LE COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES EN BORD DE PENTE

N.BAKIR ⁽¹⁾ ; J.GARNIER ⁽¹⁾ ; Y.CANEPA ⁽²⁾

⁽¹⁾Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - NANTES

⁽²⁾ Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées - MELUN

ABSTRACT

Different methods are available for a correct estimation of the bearing capacity of footings resting on level ground. But the behaviour of foundations near a slope is not well known. The results of a large series of tests carried out on the Nantes LCPC centrifuge are presented and compared with analytical solutions or experimental results of previous investigators. New coefficients are proposed for estimating the reduction in bearing capacity of footings adjacent to slopes.

1. INTRODUCTION

Différentes méthodes permettent de prévoir, de façon assez satisfaisante, la force portante de fondations établies sur sol horizontal et soumises à un chargement vertical centré.

Par contre le comportement des fondations établies à proximité d'une pente est moins bien connu, et de grandes incertitudes subsistent dans les méthodes de dimensionnement concernant les réductions de portance à appliquer dans ce cas de figure.

Des recherches ont été entreprises sur ce sujet dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées avec comme objectif de préciser les coefficients réducteurs de portance à prendre en compte pour des fondations situées en bord de pente, et d'établir si possible des abaques de calcul pour de telles fondations.

L'approche retenue a consisté à effectuer une étude bibliographique relativement exhaustive des méthodes de calcul et d'expérimentation existantes sur le sujet, à réaliser une importante série d'essais sur modèles centrifugés pour constituer une base de données de référence et à confronter aux données expérimentales les résultats obtenus avec les différentes méthodes proposées.

Dans cet article on présente les expérimentations réalisées sur la centrifugeuse de Nantes, les principaux résultats obtenus et les conclusions pratiques qui en découlent pour le dimensionnement des fondations superficielles établies en bord de pente.

2. LES ESSAIS SUR MODELES CENTRIFUGES

L'influence de différents paramètres sur la portance de fondations établies en bord de pente a été examinée :

- pente du talus β ,
- distance relative entre la fondation et la crête du talus d/B ,
- densité du sol d'assise,
- élancement L/B des fondations.

La figure 1 ci-dessous récapitule les notations adoptées dans cet article. On décrit par ailleurs dans ce paragraphe les principales conditions expérimentales

Fig. 1: Fondations en bord de talus - Notations

1. Description des fondations et des essais

Deux modèles réduits métalliques de semelles ont été utilisés pour ces expérimentations, l'un carré et l'autre d'élancement $L/B = 10$, et deux types d'essais ont été réalisés :

a) des essais en conditions bidimensionnelles sous une accélération centrifuge de 30G et 10G - avec des semelles rectangulaires enserrées entre deux plaques de verre (cf figure 2) - pour permettre une comparaison directe des résultats avec les méthodes théoriques, toujours limitées au cas bidimensionnel.

b) des essais en conditions tridimensionnelles sous une accélération centrifuge de 20G, plus proches des situations réelles.

Fig. 2 : dispositif de chargement

Le tableau 1 ci-dessous récapitule les dimensions des modèles utilisés et des prototypes testés. Précisons par ailleurs que pour tous les essais effectués, les fondations ont été posées en surface (encastrement nul) à une distance relative d/B inférieure ou égale à 4 et tous les chargements ont été effectués sous sollicitation verticale centrée. Enfin signalons que pour chaque cas examiné (sol et pente donnés) et chaque fondation testée, un ou plusieurs essais sur sol horizontal ont été effectués pour obtenir la portance expérimentale de référence.

Phases	Modèles réduits		Accélération centrifuge G	Prototypes	
	Largeur (mm)	Longueur (mm)		Largeur (m)	Longueur (m)
2.D	30	300	10	0.3	3
			30	0.9	9
3.D	50	50	20	1	1

Tableau 1: Géométrie des modèles et prototypes expérimentaux

2. Description des massifs et sols utilisés

Les expérimentations ont été effectuées sur des massifs de sable sec. Deux variétés de sables ont été utilisées. Leurs caractéristiques sont mentionnées dans le tableau 2 ci-dessous:

Sol	Origine	CU $\frac{d_{60}}{d_{10}}$	$\frac{(d_{30})^2}{d_{50} \cdot d_{10}}$	γ_s kN/m ³	$\gamma_{d \min}$ kN/m ³	$e_{\max}$	$\gamma_{d \max}$ N/m ³	$e_{\min}$	γ_d kN/m ³	Dr %	ϕ°
1	Fontaine-bleau blanc	1.54	$\cong 1$	26.5	13.9	0.9	16.6	0.60	16	81	35.2
2	Fontaine-bleau jaune	1.70	$\cong 1$	26.08	13.5	0.93	16.0	0.63	15	64	30.5
3	Fontaine-bleau jaune	1.70	$\cong 1$	26.08	13.5	0.93	16.0	0.63	16	100	35.5

Tableau 2 : Caractéristiques des sables utilisés

Pour la construction de ces massifs le sable a été mis en place dans le conteneur par pluviation. Cette méthode permet de contrôler la densité et l'homogénéité du matériau (Garnier et al, 1988). Deux états de densité, moyenne et dense ($\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$ et $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$) et trois valeurs de pente de talus ($\cotg \beta = 3, 2$ et 1.5) ont été testés.

3. Dispositif de chargement et instrumentation

La figure 2 montre le dispositif de chargement utilisé pour ces essais. La charge a été augmentée progressivement par paliers d'une durée de 5 minutes jusqu'à la rupture du sol d'assise. Durant toute la durée de l'essai l'effort appliqué à la fondation et les enfoncements de cette dernière ont été mesurés à l'aide de capteurs :

- un capteur de force TME à bras cisailés, équipés de jauges,
- deux capteurs potentiométriques MCB de course ± 50 mm.

3. LES RESULTATS OBTENUS EN CENTRIFUGEUSE

Cinquante cinq essais répartis sur 8 massifs ont été réalisés en 1990 et 1991 sur la centrifugeuse de Nantes. Les tableaux 3 et 4 ci-dessous récapitulent les caractéristiques de l'ensemble des essais effectués et les valeurs de pressions de rupture et tassements de rupture mesurées.

Dans ces tableaux nous avons par ailleurs fait figurer les coefficients réducteurs de portance expérimentaux $i\beta$ obtenus en faisant le rapport entre la pression de rupture mesurée pour une semelle située à une distance d du bord du talus et la pression de rupture de la même semelle établie sur sol horizontal (cf figure 3).

Sol	Pente	Niveau de G	Phase	γ_d kN/m ³	N° essai	$\lambda=d/B$	q_r kpa	S_r/B	i_B	q_r horiz	$\frac{\lg q_r}{\lg i_B}$
1	2/1	30 G	2.D	16.17	1-2	0	487	4.63	0.37	1315	1.41
					1-3	1	763	7.31	0.58		
					1-4	1	789	7.42	0.56		
					1-5	∞	1312	10.16	1.00		
					1-6	∞	1319	11.51	1.00		
	2/1	30.G	2.D	16.12	2-1	2	921	8.38	0.70	1315	1.41
					2-2	2	1039	8.39	0.79		
					2-3	4	1158	9.35	0.88		
					2-4	3	1158	10.02	0.88		
					2-5	1.5	789	7.79	0.60		
					2-6	1.5	881	7.56	0.67		
					2-7	0	368	3.03	0.28		
	3/1	30.G	2.D	16.10	3-1	0	672	6.13	0.53	1267	2.14
					3-2	0	735	5.48	0.58		
					3-3	1.5	1102	10.75	0.87		
					3-4	1.5	1064	9.67	0.84		
					3-5	3	1229	11.77	0.97		
					3-6	3	1216	9.95	0.96		
					3-7	∞	1267	11.66	1.00		
	3/2	30.G	2.D	16.39	4-1	0	299	2.65	0.24	1245	1.07
					4-2	0	300	3.49	0.24		
					4-3	1	660	5.89	0.53		
					4-4	1	573	5.47	0.46		
					4-5	3	934	9.47	0.75		
					4-6	3	1008	9.37	0.81		
					4-7	∞	1245	10.37	1.00		
	2/1	20.G	3.D	16.12	5-1	0	515	3.45	0.63	817	1.41
					5-2	0	531	4.25	0.65		
					5-3	∞	850	5.68	1.04		
					5-4	∞	629	4.82	0.77		
					5-5	∞	964	5.59	1.18		
					5-6	0	496	3.69	0.61		
					5-7	3	882	6.00	1.08		
					5-8	3	882	4.75	1.08		
	2/1	20.G	3.D	16.12	6-1	1	796	4.72	0.99	804	
					6-2	1	892	5.25	1.11		
					6-3	∞	804	5.72	1.00		
					6-4	∞	796	5.73	0.99		
					6-5	0.5	555	3.18	0.69		
					6-6	0.5	563	3.37	0.70		
					6-7	0.25	555	3.18	0.69		
					6-8	0.75	635	3.42	0.79		
					6-9	2.5	955	6.17	1.20		
	2/1	20.G	3.D	16.05	7-1	1	722	4.41	0.99	729	
					7-2	1	733	5.41	1.00		
					7-3	1.5	802	5.73	1.10		
					7-4	∞	729	5.86	1.00		
	3/1	30.G	2.D	16.15	8-1	∞	1180	9.20	1.00	1173	2.14
					8-2	∞	1162	8.35	1.00		
					8-3	0	610	5.95	0.52		
					8-4	0	551	6.27	0.47		
					8-5	1	704	6.74	0.58		
					8-6	1	750	8.27	0.64		
					8-7	1.5	891	8.66	0.76		
					8-8	1.5	785	8.86	0.57		

Tableau 3 : Tableau récapitulatif des principaux résultats obtenus sur du sable de Fontainebleau blanc

Sol	Pente	niveau de G	Phase	γ_d kN/m ³	N° essai	$\lambda=d/B$	q_r kpa	i_β	q_r horiz	$\frac{\lg q_r}{\lg B}$
3	2/1	10 G	2.D	15.97	1-1	0	327	1.00	341	1.43
					1-2	0	327	1.00		
					1-3	0	311	1.00		
					1-4	0	346	1.00		
					1-5	0	360	1.00		
					1-6	2	222	0.65		
					1-7	2	232	0.68		
	2/1	10 G	2.D	16.00	2-1	0	153	0.45	341	
					2-2	0	143	0.42		
					2-3	0	126	0.37		
					2-4	0	133	0.39		
					2-5	1	194	0.57		
					2-6	1	191	0.56		
					2-8	3	300	0.88		
2-9	3	249	0.73							
2	2/1	10 G	2.D	15.10	4-1	0	142	1.00	133	1.17
					4-2	0	124	1.00		
					4-3	0	44	0.33		
					4-4	0	45	0.34		
					4-5	2	96	0.72		
					4-6	2	93	0.70		
	2/1	10 G	2.D	14.92	5-1	0	139	1.00	144	
					5-2	0	147	1.00		
					5-3	0	146	1.00		
					5-4	1	71	0.49		
					5-5	3.5	121	0.84		
					5-6	3.5	115	0.80		
					5-7	1	66	0.46		

Tableau 4 : Tableau récapitulatif des principaux résultats obtenus sur du sable de Fontainebleau jaune

Figure 3 : Courbe de chargement type - Notations

L'évolution de ces coefficients en fonction de la distance relative de la fondation au bord du talus est représentée à titre indicatif sur les figures 4a, 4b et 4c ci-après pour des semelles filantes établies respectivement sur des talus taillés à 3/2 (*), 2/1 (+) et 3/1 ($\square$).

Figure 4: Semelles filantes non encastrées - Evolution de i_β

L'examen des résultats conduit aux remarques suivantes :

a) Toutes choses égales par ailleurs, la capacité portante q_r d'une fondation établie à proximité d'une pente augmente lorsque la distance relative d/B de cette fondation au bord du talus augmente. L'effet n'est plus sensible pratiquement pour des valeurs de d/B supérieures à 6.

b) Les essais effectués avec des sables différents à divers états de compacité ne mettent pas en évidence une influence du type de sable ni de l'effet de la densité sur l'évolution du coefficient réducteur de portance i_β comme le montre la figure 5 ci-dessous.

c) En terme de coefficient réducteur de portance i_β , L'effet d'un talus est plus faible dans le cas des semelles carrées que dans le cas des semelles filantes (figure 6).

Fig.5 : Effet du type de sable et de la densité

Fig.6 : Effet de la forme de la fondation

d) Le tassement relatif s_r/B à la rupture, toutes choses égales par ailleurs, croît avec la pression de rupture. Pour les sols testés il vaut approximativement $q_r/110$ (q_r en kPa et s_r/B en %) pour les semelles filantes et $q_r/150$ pour les semelles carrées.

4. CONFRONTATION AVEC D'AUTRES TRAVAUX EXPERIMENTAUX

Les résultats présentés ci-dessus (en terme de i_β) ont été comparés à d'autres résultats expérimentaux obtenus sur des modèles réduits en centrifugeuse ou lors d'essais en vraie grandeur. On présente dans ce paragraphe ces confrontations.

1. Essais sur modèles centrifugés

a) Essais de Gemperline (Bureau of Reclamation, Denver, USA).

Gemperline a réalisé 215 essais sur des modèles réduits en centrifugeuse de semelles établies à proximité immédiate d'un talus en amont de sa crête et a proposé à partir de ces essais des coefficients de réduction de portance tenant compte d'un très grand nombre de paramètres. Pour des semelles non encastrées il propose (Gemperline 1988) les formules suivantes :

- semelle filante

$$i_{\beta f} = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right]$$

- semelle rectangulaire

$$i_{\beta r} = i_{\beta f} \times \left\{ 1 + 0.6 \times B/L \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right] \right\}$$

Comme le montrent les figures 4a, 4b et 4c, les expressions proposées par Gemperline donnent des valeurs de coefficient i_β en très bon accord avec les valeurs expérimentales obtenues par le L.C.P.C et ce quelle que soit la pente du talus.

b) Essai de Kimura et al (Tokyo Institute of Technology, Japon).

Les résultats obtenus pour une pente de talus de 2/1 sont reportés sur la figure 7. On constate que les coefficients i_β sont proches de ceux obtenus au LCPC.

c) Essais de Terashi et al (Port & Harbour Research Institute, Japon).

Les résultats obtenus par ces auteurs pour une pente de talus de 2/1 sont reportés sur la figure 8. On relève là encore un très bon accord avec les résultats expérimentaux obtenus par le L.C.P.C à Nantes.

Fig.7 : Comparaison des résultats des essais LCPC avec ceux de Kimura

Fig.8 : Comparaison des résultats des essais LCPC avec ceux de Terashi

2. Essais en vraie grandeur

Les essais en vraie grandeur de semelles au voisinage de talus sont très rares. On dispose de quelques essais L.P.C effectués sur le site naturel de Labenne (sable de dune) avec des fondations carrées de 1m de côté (Canepa 1991) et des expériences sur des fondations filantes de 0.3m et 0.6m de large réalisées par D.Shields et G.Bauer sur des massifs de sable reconstitués par pluviation (Bauer 1981; Shields 1977).

Les figures 9 et 10 montrent qu'il y a une concordance correcte entre les résultats des essais sur modèles réduits centrifugés et des essais en vraie grandeur, avec toutefois une dispersion assez forte des résultats des essais sur modèles réduits dans le cas des fondations carrées.

Fig. 9 : Comparaison avec les résultats d'essais sur site (semelles carrées)

Fig. 10 : Comparaison avec les résultats d'essais sur site (semelles filantes)

5. COMPARAISON AVEC LES PRINCIPALES REGLES DE DIMENSIONNEMENT

Les résultats obtenus ont été confrontés avec les méthodes théoriques de calcul en équilibre limite de blocs, proposées par différents auteurs et les règles actuelles de dimensionnement pressiométriques (Projet de Fascicule 62 ; Canepa 1980; Baguelin 1978).

Les méthodes théoriques citées ci-dessus (Bakir 1992) ne conduisent pas à des résultats en accord avec ceux des approches expérimentales. Les différences portent sur plusieurs points comme, par exemple, l'influence de l'état du sol sur le coefficient i_β et la valeur des réductions de portance observées.

Pour ce qui est des règles de calcul pressiométriques, nous avons effectué la confrontation avec la méthode proposée par Baguelin et al, et avec celle préconisée dans le projet de fascicule 62. Sur la figure 11 nous avons reporté les résultats expérimentaux concernant les semelles filantes établies à proximité de talus taillés à 2/1 ainsi que les coefficients réducteurs de portance i_β découlant des deux méthodes précédentes.

La première (Baguelin 1978), comme on peut le voir, conduit à des valeurs légèrement trop fortes au voisinage immédiat du talus et trop faibles pour des distances relatives d/B supérieures à 2. Pour des distances d/B supérieures à 6, pour lesquelles les expériences ont montré que la pente n'avait pratiquement plus d'influence sur la portance, le coefficient $i\beta$ proposé dans cette méthode reste voisin de 0.8.

La seconde méthode (Projet de Fascicule 62), conduit à des écarts entre les valeurs théoriques et expérimentales de $i\beta$ encore plus importants et se révèle être très pénalisante. Pour le cas particulier illustré sur la figure 11 par exemple, on constate que les rapports entre les données expérimentales et les données théoriques sont compris entre 1.5 et 2.

Fig 11: Comparaison de l'ensemble des résultats expérimentaux avec les règles pressiométriques - Semelles filantes - Pente 2/1

6. NOUVELLE PROPOSITION L.C.P.C.

L'expression de Gemperline, malgré sa bonne concordance avec les résultats expérimentaux, présente certains inconvénients :

- a) d'une manière générale, elle surestime la portance pour les fondations en bord de talus ($d/B = 0$).
- b) au voisinage du talus, l'allure de la variation de l'expression proposée (cf figure 4) n'est pas correcte (Garnier et Shields, 1989).

Pour un meilleur calage sur les résultats expérimentaux, nous proposons d'exprimer le coefficient réducteur de portance i_β par la formule suivante :

$$d/B \leq 6$$

$$i_\beta = 1 - (1.8 \operatorname{tg} \beta - 0.9 (\operatorname{tg} \beta)^2) [1 - (d/B)/6]^2$$

$$d/B \geq 6$$

$$i_\beta = 1$$

La figure 12 ci-dessous montre, dans le cas particulier de semelles filantes établies à proximité de talus taillés respectivement à 3/1, 2/1 et 3/2, le calage de cette nouvelle expression par rapport aux données expérimentales.

Il est d'autre part important de noter que cette expression n'a actuellement été vérifiée que pour des sols pulvérulents secs et pour des talus dont la stabilité sans surcharge est, en terme de rapport $\operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \beta$, supérieure à 1.3.

Pratiquement, il convient donc de limiter son domaine d'application à des talus présentant une stabilité sans surcharge au moins égale à celle mentionnée ci-dessus.

Par ailleurs indépendamment des problèmes de réduction de portance, un certain nombre de dispositions constructives sont à respecter pour l'établissement de fondation en bord de pente. Ces règles simples sont rappelées ci-dessous:

- protection, si besoin est, des talus contre les érosions superficielles pour assurer leur pérennité géométrique dans le temps (perré,...),
- établissement des semelles à une distance minimale du bord fonction du cas de figure considéré (cf Projet de Fascicule 62, par exemple pour les fondations d'ouvrages d'art..).

7. CONCLUSIONS

Les enseignements apportés par les recherches expérimentales entreprises dans le réseau LPC sur le comportement des fondations superficielles établies en bord de pente sont les suivants :

- les réductions de portance obtenues sont en bon accord avec les autres travaux expérimentaux entrepris sur ce sujet;

- les méthodes d'équilibre limite de blocs proposées à ce jour par différents auteurs ne permettent pas de retrouver les résultats expérimentaux;

- les coefficients empiriques de réduction de portance disponibles actuellement ne sont pas satisfaisants ;

- un meilleur calage avec les données expérimentales est obtenu par l'expression suivante (cf figure 13) :

$$d/B \leq 6$$

$$i\beta = 1 - (1.8 \operatorname{tg} \beta - 0.9 (\operatorname{tg} \beta)^2) [1 - (d/B)/6]^2$$

$$d/B \geq 6$$

$$i\beta = 1$$

- aucune validation expérimentale n'existe pour ces problèmes dans le cas des massifs de sols cohérents.

Figure 12: Comparaison des résultats expérimentaux avec les propositions L.C.P.C - Semelles filantes - Pentes 3/1, 2/1 et 3/2.

Fig. 13: Coefficients réducteurs de portance $i\beta$ proposés pour différentes pentes de talus 3/1, 2/1, 3/2 et 1/1.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1) Baguelin, F., et Jezequel, F. (1978). "The pressometer and foundation engineering." Serie on Rock and Soil Mechanics., Vol. 2, N°4, 292-300.
- (2) Bakir, N.E. (1992). Thèse à paraître.
- (3) Bauer, G. E., Shields, D. H., Scott, J. D., et Gruspier, J.E. (1981). "Bearing Capacity of Footings in Granular Slopes." 10th ICSMFE., Stockholm, IL, 33-36.
- (4) Canepa, Y. (1980). "Les fondations sur talus. Dimensionnement - calcul pratique." Rapport interne Laboratoire des Ponts et Chaussées., Melun.
- (5) Canepa, Y., et Depresle, D. (1991). Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur site par les L.P.C.
- (6) Garnier, J., et Cottineau, L.M. (1988). "La centrifugeuse du LCPC. Moyens de préparation des modèles et instrumentation." Centrifugeuse 88., Paris, 83-92.
- (7) Garnier, J., et Shields, D. (1989). "Foundations at the top of slopes." Proc., ICSMFE., Rio 1989, DE Mello Volume, 411-422.

- (8) Gemperline, M. C. (1988). "Centrifugal modelling of shallow foundations." ASCE. 1 1988, Spring convention Nashville, Tennessee.
- (9) Kimura, T., Kusakabe, O., et Saitoh, K. (1985). "Geotechnical model tests of bearing capacity problems in centrifuge." *Géotechnique* 35., N 1, 33-45.
- (10) Projet de fascicule 62 titre V. (1989). "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil."
- (11) Shields, D. H., Scott, J. D., Bauer, G.E., Deschenes, J.H., et Barsvary, A.K. (1977). "Bearing Capacity of Foundations Near Slopes." *Proc. 9th ICSMFE.*, Tokyo, I, 715-720.
- (12) Terashi, M., et Kitazume, M. (1987). "Bearing Capacity of Foundations on Top of Slopes." *8th Asian Regional Conf. on SMFE.*, Kyoto, Japan.