

Examen de remplacement : Fondations et Soutènements
 Durée: 1 H 00' + 30' Test

Exercice 1: 12 pts

On désire fonder une semelle superficielle sur un sol constitué, sur une épaisseur très grande, d'une argile homogène. Le niveau de la nappe est à 1 m en dessous de la surface du sol et correspond au niveau inférieur projeté de la semelle. Le poids volumique de l'argile est de $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ au-dessus de la nappe et de 20 kN/m^3 en dessous. La fondation doit supporter y compris son poids propre et le poids des terres qui la recouvrent, une charge verticale $Q = 2270 \text{ kN}$. On prélève dans l'argile des échantillons sur lesquels on effectue trois essais CU+u (cf. Tableau 1) et un essai de résistance à la compression simple ($R_c = 200 \text{ kPa}$).

Tableau 1: Résultats d'essais CU+u

Contrainte latérale σ_3	Contrainte verticale σ_1	Pression interstitielle à la rupture u_r
kPa	kPa	kPa
100	321	40
150	408	71
200	494	102

1- Déterminer graphiquement à partir de ces résultats les valeurs des paramètres suivants : ϕ' , c' et C_u .

2- La semelle de fondation est carrée. Déterminer la longueur de son côté b, pour que l'on ait, par rapport à la rupture à court terme, un coefficient de sécurité égal à 3. On considérera que la fondation est rugueuse.

3- Calculer la pression limite sous la fondation (B ayant la valeur déterminée à la question précédente) dans un comportement à long terme de l'argile et montrer ainsi que le comportement à court terme est le plus défavorable.

Exercice 2 : 8 pts

Soit un ouvrage de soutènement composé d'un mur-poids et d'un sol pulvérulent saturé, de poids volumique $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$, le tout reposant sur un substratum rocheux imperméable (cf. figure 2). Une nappe est située en surface en amont du mur. L'angle de frottement du sol est $\phi' = 40^\circ$ et celui à l'interface sol/mur est $\delta = (2/3)\phi'$.

Calculer le coefficient de poussée K_a puis l'effort de poussée F_a en vous aidant de l'annexe 1.

On donne $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

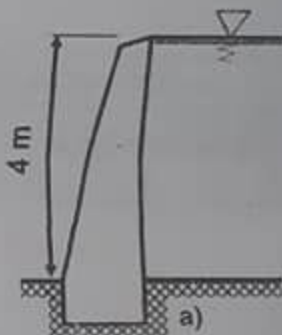


Figure 2 : Mur-poids sans drainage

Test : 15pts

Soit un ouvrage de soutènement composé d'un mur-poids en T renversé et d'un matériau de remblai sablonneux, le tout reposant sur un substratum rocheux (cf. figure 3). L'épaisseur du mur est de 50 cm et le poids volumique du béton est $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$. L'interface béton/roche est caractérisée par un angle de frottement $\delta_{b/r} = 30^\circ$. Le volume de sol au-dessus du talon sera considéré solidaire du mur. On supposera au-delà que le sable est en état actif de Rankine. Un système de drainage permet d'empêcher toute stagnation d'eau.

Calculer les efforts de poussée du sable F_a et de la charge répartie F_q , le poids du mur W_m et du sol sur le talon W_t

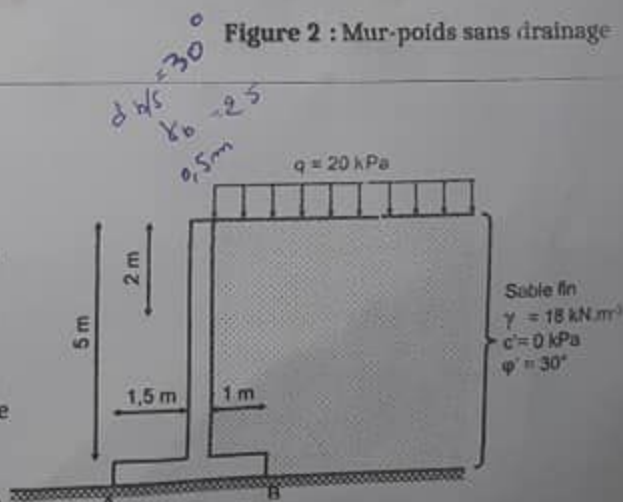


Figure 3 : Mur de soutènement.

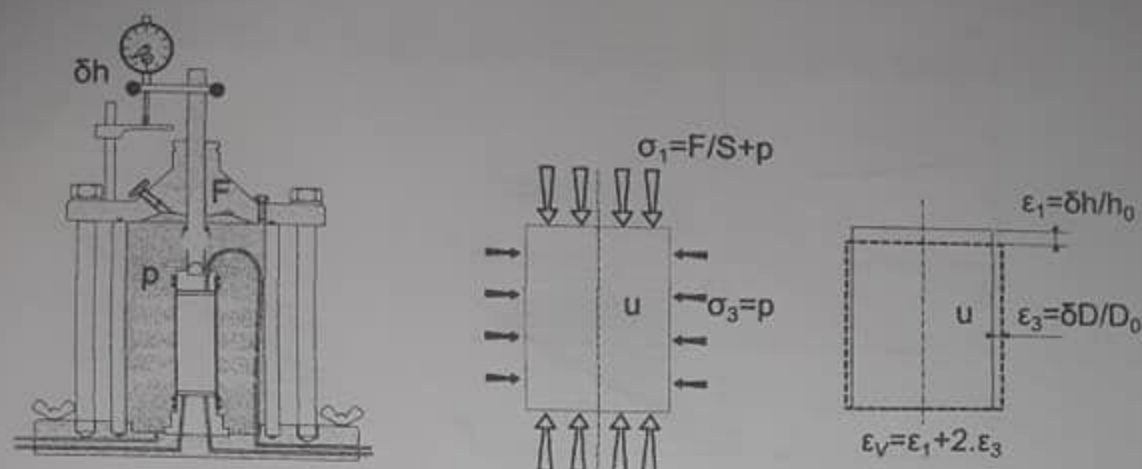


FIGURE 4.10 Schéma de principe d'une cellule triaxiale

Le critère de rupture peut être défini comme le maximum du déviateur, l'état critique : $q = cte$ et ΔV ou $\Delta u = 0$, le maximum du rapport σ'_1/σ'_3 , l'atteinte de l'état résiduel en grand déplacement ou plus simplement une déformation donnée.

Comme pour l'essai de cisaillement direct, on détermine la droite enveloppe des cercles à la rupture obtenus par augmentation de l'effort vertical pour différentes pressions de confinements.

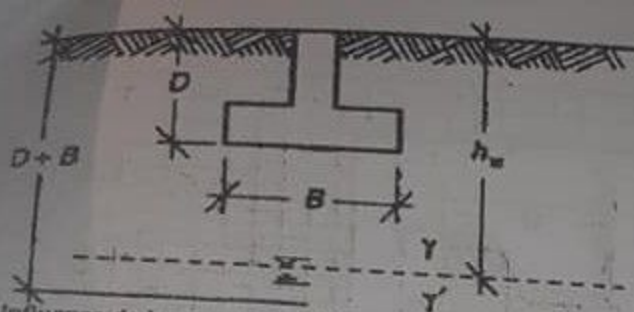
La figure 4.11 présente la correspondance entre le plan de Mohr et les autres plans pouvant être utilisés pour interpréter ces essais : plan de Lambe et plan de Cambridge mais aussi le plan utilisé pour interpréter l'essai œdométrique.

La figure 4.12 présente les résultats de deux essais (CU+u). L'écart entre les cercles en contraintes effectives et totales correspond à la pression interstitielle à la rupture. Les valeurs de cohésion non drainée c_u correspondent aux rayons des cercles de Mohr. Ce paramètre évolue linéairement avec la pression de consolidation σ'_0 . La pente de la droite, obtenue grâce à plusieurs essais, est appelée coefficient d'accroissement λ_{cu} . Bishop a montré que la surpression interstitielle due à $\Delta\sigma_1$ lors d'un essai non drainée peut être exprimée par l'équation suivante :

$$\Delta u = B \cdot [\Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Avec :

- $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_3$: variation de la contrainte verticale et horizontale qui s'applique sur le sol.
- A et B : coefficients de pression interstitielle qui dépendent de l'état de saturation et sont déterminés à partir d'essais triaxiaux.



Influence de la nappe phréatique sur l'équation générale de la capacité portante.

Profondeur de la nappe, h_w	terme de profondeur valeur de σ'_{vo}	terme de surface valeur du poids volumique
0	$\sigma'_{vo} = \gamma D$	γ
$0 < h_w < D$	$\sigma'_{vo} = \gamma h_w + \gamma(D - h_w)$	γ
D	$\sigma'_{vo} = \gamma D$	γ
$D < h_w < D + B$	$\sigma'_{vo} = \gamma D$	$\gamma + \left(\frac{h_w - D}{B}\right)(\gamma - \gamma')$
$h_w \geq D + B$	$\sigma'_{vo} = \gamma D$	γ

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Expression et simplification de l'équation générale de la capacité portante.

Conditions	Équations ou paramètres
Sol cohérent, conditions drainées	$q_u = \sigma'_c s_c i_c + \sigma'_q N_q s_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$
Sol cohérent, conditions non drainées $\phi = 0$	$q_u = 5.14 c_u s_c i_c + \sigma'_q s_q i_q$
Sol pulvérulent	$q_u = \sigma'_q N_q s_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$
Semelles filantes	$s_c = s_q = s_\gamma = 1$
Semelles isolées	$s_c = s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
Charge verticale	$i_c = i_q = i_\gamma = 1$
Charge inclinée	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$
Charge excentrée d'une valeur e	remplacer B par $B' = B - 2e$

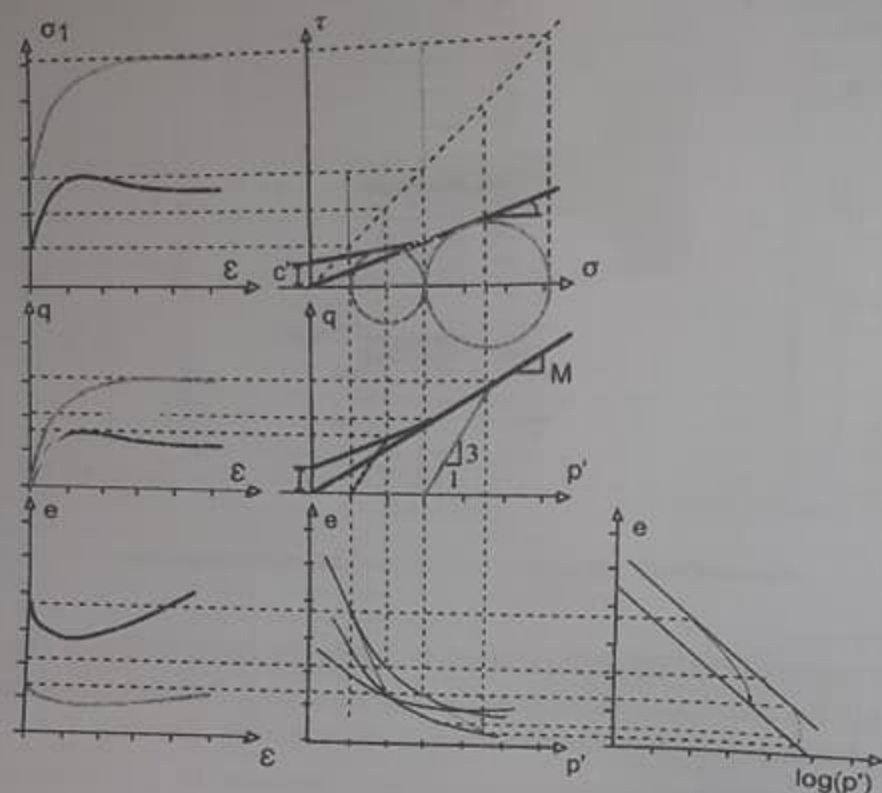


FIGURE 4.11 Résultats de l'essai triaxial selon les plans de représentations

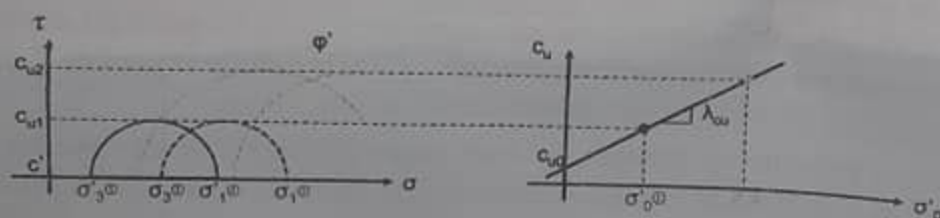


FIGURE 4.12 Résultats d'essais CU+u

Il a été démontré que le coefficient A dépend de l'état de pré-consolidation du sol et que sa valeur varie entre $-0,5$ à $1,5$ pour un rapport de surconsolidation décroissant.

Quant au coefficient B , il dépend de la saturation du sol et varie de 0 à 1 pour une saturation croissante.

Dans un essai non drainé, il doit être le plus proche possible de 1 pour permettre la mesure des surpressions interstitielles générées par le cisaillement.

ANNEXE 1 : Coefficient de poussée K_a et de butée K_p .

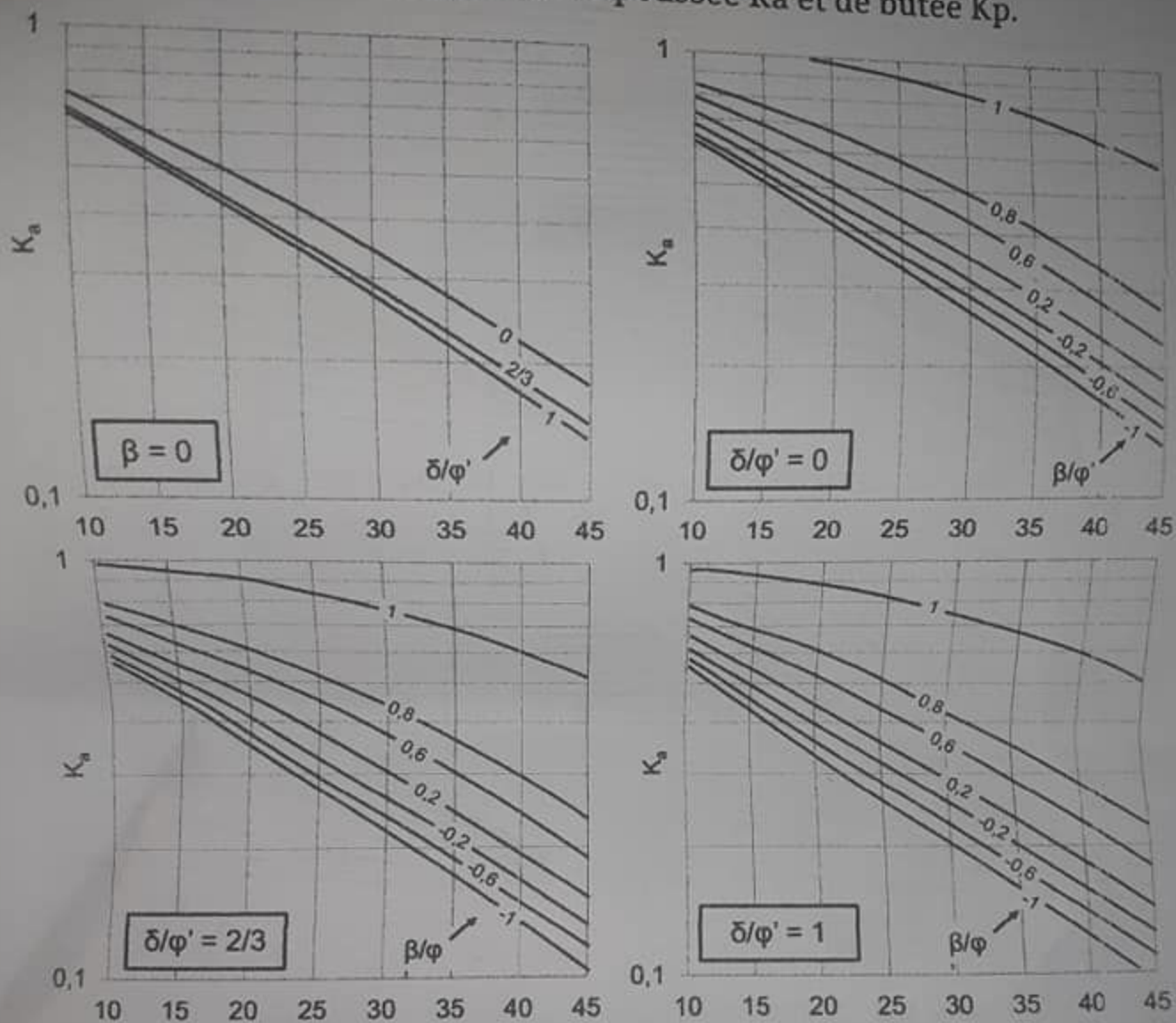


FIGURE C.7 Coefficients de poussée K_a en fonction de la rugosité δ et de l'inclinaison de la surface en amont du mur β

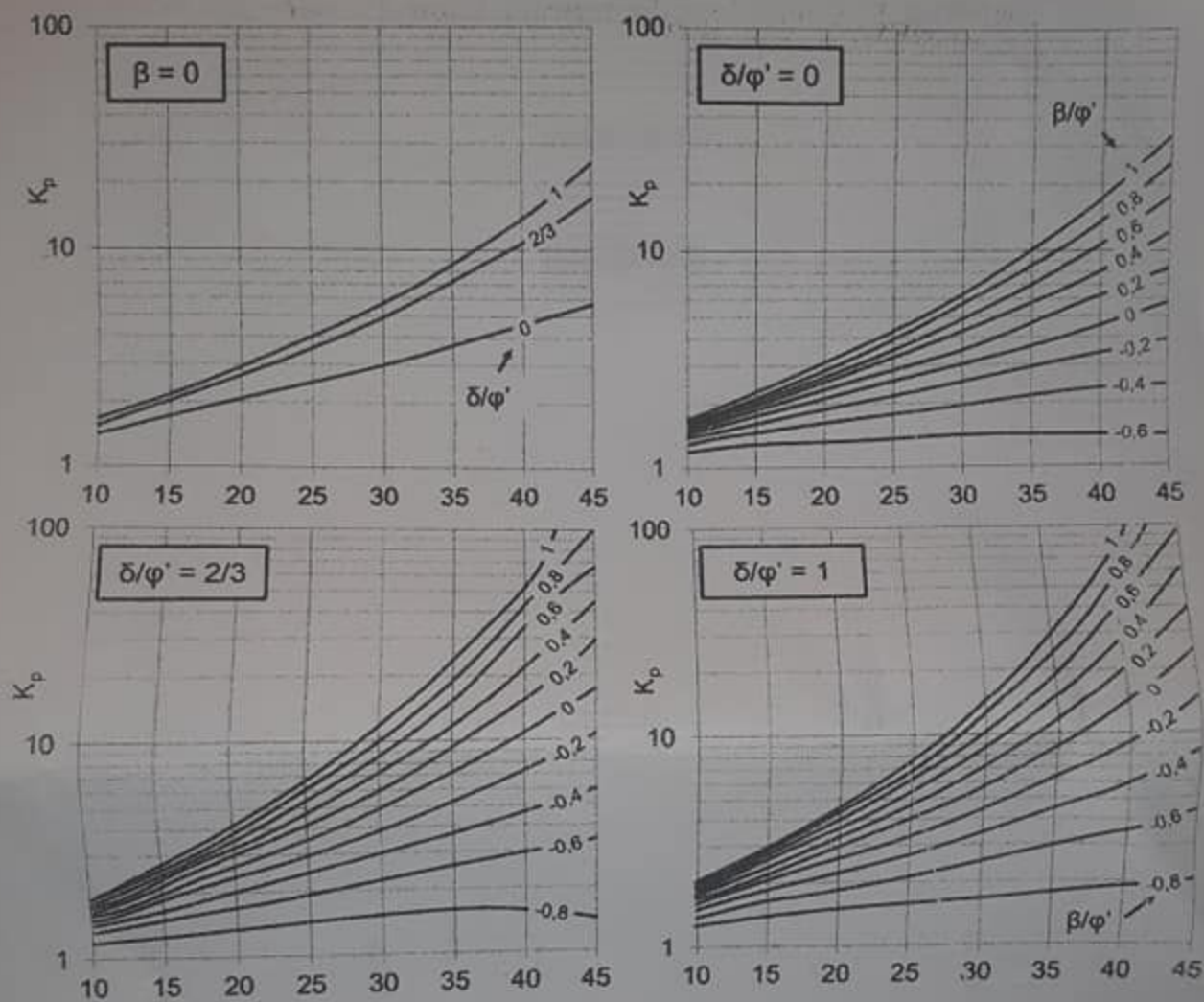


FIGURE C.8 Coefficients de butée K_p en fonction de la rugosité δ et de l'inclinaison de la surface en amont du mur β

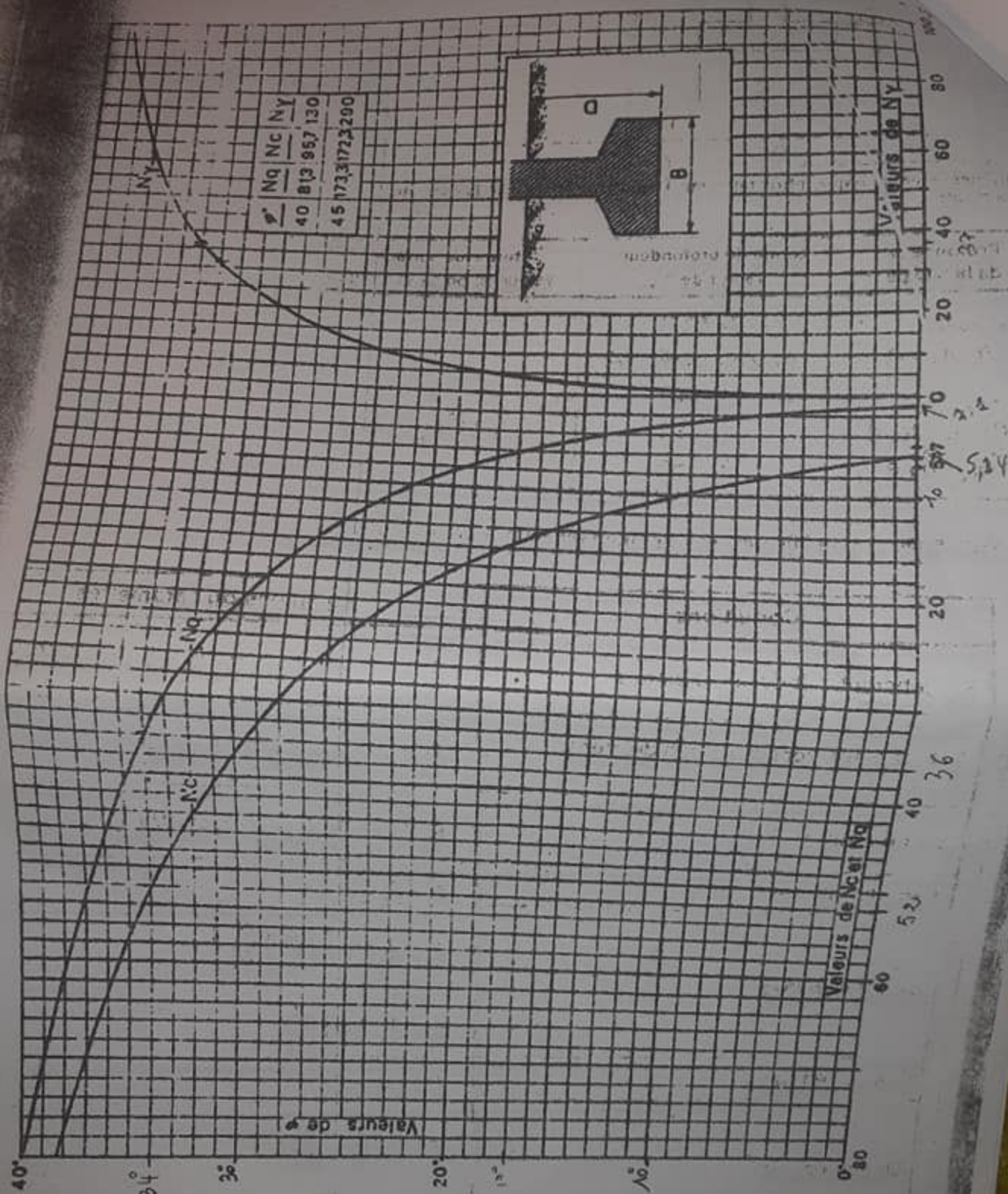


Figure 1 - NOTATIONS ET VALEURS DES FONCTIONS DE PORTANCE (D'APRES L'HERNIMIER)

D : ESCARTREMENT

B : LARGEUR

Les fonctions de portance Nc , Nq et Ny sont des fonctions de l'angle ϕ .

