

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Caractéristiques mécaniques des argiles préconsolidées Marocaines

Mechanic al Characteristics of Preconsolidated Moroccan Clays

par J. DELARUE, ingénieur civil de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, directeur du Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes à Casablanca; M. V. MARIOTTI, ingénieur de l'Ecole des Travaux Publics, ingénieur au Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes à Casablanca; R. L. BERTHIER, ingénieur de l'Ecole Catholique des Arts et Métiers, ingénieur de l'Ecole des Ingénieurs Hydrauliciens, ingénieur au Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes à Casablanca, Maroc

Sommaire

Les auteurs décrivent tout d'abord les désordres observés sur des bâtiments légers et moyens, dans certaines contrées du Maroc. Ils indiquent les caractéristiques de ces argiles, légèrement plastiques, fissurées et surconsolidées sur des hauteurs importantes.

Les essais de compressibilité ont parfois permis de déterminer la hauteur de la couche surconsolidée, et de fixer un niveau de fondation stable.

Dans d'autres cas, on ne décèle pas d'horizon stable à des profondeurs raisonnables. Il a été effectué une série d'essais en place ayant pour but de déterminer directement la pression de gonflement du sol, l'amplitude des gonflements, et la force portante dans diverses conditions d'humidification.

Les auteurs décrivent les montages utilisés et les résultats obtenus:

Lorsqu'on imbibe le sol, l'amplitude et la pression de gonflement se développent d'abord suivant une loi proportionnelle à la racine carrée du temps, puis croissent moins vite. Il a fallu dans le cas des essais, quatre vingts jours pour que la pression de gonflement se stabilise à sa valeur finale.

L'accord des résultats obtenus avec la théorie est suffisant pour qu'on puisse extrapoler la valeur des amplitudes de gonflement aux divers âges.

Les essais de poinçonnement systématiques permettent de définir la résistance au cisaillement du sol. L'imbibition après application des charges, réduit la force portante dans des conditions qu'il est possible de chiffrer.

En raison de l'importance que présente la mesure systématique des pressions de gonflement, il a été imaginé un appareil de laboratoire permettant de définir en 24 heures, cette caractéristique. On mesure par des extensomètres électriques les contraintes développées dans un cylindre mince en laiton qui s'oppose à l'expansion de l'argile. Sauf dans certains cas spéciaux (marnes très compactes), on obtient la même pression que celle qu'on déduirait d'essais de compressibilité par la construction de *Casagrande*.

Introduction

Les accidents de fondation sont fréquents dans certaines régions au Maroc; si on cherche à rassembler les traits communs, on observe les faits suivants:

Summary

Firstly, the authors describe the defects observed on small and medium-size buildings in certain areas of Morocco. They indicate the characteristics of the clays, slightly plastic, cracked and over-consolidated along considerable depths.

Occasionally, compressibility tests determined the depth of the over-consolidated layer and fixed the stable foundation level.

In other cases, no stable level was found at a reasonable depth. A series of field tests were made in order to determine the swelling pressure of the soil, the extent of swelling and the bearing capacity under different moisture conditions.

The authors describe the apparatuses used and the results obtained:—

When a soil is soaked artificially, the extent of swelling and pressure develop at first proportionally to the square root of time; then they increase more slowly. Eighty days were necessary for the swelling pressure to stabilise at its final value.

The agreement of the results obtained with theory is sufficient so that the values for the extent of swelling at different ages may be extrapolated.

The systematic plate bearing tests permit the determination of the shearing strength of the soil. Soaking after loading reduces the bearing capacity to an extent which may be expressed numerically.

Because of the importance of systematic measurements of the swelling pressures, a simple laboratory apparatus was designed for measuring this characteristic within 24 hours. The stresses developed in a thin brass cylinder confining the clay are measured with electrical strain-gauges.

With the exception of one case (highly compacted marls), the same pressure as that deduced from compressibility tests by *Casagrande's* apparatus is obtained.

- a) Les désordres affectent de préférence les bâtiments légers, à simple rez-de-chaussée, à murs porteurs en maçonnerie.
- b) Ils demandent pour se manifester des temps très variables;

il est rare que les premières fissures se manifestent pendant la construction; elles peuvent apparaître dix ans après l'achèvement des travaux.

- c) Lorsque les bâtiments sont établis sur terre-plain, les premiers mouvements des murs extérieurs sont fréquemment précédés de soulèvement de dallages.
- d) Les fissures les plus caractéristiques et les plus importantes sont observées dans les angles; elles montent à 45° environ vers la jonction des murs; elles baillent vers le haut et s'amenuisent vers le bas; lorsqu'une semelle en béton armé a servi de fondation, il est très rare que cette semelle soit elle-même affectée par la fissure.

Fissures secondaires verticales au centre des longs pans, horizontales dans les poteaux légers d'angle.

- e) De façon très générale, ces fissures s'ouvrent de plus en plus avec le temps; il arrive parfois qu'on observe une tendance à la fermeture partielle en hiver; dans ce cas, la fondation est superficielle et repose directement sur l'argile.

Les sols sur lesquels se localisent ces désordres, présentent de même certains points communs:

- Formations argileuses très profondes (de l'ordre de 20 m) argile grasse (limite de liquidité 50 à 100%, en général voisine de 70% - limite de plasticité 15 à 20% - limite de retrait 12 à 14%).
- Teneur en eau naturelle voisine de la limite de plasticité à partir de 2,0 m de profondeur, parfois un peu inférieure, parfois un peu supérieure. Dans ce dernier cas, les argiles semblent très sensiblement saturées.
- Fissuration naturelle importante; l'argile tend à se cliver, soit suivant de grandes surfaces planes ou conchoïdales, soit suivant un réseau polyédrique à petites mailles. Les deux systèmes de fissures peuvent coexister.
- Délitage quasi immédiat au contact de l'eau, qui transforme très rapidement l'argile d'abord en pseudo-gravier puis en pâte très molle.
- Surconsolidation sensible sur des épaisseurs importantes d'origine essentiellement climatique, la plupart de ces matériaux étant de formation récente.

Bien que les nivellements entrepris au Maroc soient encore à leurs débuts, tous les mouvements observés semblent résulter d'un gonflement des sols sous les fondations. Nous nous sommes attachés à étudier divers aspects des phénomènes. Dans certains cas, une étude systématique d'échantillons extraits de sondage a permis de suivre l'allure de la préconsolidation avec la profondeur; ceci demande l'exécution d'une campagne de sondages très complète, la multiplication d'essais de compressibilités très longs, et l'adoption pour l'interprétation des résultats d'hypothèses encore incertaines. Aussi avons-nous parallèlement cherché à définir directement certaines caractéristiques du sol en place; le calcul est encore nécessaire à la généralisation des résultats dans des conditions expérimentales différentes. Enfin, nous avons cherché un moyen de déterminer rapidement la pression de gonflement d'un sol.

Etude systématique de la variation de la pression de gonflement en profondeur

La méthode utilisée consiste à effectuer des essais de compressibilité classique en présence d'eau, en s'opposant à l'expansion en début d'essai. Nous admettons que la pression de gonflement est égale à la pression de préconsolidation, déterminée par la construction classique de *Casagrande*.

Les essais décrits en C plus loin montrent que c'est effectivement cette pression que le sol développe lorsqu'on l'imbe en

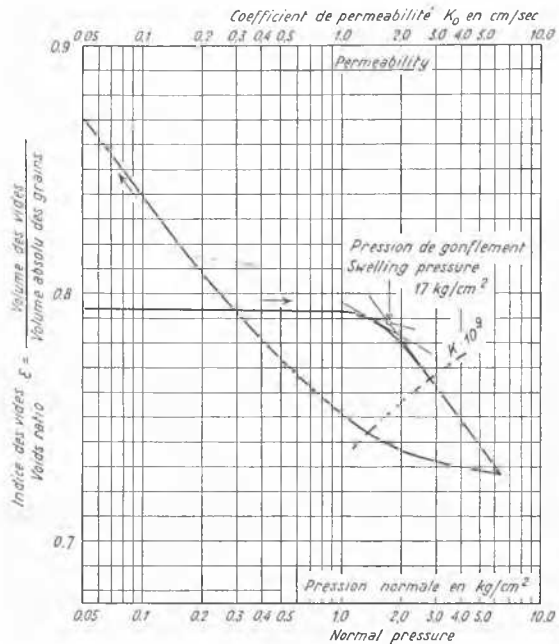


Fig. 1 Courbe de compressibilité type
Typical Consolidation Curve

s'opposant à toute expansion. La Fig. 1 donne une courbe œdométrique, type obtenue sur une argile préconsolidée. La détermination de la pression de gonflement est toutefois très imprécise pour les marnes compactes où la « virgin curve » est très peu inclinée sur l'horizontale.

La Fig. 2 reporte tous les points expérimentaux obtenus dans une même région du Maroc; le sol n'étant pas parfaitement homogène, et l'argile grasse étant parsemée de passées plus silteuses, les points obtenus se groupent sensiblement suivant deux courbes correspondant aux deux formations. Dans chaque groupe, les pressions de gonflement dans les zones pré-

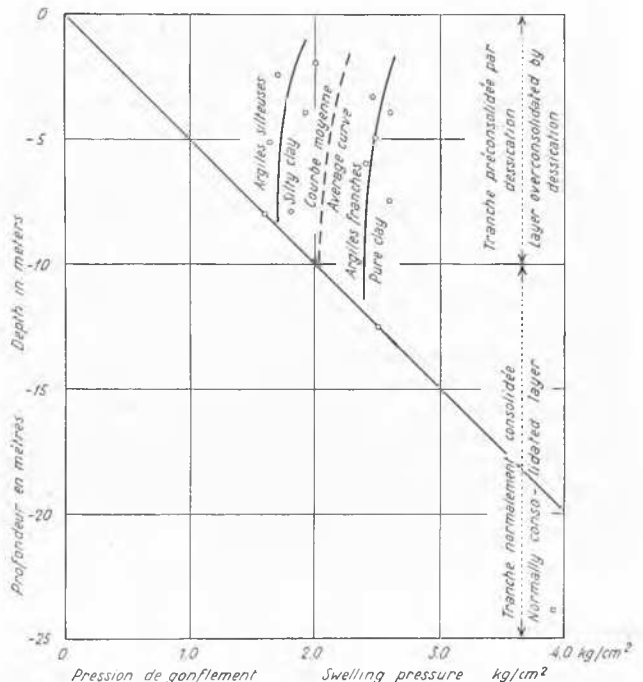
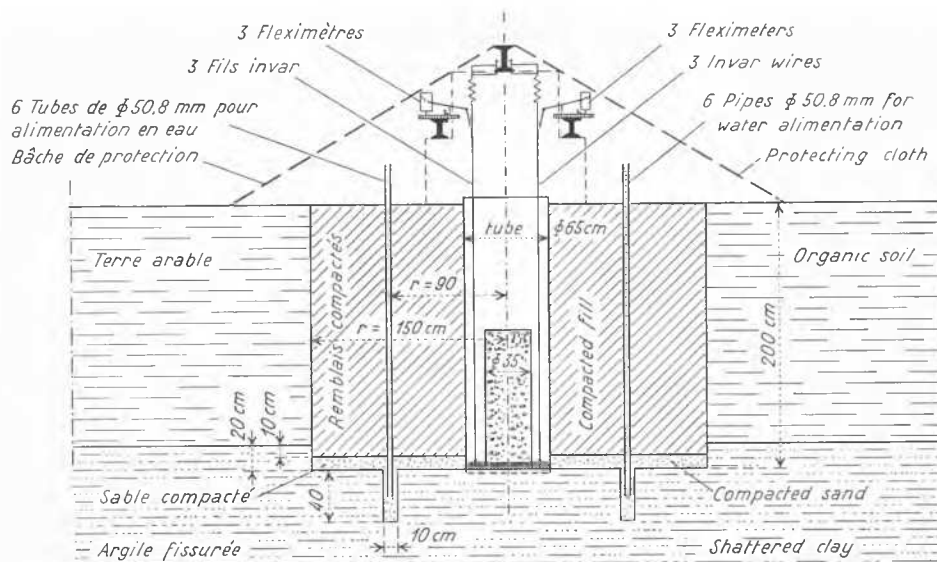
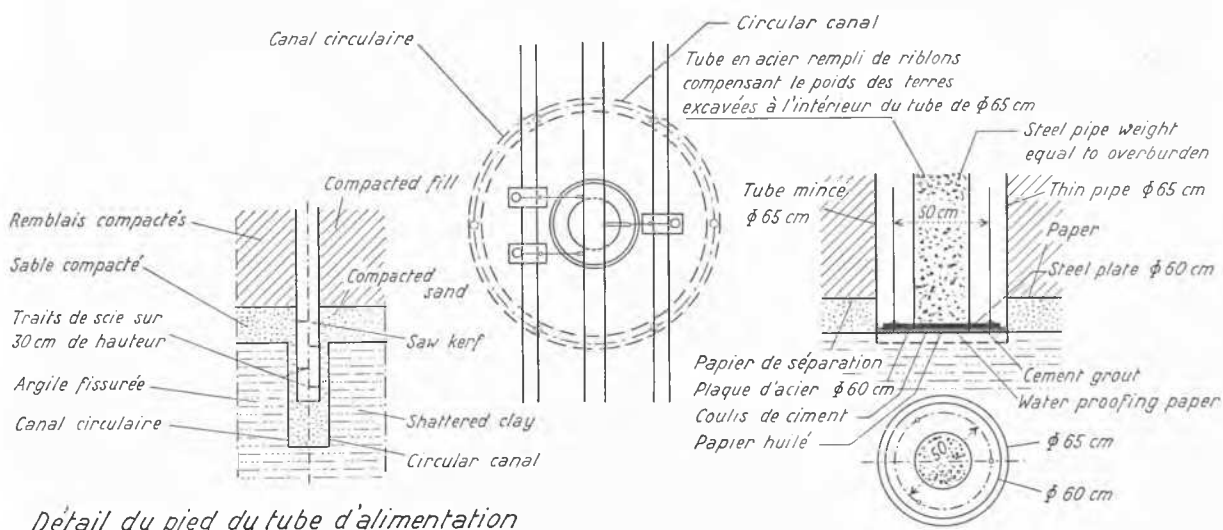


Fig. 2 Variation avec la profondeur de l'amplitude de gonflement
Changes with Depth of Preconsolidation Pressure



Vue partielle en plan



Détail du pied du tube d'alimentation

Détail du disque palpeur

Fig. 3 Mesure de l'amplitude du gonflement
Determination of Swelling Amplitude

consolidées varient peu avec la profondeur et la zone de consolidation normale commence lorsque cette pression est équilibrée par le poids des terres.

Mesure en place des caractéristiques mécaniques de l'argile

Nous avons en d'autres lieux, mesuré directement les caractéristiques de ces argiles: pression de gonflement, amplitude du gonflement sous une surcharge égale au poids des terres, caractéristiques mécaniques (angle de frottement interne et cohésion) sous des chargements rapides.

Le sol était constitué par une couverture de 1,8 m de terre végétale organique, surmontant des argiles calcaires profondes et homogènes de caractéristiques:

limite de liquidité	57-67%
limite de plasticité	18-20%
indice de plasticité	37-49%
limite de retrait	10-12%
teneur en eau naturelle	21-25%
densité humide en place	2.0

Les montages sont schématisés ci-joint (Figs. 3, 4, 5). La détermination des caractéristiques de gonflement, a consisté à placer un disque au contact de l'argile, à le charger d'un poids égal au poids des terres excavées, et à réaliser une imbibition artificielle du sol d'assise par une série de tubes perforés, aboutissant dans un lit de sable au voisinage du disque. Pour mesurer l'amplitude des gonflements, le disque était libre, et ses déformations étaient enregistrées par trois fleximètres. Pour mesurer la pression de gonflement, on limitait les déformations du disque par un platelage très rigide, et on mesurait la pression exercée par un dynamomètre à anneau.

Les essais de poinçonnement étaient réalisés dans diverses conditions. On effectuait toute une série d'essais à diverses profondeurs en faisant varier la surcharge latérale constituée par des remblais. Une première série était réalisée sur le terrain dans son état naturel. Une autre série portait sur le terrain imbibé, le disque étant calé pendant l'imbibition pour s'opposer à un gonflement excessif. On réalise ici des conditions voisines de celles qui peuvent s'établir sous une fondation réelle où la pression due à la construction s'oppose dans une certaine me-

sure au gonflement du sol et limite le ramollissement. Des essais de Laboratoire ont été entrepris parallèlement pour étudier les caractéristiques du sol.

Il est à noter que la détermination des amplitudes et pressions de gonflement ne peut s'effectuer en place par cette méthode que si le temps reste beau et sec, ce qui est d'ailleurs le cas général au Maroc pendant les six mois d'été. En cas de pluie, on observe un gonflement des appuis du dispositif de mesure qui rend illusoire toute détermination précise.

La Fig. 6 montre comment la pression de gonflement s'est développée en cours d'essais; l'échelle est proportionnelle à la racine carrée du temps; le dispositif avait été initialement calé de façon que le disque utilisé exerce sur le sol une pression égale au poids des terres excavées, soit 0,4 kg/cm².

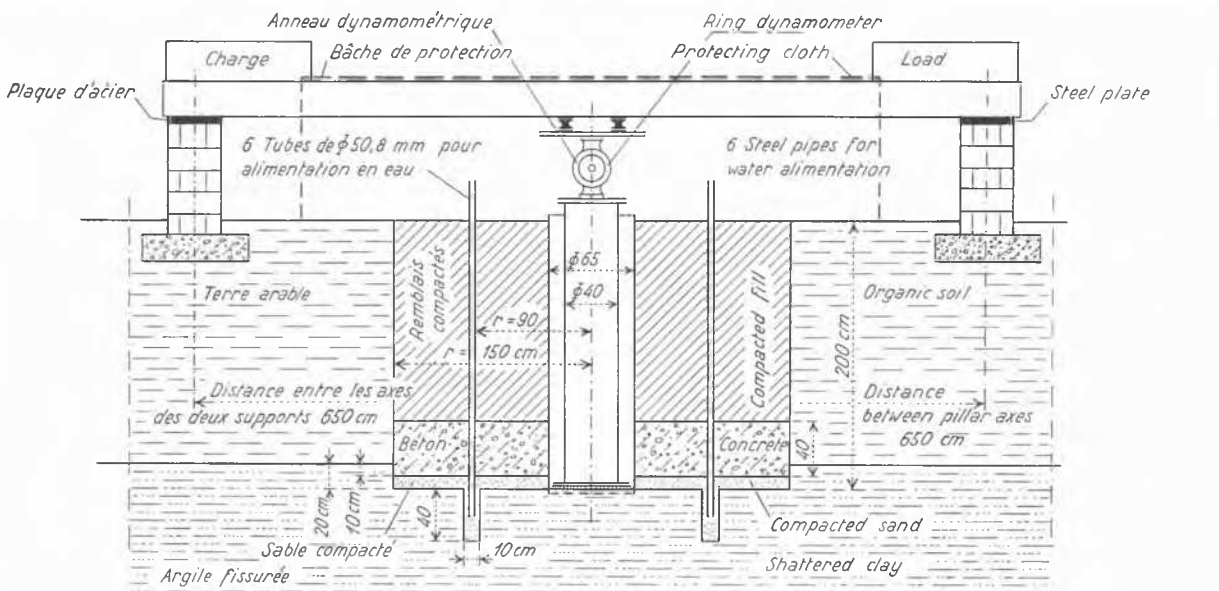
La Fig. 6 reporte les points expérimentaux et la courbe moyenne.

Après une période de trois jours nécessaire à l'imbibition des abords, la pression s'est établie lentement suivant une loi sensiblement proportionnelle à la racine carrée du temps pour

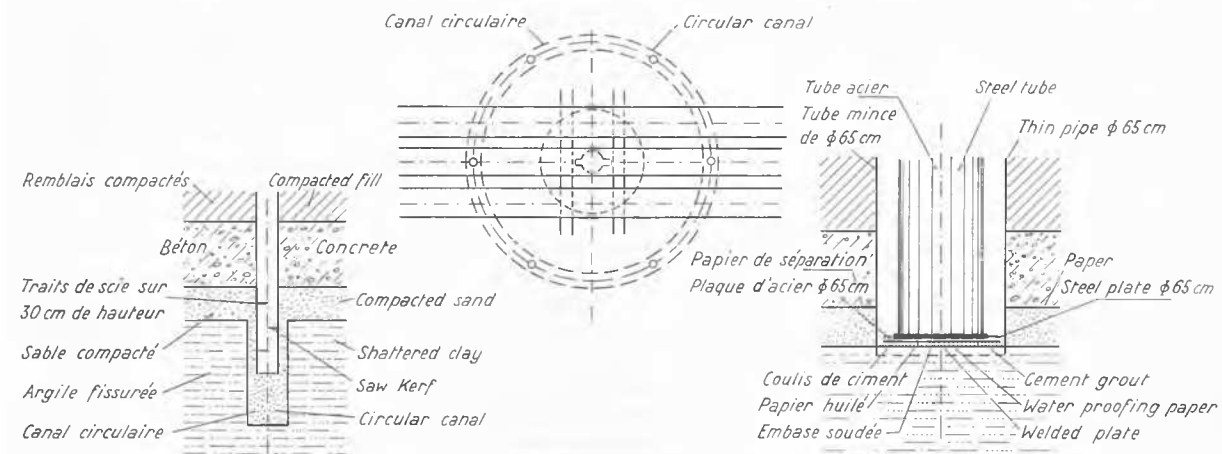
se stabiliser après 80 jours environ vers 1,90 à 1,95 kg/cm². Les pressions de préconsolidation mesurées par des essais de Laboratoire sur deux séries d'échantillons étaient les suivantes:

Profondeur en m	Pression de préconsolidation en kg/cm ²	
	Première série d'essais	Deuxième série d'essais
2,0	1,3	1,9
2,6	—	1,9
4,0	1,6	—
4,5	—	3,2
5,5	1,9	—
6,6	—	3,0

Les mesures effectuées sont en concordance très convenable avec les essais œdométriques effectués aux horizons supérieurs. On observe la lenteur avec laquelle la pression s'établit même lorsque l'imbibition, comme c'est le cas ici, est forcée et systé-



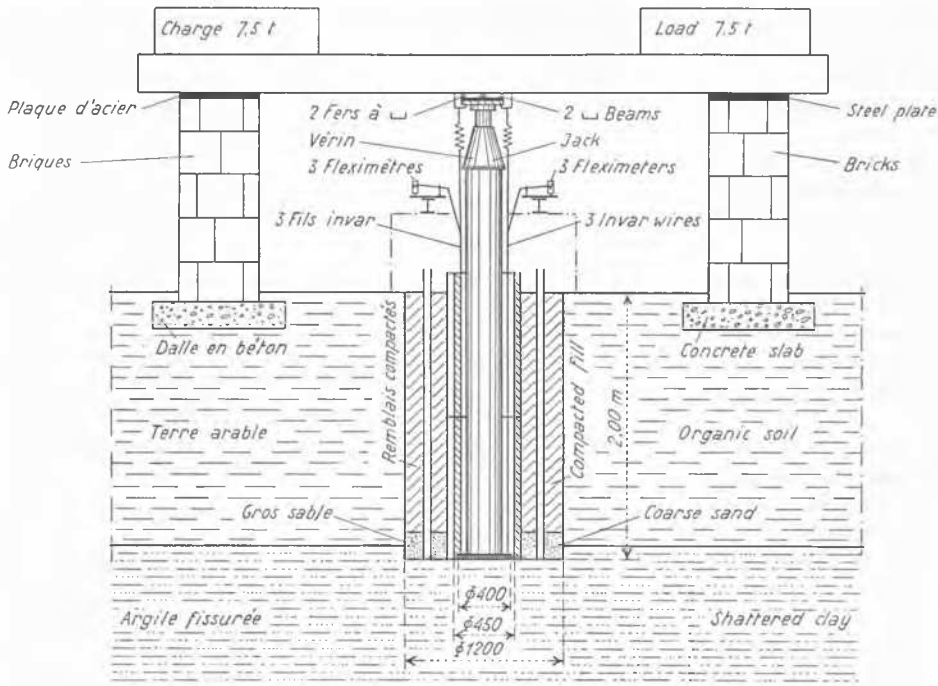
Vue partielle en plan



Détail du pied du tube d'alimentation

Détail du disque palpeur

Fig. 4 Mesure en place de la pression de gonflement
Measurement in Situ of Swelling Pressure



Vue partielle en plan

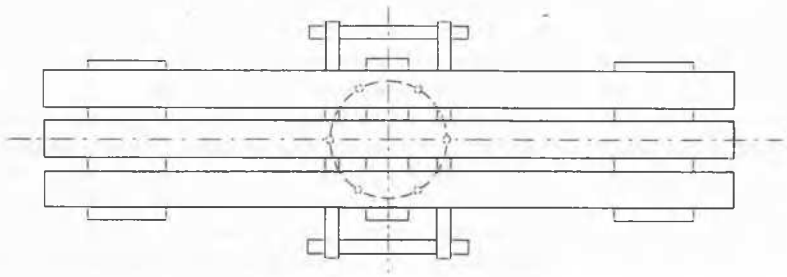


Fig. 5 Dispositif d'essai de poinçonnement en terrain imbibé
Point Bearing Test on Saturated Soil

matique; on conçoit dans ces conditions que lorsque le sol de fondation doit puiser son eau aux couches voisines ou profondes (mouvements capillaires ou thermo-osmotiques), il faut

des délais très importants pour qu'apparaissent les premiers désordres. Il n'est pas rare au Maroc que la première fissure soit constatée cinq à dix ans après la construction des bâtiments

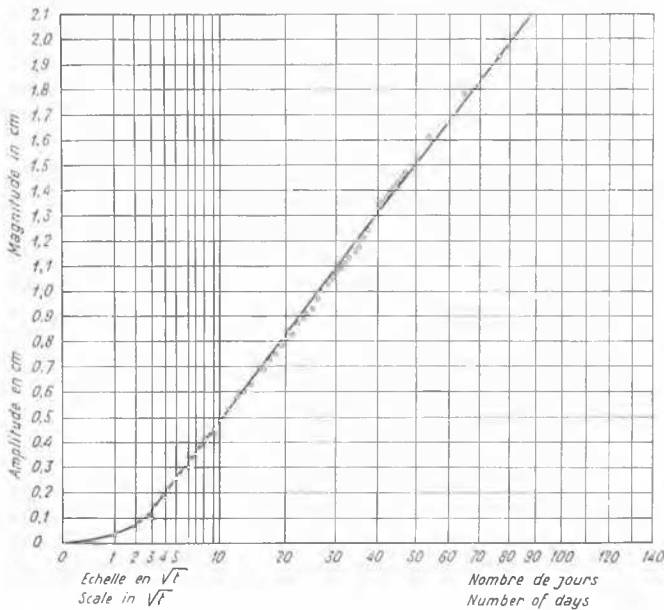


Fig. 6 Magnitude de gonflement
Swelling Amplitude

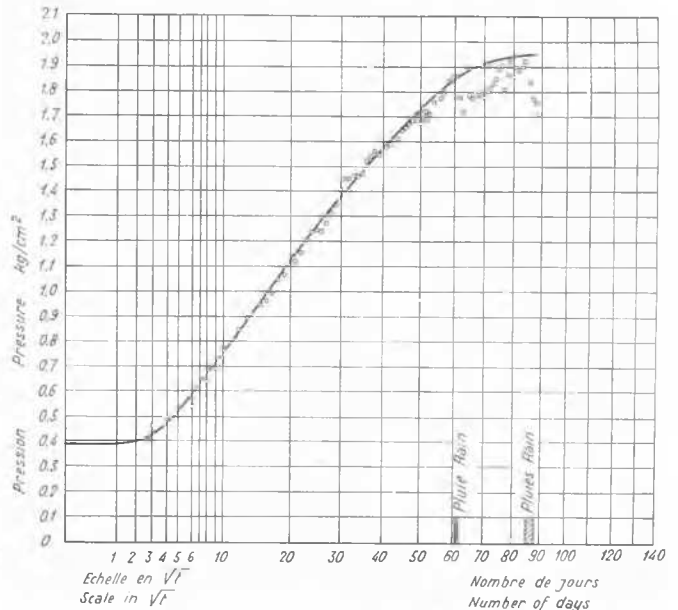


Fig. 7 Variation avec le temps de la pression de gonflement
Changes with Time in Swelling Amplitude

intéressés. Il semble que lors de l'imbibition, le gonflement des tranches supérieures ait pour effet de consolider les tranches inférieures et que la pression ne s'établisse à sa valeur définitive, que lorsque la première goutte d'eau a atteint le bas de la zone préconsolidée.

La Fig. 7 donne l'allure de l'amplitude des gonflements observés sous une pression initiale de 0,4 kg/cm² (poids des terres excavées au niveau du disque d'essai, soit -2,0 m). Pendant les 90 jours d'observation, l'amplitude des mouvements a été rigoureusement proportionnelle à la racine carrée du temps, et atteignait à cette époque 2,1 cm. Il est regrettable qu'à cette période les pluies d'automne soient survenues, empêchant la poursuite de l'expérience, car la pression de gonflement s'étant alors stabilisée, on aurait dû observer vers cette période un infléchissement de la courbe.

Nous avons essayé de comparer les résultats expérimentaux, obtenus avec ceux qu'on déduirait des essais œdométriques classiques, en admettant que les lois de la consolidation telles que les a établies *Terzaghi*, s'appliquent au gonflement. Il a fallu pour ce faire schématiser le problème, et adopter des valeurs moyennes.

Nous avons donc admis :

- que la pression de gonflement avait la valeur obtenue expérimentalement, soit 1,9 kg/cm², qu'elle était constante sur toute la hauteur de l'argile marneuse de densité 2,0 et que par suite, la zone préconsolidée s'étendait de la cote -2,0 cote de l'essai à la cote -9,5;
- qu'on pouvait adopter pour la tranche argileuse considérée, les valeurs moyennes déduites des essais. Cette hypothèse est facile à admettre, les caractéristiques obtenues sur les divers échantillons ne différant pas de la moyenne de plus de 15%.

On obtenait alors les caractéristiques suivantes, en adoptant les notations de *Terzaghi* dans sa «théorie du tassement des couches argileuses» :

Augmentation spécifique d'eau de capillarité (gonflement moyen sous une variation de pression unitaire), mesurée entre pression de gonflement et pression due au poids des terres	0,0104 cm ² /kg
Perméabilité du terrain	1,08 × 10 ⁻⁶ cm/min ou 0,57 cm/an
Coefficient de gonflement $\frac{k}{v\gamma} = c$ (γ = poids spécifique de l'eau)	55.000 cm ² /an

On a ainsi toutes les données pour calculer par des voies théoriques dans les conditions de l'expérience l'amplitude totale des gonflements et leur répartition dans le temps.

D'où l'amplitude totale du gonflement :

Hauteur intéressée	9,50 - 2,00 = 7,50 m = 750 cm
Variation moyenne de pression	$\frac{1,9 - 0,4}{2} = 0,75$ kg/cm ²
Coefficient moyen de gonflement	0,0104 cm ² /kg
Gonflement maximum	0,0104 × 750 × 0,75 = 5,8 cm

La répartition des gonflements dans le temps s'obtient en adaptant à ce problème le calcul des tassements établi par *Terzaghi*, dans le cas suivant :

- diagramme de décharge triangulaire, le triangle ayant la pointe en bas; alimentation par le seul horizon supérieur.

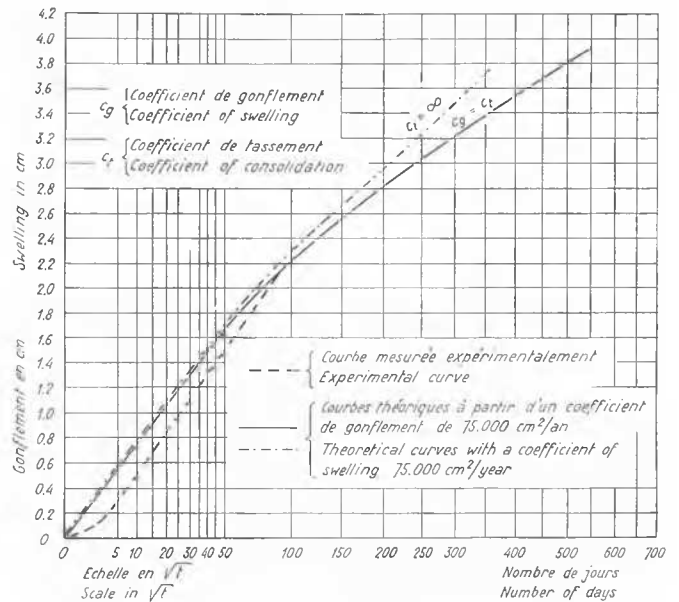


Fig. 8 Magnitude de gonflement. Comparaison entre courbe expérimentale et courbe théorique
Amplitude of Swelling. Comparison of Experimental and Theoretical Curves

Deux cas sont traités par la théorie :

- ou le matériau a un coefficient de tassement qui est égal au coefficient de gonflement;
- ou le coefficient de tassement est nul.

Les deux courbes correspondantes diffèrent d'ailleurs peu l'une de l'autre surtout pendant les premiers temps.

Pour obtenir un parallélisme convenable de la courbe expérimentale et des courbes théoriques, il faut retoucher le coefficient de gonflement qui devrait passer de 55.000-75.000 cm²/an, ce qui conduirait à penser que la perméabilité du sol en place est un peu plus élevée que celle qu'on mesure à l'œdomètre (1,5 à 1,7 × 10⁻⁶ cm/min contre 1 à 1,25 × 10⁻⁶ cm/min mesurés).

Moyennant cette légère correction, on trouve alors (voir Fig. 8), des courbes en bonne corrélation. D'après la théorie, il n'y a jamais proportionnalité entre amplitude de gonflement et racine carrée du temps, sinon en première approximation; mais on observe sur le schéma que l'on ne s'écarte franchement de cette loi qu'après deux ou trois mois; c'est la durée d'observation réelle, et on peut remarquer que c'est à cette époque que la pression de gonflement s'est sensiblement stabilisée.

Les essais de poinçonnement avaient pour but de remédier à la difficulté des essais mécaniques classiques de Laboratoire sur des argiles fissurées. Ils avaient pour but de définir les caractéristiques mécaniques du matériau à diverses profondeurs, dans divers états d'imbibition, et avec des charges latérales variables, et d'en déduire dans tous les cas de fondation, un taux de travail admissible.

Ces essais systématiques effectués dans deux régions très différentes, conduisent à admettre :

- un angle de frottement interne de 15° (*Petitjean*),
- un angle de frottement interne de 12° (*Safi*).

L'imbibition prolongée sous charge réduit la cohésion de près de moitié aux horizons surconsolidés. A *Petitjean*, cette cohésion passe de 400 à 500 g/cm² (état sec) à 240 g/cm² (état imbibé). A *Safi*, elle passe de 700 g/cm² (état sec) à 400 g/cm² (état imbibé).

Un seul essai a été effectué aux horizons profonds dans une zone où l'argile est presque normalement consolidée; nous ne

pouvons tirer de loi de ce seul point, mais dans ce cas, les caractéristiques mécaniques n'ont pratiquement pas été affectées par la saturation.

Il est certain que tous ces essais en place ne peuvent apporter une lumière complète sur les phénomènes étudiés. Du moins, les essais de poinçonnement permettent-ils de définir avec précision un taux de travail admissible au-dessous duquel il n'est nul intérêt de descendre. Du moins aussi ces essais manifestent-ils devant les yeux souvent sceptiques, l'importance des phénomènes de gonflement dans la stabilité des constructions en Afrique du Nord, et montrent-ils que les essais classiques de Laboratoire (œdomètre) permettront de prévoir l'amplitude des mouvements et leur répartition, partant de calculer correctement les fondations superficielles dès qu'on sera mieux renseigné sur les lois qui régissent les mouvements d'eau dans le sol, sous l'effet d'autres causes que la gravité.

Mesure directe des pressions de gonflement en laboratoire

Il nous est apparu au cours de nos études que si la détermination systématique de la pression de préconsolidation était une obligation dans tous les terrains où on recherche le niveau de consolidation normale pour y asseoir les fondations, l'exécution de nombreux essais œdométriques entraînerait des délais trop importants pour que nous puissions en généraliser la pratique.

Nous avons donc cherché un appareil qui permette simplement et rapidement d'arriver au résultat. Cet appareil schématisé ci-contre (Fig. 9) se compose simplement d'un tube mince en laiton de $\frac{3}{10}$ mm d'épaisseur. L'échantillon y est enclos entre deux pierres poreuses maintenues en place par un serre-joint.

L'imbibition se fait par l'intermédiaire de la pierre poreuse supérieure, et on mesure les contraintes développées dans le tube à l'aide d'extensomètres électriques. L'étalonnage se fait très aisément à l'aide d'une cellule en caoutchouc gonflée avec une pompe à air. On peut ainsi lire les pressions de gonflement avec une précision de 0,05 kg/cm².

La pression de gonflement se développe lentement suivant une loi très sensiblement proportionnelle à la racine carrée du

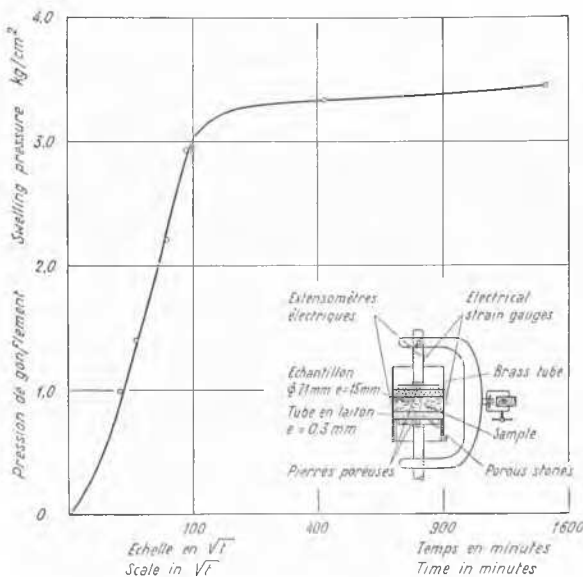


Fig. 9 Schéma de l'appareil pour mesure des gonflements et exemple de courbe obtenue
Profile of Apparatus for Pressure Measurements and Typical Curve

temps; le temps nécessaire à la stabilisation est très variable suivant la perméabilité du matériau; il va d'un quart d'heure pour certaines marnes très compactes à 48 heures pour les argiles légèrement plastiques.

Nous n'avons pas encore un nombre important d'éléments de comparaison; dans une dizaine de cas, les chiffres obtenus ne diffèrent de la pression de préconsolidation lue à l'œdomètre que de 10%. Nous devons pourtant citer une anomalie observée systématiquement sur des marnes très compactes où la mesure directe donnait sur 8 échantillons, des pressions de 13 à 28 kg/cm², alors que les mesures classiques conduisaient à admettre des pressions de préconsolidation de 3 à 6 kg/cm².

Application des résultats

Le mode de construction traditionnel au Maroc est la maçonnerie de moellons avec chaînages en béton armé.

Deux modes de fondations apparaissent rationnels:

a) La fondation sur puits descendues sur la zone normalement consolidée. Suivant les zones étudiées, cette profondeur varie de 7,5 à 10,0 m. Le taux de travail à la base, est déduit des essais de poinçonnement. Il varie de 3 à 4 kg/cm².

Il s'agit là de surcharges, le béton de fondation n'étant compté que pour une densité de 0,4 t/m² (excédent du poids du béton sur le poids des terres). On ne tient pas compte du frottement latéral car les puits sont en général forés et bétonnés à la main sans damage efficace, et il serait bien dangereux de supposer que le contact béton-terrain est parfait, et le remaniement du terrain de parois inexistant, pour admettre latéralement la mobilisation totale de la résistance au cisaillement du sol.

Il s'est révélé souvent économique de faire un empiètement à la base du puits, et d'alléger le puits en ménageant un vide intérieur coffré par des buses en ciment. Il n'est en général pas prévu d'armature.

Il est impératif de laisser un vide entre les longrines qui rejoignent les têtes des pieux et le sol naturel. Des fissures sont apparues très vite dans certains bâtiments, où le sol naturel avait servi de coffrage à ces longrines.

b) Des fondations superficielles à grande inertie verticale, de rigidité suffisante pour que les déformations en soient assez limitées, pour ne pas provoquer la fissuration de la maçonnerie surjacente.

Le taux de travail peut être choisi a priori égal à la pression de gonflement existant au niveau de fondation, à condition que cette valeur donne un coefficient de sécurité suffisant au refoulement. Cette condition n'est pas toujours remplie, et on doit alors baisser la pression. D'ailleurs, le fait que la pression de contact est supérieure à la pression de gonflement, suffit-il pour mettre la fondation à l'abri de tout mouvement ascendant?

Il ne semble pas, car la diffusion des pressions jouant sous la fondation, l'expansion peut se manifester aux horizons inférieurs où le gonflement potentiel peut ne pas être maîtrisé. C'est alors l'ossature qui doit, par sa rigidité limiter les mouvements, et nous n'avons pas encore de critère sûr pour fixer les bases de calcul à adopter.

En l'occurrence, la répartition des réactions du sol sous la fondation et partant les efforts dans l'ossature d'appui, ne peuvent être définis par la simple comparaison des déformabilités de la fondation et du terrain-support; ils ne peuvent l'être en réalité que par des détours complexes nécessitant l'étude systématique des mouvements d'eau dans le sol, l'étude des facteurs qui les influencent et des lois qui les régissent.