

Action réciproque entre la structure et le sol de fondation

Autor(en): **Rabinovici, A.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **96 (1970)**

Heft 9

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70848>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Action réciproque entre la structure et le sol de fondation ¹

par Dr A. RABINOVICI, ing. civil dipl., Bureau d'ingénieurs BALZARI BLASER SCHUDEL, Berne

Introduction

A la base d'une fondation superficielle qui transmet au sol les charges de la construction, agit la pression de contact.

Cette pression de contact est une charge qui sollicite à la fois la fondation du bas vers le haut et le sol du haut vers le bas. La fondation forme avec la superstructure un système en équilibre statique que nous appellerons structure (fig. 1). Agissant à la surface du sol, la pression de contact engendre des contraintes dans la profondeur du massif du sol, et, par conséquent, des déformations se produisent. Comme les déformations sont fonction des rigidités ainsi que des constantes des matériaux, il est évident qu'il existe une interdépendance entre la structure et le sol, de laquelle dépendra la distribution de la pression de contact.

Dans la pratique, il est encore d'usage de calculer séparément la fondation et la superstructure. On admet que la superstructure repose sur des appuis non déformables, que les charges sont transmises à la fondation par des articulations. Quant au sol, on fait usage du taux de travail admissible et on admet une pression de contact uniformément répartie.

En réalité, une construction forme un tout, une unité au sein de laquelle les différentes parties exercent une action réciproque. Saisir cette influence réciproque sous tous ses aspects ainsi que l'exprimer quantitativement n'est pas tâche facile. En effet, les facteurs qui régissent l'interaction sont nombreux et de nature complexe. Il suffit de penser à l'irrégularité des structures, aux systèmes hyperstatiques et aux caractéristiques du sol pour douter de l'utilité de l'action réciproque.

Malgré la complexité du problème, on peut néanmoins poser quelques jalons pour se guider, juger et interpréter les aspects de l'interaction. L'analyse de ces aspects fait l'objet de cette publication.

1. Le problème de l'action réciproque structure-sol

Afin de mettre en évidence l'interdépendance structure-sol, examinons l'exemple suivant. Soit une construction dont la superstructure considérée rigide repose sur quatre

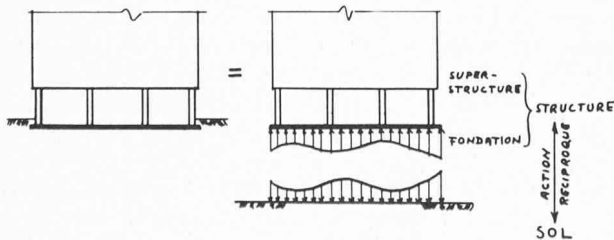


Fig. 1. — Action réciproque structure-sol.

¹ Exposé présenté lors des Journées d'études sur des problèmes intéressant les ingénieurs, organisées à Zurich les 18-19 octobre 1969 par le Groupe professionnel des ponts et charpentes de la SIA.

pilliers. Les piliers transmettent les charges au sol par l'entremise d'un radier (fig. 2). Il s'agit d'un problème unidimensionnel (la longueur de la construction dépasse plusieurs fois sa largeur).

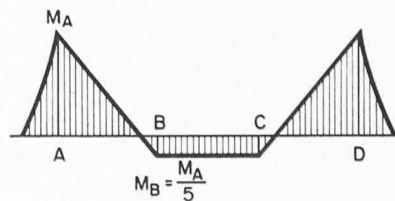
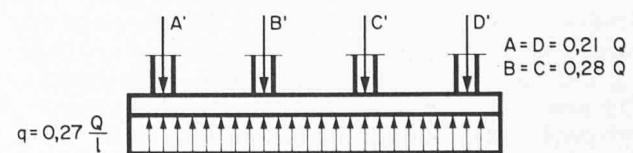
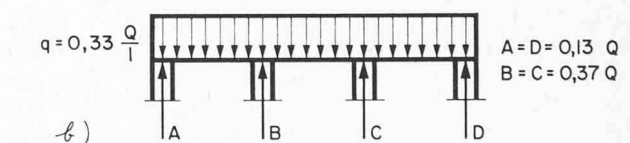
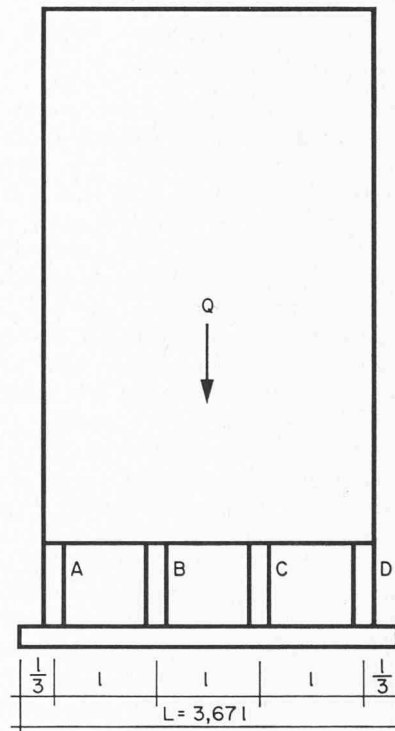


Fig. 2. — a) Section transversale d'une construction dont la superstructure est considérée rigide. b) Systèmes de charges et réactions d'appui.

En admettant que la superstructure est une poutre sur appuis rigides, on obtient les réactions des piliers :

$$A = D = 0,13 Q ; B = C = 0,37 Q$$

Si on suppose, pour simplifier, que la pression de contact sous la dalle de fondation est uniforme, on peut calculer également les réactions d'appuis. On constate que les valeurs obtenues diffèrent de celles obtenues auparavant. Ceci provient du fait que le système des charges d'en haut ne coïncide pas avec le système des charges d'en bas. Soulignons que nous n'avons pas tenu compte des tassements des piliers, ou bien nous supposons que ces tassements sont uniformes.

Ceci peut se produire dans deux cas :

- quand la fondation est rigide ;
- quand la superstructure, par sa rigidité, oblige les piliers à tasser uniformément.

Examinons de près le mécanisme des tassements, et surtout celui des tassements différentiels dans les deux cas :

Sous l'influence des charges, la surface du sol se déforme et prend l'aspect d'une « cuvette » de tassement. Ceci est dû au fait que le massif du sol se comporte comme un semi-espace continu d'une part, et à la concentration des charges dans la zone des piliers intermédiaires de l'autre.

Dans le premier cas, la fondation, par sa rigidité, a la capacité d'égaliser les déformations du sol et d'assurer un tassement uniforme de la construction entière.

Dans le deuxième cas, la fondation est souple et l'égalisation des tassements incombe à la superstructure qui, par sa rigidité et par les liaisons avec la fondation, oblige tous les piliers à tasser uniformément. Cela implique une « suspension » partielle de la fondation dans la superstructure par l'entremise des piliers. Cette opération se fait par un transfert de charges de la zone centrale vers les extrémités. Par la suspension partielle des piliers intermédiaires, la superstructure est sollicitée par des charges concentrées supplémentaires et fonctionne pratiquement comme une poutre appuyée sur les piliers extrêmes. Les contraintes qui résultent de cette charge s'ajoutent aux contraintes qui proviennent du calcul initial (poutre continue sur appuis indéformables). Ces considérations sont représentées schématiquement sur la figure 3.

La superstructure rigide est constituée par une paroi porteuse appuyée sur 4 piliers. S'il n'y a pas de tassements différentiels (appuis indéformables), la paroi peut être assimilée à une succession d'arcs dont la hauteur $h \sim l$. Dans la mesure où des tassements différentiels peuvent se produire, la paroi sera sollicitée par des charges supplémentaires sur une portée égale à $3l$. La hauteur de l'arc augmentera en conséquence comme la figure 3 le montre. L'influence de ces charges supplémentaires se reflétera également dans les moments de flexion qui peuvent correspondre à un des diagrammes mentionnés.

2. Mécanisme de déformabilité du sol

Il s'ensuit d'une manière générale de ce qui précède, que le comportement du sol intervient dans le jeu des efforts de la structure. Il faut donc examiner comment se déforme le sol et quelles sont les lois contraintes-déformations auxquelles il obéit, ou plutôt doit obéir. Pour cela, deux modèles mécaniques ont été définis. Ces modèles nous permettront de résoudre le problème principal de la statique des fondations, à savoir la répartition des pressions de contact. La figure 4 représente schématiquement le principe de ces deux modèles.

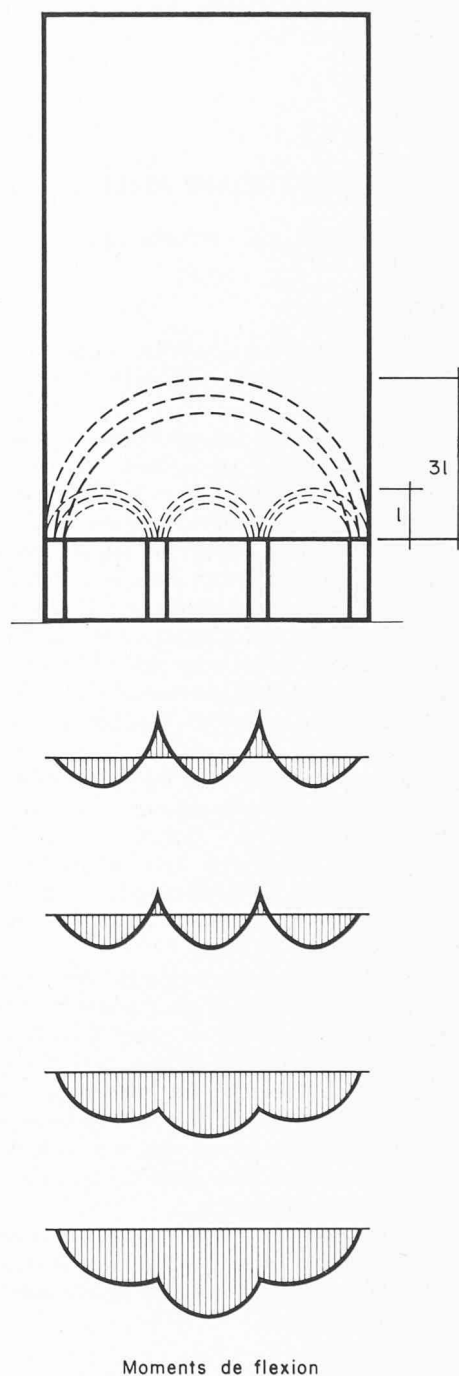


Fig. 3. — Influence possible des tassements différentiels sur les trajectoires et sur les moments de flexion d'une paroi porteuse (superstructure rigide).

Selon Winkler, le sol est assimilé à une série de ressorts isolés et indépendants. La loi contrainte-déformation est donnée a priori : le rapport de ces deux grandeurs est constant et s'appelle coefficient de raideur (Bettungsziffer). Par conséquent, la déformation a un caractère local : elle se produit uniquement sous la surface chargée. Ce modèle exclut donc la continuité de la déformation d'un ressort à l'autre par l'entremise des efforts de cisaillement.

Le deuxième modèle — dit « modèle de Boussinesq », admet la loi contrainte-déformation d'un semi-espace élastique continu et isotrope. Ce semi-espace est caractérisé par un module de déformabilité (Steifeziffer) et par le coefficient de Poisson. La continuité de la déformation est assurée également en dehors de la surface chargée.

Il est évident que ces deux modèles idéalisent la nature réelle du sol. Le modèle de Winkler a l'avantage de simplifier le traitement mathématique du problème. Le modèle de Boussinesq semble donner satisfaction quant au mécanisme de déformation ; mais il se heurte à des difficultés mathématiques.

Actuellement, on tend plutôt à adopter le modèle de Boussinesq comme base d'étude de la pression de contact et de l'interaction structure-sol. La raison de ce choix réside dans la signification physique et dans la détermination des constantes. Le coefficient de raideur a les dimensions d'une densité ; le sol aurait donc les propriétés d'un liquide. D'autre part, le coefficient de raideur varie avec la surface de la fondation. Le module de déformabilité est une grandeur plus proche des concepts de l'ingénieur et peut être déterminée par des essais géotechniques.

Il est difficile de trancher la question quant au choix de la méthode de calcul basée sur l'un ou l'autre de ces modèles. De nombreux procédés ont été développés et sont utilisés dans la pratique. En général, on peut dire que ce n'est pas la méthode de calcul qui fait défaut, ce sont plutôt les hypothèses de départ et les valeurs des coefficients qui doivent convenir au problème spécifique. C'est ainsi que les résultats obtenus par une méthode de calcul basée sur le coefficient de raideur seront satisfaisants, s'il s'agit de fondations étroites, de charges concentrées et éloignées.

3. Fondation souple et rigide. Pressions de contact et moments de flexion

En adoptant le modèle de Boussinesq, nous nous proposons d'examiner le cas de la dalle circulaire sollicitée par une charge uniformément répartie et appuyée sur un sol de module de déformabilité donné. Deux cas extrêmes seront considérés : une dalle très mince et une dalle très épaisse (figure 5). La dalle mince se plie facilement aux exigences de déformation du sol et suit la cuvette des tassements. La dalle épaisse par contre, s'impose par sa rigidité et oblige le sol à égaliser la cuvette et à tasser uniformément. Pour y parvenir, le sol se décharge dans la zone centrale et concentre les efforts aux périphéries.

Théoriquement, la pression de contact au bord est infiniment grande. Pratiquement, ce n'est pas possible, car la résistance du sol est bien limitée. Au bord se forment des zones plastiques et il y aura une redistribution des pressions.

Il est important de noter que la répartition des pressions de contact sous la dalle rigide ne dépend pas des charges sollicitant la dalle, à condition que ces charges soient symétriquement disposées.

On notera encore que, pour des charges réparties et avec l'hypothèse d'un sol se comportant selon le modèle de Winkler, il n'y a ni tassements différentiels ni moments de flexion. C'est le cas, par exemple, de la base d'un réservoir.

4. Rigidité du système fondation-sol. Détermination de la section utile

Pour que la notion de « rigidité d'une fondation » ait une valeur pratique, elle doit être exprimée quantitativement. Soit une dalle de fondation d'épaisseur constante h appuyée sur un sol de module de déformabilité E_s (fig. 6). A chaque point de contact, la déformation de la dalle est égale à la déformation du sol ($\nu_{\text{FOND.}} = \nu_{\text{SOL.}}$).

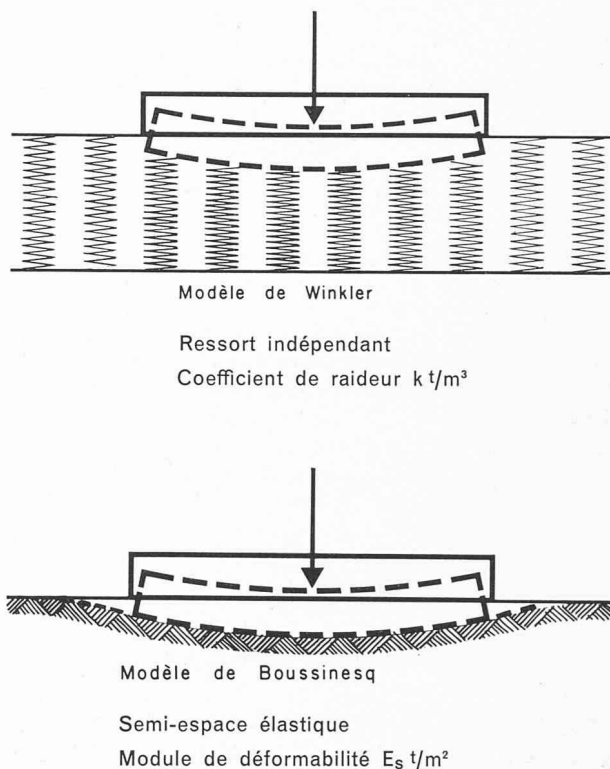


Fig. 4. — Mécanismes de déformabilité du sol.

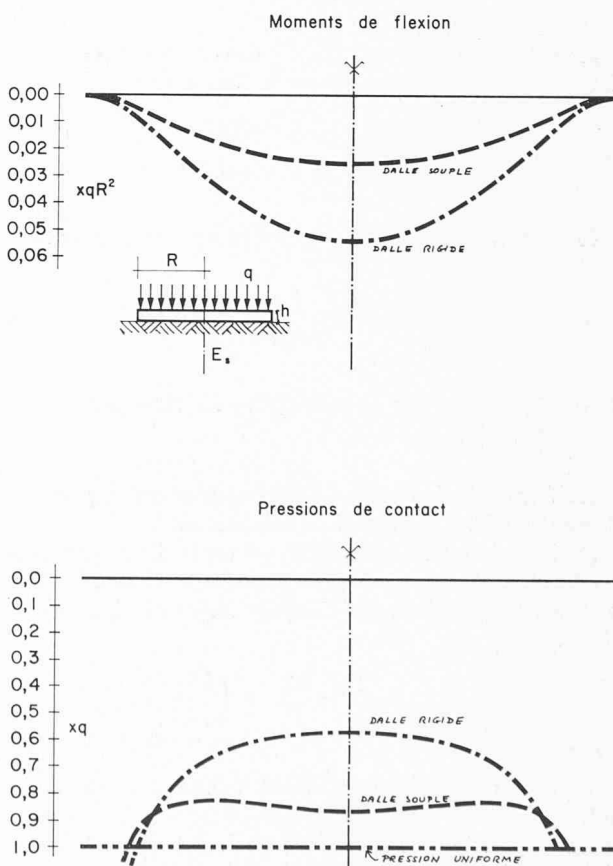


Fig. 5. — Fondation circulaire sollicitée par une charge uniformément répartie. Pressions de contact et moments de flexion.

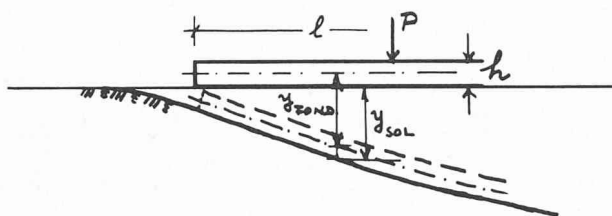


Fig. 6. — Le système fondation-sol. Relations de base.

Les déformations d'une fondation de dimensions $l \times b$, sollicitée par un système de charge donné, s'expriment par la relation

$$y_{\text{FOND.}} = \frac{1}{D} f(l, b, P \dots) \quad (1)$$

$$D = \frac{E_b \times h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

D = rigidité de la fondation

Les déformations du sol s'expriment en fonction de la rigidité du sol N et des contraintes σ_z induites dans le massif du sol par la surface chargée $l \times b$.

$$y_{\text{SOL}} = \frac{1}{N} f(l, b, \sigma_z \dots) \quad (2)$$

$$N = \frac{E_s}{2(1 - \mu_s^2)}; N = \text{rigidité du sol.}$$

Dans les relations (1) et (2), les parenthèses représentent des quantités constantes. On peut donc écrire :

$$y_{\text{FOND.}} \times D = \text{const.}$$

$$y_{\text{SOL}} \times N = \text{const.}$$

En remplaçant D et N par leurs expressions, on obtient

$$\frac{2D}{E_s} = \text{const.} \left(\frac{tm}{(t/m^2)} = m^3 \right) \quad (3)$$

d'où $\sqrt[3]{\frac{2D}{E_s}} = L$; L = Longueur élastique (m).

La longueur élastique est une grandeur qui exprime le degré de rigidité d'un système fondation-sol.

Divisons la relation (3) par $l^3/2$ (l est la dimension de la fondation dans le sens de la flexion), on obtient une grandeur sans dimensions qui s'appelle *indice de rigidité relative* s .

$$\frac{2D}{E_s \times l^3/2} = \frac{1}{3} \times \frac{E_b}{E_s} \times \left(\frac{h}{l} \right)^3 = s$$

L'indice s caractérise également un ensemble fondation-sol.

Des expressions de L ou de s , on déduit que, une fondation d'épaisseur et de dimensions données aura des raideurs différentes selon le module de déformabilité du sol sur lequel elle repose. On constate également que, à une

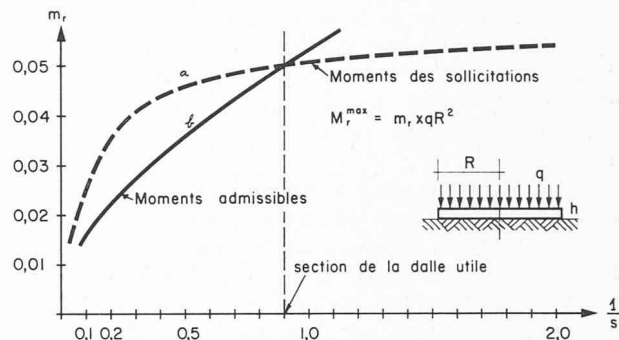


Fig. 7. — Moment de flexion maximum en fonction du rapport l/s pour une fondation circulaire sollicitée par une charge uniformément répartie.

seule valeur de L ou de s correspondent plusieurs systèmes fondation-sol. L'expression de toutes les grandeurs statiques en fonction de L ou de s a un avantage pratique.

Pour illustrer ce qui précède, nous reprenons le cas de la dalle circulaire sollicitée par une charge uniformément répartie.

La table I donne les valeurs du moment maximum pour différentes valeurs de s [1]¹.

Table I

s	0,5	1	2	3	5	10
\overline{M}_r	0,054	0,051	0,046	0,042	0,035	0,025

$$M_r^{\text{max}} = \overline{M}_r \times q \times r^2$$

Les mêmes résultats sont exprimés graphiquement par la courbe a sur la figure 7.

La courbe a appelée *courbe des sollicitations* s'approche asymptotiquement du moment qui correspond à la dalle parfaitement rigide. Sur la même figure est donnée également la *courbe des moments admissibles* (courbe b).

Elle est déterminée pour chaque valeur l/s de la fondation et elle est fonction des contraintes admissibles du béton et de l'acier.

Les courbes a et b s'entrecroisent en un point qui correspond à la *section utile*. Dans bien des cas, la section utile se trouve dans la région des dalles rigides.

Il est instructif de voir la variation de la longueur élastique L par rapport au rayon r de la dalle de fondation pour différentes valeurs de raideur l/s . Ceci est représenté sur la figure 8.

Au fur et à mesure que la dalle devient plus rigide, L augmente. La dalle parfaitement rigide aura une longueur élastique égale au rayon. La dalle souple aura une longueur élastique d'à peu près $1/3$ du rayon. Donc, les longueurs élastiques renseignent sur le degré de rigidité et par conséquent, sur la répartition probable des pressions de contact.

L'utilité de la longueur sera illustrée plus loin par un exemple.

¹ Les numéros entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

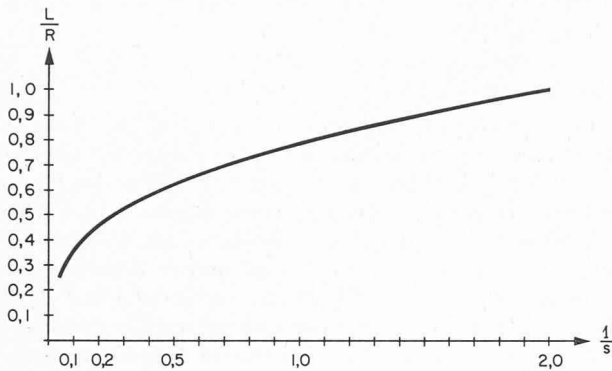


Fig. 8. — Variation du rapport $\frac{L}{R}$ en fonction de l/s pour une dalle circulaire sollicitée par une charge uniformément répartie.

5. Influence de la rigidité de la superstructure

Il a été précédemment démontré que les grandeurs statiques sont fonction de la raideur d'une fondation par rapport au sol sur lequel elle repose. Par les liaisons qui existent entre la fondation et la superstructure, cette dernière intervient dans la répartition des pressions de contact sous la fondation. Le résultat de cette intervention exprime l'interaction entre la structure et le sol et se manifeste par des transferts des charges entre les éléments porteurs et par des sollicitations supplémentaires parasites dans l'ensemble de la construction [2].

Dans les cas réels, déterminer le degré de rigidité de la superstructure reste toujours une tâche très délicate. Nous disposons de méthodes analytiques et de procédés de calcul pour les structures régulières, des cadres par exemple. Dans les autres cas, on recommande, compte tenu de la nature du projet et des simplifications inévitables, de choisir entre les deux extrêmes d'une superstructure souple et d'une fondation rigide, ou vice versa. En analysant les résultats ainsi obtenus, on peut juger et interpréter l'importance des coefficients qui entrent en jeu et des conséquences qui en découlent. Par ailleurs, le problème ne doit pas être confiné aux calculs. Par des dispositions constructives adéquates, on peut intervenir dans l'action de l'ensemble de la structure et obtenir des systèmes satisfaisants. Saisir intuitivement la nature des choses est valable dans ce domaine comme ailleurs. C'est ainsi, par exemple, que la base d'un réservoir conçue comme une membrane se pliera plus facilement aux exigences du sol qu'une base bien rigide fortement sollicitée.

Nous avons vu auparavant que la détermination par le calcul de la rigidité de la superstructure est malaisée. Un autre moyen serait de la déterminer à partir des tassements mesurés sur des constructions exécutées. Des tentatives ont été faites dans ce sens [3]. L'idée est la suivante : on mesure les tassements d'une construction posée sur un sol de module de déformabilité connu. On obtient ainsi la cuvette de déformation du sol. Ensuite, pour le système de charges donné, on détermine la hauteur d'une fondation qui remplace la structure de façon que ses déformations concordent avec les déformations du sol.

Ce procédé a été appliqué à quelques immeubles locatifs et commerciaux de dix-huit étages. Ce sont des constructions conventionnelles de dimensions d'environ 20×30 m en plan, appuyées sur un sol sableux par l'entremise d'un radier général.

Pour mieux interpréter le comportement de ces constructions, on a mesuré les tassements aux différents stades de la construction.

Puisque les enseignements tirés sont intéressants, ils seront brièvement résumés :

- au fur et à mesure que les travaux avançaient, les tassements différentiels diminuaient progressivement, c'est-à-dire que la cuvette des déformations s'aplatissait. Cela signifie que le moment d'inertie de la structure augmentait avec l'accroissement du nombre d'étages. Cependant, l'augmentation du moment d'inertie dépend de la répartition et de la continuité des éléments porteurs :
Si les éléments porteurs sont continus dans les premiers étages (par exemple des voiles), le moment d'inertie reste constant malgré les étages supérieurs. Par contre, s'il n'y a pas de continuité des éléments porteurs, on constate une augmentation progressive et continue des moments d'inertie.
- En ce qui concerne la rigidité de la structure par rapport au sol, on a constaté que les immeubles du genre mentionné plus haut possèdent une rigidité relative intermédiaire entre les cas extrêmes, c'est-à-dire rigidité parfaite et souple.
- Une autre observation découle de l'interprétation des mesures : la raideur réelle des constructions en ossature est de loin inférieure à la raideur théorique.

Un dernier aspect mérite notre attention : il s'agit des propriétés rhéologiques du béton et du sol, qui jouent un rôle dans le développement des tassements différentiels [4] [5].

Si le sol de fondation est perméable, tels le sable et le gravier, les tassements se produisent essentiellement en cours de construction lorsque le béton est encore relativement jeune et a donc une grande vitesse de fluage.

Ce fait a permis de constater que, durant les premiers mois, la courbure de la ligne de déformation de la construction se développe plus vite que les tassements maxima. Le béton étant encore jeune, cette courbure provoque des sollicitations dans les liaisons de la superstructure avec la dalle. Par contre, dans les sols peu perméables comme les argiles, les tassements sont fortement retardés et ils peuvent se produire à un âge du béton où la capacité et la vitesse de fluage ont déjà beaucoup diminué.

6. Exemples numériques

6.1 Radier général sollicité par des charges ponctuelles

Le radier général est un type de fondation couramment utilisé. Il constitue le cas de la dalle de fondation de grande étendue et d'épaisseur constante reposant sur un sol de module de déformabilité donné (fig. 9).

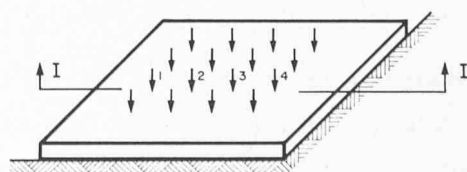


Fig. 9. — Radier sollicité par un réseau régulier de poteaux.

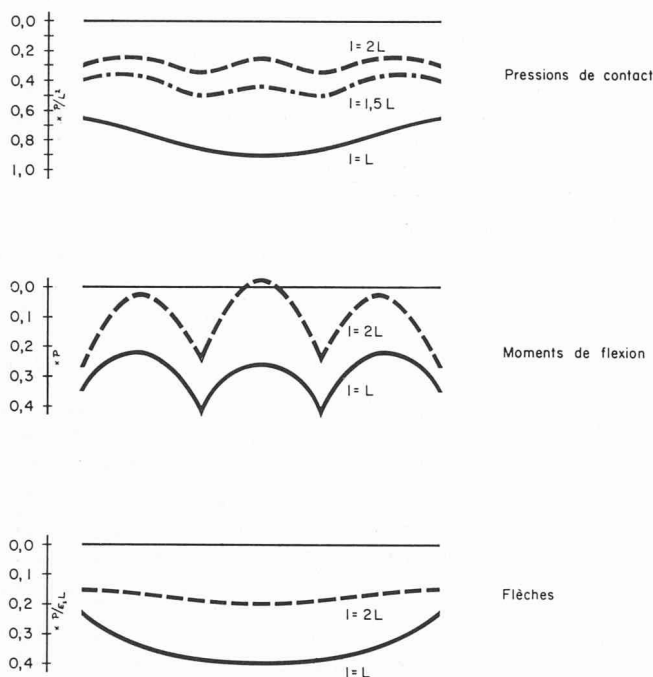
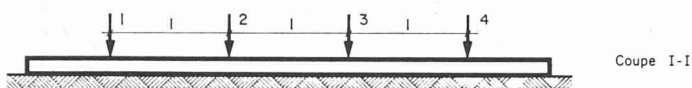


Fig. 10. — Pressions de contact, moments de flexion et flèches dans une coupe en travers des piliers sollicitant un radier.

Dans la pratique, le calcul du radier comme dalle-champignon renversée est encore d'usage. De ce point de vue, les caractéristiques du sol n'interviennent pas dans les grandeurs statiques. Cependant, la distribution des pressions de contact dépend fortement de la rigidité du système fondation-sol. Dans cet exemple, l'importance pratique de la longueur élastique sera mise en évidence. La méthode de calcul est basée sur le cas fondamental de la charge concentrée sollicitant une dalle de grande étendue.

Les grandeurs statiques sont exprimées en fonction de la longueur élastique en chaque point de la dalle :

$$\text{Pression de contact : } p = \frac{P}{L^2} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\text{Moment de flexion : } M = \bar{M} P \text{ (tm/m)}$$

$$\text{Effort tranchant : } N = \bar{N} \frac{P}{L} \text{ (t/m)}$$

$$\text{Flèche : } w = \bar{w} \frac{(1 - \mu_0^2) P}{L^2}$$

Les coefficients sans dimensions \bar{p} , \bar{M} , \bar{N} et \bar{w} sont fonction de la distance $\frac{x}{L}$ du point d'application de la charge P .

Si plusieurs charges agissent sur le radier, les grandeurs statiques en un point donné s'obtiennent en superposant les influences de ces charges au point considéré.

Dans la solution du problème, deux aspects pratiques ont été envisagés :

- le choix du module de déformabilité du sol E_s ;
- la section utile de la fondation.

Comme dans tout problème de fondation, il est difficile d'admettre une valeur unique, définitive du module du sol. Il serait judicieux d'admettre une valeur inférieure ainsi qu'une valeur supérieure comme grandeurs plausibles et d'observer la variation des grandeurs statiques dans cet intervalle. L'épaisseur du radier est donnée à priori dans certains cas et pour des raisons constructives ; dans d'autres cas, elle est recherchée pour un module E_s donné. Il s'agit plutôt d'une analyse qui permet d'étudier la variation des grandeurs statiques dans l'intervalle des rigidités choisi. Une telle analyse est représentée sur la figure 10.

Admettons que la raideur du système fondation-sol soit exprimée par deux valeurs extrêmes de la longueur élastique : $L = l$ et $L = l/2$. On remarquera surtout la dépendance des moments de flexion de la valeur de L . Au fur et à mesure que L augmente, la raideur du radier augmente et, par conséquent, les moments maxima sont plus grands. La même constatation peut être faite pour les pressions de contact et pour les flèches. On remarquera que le radier souple est loin d'assurer une pression uniformément répartie, comme on l'admet souvent dans la pratique.

Un autre aspect du calcul des radiers est le dimensionnement. Les moments de flexion calculés pour les différentes longueurs élastiques sont représentés explicitement en fonction de l'épaisseur de la dalle et du module de déformabilité du sol. Nous obtenons ainsi les courbes des sollicitations (fig. 11).

Mais, pour trouver les sections utiles, il faut tracer la courbe des moments admissibles. Les sections utiles correspondent aux points où ces deux courbes s'entrecroisent. C'est ainsi que pour des charges de 200 t et un module du sol $E_s = 100 \text{ kg/cm}^2$, on aura une dalle de 60 cm, et pour $E_s = 200 \text{ kg/cm}^2$, on aura une dalle d'épaisseur $h = 50 \text{ cm}$.

6.2 Cadre fermé

La figure 12 montre une section transversale d'une construction dont les éléments sont rigidement liés. Il s'agit d'un problème dans une dimension. Pour mettre en évidence l'effet de cadre, la solution est donnée également pour une liaison articulée entre les parois et la fondation.

On remarque que l'effet de cadre a une influence négligeable sur la répartition des pressions de contact ; par contre, le diagramme des moments de flexion est différent pour les deux cas. Cette constatation n'est pas isolée pour

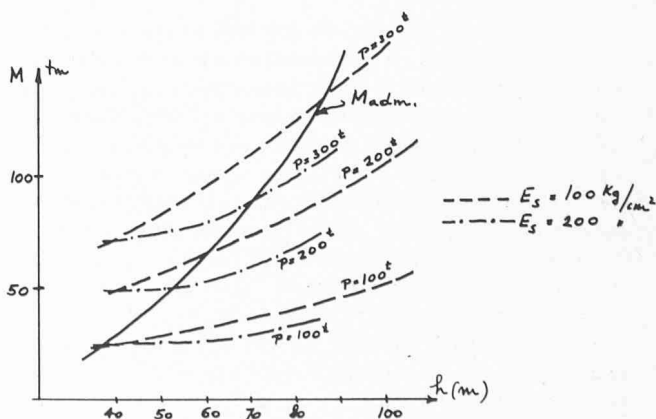


Fig. 11. — Dimensionnement du radier.

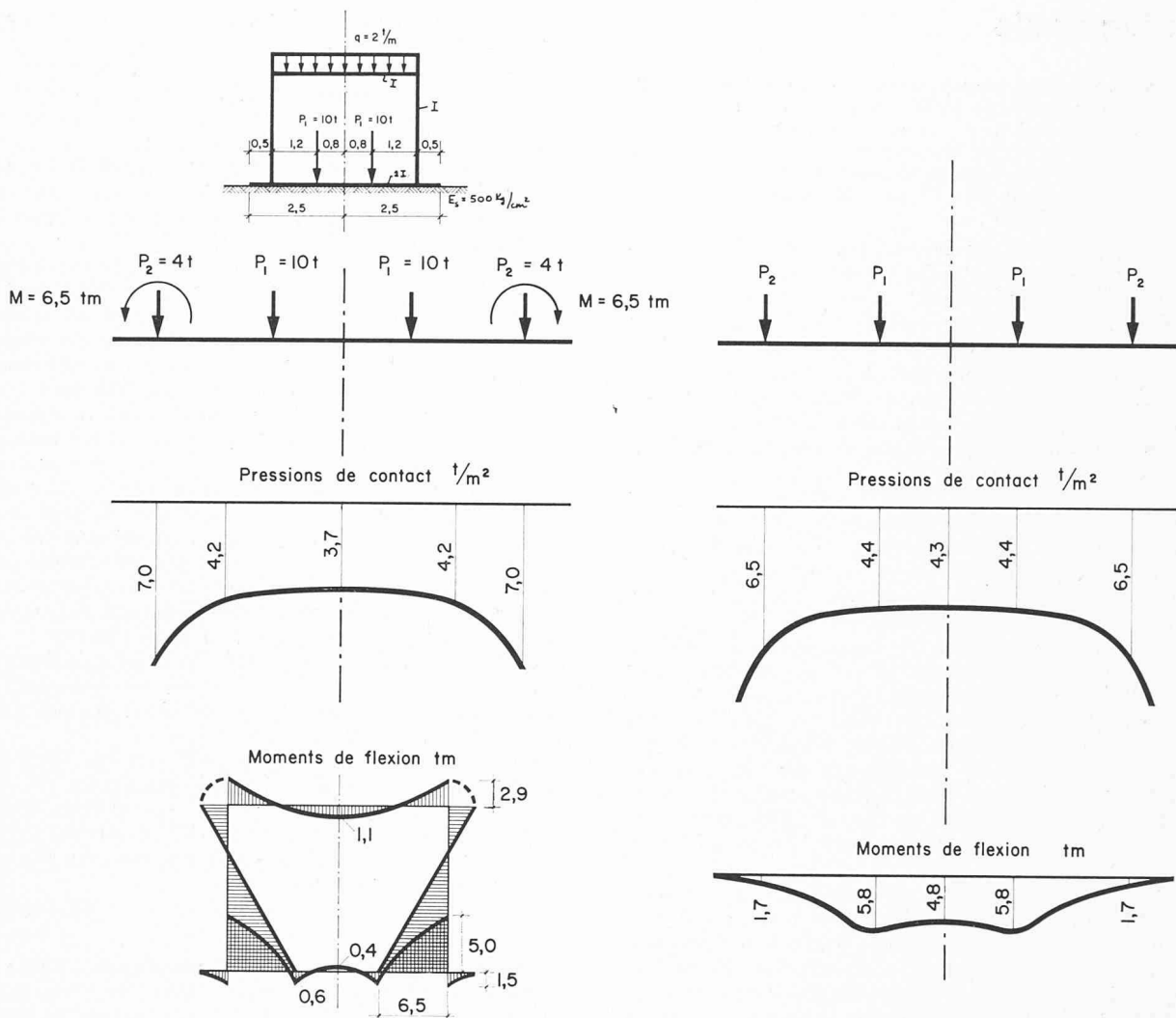


Fig. 12. — Calcul d'un cadre appuyé sur le sol.

ce problème spécifique ; il y a bien d'autres cas où l'interdépendance structure-sol se remarque plutôt dans la répartition des pressions de contact et est négligeable dans les moments de flexion [6].

7. Conclusion

Dans le comportement d'ensemble d'une construction, il y a une interdépendance entre la superstructure, la fondation et le sol. L'abord de ce problème complexe exige la connaissance des facteurs qui interviennent et des hypothèses simplificatrices. Dans chaque cas particulier, il faut donner aux paramètres des valeurs limites raisonnables qui permettent d'encadrer le problème. C'est de cette façon qu'on peut espérer obtenir des solutions plus ou moins rationnelles, compte tenu de l'état actuel de nos connaissances dans ce domaine.

Adresse de l'auteur :
A. Rabinovici, 47, route de Vevey, 1009 Pully

BIBLIOGRAPHIE

- [1] M. I. GORBUNOV-POSSADOV : *Calcul des constructions reposant sur le sol* (en russe). Moscou, 1953.
- [2] D. KRSMANOVICH : *Influence de la continuité et de la rigidité sur le calcul des constructions et des poutres continues de fondations*. Annales des Travaux publics de Belgique 108, 1955.
- [3] H. MUHS, K. WEISS : *Die Berechnung der Bauwerksteifigkeit von Hochhäusern aus den Ergebnissen von Setzungsbeobachtungen*. Congrès européen de mécanique des sols, Wiesbaden, 1963.
- [4] S. CHAMECKI : *Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction des structures et du sol*. Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, 1969.
- [5] Rapport de la Session VI, Congrès européen de mécanique des sols, Wiesbaden, 1963.
- [6] E. DE BEER, H. GRASSHOFF, M. KANY : *Die Berechnung elastischer Gründungsbalken auf nachgiebigem Untergrund*. Forschungsberichte des Landes Nordrhein - Westfalen Nr. 1515, 1966.