,440	1,800	1,290	0,019

Le mur est donc stable.

Ferraillage du rideau (même section que pour les murs précédents)

$M_{max} = 3,089$ t·m et $T_{max} = 2,864$ t. On trouve $A = 5,73$ cm². on prends donc 10T12 ⇒ $A = 11,31$ cm². Section qui vérifie la fissuration et de même $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$, $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$, $\tau_b < \bar{\tau}_b$.
5T10 /m comme aciers de repartition.



Ferraillage de la semelle

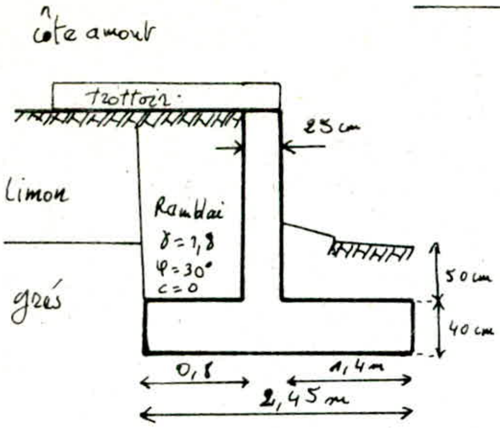
$M_{max} = 2,25$ t·m et $T_{max} = 4,06$ t

On utilise le même ferraillage que pour le rideau.

$A = 11,31$ cm² (10T12) et $A_t = 3,92$ cm² (5T10)

Calcul du panneau 3'

côte amont



Ce panneau constitue la mise à ciel ouvert du souterrain, sur 5 m. Il a la même hauteur que le panneau 3, mais en plus ce panneau est soumis à la poussée du remblai de fouille, large de 80 cm au niveau du souterrain.

L'épaisseur de la semelle est de 40 cm, comme pour celle du portique. Les surcharges répartie de 1 t/m², amont, exercent un effet plus défavorable que la roue B_r placée a 2,75 m de l'écran, du fait de la largeur du trottoir (2,5 m.). La hauteur des terres aval est constante, donc le 3^e cas de chargement n'est pas considéré.

Bilan des éffets

	Poids du mur	Poids de la semelle	Terres sur patin amont	Poussée du remblai	Poussée dû à S = 1 t/m² (majorée.)	terres sur patin aval	Surcharge aval (majorée)
Force (t)	2,919	2,45	5,112	4,030	1,254	1,260	1,200
x_A (m)	1,525	1,225	1,400	1,267	1,900	0,700	0,500
$M_{/A}$ (t·m)	4,452	3,005	7,157	5,106	2,383	0,882	0,600

Etude de la stabilité:

$f_s \leq 1,5$; $tg \leq 0,7$; $0,7 \leq x_R \leq 1,4$; $\sigma_{max\,(A,B)} < \bar{\sigma}_s$

	M_s (t·m)	M_r (t·m)	f_s	P_V (t)	P_H (t)	$tg\,\alpha$	x_{P_V} (m)	y_{P_H} (m)	x_R (m)	M_G (t·m)	σ_A (kg/cm²)	σ_B (kg/cm²)
1^e cas	15,492	7,489	2,069	11,735	5,284	0,450	1,320	1,417	0,74	6,374	1,116	-0,158
2^e cas	16,092	7,489	2,149	12,841	5,284	0,408	1,275	1,417	0,72	6,842	1,212	-0,156

Ferraillage du rideau : (même section que les murs précédents)

En flexion simple donc : $M_{max} = 7,489$ t·m. et $T_{max} = 5,284$ t.

on trouve $A = 13,89$ cm², on prends | 10 T16, $A = 20,1$ cm² — section qui vérifie la fissuration.

Comme aciers de répartition on prends $A_t = \frac{A}{4}$ — de même $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$, $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$, $\tau_b < \bar{\tau}_b$

on choisit || 7 T10 ($A_t = 5,49$ cm².)

Ferraillage de la semelle

section de (40 × 100) cm²
enrobage : 5 cm ⇒ $h = 35$ cm.

$M_{max} = 5,96$ t·m et $T_{max} = 6,93$ t ; on trouve $A = 6,95$ cm² on prends | 7 T16 ($A = 14,07$ cm²) et 5 T10 (A_t)

II

Calcul des éléments d'ouvrages préfabriqués

Ce deuxième mode de construction comporte certaines différences par rapport au premier, quand à la conception et certaines hypothèses de calcul. Ces différences ont été introduites : - d'une part pour assurer un délai de réalisation sur chantier compatible avec le rythme de préfabrication des éléments.

- d'autres part pour assurer une sécurité suffisante quand à la résistance de la structure de l'ouvrage.

Ainsi les dalles de transition ont été supprimées, et il à été prévu à leurs place un remblaiement des fouilles en grave-ciment.

La voie du PS·GK comporteras une couche de roulement de 9 cm, et une assise en grave-ciment.

Les murs des trémis d'accés sont à hauteur variables, et suivent la pente du profil en long.

Les pied-droits ont des semelles cornières sans débord vers les fouilles, car il n'est pas prévus de mettre un dispositif de drainage, les caniveaux souterrain pouvant à eux seul assurer la collecte des eaux de pluies.

Du fait de la présence des joints, qui ne permettent pas un fonctionnement ultérieur totalement isotrope de l'ouvrage et en particulier du tablier, on a legerement renforcé l'épaisseur des éléments ; 30 cm au lieu de 25 cm.

<u>Recommandations particulières</u> :

Ce mode de construction demande un soin particulier, lors de la réalisation des éléments sur l'aire de préfabrication, et pendant leur pose sur chantier. Ainsi pour obtenir un ouvrage de bonne qualité, il faudrait que les joints soient satisfaisants, et pour cela certaines conditions doivent-êtres reunis

<u>Une bonne précision de fabrication</u> : Sur le chantier de préfabrication cette precision peut-être obtenue en bétonnant chaque éléments en contact avec l'éléments précédent, ces deux éléments étants destinés à êtres voisins dans l'ouvrage définitif.

Cette disposition garantirait que les deux éléments considérés pourraient-être, si la précision de pose est bonne, à nouveau quasi jointif dans l'ouvrage en place.

<u>Une bonne précision de pose</u> : (complémentaire de la précédente.)

Dans la fouille on met soigneusement une série de plots en béton, chacun de ces plots servira d'assise aux deux extrémités en regards de deux éléments voisins, ainsi on est assuré que les joints entre éléments seront d'épaisseur constante et faible. Par ailleurs ces plots permettent une bonne répartition des pressions ultérieures de la semelle sur le sol. De plus il est à noter qu'on pose l'élément entre ses deux plots d'extrémités et d'un bain de béton de propreté non encore durcit ; le poids de l'élément seras suffisants pour égaliser le béton de propreté tout en prenant appuis sur les plots.

<u>Une bonne solidarisation des éléments après la pose</u> :

Cette condition est nécessaire pour deux raisons :

- éviter les flèches différentielles qui se produiraient avec des éléments indépendants, dés qu'une lourde charge passerait sur la traverse ou le long des voies latérales à l'ouvrage.

- Et pour mieux répartir les charges sur tout l'ouvrage, si une partie seulement était sollicitée.

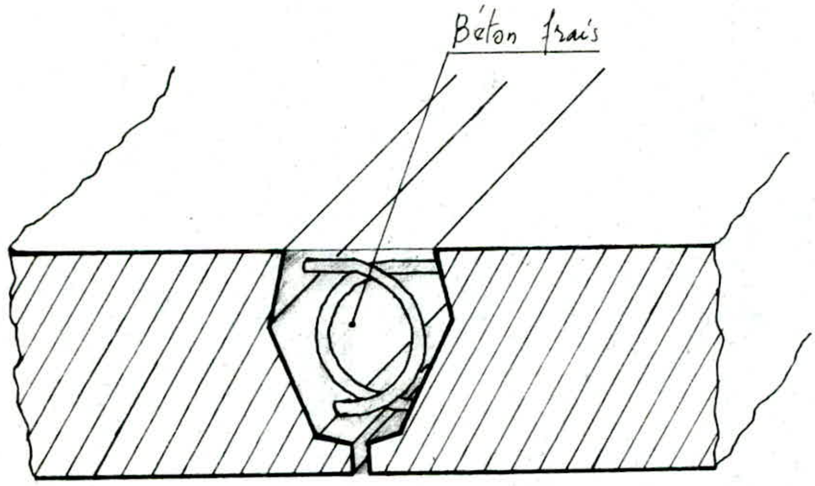
<u>Une bonne étancheité</u> : éssentielle pour la traverse supérieur.

<u>Joints adoptés</u>

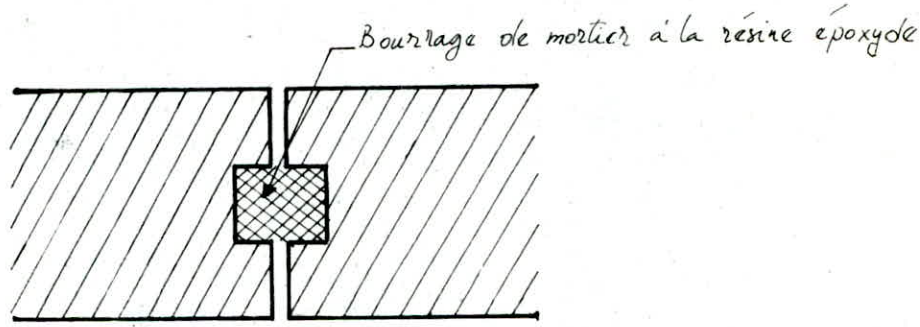
Pour assurer une bonne solidarisation entre éléments, nous avons prévus des joints en béton armé, la résistance du joint seras donc assurée par des armatures transversales en attentes, qui se recouvrent d'un élément à l'autre. Le résultat final est un ouvrage fonctionnant à peu prés d'une manière isotrope.

Ce procédé comporte cependant de légers inconvénients : Les fers en attente dans les éléments gênent manutention et pose ; et le temps de réalisation des joints sont relativement important. Mais ces incovenients ne sont pas bien grâve si on voit le résultat obtenu, et d'ailleur l'expérience a montré que les autres procedés supposés êtres plus rapides (liaisons des éléments par câbles etc...) comportaient en fait cet incovénient de délai de réalisation, par contre le résultat final obtenu n'était pas aussi bon que celui des joints en béton armé

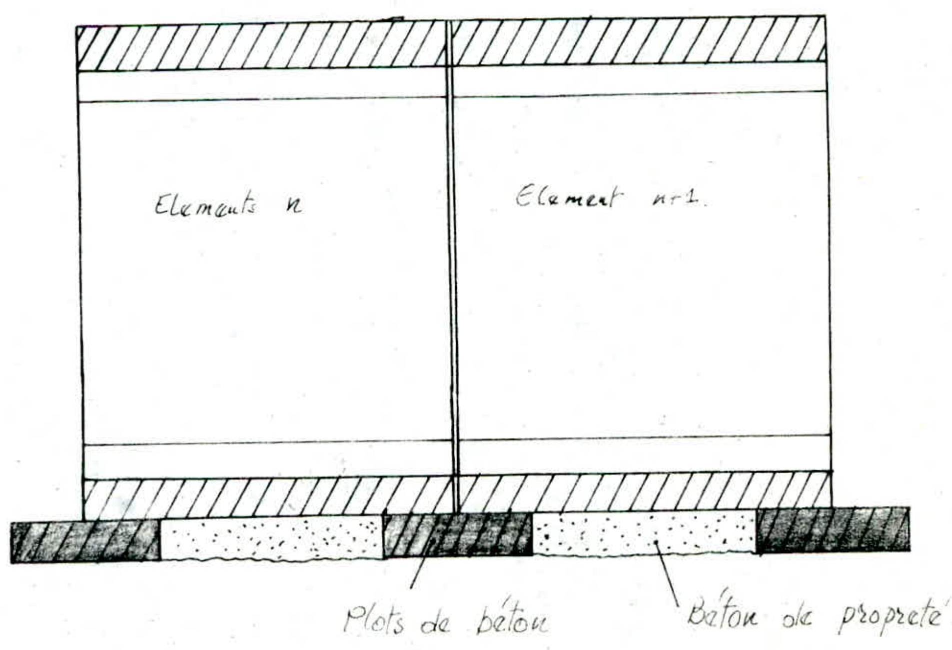
Shéma de joint : au niveau du tablier. (ech : 1/10 .)



Au niveau des piedroits (éch 1/10 .)

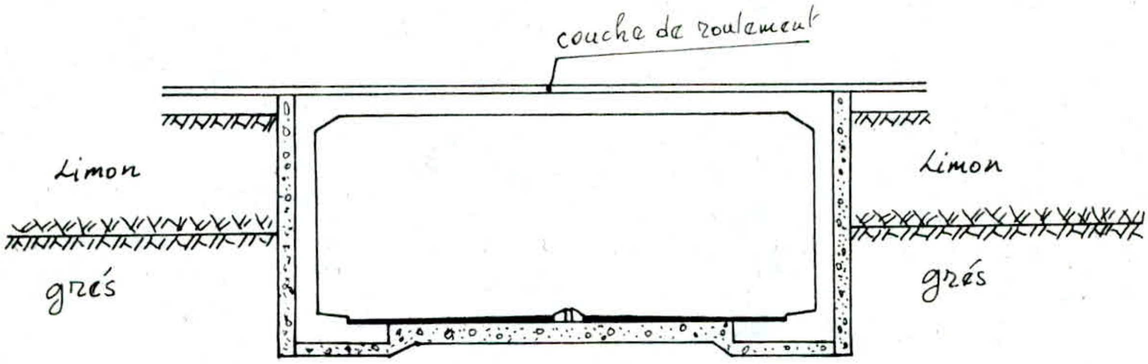


Shéma de pose des éléments (portique.)



Etude du portique ; (préfabriqué par éléments de 2,5 m de long)

Coupe en travers du souterrain. (éch : 1/100.)



Hypothèses de calcul :

- Le portique est supposé articulé sur ses semelles.
- La déformation par flexion transversale est négligeable
- On suppose que le monolithisme obtenus par les joints en béton armés est suffisament bon pour faire fonctionner la dalle de manière isotrope.

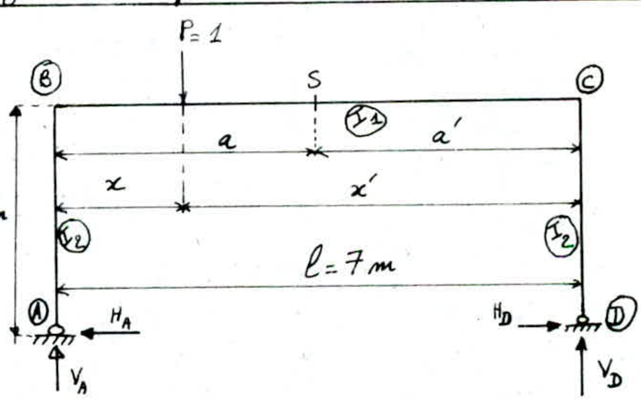
Pour le calcul des efforts on utilise les méthodes déja utilisées dans le portique en mode traditionnel.

Lignes d'influences : (Méthode de Kleinlogel.)

$I_1 = I_2$.

$k = \frac{I_1}{I_2}\frac{h}{l} = 0,4386$.

$N = 2k+3 = 3,865$.



Ligne d'influence des réactions V_A ; V_D : $y_{V_A} = \xi$ et $y_{V_D} = \xi'$

Ligne d'influence des moments M_B et M_C : $y_{M_B} = y_{M_C} = -0,912\,\omega'_D - 0,912\,\omega_D$

Ligne d'influence du moment à mi-travée M_S : $M_S = M_S^0 + M_B$.

avec M_S^0 : moment isostatique. $M_S^0 = a'\xi$ dans le domaine a

$M_S^0 = a\xi'$ dans le domaine a'

donc : $y_{M_S} = \begin{cases} a'\xi + y_{M_B} & \text{dans le domaine a} \\ a\xi' + y_{M_B} & \text{dans le domaine a'} \end{cases}$

Tableau récapitulatif des résultats

ξ	ξ'	ω'_D	ω_D	y_{M_B}	y_{M_S}	y_H	y_{V_A}	y_{V_D}
0,000	1,000	0,000	0,000	-0,000	0,000	0,000	1,000	0,000
0,100	0,900	0,171	0,099	-0,246	0,107	0,080	0,900	0,100
0,200	0,800	0,288	0,192	-0,438	0,267	0,144	0,800	0,200
0,300	0,700	0,357	0,273	-0,575	0,483	0,189	0,700	0,300
0,400	0,600	0,384	0,336	-0,656	0,754	0,215	0,600	0,400
0,500	0,500	0,375	0,375	-0,684	1,080	0,224	0,500	0,500
0,600	0,400	0,336	0,384	-0,656	0,754	0,215	0,400	0,600
0,700	0,300	0,273	0,357	-0,575	0,483	0,189	0,300	0,700
0,800	0,200	0,192	0,288	-0,438	0,267	0,144	0,200	0,800
0,900	0,100	0,099	0,171	-0,246	0,107	0,080	0,100	0,900
1,000	0,000	0,000	0,000	-0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

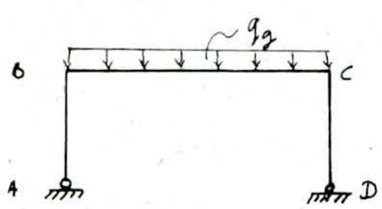
Calcul des efforts dans le portique.

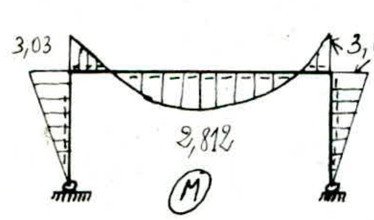
Sous charges permanentes :

$q_g = q_1 + q_2 = 0,942 \text{ t/m}$

q_1 : poids propre de la traverse (30 cm d'ép.)

q_2 : poids propre de la couche de roulement plus celle de l'étancheité.





$M_B = M_C = \quad = -3,03 \text{ t·m/m}$

$M_t = q_g \frac{l^2}{8} + M_B = 2,822 \text{ t·m/m}$

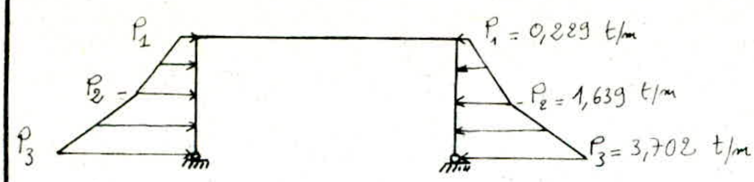
$H_A = H_D = \frac{-M_B}{h} = 0,995 \text{ t/m}.$

$V_A = V_D = \frac{q_g l}{2} = 3,321 \text{ t/m}$

Sous les poussées des terres :

Comme en traditionnel, on prends le même coefficient de poussé $K_0 = 0,5$.

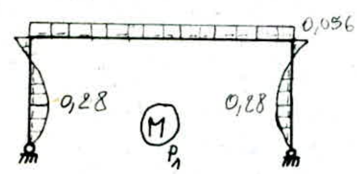
$P_i = K_0 \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i$; P_1 : pression engendrée par le poids de la couche de roulement et des terres au dessus de l'axe neutre de la traverse.



P_2 : étant la poussée due à la couche de limon

P_3 : poussée due au grés.

Efforts sous P_1 :



$$M_B = M_C = -q\frac{h^2 k}{4N} = -0,056 \text{ t.m/m}$$

$$H_A = H_D = -\left(q\frac{h}{2} + \frac{M_B}{h}\right) = 0,35 \text{ t/m}$$

$$M(h/2) = q\frac{h^2}{8} + 0,5\,M_B = 0,28 \text{ t.m/m}$$

Efforts sous $P_2 + P_3$: déterminés par la méthode des forces.

$$\delta_{11} = \frac{84,3}{EI} \quad \text{et} \quad \delta_{1P} = \frac{225,39}{EI}$$

et l'équation canonique donne : $\delta_{11} X_1 + \delta_{1P} = 0$

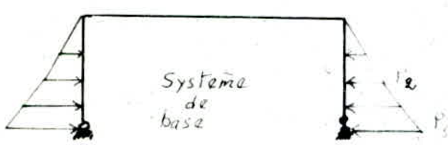
$\Rightarrow \quad X_1 = 2,674$ t.

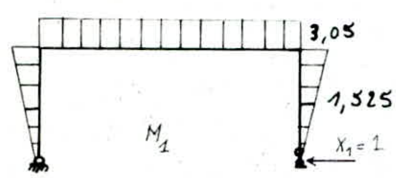
Et : $M_{(P_2+P_3)} = M_P + X_1 M_1$.

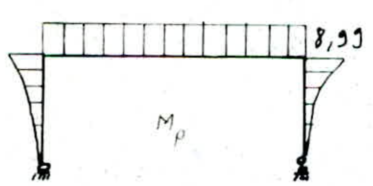
D'où : $M_B = M_C = -0,835$ t.m

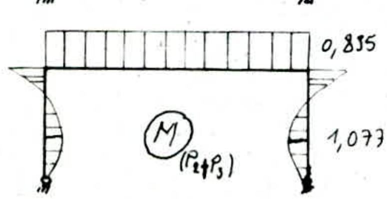
$M(h/2) = 1,077$ t.m

$H_A = H_D = 1,614$ t.



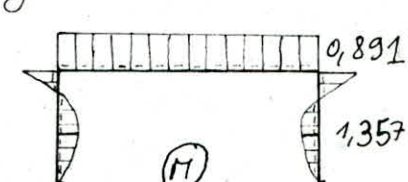






Le diagramme résultant sous P_1, P_2, P_3 est donc :

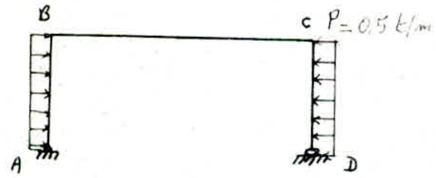
$M_{P_1} + M_{(P_2+P_3)} =$



Sous les surcharges routières, de part et d'autre du portique.

Surcharge répartie de $1\ t/m^2$

Si on surcharge les 2 piédroits :

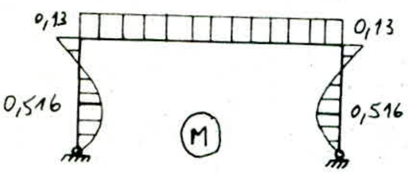


$P = K_o \cdot S = 0{,}5\ t/m$.

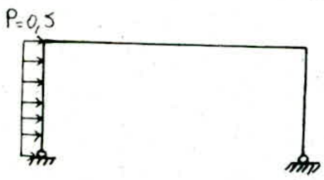
$M_B = M_C = -\dfrac{q h^2}{4N} k = 0{,}13\ t\cdot m$

$H_A = H_D = -\left(q\dfrac{h}{2} + \dfrac{M_B}{h}\right) = 0{,}8\ t$

$M\left(\dfrac{h}{2}\right) = q\dfrac{h^2}{8} + 0{,}5 M_B = 0{,}516\ t\cdot m$.



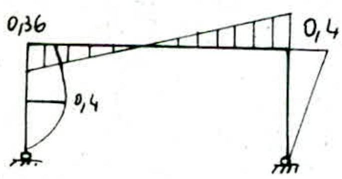
Si on surcharge 1 seul piédroit.



$M_B = q\dfrac{h^2}{4}\left[\dfrac{-k}{2N} + 1\right] = 0{,}36\ t\cdot m$

$M_C = q\dfrac{h^2}{4}\left[\dfrac{-k}{2N} - 1\right] = -0{,}4\ t\cdot m$

$M\left(\dfrac{h}{2}\right) = q\dfrac{h^2}{8} + 0{,}5 M_B = 0{,}4\ t\cdot m$.

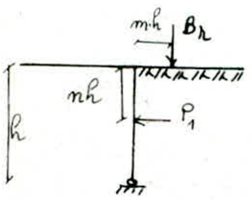


$V_A = V_D = \dfrac{q h^2}{2\ell} = 0{,}33\ t$

$H_A = -(H_D + q h) = 1{,}393\ t\ ;\ H_D = \dfrac{M_C}{h} = 0{,}132\ t$

Surcharge concentrées : 1 roue B_r (10 t) placée à 0,5 m du piédroit.

On utilise la méthode de Terzaghi déjà détaillée dans le portique traditionnel.



$x = 0{,}5 = m h \Rightarrow m = \dfrac{x}{h} = 0{,}16 < 0{,}4 \Rightarrow P_1 = 0{,}28 \dfrac{Q}{h^2} \dfrac{n^2}{(n^2+0{,}16)^3}$

et $\varphi = \operatorname{arctg} 1 = 45$ (déjà défini.)

et $P_m = P_1 \left(\dfrac{1+\cos^2\varphi}{2}\right)$

n	0,125	0,250	0,375	0,500	0,625	0,750	0,875	1,000
P_m	0,527	1,020	0,932	0,600	0,422	0,268	0,179	0,116

Diagramme des pressions.

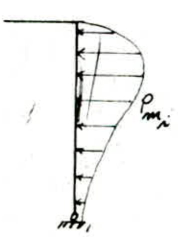
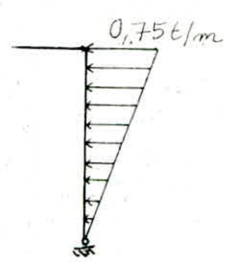
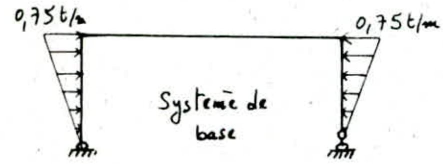
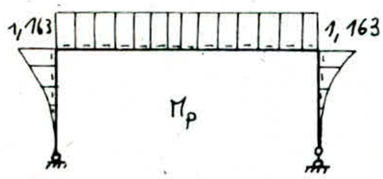


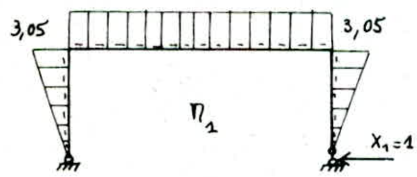
Diagramme approché pour le calcul.

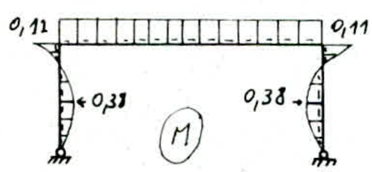


Si on surcharge les 2 piedroits









En utilisant la méthode des forces.

On a l'équation canonique : $\delta_{11} X_1 + \delta_{1p} = 0$

$$\delta_{11} = \frac{84,3}{EI} \qquad \text{et} \qquad \delta_{1p} = \frac{29,14}{EI}$$

d'où $X_1 = -\dfrac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} = -0,345$.

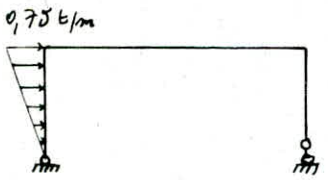
et donc $M = M_1 X_1 + M_p$

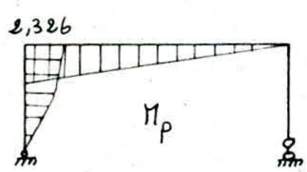
$\Rightarrow M_B = M_C = 0,11$ t·m.

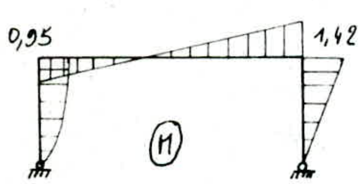
$M(\frac{h}{2}) = 0,38$ t·m.

$H_A = H_D = 0,798$ t.

Si on charge un seul piedroit.







$$\delta_{11} X_1 + \delta_{1p} = 0$$

On a $\delta_{11} = \dfrac{84,3}{EI}$ et $\delta_{1p} = \dfrac{-39,25}{EI}$

$\Rightarrow X_1 = 0,466$ t.

$\Rightarrow M_B = 0,95$ t·m

$M_C = 1,42$ t·m.

$H_A = 0,67$ t

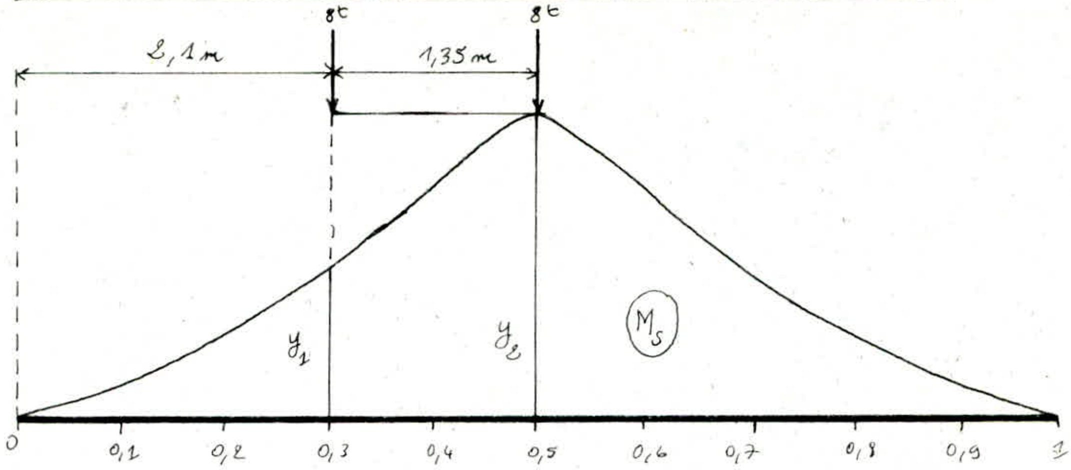
$H_D = 0,47$ t

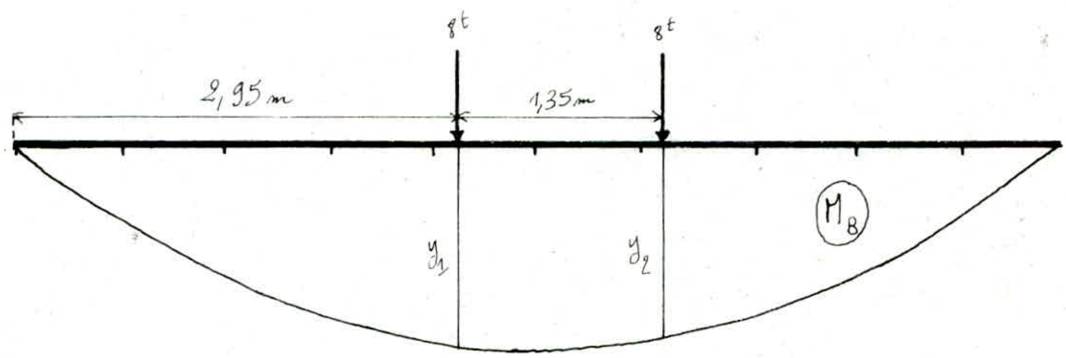
Sous les surcharges routières réglementaires, au dessus de la traverse.

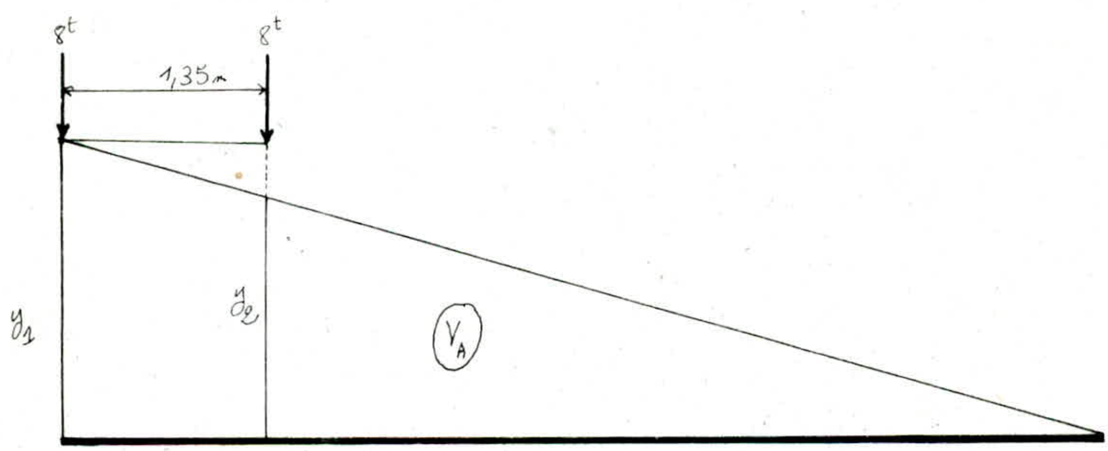
Pour les systèmes de charges B_c et B_t on a les résultats suivants, calculés d'après les lignes d'influences.

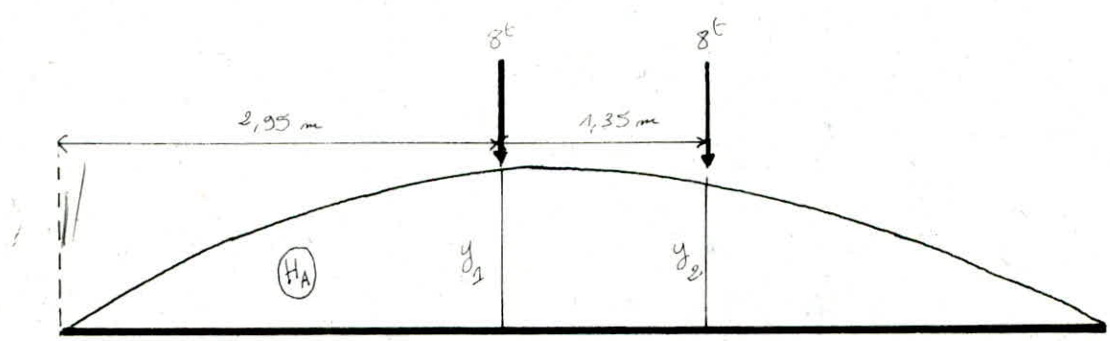
	$M_s(l/2)$	$M_B (=M_C)$	$H_A (=H_D)$	$V_A (=V_D)$
Système B_c	7,104	6,336	2,016	8,592
Système B_t	8,530	6,933	2,267	9,55

Epure des lignes d'influences et position des charges B_t

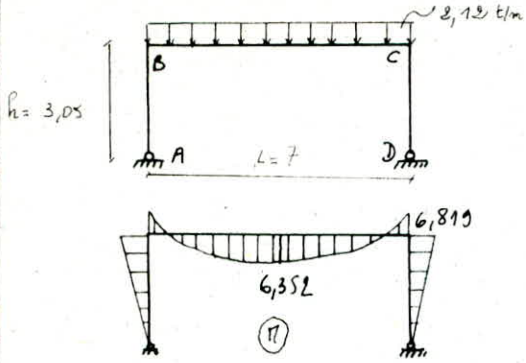








Systeme de charge A.



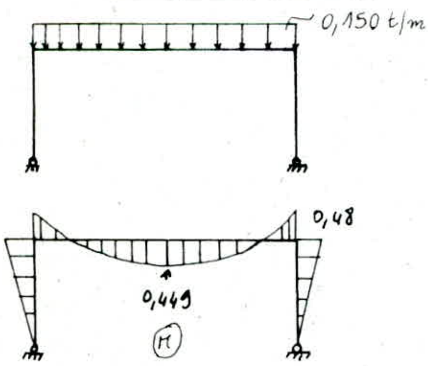
$$A = 230 + \frac{36000}{L+12} = 2{,}12\ t/m^2 .$$

$$M_B = M_C = -\frac{q\ell^2}{4N} = 6{,}819\ t\cdot m$$

$$M(\ell/2) = \frac{q\ell^2}{8} + M_B = 6{,}352\ t\cdot m$$

$$H_D = H_A = \frac{M_B}{h} = 2{,}235t \text{ ; et } V_A = V_D = \frac{q\ell}{2} = 7{,}475t$$

Surcharge trottoirs: de 150 kg/m²



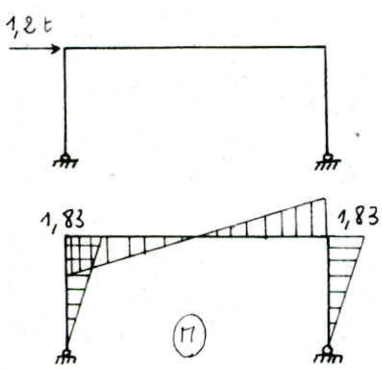
$$M_B = M_C = -0{,}48\ t\cdot m$$

$$M(\ell/2) = 0{,}449\ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = 0{,}158\ t$$

$$V_A = V_D = 0{,}527\ t .$$

Sous l'effort de freinage des véhicules.

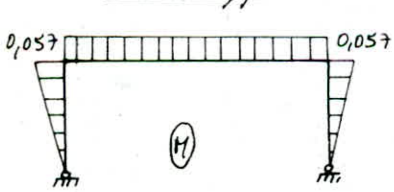


$$M_B = -M_C = \frac{Ph}{2} = 1{,}83\ t\cdot m$$

$$H_A = H_D = \frac{P}{2} = 0{,}6\ t .$$

$$V_A = V_D = \frac{Ph}{\ell} = 0{,}523\ t .$$

Sous l'effet de la variation de la temperature et du retrait : $E\alpha t = 10$ bars.



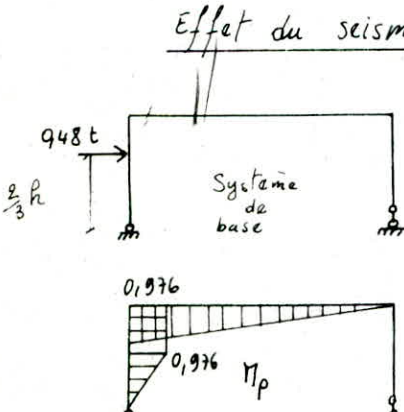
$$M_B = M_C = 0{,}057\ t\cdot m .$$

$$H_A = H_D = \frac{3EI\alpha t}{h^2(2K+3)} = 0{,}018\ t$$

Effet du seisme :

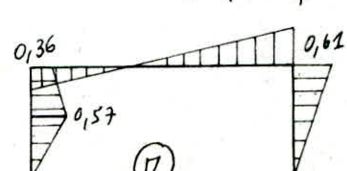
En plus de la majoration de 20% des terres on a une force

$$F = 0{,}2\cdot P = 0{,}48\ t \qquad P : \text{poids du mur.}$$



$$\delta_{11} = \frac{83}{EI} \quad \text{et} \quad \delta_{1p} = -16{,}82$$

et de $\delta_{11} X_1 + \delta_{1p} = 0$ on tire $X_1 = 0{,}199$.



$M_B = 0{,}36\ t\cdot m$; $M_C = 0{,}61\ t\cdot m$

$M_p = 0{,}57\ t\cdot m$; $H_A = 0{,}281\ t$

$H_D = 0{,}199\ t$

Tableau récapitulatif des efforts (non pondérés.)

		Charges permanentes G	Poussée des terres latérales	Poussée due aux Surcharge de $1 t/m^2$	Poussée due à B_r (10t)	Sous charges B_c	Sous charge B_t
$M(\ell/2)$	⊕	+2,812				+7,104	+8,530
	⊖		−0,891	−0,130	−0,110		
$M_{B(C)}$	⊕						
	⊖	−3,030	−0,891	−0,400	−1,42	−6,336	−6,933
$M(h/2)$	⊕		+1,357	+0,516	+0,380		
	⊖	−1,500		−0,400	−0,710	−3,168	−3,467
$V_{A(D)}$	⊕	+3,321	+0,000	+0,330	+0,330	+8,592	+9,55
	⊖						
$H_{A(D)}$	⊕	+0,995	+1,964	−1,393	+0,798	+2,016	+2,267
	⊖						

		Sous l'effort de freinage	Effet de la température et du retrait (T)	Effet du seisme
$M(\ell/2)$	⊕	/	+0,057	
	⊖		−0,057	−0,309
M_B (c)	⊕	+1,830	+0,057	+0,798
	⊖	−1,830	−0,057	
$M(h/2)$	⊕	+0,915	+0,029	+1,247
	⊖	−0,915		
$V_{A(D)}$	⊕	+0,523	/	+0,139
	⊖	−0,523		
$H_{A(D)}$	⊕	+0,600	+0,018	
	⊖	−0,600	−0,018	−0,678

L'action du saisme n'est pas déterminante, et la combinaison des charges seras faite sous SPI (sollicitations du 1[e] genre.) : $G + 1,2S + T$

Les combinaisons les plus défavorable donne :

traverse :

$M(\ell/2) = 16,890$ t.m

$M(B,C) = 14,480$ t.m

$T = 19,020$ t

Piedroit :

$M(\frac{h}{2}) = 7,228$ t.m

$M(B,C) = 14,480$ t.m

$H_{(A,D)} = 4,73$ t (et −4,02 t)

$V_{(A,D)} = 19,02$ t

Ferraillage de la traverse : section de 30×100 cm^2 en flexion simple

A mi-travée : $M_{max} = 16,89$ t.m enrobage : 4 cm $\Rightarrow h = 26$ cm.

Avec la méthode de Charon : $\mu = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,1518$ et des tableaux

on tire $K = 18,7$, $\varepsilon = 0,8516$ d'où $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = 29,71$ cm^2.

on choisit 7T25 soit $A = 34,36$ cm^2.

Vérification à la fissuration : $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = 1423 \ kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 1697 \ kg/cm^2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1697$ kg/cm²

et donc $\mu = 0,2388$ et $K = 15,6$, $\varepsilon = 0,8252 \Rightarrow A = 48,24$ cm^2.

on prends 10T25 soit $A = 49,09$ cm^2 ; $t = 10$ cm espacement des barres

Vérification des contraintes : $\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h \cdot A} = 1586,9 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \ kg/cm^2$.

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 105,1 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 183,6 \ kg/cm^2.$$

Comme armatures de répartition, on prends $A_t = \frac{A}{3} = 16,33$; on choisit 9T16 ($A_t = 18,09$ cm^2).

Section d'appui $M_{max} = 14,48$ t.m.

$\mu = \frac{15 \cdot M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,13$ et donc : $\varepsilon = 0,8603$ et $K = 20,8$. $\Rightarrow A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = 24,25$ cm^2

on choisit 6T25 $\Leftrightarrow A = 29,45$ cm^2.

Vérification à la fissuration $\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1415 \ kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 1697 \ kg/cm^2 \end{array} \right| \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1697$ kg/cm².

et donc $\mu = 0,189$ $\Rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8392 \\ K = 16,1 \end{array} \right.$ $\Rightarrow A = 39,106$ cm^2

soit 8T25 $\Leftrightarrow A = 39,27$ cm^2
acier de répartition 9T16 $\Leftrightarrow A_t = 18,09$ cm^2

Vérification des contraintes $\sigma_a = 1923 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \ kg/cm^2$.

$$\sigma_b' = 119,5 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 183,6 \ kg/cm^2.$$

Vérification à l'effort tranchant : $T = 19,02$ t

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 8,36 \ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$
$$< \bar{\tau}_b = 8,74 \ kg/cm^2$$

La dalle ne necessite pas d'armatures transversales.

Longueur des chapeaux : $l = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{5} \\ l_d = \frac{\phi \sigma_a}{4 \bar{\tau}_d} = 40\phi \end{array} \right.$ $\Rightarrow l = 1,4$ m.

<u>Férraillage du piedroit</u> même section que la traverse.

Le piedroit est sollicité en flexion composée, sous $\left| \begin{array}{l} M_{max} = 14,48 \text{ t·m} \\ \text{et } N = 21,42 \text{ t} \end{array} \right.$

N : éffort normal revenant au piedroit ; $N = V_A +$ poids propre du mur.

On a $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14,48}{21,42} = 0,676 m > \frac{h_t}{6} = 0,05$ m $\Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Soit $\mathcal{M}$: moment par rapport aux aciers tendues $\mathcal{M} = M + N \cdot e$

avec $e = \frac{h_t}{2} - c$ c : enrobage ; $c = 4$ cm $\Rightarrow e = 11$ cm.

$\mathcal{M} = 14,48 + 21,42 \cdot 0,11 = 16,836$ t·m. $\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot \mathcal{M}}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,133$

$\Rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8588 \\ K = 20,4 \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = 26,93 \text{ cm}^2$

La section d'aciers nécéssaires est : $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 19,28 \text{ cm}^2$

on prends 10 T 16 soit $A = 20,1 \text{ cm}^2$.

<u>Vérification à la fissuration</u> : $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = 1731 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2046,4 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2046,4 \text{ Kg/cm}^2$

$\Rightarrow \mu = 0,1825 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8408 \\ K = 16,4 \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = 37,64 \text{ cm}^2$

soit : $A = 27,17 \text{ cm}^2$; 9T20 espacés de 11,5 cm

et comme armatures de répartition 5T16 ($A_t = 10,05 \text{ cm}^2$) éspacés de

<u>Vérification des contraintes</u> : $\left| \begin{array}{l} \sigma_a = 1709,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b' = 77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 183,6 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

<u>Vérification à l'éffort tranchant</u> :

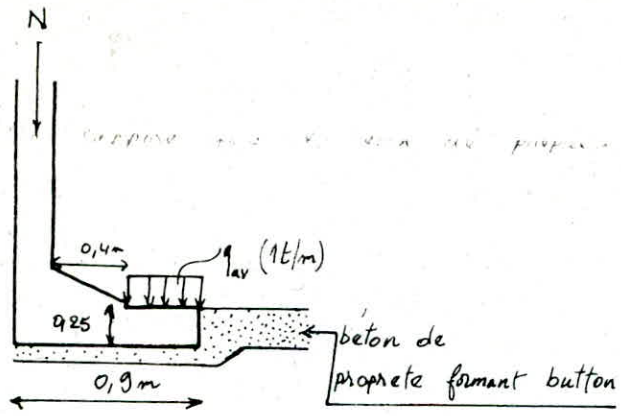
$T = H_A = 4,73$ t on vérifie que : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \, \bar{\sigma}_b$

$\tau_b = 2,079 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,74 \text{ Kg/cm}^2$.

La section ne nécessite donc pas de cadres.

//

Etude des semelles du portique.



Charges sur la semelle.

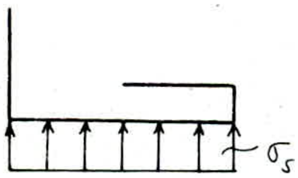
étant donné que les piedroits sont supposé articulés sur les semelle:

- Effort normal N revenant au piedroit
- poids propre de la semelle P_s
- surcharge répartie de 1 t/m², sur le côté aval. q_{aval} (majorée)
- Poids du gousset sur la semelle P_{gt}.

Hypothèses pour le calcul de la semelle:

- On suppose que le béton de propreté formant button, empêche la rotation de la semelle autour de son centre de gravité
- Et de même il reprend l'effort de compression que lui transmet la semelle ; effort de 4,02 t.

De ce fait donc, la réaction du sol est rectangulaire $\sigma_s = \frac{N_{total}}{100 l}$



$$N_t = N + P_s + q_{av} + P_{gt} = 21,42 + 0,563 + 0,3 + 0,15$$

$$N_t = 22,433 \text{ t}.$$

et donc $\sigma_s = \frac{22\,433}{100 \cdot 90} = 2,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

avec $h_t \geq \frac{l-a}{4} = 15$ cm on a pris 25 cm et 3 cm pour l'enrobage.

Ferraillage : Par la méthode des bielles.

$$A = \frac{N_t (l-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,73 \text{ cm}^2$$

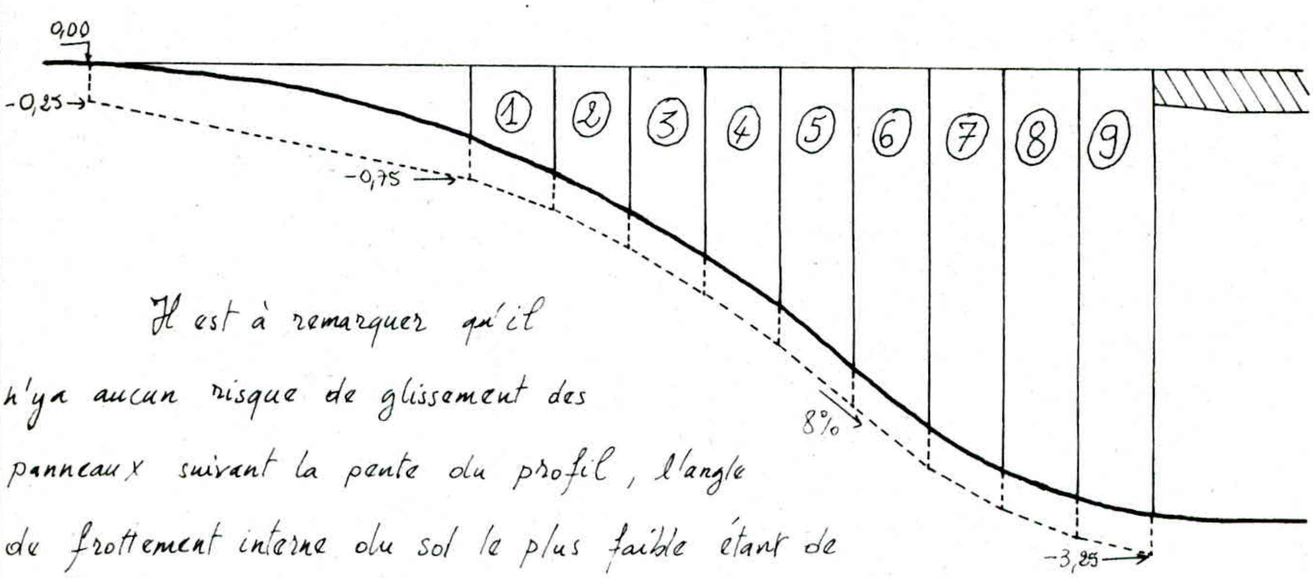
on prends | $A = 12,06$ cm² | 6 T 16 | section qui vérifie la fissuration et les contraintes et | $A_t = 3,92$ cm² | 5 T 10 (acier de répartition)

Etude des trémis d'accès

Là aussi les murs de soutènements seronts installés à partir de la même déni-vellation qu'en mode traditionnel, et sur la même longueur. Suivant le matériel de manutention disponible au niveau de l'entreprise, on a découpés les panneaux par bandes de 5m de long. Ces murs, avec leurs semelles, seront à hauteur variable, et présentent une pente max de 8%.

Shéma de découpage des panneaux

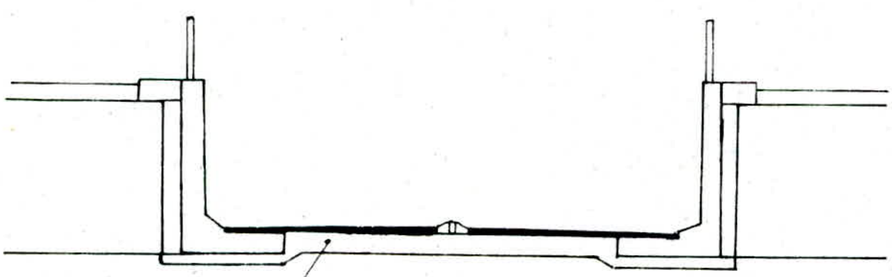
éch : 1/50 ↑ → 1/500



Il est à remarquer qu'il n'ya aucun risque de glissement des panneaux suivant la pente du profil, l'angle de frottement interne du sol le plus faible étant de 25°, et la pente max est de 8% (4,57°).

De même qu'en mode traditionnel, la mise à ciel ouvert sur 5m du souterrain comporteras un panneau (9') de hauteur constante, égale à la hauteur max du pan-neau (9).

Coupe en travers de trémis d'accès (éch : 1/100)

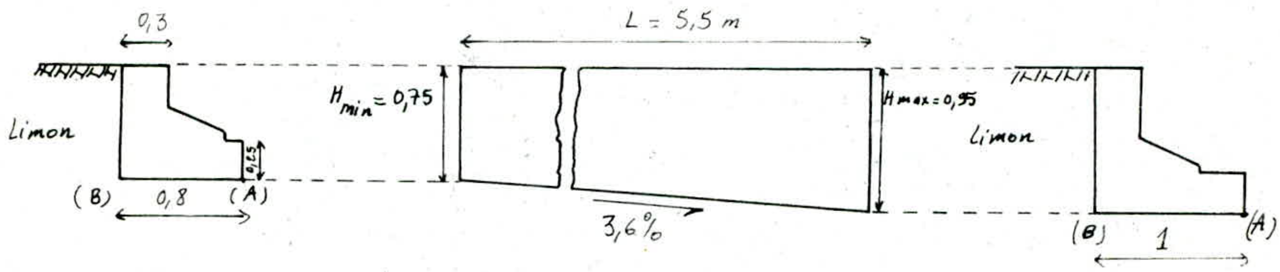


Pour le calcul on adopte les mêmes hypothèses, et les mêmes méthodes utilisés pour le calcul des murs en traditionnel. Et de plus :

- On suppose que la condition de stabilité au glissement, et celle du tiers centrale sont vérifiés, du fait de la présence du corps de chaussée en grave-ciment, qui joue le rôle d'un buton, non encastré aux semelles. Ce buton encaisseras seulement les efforts horizontaux, due aux poussées (des surcharges.), transmis par les semelles.

- Dans le calcul on tiens compte de 2 cas de chargements

Calcul du panneau (1)



Il est a remarquer qu'on n'as pas tenus compte de la pression verticale due à S, vu qu'il n'ya pas de patin amont pour la semelle.

Etude de la stabilité du mur

Pour H_{min} : ($l = 0,8$ m) ; $f_s \geq 1,5$; $\sigma_{max} < \bar{\sigma}_s$

Bilan des éffots

	Poids du mur	Poids de la Semelle	Poussée Horizontale due à Br (majorée)	Surcharge q aval (majorée)
Force (t)	0,813	0,6	1,398	0,12
Bras de levier /A (m)	0,65	0,45	0,25	0,05
moment /A (t·m)	0,772	0,27	0,348	0,006

Tableau récapitulatifs des différentes vérifications.

	M_r (t·m)	M_s (t·m)	$f_s = \frac{M_s}{M_r}$	P_v (t)	x_{P_v} (m)	M_G (t·m) sens ⊕: ↺	σ_A (Kg/cm²)	σ_B (Kg/cm²)
1er cas de charge	0,348	1,042	2,99	1,413	0,737	-0,057	0,12	0,17
2e cas de charge	0,348	1,048	3,01	1,533	0,684	-0,01	0,18	0,19

Pour H_{max} ($l = 1$ m.)

Bilan des éfforts

	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontale due à B_r	Surcharge q en aval.
Force	1,270	0,750	1,952	0,360
x_A	0,850	0,570	0,390	0,150
moment$_{/A}$	1,080	0,428	0,760	0,054

Tableau récapitulatif des vérifications

	M_r (t·m)	M_s (t·m)	f_s	P_V (t)	x_{P_V} (m)	M_G (t·m)	σ_A (kg/cm²)	σ_B (kg/cm²)
1^e cas	0,760	1,508	1,980	2,020	0,750	0,225	0,355	0,049
2^e cas	0,760	1,562	2,050	2,380	0,650	0,403	0,480	-0,004

Ferraillage du rideau : section de (100×30) cm² ; $l = 27$ cm.

Pour plus de securité on prends $M_{max} = 0,76$ t·m et $T_{max} = 1,952$ t.

on trouve $A = 1,042$ cm² ; mais la section A minimale préconisé par le CCBA 68 donne $A_{min} = 5,07$ cm², on prends donc 6T12/m ⟹ $A = 6,78$ cm².

Vérification à la fissuration (préjudiciables : $k = 10^6$) : $\min \begin{cases} \sigma_1 = 3419 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 8369 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} > \bar{\sigma}_a = 2800$

donc la fissuration est vérifiée.

Vérification des contraintes : $\sigma_a = 492,7$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm².

$\sigma_b' = 3,85$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_b' = 183,6$ kg/cm².

$\tau_b = 0,78$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 8,74$ kg/cm².

On utilise 5T10 comme armatures de répartition : $A_t = 3,92$ cm².

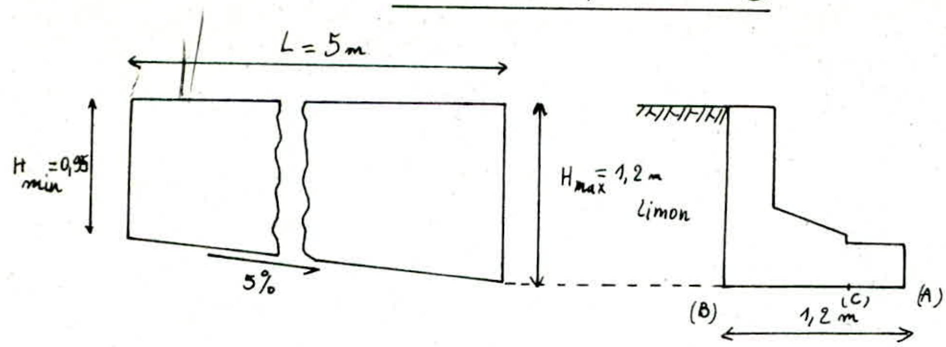
Férraillage de la semelle : (même section que le mur.)

Avec la méthode utiliseé pour les semelles en mode traditionnel, on trouve qu'ici aussi la section nécessite un ferraillage minimal 6T12/m ; $A = 6,78$ cm².

et 5T10/m ; $A_t = 3,92$ cm².

La fissuration et les contraintes sont vérifieés.

Calcul du panneau ②



Etude de la stabilité du mur

Pour $H_{max} = 1,2$ m ; $f_s \geq 1,5$ et $\sigma_{max\,(A,B)} < \bar{\sigma}_s$.

Bilan des efforts :

	Poids du mur	Poids de la semelle	Pousse Horizontale sous Br (majorée)	Surcharge q aval (majorée.)
Force (t)	1,490	0,900	2,352	0,600
x_A (m)	1,050	0,600	0,480	0,250
$M_{/A}$ (t·m)	1,565	0,540	1,140	0,150

Tableau récapitulatif des différentes vérifications.

	M_r	M_s	f_s	P_v	x_{P_v}	M_G	σ_A	σ_B
1e cas	1,140	2,105	1,850	2,390	0,880	0,471	0,395	0,003
2e cas	1,140	2,285	1,960	2,990	0,740	0,649	0,511	0,238

Ferraillage du rideau

Avec $M_{max} = 1,14$ t·m et $T_{max} = 2,352$ t ; on trouve $A = 1,79$ cm².

on prends donc, comme pour le mur précedent, 6T12 ⇒ $A = 6,78$ cm².

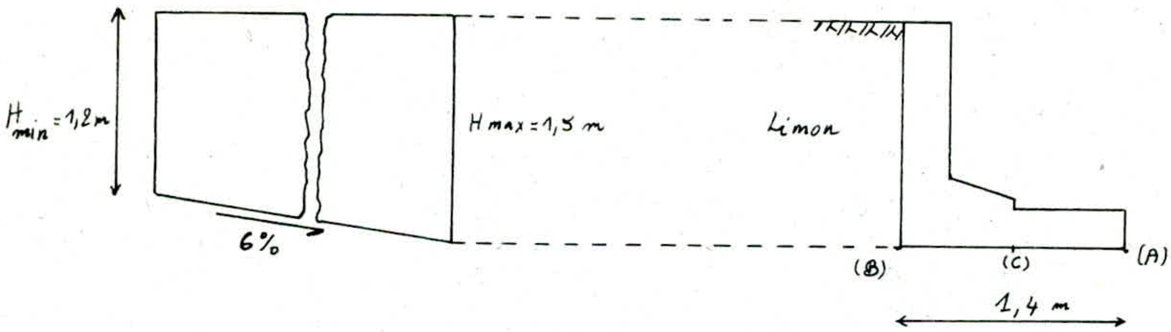
et 5T10 ⇒ $A_t = 3,92$ cm².

Ferraillage de la semelle

De même ici on utilise le ferraillage minimal 6T12 /m ; $A = 6,78$ cm²

5T10 /m $A_t = 3,92$ cm²

Calcul du panneau 3



Etude de la stabilité.

Pour $H_{max} = 1,5\ m$; $f_s \geq 1,5$; $\sigma_{max\,(A,B)} < \bar{\sigma}_s$

Bilan des efforts.

	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontale sous B_2 (majorée)	Surcharge q aval (majorée)
Force (t)	1,675	1,050	2,400	0,84
x_A (m)	1,250	0,700	0,748	0,35
$M_{/A}$ (t·m)	2,094	0,735	1,796	0,294

Tableau récapitulatif des vérifications.

	M_R	M_S	f_s	P_V	x_{P_V}	M_G	σ_A	σ_B
1^e cas	1,796	2,829	1,600	2,725	1,038	0,869	0,461	−0,07
2^e cas	1,796	3,123	1,738	3,565	0,876	0,906	0,521	− 0,03

Ferraillage du rideau.

On trouve avec $M_{max} = 1,796\ t\cdot m$ et $T_{max} = 2,4\ t$; $A = 2,8\ cm^2$.

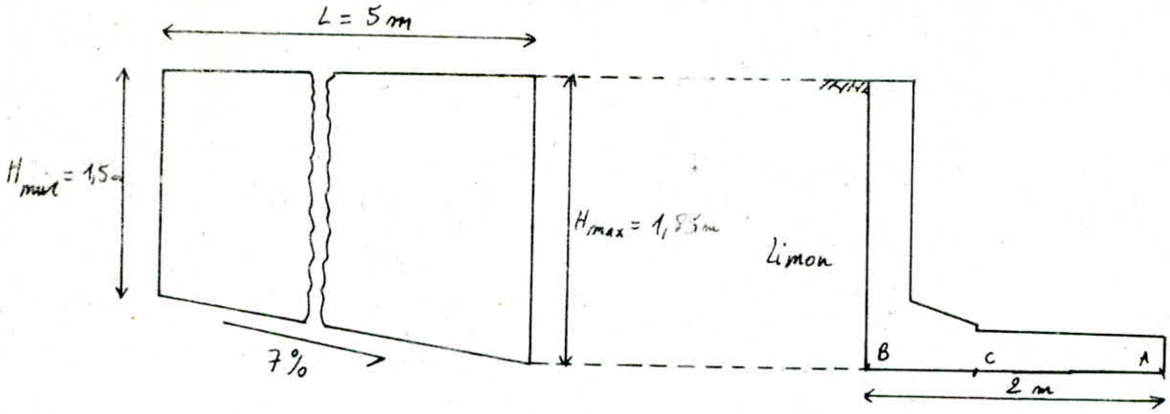
On prends don : 6T12 ($A = 6,78\ cm^2$.) et $A_t = 3,92$ (5T10)

Ferraillage de la semelle.

Ici on adopte le même ferraillage que pour le rideau. 6T12

et 5T10

Calcul du panneau (4)



Etude de la stabilité du mur pour $H_{max} = 1,85$ m.

Bilan des éfforts

	Poids du mur	poids de la semelle	Poussée Horizontale sous B_2 (majorée.)	Surcharge q aval (majorée.)
Force (t)	1,900	1,500	2,819	1,560
x_A (m)	1,850	1,000	0,998	0,650
$M/_A$ (t·m)	3,515	1,5000	2,816	1,014

Tableau des vérifications

	M_R (t·m)	M_S (t·m)	f_s	P_V (t)	x_{P_V} (m)	M_G (t·m)	σ_A (Kg/cm²)	σ_B (Kg/cm²)
1e cas	2,816	5,015	1,780	3,400	1,475	1,201	0,350	-0,01
2e cas	2,816	6,029	2,140	4,960	1,215	1,698	0,470	-0,03

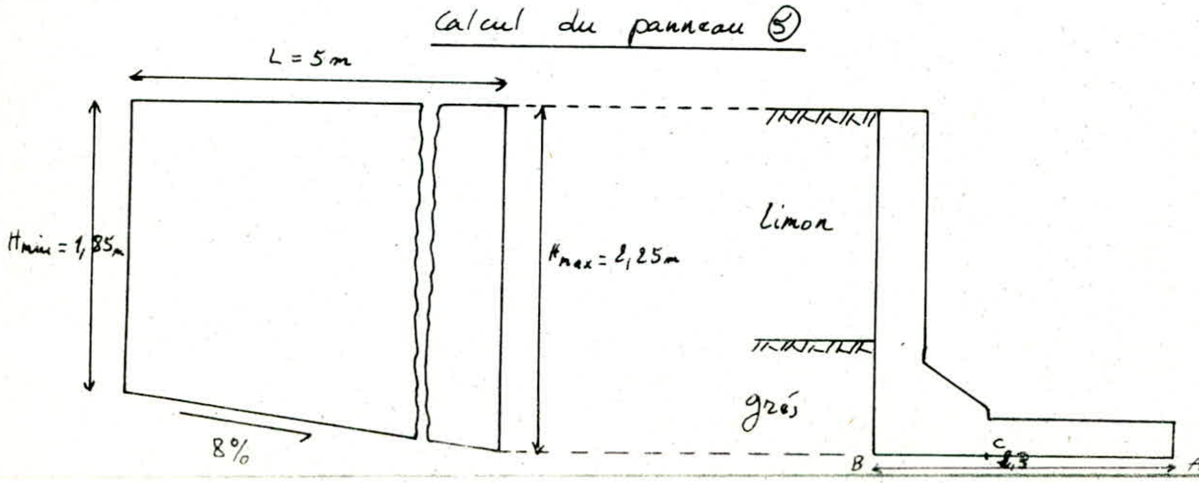
Ferraillage (rideau et semelle.)

On adopte le ferraillage minimal deja utilisé, et pour la rideau, et pour la semelle

6T12 /m $\qquad A = 6,78$ cm²

5T10 /m pour les aciers de répartition ($A_t = 3,92$ cm².)

Calcul du panneau (5)



Bilan des efforts pour H_{max} = 2,25 (l = 2,3 m)

	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontale sous B_2 (majorée)	Surcharge q aval (majorée)
Force (t)	2,125	1,750	2,970	1,920
x_A (m)	2,150	1,150	1,240	0,800
$M/_A$ (t·m)	4,568	2,013	3,708	1,536

Tableau des vérifications

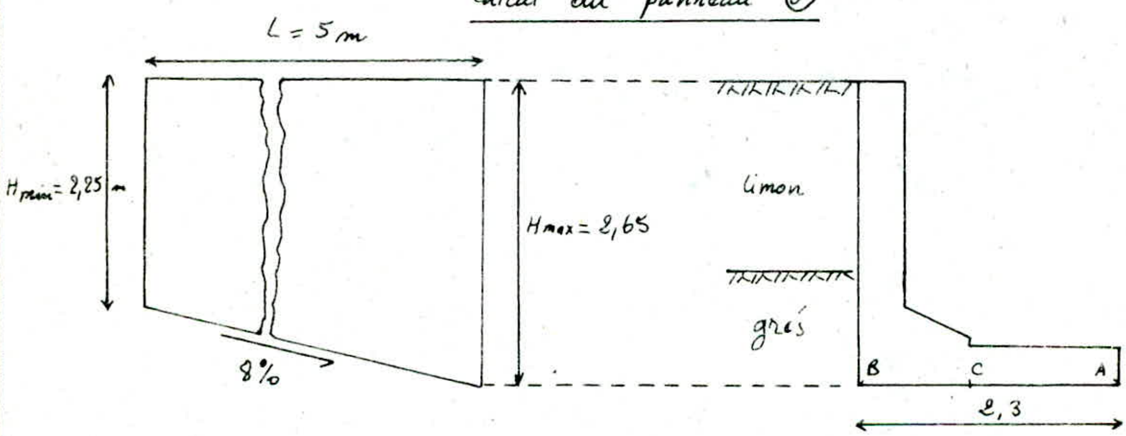
	M_R (t·m)	M_S (t·m)	f_s	P_V (t)	x_{P_V} (m)	M_G (t·m)	σ_A (kg/cm²)	σ_B (kg/cm²)
1e cas	3,708	6,581	1,770	3,875	1,698	1,585	0,348	-0,011
2e cas	3,708	8,118	2,189	5,795	1,400	2,259	0,465	-0,040

Ferraillage : Rideau et semelle

7T12 /m pour les aciers principaux

5T10 /m pour les aciers de repartition.

Calcul du panneau 6



Bilan des effort pour H_{max}

	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontal (B2) (majorée)	Surcharge q aval (majorée)
Force (t)	2,325	1,750	2,890	1,920
x_A (m)	2,150	1,150	1,437	0,800
$M/_A$ (t·m)	4,998	2,013	4,154	1,536

Vérifications :

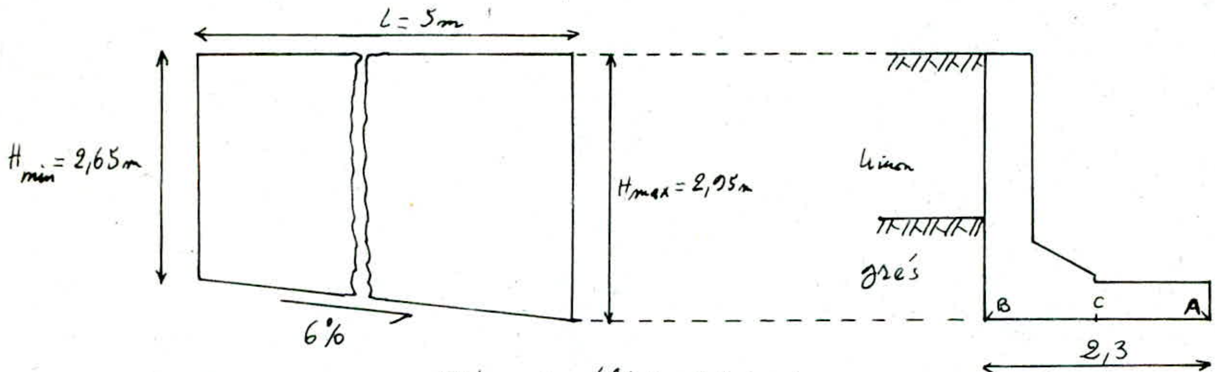
	M_R (t·m)	M_S (t·m)	f_s	P_V (t)	x_{P_V} (m)	M_G (t·m)	σ_A (kg/cm²)	σ_B (kg/cm²)
1e cas	4,154	7,011	1,700	4,075	1,720	1,831	0,385	-0,030
2e cas	4,154	8,547	2,037	5,995	1,426	2,499	0,511	-0,053

Férraillage : identique au panneau précédent.

rideau : 7T12 et 5T10 (de répartition.)

semelle : 6T12 et 5T10 (,, ,,)

Calcul du panneau 7



Bilan des efforts (H max.)

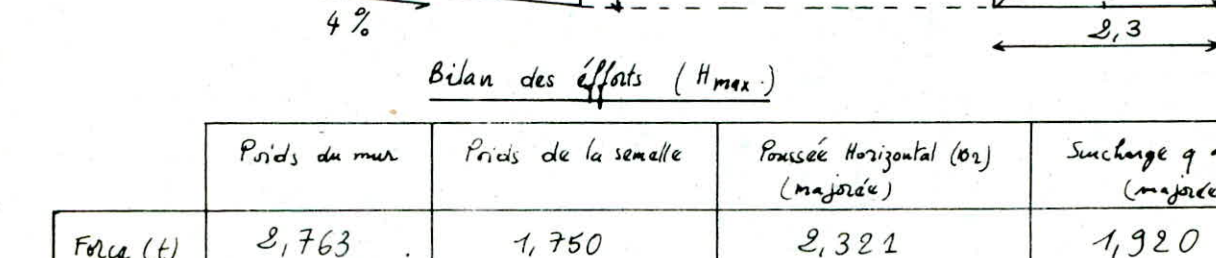
	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontal (B_r) (majorée)	Surcharge q aval (majorée)
Force (t)	2,540	1,750	2,570	1,920
x_A (m)	2,150	1,150	1,640	0,800
$M_{/A}$ (t·m)	5,461	2,013	4,234	1,536

Vérifications :

	M_R (t·m)	M_s (t·m)	f_s	P_v (t)	x_{P_v} (m)	M_G (t·m)	σ_A (kg/cm²)	σ_B (kg/cm²)
1e cas	4,234	7,474	1,760	4,290	1,740	1,703	0,379	-0,006
2e cas	4,234	9,010	2,128	6,210	1,450	2,371	0,515	-0,020

La férraillage est la même que pour le panneau précedent

Calcul du panneau 8



Bilan des efforts (H_{max})

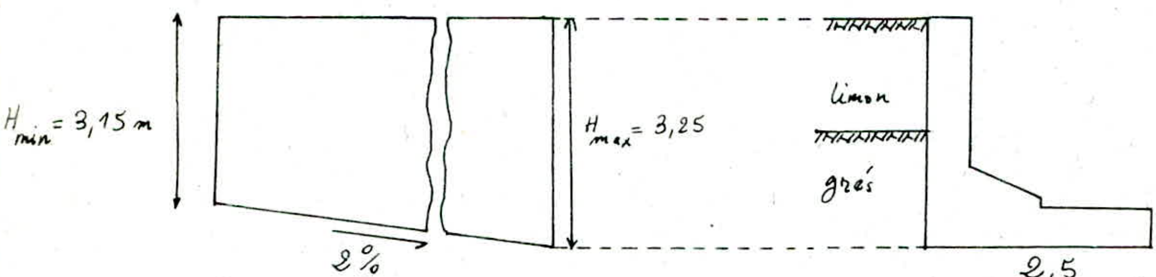
	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontal (B_r) (majorée)	Surcharge q aval (majorée)
Force (t)	2,763	1,750	2,321	1,920
x_A (m)	2,150	1,150	1,780	0,800
$M_{/A}$ (t·m)	5,941	2,013	4,154	1,536

Vérifications

	M_R (t·m)	M_S (t·m)	f_S	P_V (t)	x_{P_V} (m)	M_G (t·m)	σ_A (Kg/cm²)	σ_B (Kg/cm²)
1e cas	4,154	7,954	1,900	4,513	1,760	1,401	0,355	0,037
2e cas	4,154	9,490	2,285	6,433	1,475	2,063	0,487	0,26

Ferraillage du rideau : | 7T12 (A) et 5T10 (A_t) et pour la semelle | 6T12 (A) et 5T10 (A_t)

Calcul du panneau 9



Bilan des efforts (H max.)

	Poids du mur	Poids de la semelle	Poussée Horizontal. majorée	Surcharge aval q majorée
Force (t)	2,950	1,875	2,340	2,160
x_A	2,200	1,250	1,750	0,900
$M_{/A}$	6,490	2,344	4,110	1,944

Vérifications :

	M_R (t·m)	M_S (t·m)	f_S	P_V (t)	x_{P_V} (m)	M_G (t·m)	σ_A (Kg/cm²)	σ_B (Kg/cm²)
1e cas	4,110	8,834	2,150	4,825	1,830	1,312	0,318	0,067
2e cas	4,110	10,778	2,622	6,985	1,543	2,063	0,460	0,074

Pour le ferraillage on prends

Rideau | 7T12 ; A = 7,96 cm² et 5T10 ; A = 3,92 cm²

Semelle | 6T12 (A) et 5T10 (A_t)

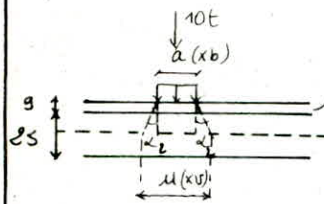
Panneau 9'

C'est le panneau avec lequel on réalise la mise à ciel ouvert du souterrain sur 5 m. Ce mur est rectangulaire, et a pour hauteur $H = H_{max}$ du panneau 9. De ce fait il se calcul comme le panneau 9, on a les mêmes résultats.

Vérifications diverses

Vérification au poinçonnement de la dalle

Cette vérification seras faite pour la dalle de 25 cm d'épaisseur, en mode traditionnel, chargée par une roue B_r de 10t.



Surface d'impacte de la roue B_r.

$a = 0,3$ m et $b = 0,6$ m.

La couche de roulement étant en béton bitumineux

La surface de charge est donc : $u = a + 1,5\, e_2 + e$

$= 0,3 + 1,5 \cdot 0,09 + 0,25 = 0,685$ m

et $v = b + 1,5\, e_2 + e = 0,6 + 1,5 \cdot 0,09 + 0,25 = 0,985$ m

avec α_1 : angle de transmission des charge dans la couche de roulement : $tg\,\alpha_1 = 1,5$.

α : angle de transmission des charge dans le béton : $tg\,\alpha = 1$.

D'après la C.C.B.A 68 on vérifie que $\dfrac{1,5 \cdot P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \cdot \overline{\sigma_b}$

avec : $\overline{\sigma_b} = 7,6$ Kg/cm² ; et $h_t = 0,25$

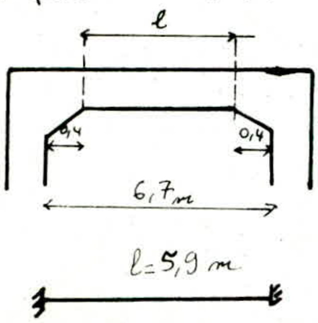
$P_c = 2\, u + v + \frac{3}{4} \cdot e_r = 3,475$ m ; et $P = 10$ t.

et donc : $\dfrac{1,5 \cdot P}{P_c \cdot h_t} = 2,079$ Kg/cm² $< 1,2 \cdot \overline{\sigma_b} = 8,52$ Kg/cm².

Calcul de flèche de la traverse

Pour le portique coulé en place

On suppose que la traverse est encastré sur les piedroits ; et on calcul sa déformations maximale y. On considère une bande de 1 m de largeur de hauteur



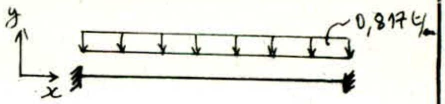
$h_t = 25$ cm

Les caractéristiques de la section étant

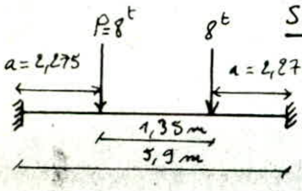
$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12} = \frac{100 \cdot 25^3}{12} = 1,3 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 7000 \cdot \sqrt{300} = 1,24 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (béton seul)}$$

<u>Sous charges permanentes</u> $q = 0{,}817$ t/m.



pour $x = \frac{\ell}{2}$; $y_{max} = -\dfrac{q\,\ell^4}{384 \cdot E \cdot I} = -1{,}6 \cdot 10^{-1}$ cm $= 0{,}16$ mm.



<u>Sous les surcharges B_t (les plus défavorables.)</u>

On dispose 2 roues B_t de manière symetrique sur la travée, et la déformation max est obtenue pour $x = \frac{\ell}{2}$.

$$y = -\frac{P.a^2}{6EI\ell}(2\ell - 3a) = -3{,}6 \cdot 10^{-3} \text{ cm}.$$

La flèche totale est : $y = y_G + y_{B_t} = -1{,}636 \cdot 10^{-1}$ cm.

$y = 1{,}64$ mm. déformation négligeable.

<u>Pour le portique préfabriqué.</u>

$h_t = 30$ cm et $b = 100$ cm $\Rightarrow I = 2{,}25 \cdot 10^5$ cm^4.

et $E = 1{,}237 \cdot 10^5$ kg/cm^2.

On utilise les mêmes cas de charges que précédement

Sous charges permanentes : $q = 0{,}942$ t/m

$x = \ell/2$ $y_{max} = -1{,}07 \cdot 10^{-1}$ cm

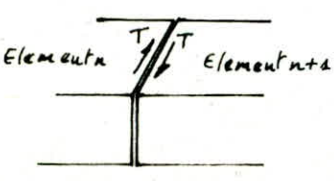
Sous les 2 roues B_t : $y(\ell/2) = -2{,}05 \cdot 10^{-3}$ cm

et donc $y = y_G + y_{B_t} = -1{,}09 \cdot 10^{-1}$ cm

Les flèches peuvent donc êtres négligeés.

<u>Vérification des joints entre éléments de portique préfrabriqués.</u>

Les éléments de portique jointés présentant un risque de rupture par cisaillement au niveau de la traverse, et dans le sens de circulation supérieur. Pour éviter ce risque les joints seront remplies d'un béton de 2ème phase, à base de résine, qui présente une résistance à la compression de 450 Kg/cm².



L'effort tranchant max étant $T_{max} = 4{,}73$ t

On détermine l'effort que peut reprendre le joint.

L'effort tranchant ultime du joint est donné par :

$$T_{ul} = \Psi \cdot E$$

avec $\Psi = 0{,}047\sqrt{\sigma'}$

σ' : résistance à la compression du béton de 2e phase

$\sigma' = 450\ Kg/cm^2$.

et $E = A \cdot \dfrac{\sigma_e}{1000}$

A étant la section d'aciers (/ml) transversal (A_t), en attentes au niveau du joint, en forme de boucles.

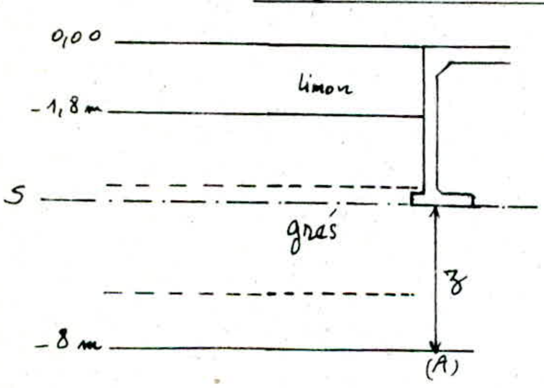
$A = 18{,}09\ cm^2/ml$ (9T16.)

σ_e : résistance nominale de l'acier utilisé $\sigma_e = 4200\ Kg/cm^2$.

On trouve $T_{ul} = 75{,}75\ t/m > T_{max} = 4{,}73\ t/m$

Le cisaillement des joints n'est donc pas à craindre.

<u>Vérification au tassement</u>



Le grés étant un excellent sol, la couche susceptible de tasser sous l'ouvrage est la marne. Avant de faire cette vérification au tassement, on calcul d'abord, la contrainte transmise à la couche de marne par l'ouvrage. Et pour cela on utilise la méthode de Boussinesq ; on a supposé que l'ouvrage n'est pas enterré et qu'il agit sur la surface S.

$$\sigma_{(A)} = \frac{3P \cdot y}{2\pi z^2} \quad \text{avec } z = 4{,}7\,m \ ; \ y = \frac{1}{\left(1+\frac{r^2}{z^2}\right)^{5/2}} \ ; \ r = 0 \Rightarrow y = 1$$

et $P = 31{,}464\ t$ (Portique traditionnel)

$\Rightarrow \sigma_{(A)} = 0{,}066$ bars sous ouvrage coulée en place

Sous l'ouvrage coulé en place $P = 21,42$ t $\Rightarrow \sigma_A = 0,0302$ bars.

Ces contraintes de compression étant négligeables il n'y a donc pas de risques de tassement sous ouvrage, et cela d'autant plus que l'ouvrage est en réalité enterré et introduit donc des contraintes plus faibles.

Vérification à la stabilité de la fouille.

Vu l'installation de chantier réduite, les fouilles seront à parois verticales et de ce fait on vérifie si elles nécessitent un blindage ou non.

1e couche : Limon sur 1,8 m de caractéristiques $\gamma = 1,8$ t/m³
$c = 0,55$ bars
$\varphi = 25°$

La hauteur critique de la fouille, au delà de laquelle un blindage est nécessaire, est donnée par :

$$H_m = \frac{4c \, tg(\pi/4 - \varphi/2)}{\gamma} = 1,918 \text{ m}.$$

$H_m > 1,8$ m donc pas de blindage pour la 1e couche.

2e couche : La profondeur maximale de la fouille étant de 4 m, la hauteur de la couche de grés seras de 2,2 m.

La 1e couche est considerée comme surcharge sur la 2e couche : S avec $S = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24$ t/m.

La hauteur critique est : $H_m = 2,67 \dfrac{c - \Psi_2 \cdot S}{\gamma} \Psi_1$

avec les caracteristiques du grés : $\gamma = 2,47$ t/m³
$c = 3,5$ bars
$\varphi = 35°$

Ψ_2, Ψ_1 étant des coefficient qui sont fonction de l'angle d'inclinaison de la fouille ($\beta = 0$ dans notre cas.), et de l'angle de frottement φ.

$\Psi_2 = 0,1$ et $\Psi_1 = 3$.

$H_m = 10,3$ m $> 2,2$ m ne nécéssite pas de blindage.

La fouille verticale peut donc être réalisée sans blindage.

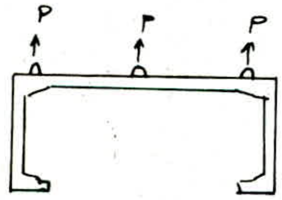
Vérification à la manutention des éléments préfabriqués

Portique :

Les panneaux, ou voussoirs, seront découpés par bandes de 2,5 m de large ; le poids étant de 27,82 t.

On dispose d'une grue de 30 t.

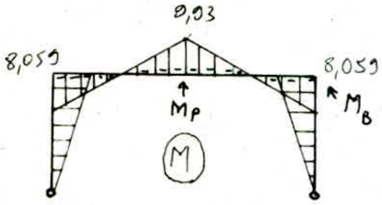
On installe 6 crochets, ancrés dans la traverse, 2 dans le sens transversal et 3 dans le sens longitudinal.



avec $P = 9,27$ t.

$$M_p = \frac{4k+3}{2k+3} \frac{P a \cdot b}{2 \ell} = 9,93 \text{ t·m}$$

$$M_B = 8,059 \text{ t·m}.$$



Le diagramme des moments nous impose un ferraillage supplémentaire à mi-travée.

$A = 12,06$ cm² soit 6T16 / m.

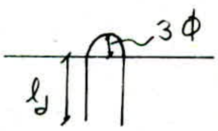
Crochet de levage :

La section du crochet doit vérifier $\frac{N}{A} \leq \sigma_{en}$ $N = P$.

On prends 1T25 ; $A = 4,91$ cm².

longueur d'ancrage du crochet : $\ell_d = \frac{\phi \, \sigma_a}{4 \, \bar{\tau}_d} = 111,11$ cm on prend 120 cm

retour de crochet :

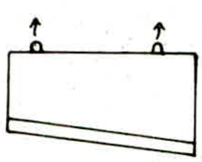


$b = 11,425 \, \phi = 28,56$ cm.

D'où la longueur totale du crochet : $\ell = 2 \times 120 + 28,56 = 269$ cm.

$\ell = 270$ cm.

Murs de soutènements :



On utilise 2 crochets, de même caractéristiques que pour le portique.

Organisation des travaux

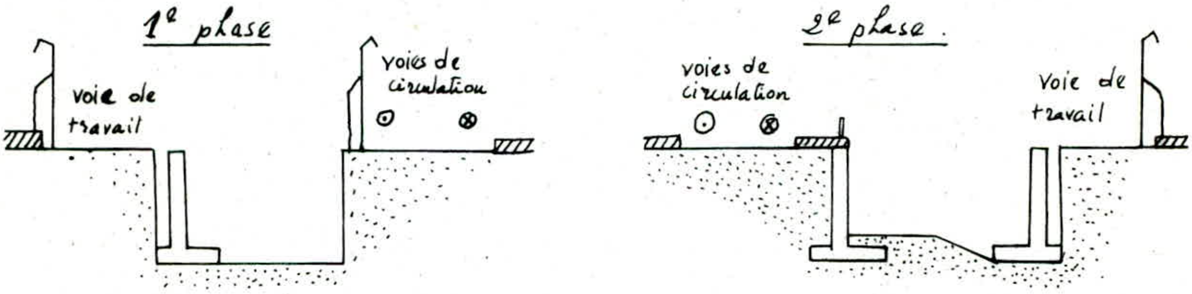
Il est évident que la circulation urbaine conditionne le mode de réalisation de l'ouvrage ; ainsi ce problème doit-être abordé dans ses grandes lignes dés le début des études

Phasage des travaux pour l'ouvrage coulé en place.

Il ya lieu d'apprécie quelles seront les restrictions de circulation tolérables compte tenu des trafics concernés et des possibilités de déviations.

Circulation réduite maintenue au niveau du carrefour et latéralement à l'ouvrage : Dans ce cas les travaux seront faits en 2 parties.

1e partie : Exécution d'une partie du souterrain et d'une trémis d'accés en 2 phases, par construction successive des murs, y compris les piedroits qui seront fait en prémiers et jouent le rôle de soutenement en 1e phase. La traverse seras coulée, une fois les 2 piedroits terminés.



2e Partie : Comprends les mêmes phases que la 1e partie, avec en plus les murs en vis à vis formant la mise a ciel ouvert sur 5m.

La traverse de la premiere partie assureras une circulation transversale réduite au niveau du carrefour.

Installation de chantier.

- Nombre d'ouvriers : 30
- Une baraque de chantier comprenant 2 pieces séparés, coffres à outils.
- W.C
- 2 camions bétonniere
- 5 camions à bennes, de capacité 15 m^3 chaque.

- Une petite grue.
- Un traxcavateur de capacité 1300 l.
- Coffrage utilisé : panneaux métalliques modulaires.

Méthode d'organisation des travaux

On procède par sectorisation, et cela pour diminuer le délai globale de réalisation sans pour autant diminuer les ressources.

Définition des secteurs :

Secteur -1- : réalisation de piedroit, semelle comprise.

secteur -2- : réalisation du mur de soutènement 3

secteur -3- : ——— // ——— 2

secteur -4- : ——— // ——— 1

secteur -5- : réalisation de la traverse

secteur -6- : réalisation du mur de soutènement 3'

Exécution de la 1e partie.

1e phase des travaux

Désignation des tâches	Durée par secteur en jours				observation
	-1-	-2-	-3-	-4-	
A_ Terrassement	2	3/2	1/2	1/2	Calculée
B_ Coffrage, ferraillage et bétonnage	4	3	2	2	estimée
C_ Finitions : dispositifs de drainage, trottoirs, gardes corps, etc...	1/2	1/2	1/2	1/2	éstimée

2e phase des travaux. mêmes tâches que précédement

Désignation des tâches	Durée par secteur en jours					Observation
	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	
Tâche A	1	1/2	1/4	1/4	/	Calculée
Tâche B	4	3	2	2	9	Estimée
Tâche C	1/2	1/2	1/2	1/2	2	Estimée

Exécution de la 2ème partie.

1ère phase

Désignation des tâches	Durrée par secteur en jours						Observation
	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	
tâche A	2	3/2	1/2	1/2	/	1/2	Calculée
tache B	4	3	2	2	/	1	Estimée
tache C	1/2	1/2	1/2	1/2	/	1/4	Estimée

2ème phase

Désignation des tâches	Durrée par secteur en jours						Observation
	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	
Tâche A	1	1/2	1/4	1/4	/	1/4	Calculée
Tâche B	4	3	2	2	9	1	Estimée
Tache C	1/2	1/2	1/2	1/2	2	1/4	Estimée

Remarque : Les terrassement ont été calculés d'aprés le matériel disponible, et le volume des terres à déblayer.

Avec les coefficients de foissonement : limon $f = 1,25$

grés $f = 1,4$

1e partie : 1e phase : Volume totale de deblai : $V_t = 1841\ m^3$

2e phase : —||— $V_t = 662,64\ m^3$

2e partie, 1e phase : —||— $V_t = 1993,79\ m^3$

2e phase : —||— $V_t = 815,43\ m^3$.

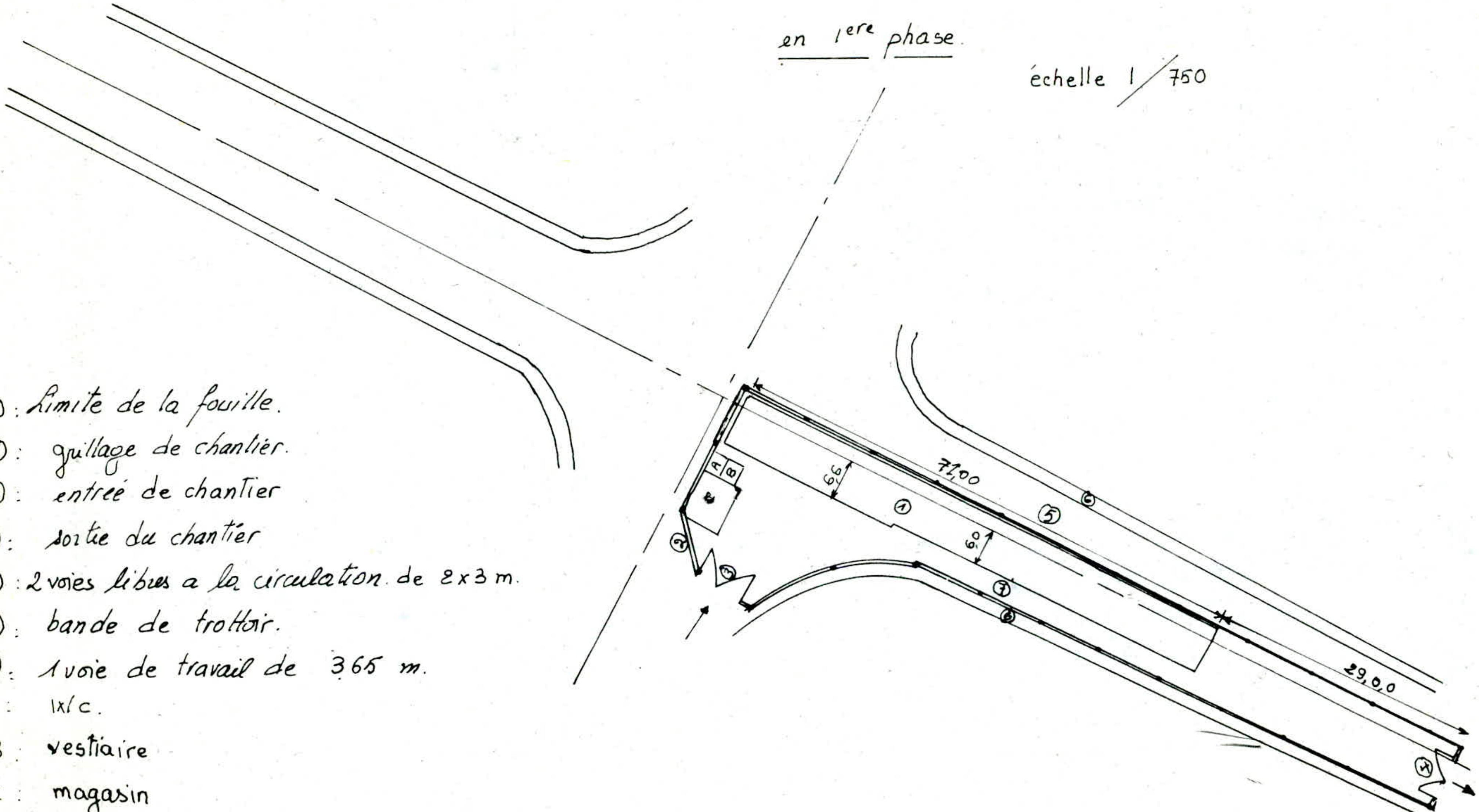
L'attente entre phases, déplacement du chantier, dure 2 jours.

La réalisation de la chaussée intérieure dure 2 jours.

Plan schématique d'installation de chantier.

en 1ère phase.

échelle 1/750



1 : limite de la fouille.

2 : grillage de chantier.

3 : entrée de chantier

4 : sortie du chantier

5 : 2 voies libres à la circulation de 2 x 3 m.

6 : bande de trottoir.

7 : 1 voie de travail de 3,65 m.

A : W/C.

B : vestiaire

C : magasin

L'aire de chantier 1270 m².

Phasage des travaux pour l'ouvrage préfabriqué

Dans le cas ou l'on maintiendrais le même niveau de circulation précédement désigné pour l'ouvrage coulé en place, les travaux se feront aussi en 2 parties

1ère partie : Terrassement et pose des éléments d'une trémis et d'une partie du souterrain, y compris les finitions et la réalisation des joints de la traverse, qui seras remise en service pour une circulation réduite lors de l'éxécution de la 2e partie

2ème partie : Même façon de procéder pour le reste de l'ouvrage, qui comprends la mise à ciel ouvert du passage sur 5 m.

Installation de chantier.

- Nombres d'ouvriers : 15, (qualifiés)
- Une baraque de chantier installée dans le jardin public avoisinant.
- Une grue mobile de force de levage 30 t.
- 2 Traxcavateur.
- 5 camions bennes de 15 m^3
- 2 semi-remorques pour le transport des éléments prefabriqués
- 1 camion bétonnière
- Coffrage, pour le bétonnage des joints.

Exécution de la 1e partie :

Désignation des tâches	Durée en jours	Observations
A - Terrassement	9/2	Calculée
B - Pose des éléments	12	Estimée
C - Travaux de finitions	6	Estimée

Exécution de la 2e partie des travaux.

Désignation des tâches	Durée en jours	Observations
A - Terrassement	5	Calculée
B - Pose des éléments	13	Estimée
C - Travaux de finitions	8	Estimée

Calcul des terrassement.

Avec les même coefficient de foissonement.

1e partie : $V_t = 1690{,}55\ m^3$

2e partie : $V_t = 2028{,}66\ m^3$.

De même que précédement, il ya ici une attente entre la réalisation des 2 partie ; qui dure 2 jours.

La réalisation de la chaussée intérieur à l'ouvrage dure 1,5 jours.

Plan schématique d'installation de chantier en 1ère phase.

ech : 1/750

①: trottoir de 2m
②: une voie de circulation de 3
③ une surlargeur de securité 1,1
④: largeur de la fouille 7,7m

L'aire de chantier :
1ère phase 1000m²

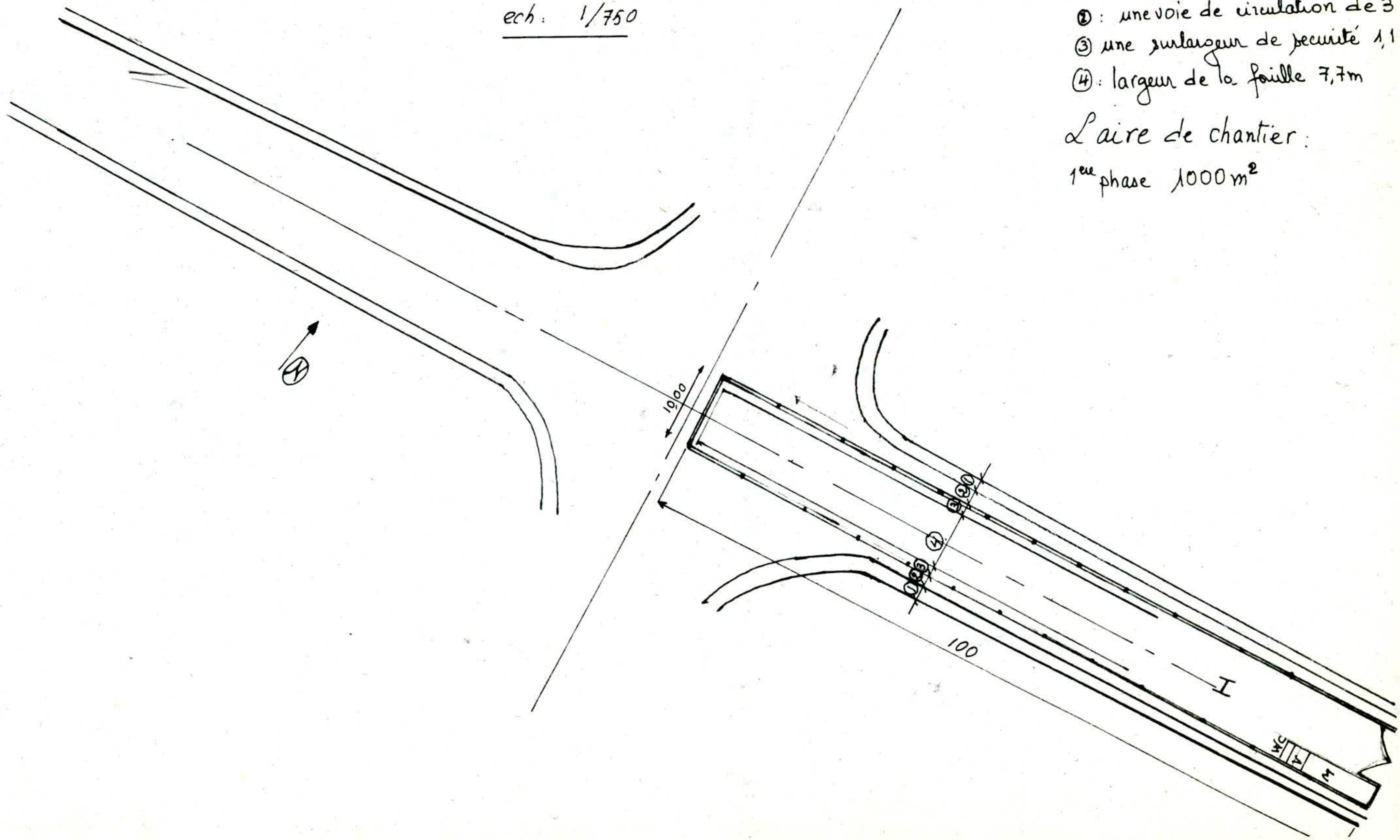
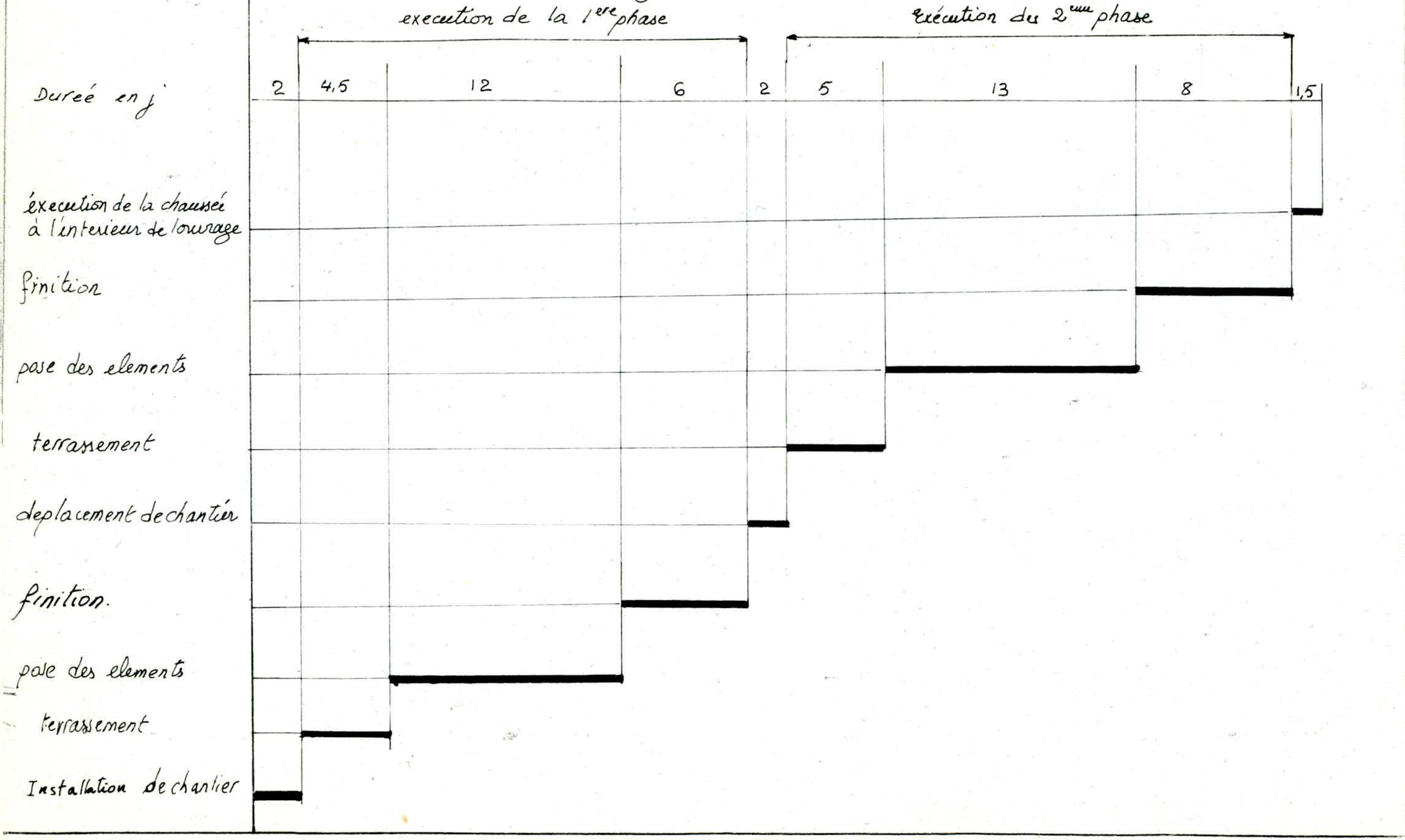


Diagramme : GANTT. Pour le mode préfabriqué



Conclusion

Les 2 modes d'exécutions étudiés présentent des avantages et des inconvenients, ainsi le choix du procédé d'execution revient en définitive au maitre d'ouvrage.

Certaines comparaisons à titre indicatif

<u>Du point de vue coût</u> :

Il est évident que le mode préfabriqué est plus couteux

<u>Du point de vue délai</u>.

C'est l'interêt essentiel du mode prefabriqué : le faible delai de réalisation 54 j, tandis que pour le traditionnel on a un delai de 83 j.

<u>Du point de vue installation de chantier.</u>

Elle est plus réduite pour le mode préfabriqué, et permet donc de maintenir un niveau de circulation plus élevé.

Bibliographie.

- COQUAND - routes - circulation - tracé tome 1 ed Eyrolles 1962
- Regles de conception et de calcul des ouvrages en B.A. C.CBA. 68 ed Eyrolles 1970
- C.P.S. cahier de prescriptions special. ministère de .T.P.
- KLEINLOGEL. formules pour le calcul des cadres. ed Beranger 1962.
- COSTET et SANGLERAT: Cours de MDS. tome I et II ed Dunod 1981
- TENG. fondations et murs de soutenement éd: Eyrolles 1966 (trad)
- GRAUX fondations et excavations profondes: " " 1967
- GUERRIN murs de soutenement éd Dunod 1965
- " ouvrages enterrés " " "
- PIERRE CHARRON: calcul et vérifications des ouvrages en B.A. ed Eyrolles 80
- RPA 81 ed 83.