Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 98 (1972)

Heft: 3

Artikel: Gare de triage de Denges: pylônes CFF sur pieux - calculs et mesures des déflexions

Autor: Ott, J.-C. / Amsler, P.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71531

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Gare de triage de Denges
Pylônes CFF sur pieux — Calculs et mesures des déflexions

par J.-C. OTT, ingénieur-conseil, et P. AMSLER, ingénieur, Genève

1. Introduction

La nouvelle gare de triage des « Chemins de Fer Fédéraux » (CFF) à Denges [1] [1] est située en bordure de la vallée de la Venoge, près de son embouchure dans le lac Léman.

Le site est recouvert de terrains glaciaires, dont une épaisse couche de limon qui a donné lieu à de nombreuses difficultés de fondation pour les ouvrages d'art de l'autoroute Lausanne-Genève [2]. La plate-forme ouest est entaillée dans ces terrains jusqu'à une profondeur de 2 à 7 m en dessous du terrain naturel, si bien que la nappe aquifère se situe à environ 1 m seulement en dessous des voies.

Aucune excavation raide creusée en dessous de la nappe ne peut subsister plus de quelques heures sans s'effondrer (fig. 1).

Le même, terrain excavé dans la zone ouest, a été mis en remblais utiles sur une hauteur allant jusqu'à 15 m environ. Dans la zone est, une première couche de grave (sable + cailloux) a été répandue à la surface de la plate-forme sur une épaisseur de 40 à 50 cm, avant la mise en place du ballast proprement dit.

Ces conditions particulières ont motivé une étude géotechnique assez complète des caractéristiques du sol, une recherche du procédé d'exécution, le contrôle de la stabilité des fondations des nombreux pylônes électriques.

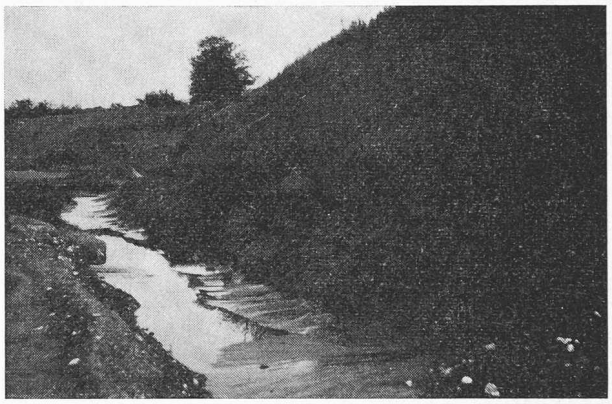

Fig. 1. — Denges — Limon fluent.

2. Nature des sollicitations des pylônes

Les pylônes (fig. 2), qui supportent lignes de contact, jougs, lampadaires et panneaux de signalisation, sont relativement peu chargés, mais fortement sollicités à la flexion au niveau du sol (voir tableau I).

En alignement, les moments fléchissants max. dans le sens parallèle aux voies sont environ le double des moments fléchissants perpendiculaires. Cela est dû à la présence de jougs qui s'offrent au vent.

En courbe, les effets transversaux l'emportent. La moitié environ des moments fléchissants est permanente, ce qui a son importance pour les sols sensibles au fluage.

Les tractions horizontales s'appliquent à une hauteur moyenne de 8 m. La réaction verticale à la base de la fondation est de l'ordre de 7 tonnes.

[1] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

3. Caractéristiques des sols

Des sondages préliminaires avec prélèvements à diverses profondeurs avaient montré :

1) que le terrain naturel assez compact en surface devenait de plus en plus lâche en profondeur ;
2) que la zone remblayée est du faisceau de triage était plus compacte que la zone ouest en déblais ;
3) que la couche de grave placée en surface dans la zone ouest est compacte.

TABLEAU I

Moments de flexion à la base des pylônes
en tm (tonne × mètre)

	Nature des sollicitations	En courbe - R > 250 m		En alignement	
MX1	Rupture de fils (1 sur 5)	1,37	15 %	1,37	15 %
MX2	Vent parallèle aux voies	8,59	85 %	8,59	85 %
Total	MX1 + MX2	9,96	100 %	9,96	100 %
MY1	Traction permanente en courbe ⊥ aux voies	5,02	54 %	—	—
MY2	Vent ⊥ aux voies	4,25	46 %	4,25	100 %
Total	MY1 + MY2	9,27	100 %		

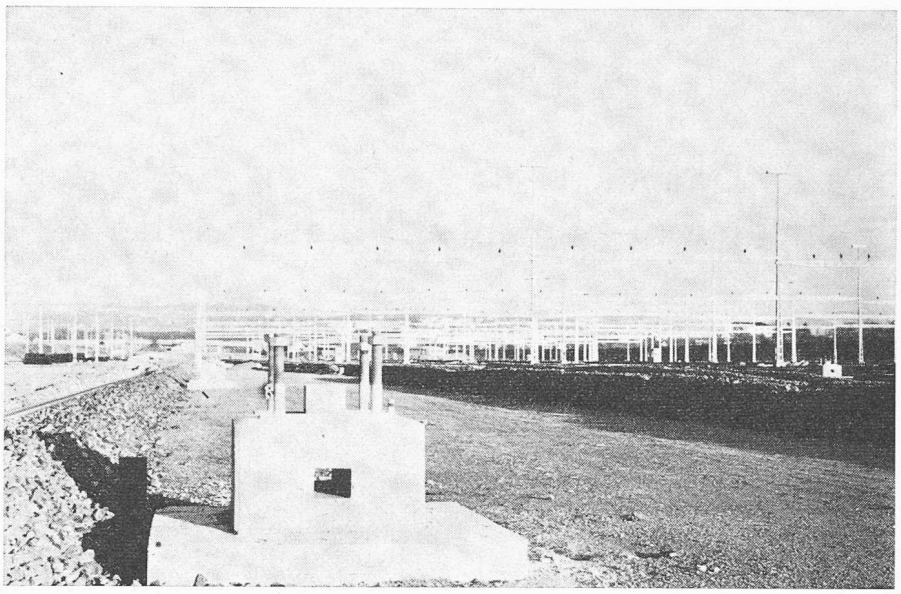

Fig. 2. — Pylônes de support et d'éclairage. — Au premier plan tête de fondation

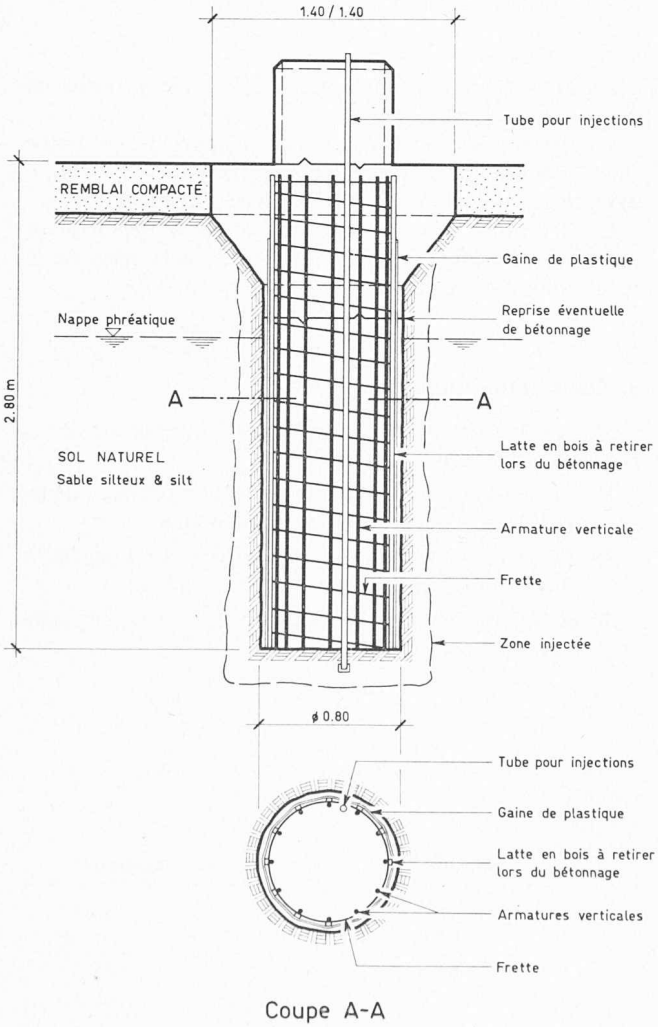

Fig. 3. — Fondation sur pieux à tête élargie avec armatures gainées.

Les caractéristiques suivantes et leurs variations à diverses profondeurs sont reportées au tableau II :

γ = densité apparente du sol ;

γd = densité sèche du sol ;

w = teneur en eau naturelle ;

q_u^* = résistance au poinçonnement mesurée au pénétromètre de poche (gradué en résistance à l'écrasement simple — kg/cm^2).

Les résultats en « italiques » correspondent à un terrain remblayé.

Les terrains rapportés en surface sont des graves (sable + gravier ∅ max. 40 mm) et le terrain naturel limoneux devient fluent sous la nappe aquifère.

4. Choix des types de socles

Les conditions à respecter étaient les suivantes :

1) Sollicitations en service selon tableau I.
2) Utilisation des pylônes normalisés, boulonnés sur socles.
3) Exécution avec des dimensions standards avec un minimum de types différents.
4) Adaptation aux caractéristiques du sol ne permettant pas d'ouvrir des fouilles non blindées.
5) Boues de forage prohibées pour éviter de salir les ballasts déjà en place.
6) Inclinaison max. sous les sollicitations de service 1 %.
7) Résistance au renversement égale à la résistance de la superstructure.
8) Largeur du socle limitée à 0,80 m dans l'entrevoie pour laisser passer la bourreuse.
9) Implantation précise.

Les sondages de reconnaissance à la tarière de ∅ 700 mm ayant bien marché, on adopta une fondation sur pieux également forés à la tarière, munis d'une tête élargie en champignon qui mobilise le mieux les réactions du sol en surface (fig. 3).

Seule la profondeur varie pour s'adapter aux sollicitations variables. Elle était limitée cependant à 2,80 m par la machine à disposition.

5. Mode d'exécution

Les opérations se succèdent comme il suit :

1) Excavation rapide du trou au moyen de la tarière à moteur « Jaques » mise à disposition par la SNCF. Diamètre modifié porté à 80 cm (fig. 4).
2) Elargissement du haut du forage en coupant à la pelle le biais du champignon. Le matériau tombant au fond du forage est extrait à son tour au moyen de la tarière.
3) Introduction de la cage d'armature préfabriquée munie d'un tube d'injection ½″ et entourée d'une gaine en plastique sur des lambourdes longitudinales en bois introduites entre les frettes spirales de l'armature et la gaine (Brevet suisse n° 446/204 — Brevet français n° 1.550.295) (fig. 5).
4) Bétonnage aussitôt après la pose de la cage d'armature avant que l'espace entre la poche de protection et le sol ne se referme. Au préalable, l'eau de forage était épuisée après la pose de la cage au moyen d'une petite pompe à moteur.
5) Pose des boulons d'ancrage fixés sur des gabarits « ad hoc » pénétrant dans la cage d'armature, réglage en plan et en altitude.
6) Bétonnage du haut du fût du pieu et du champignon.
7) Injection à faible pression (maximum 3 kg/cm²) de la base du fût au moyen de coulis de ciment.
8) Coffrage du socle hors sol et mise en place des coffrages perdus en « Eternit » pour les sorties de câbles.
9) Bétonnage et finition des surfaces apparentes des socles.

La perforation était assez rapide et le terrain assez peu perméable pour que l'on ait le temps de descendre dans le forage à l'abri de la cage d'armature gainée jouant le rôle de protection et d'y procéder aux mesures complémentaires décrites plus loin : mesure du M_{EH} à divers niveaux, mesure au pénétromètre de poche de la résistance au poinçonnement des parois du forage.

Ces mesures étaient destinées à fournir les données nécessaires au calcul de la profondeur d'encastrement dans les zones les plus mauvaises.

6. Essais de charges horizontaux M_{EH} avec plaque et relation avec la résistance mesurée au pénétromètre de poche

Dans la zone ouest du faisceau de triage, la résistance q_u^* au pénétromètre de poche a été déterminée dans 7 forages lors de la 2e campagne de construction des fondations au printemps 1967 (tableau II).

Pour la couche supérieure, dont l'épaisseur est partout inférieure au mètre, les résistances sont bonnes à très bonnes, c'est-à-dire supérieures à 3 kg/cm². En dessous de cette couche résistante, le sol présente des résistances faibles, voire très faibles suivant la zone du faisceau de triage étudiée, tandis que dans les puits se situant à la zone NE, c'est-à-dire les puits A 55 et A 41, le sous-sol présente tout de même des résistances supérieures à 1,70 kg/cm², ces valeurs tombent à environ 1 kg/cm² dans la zone des mâts A 82, A 96 et A 111, et même à 0,3 kg/cm² dans la zone SE (mâts A 16 et A 17). Les mâts A 82 et A 96 ont été soumis aux essais de renversement décrits plus loin (fig. 6).

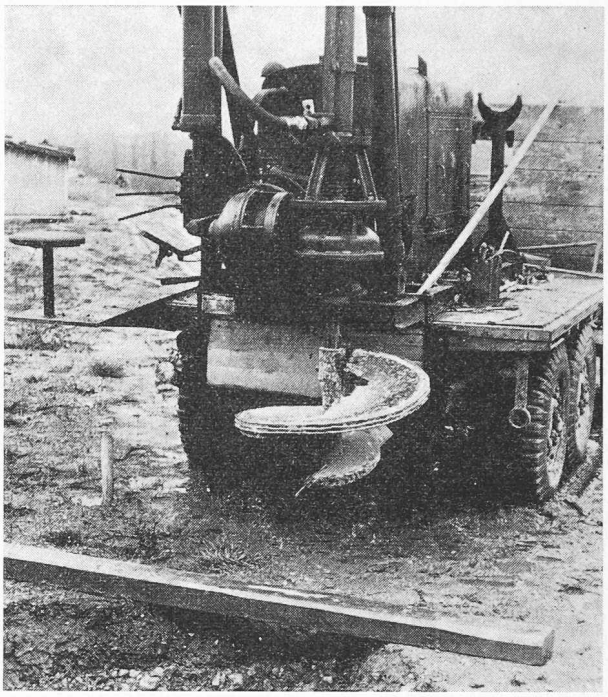

Fig. 4. — Tarière à moteur « Jaques ».

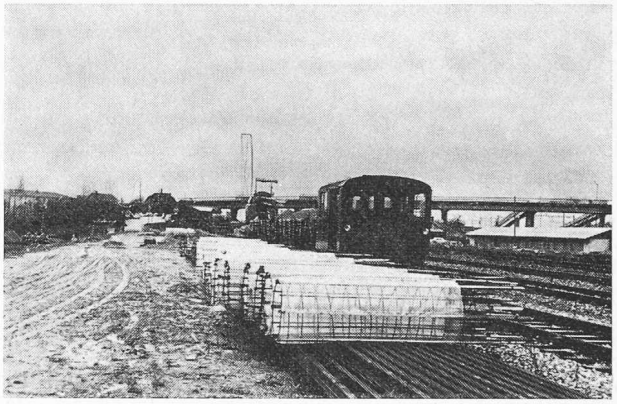

Fig. 5. — Cages d'armature avec leurs gaines en plastique (Brevet suisse n° 446/204).

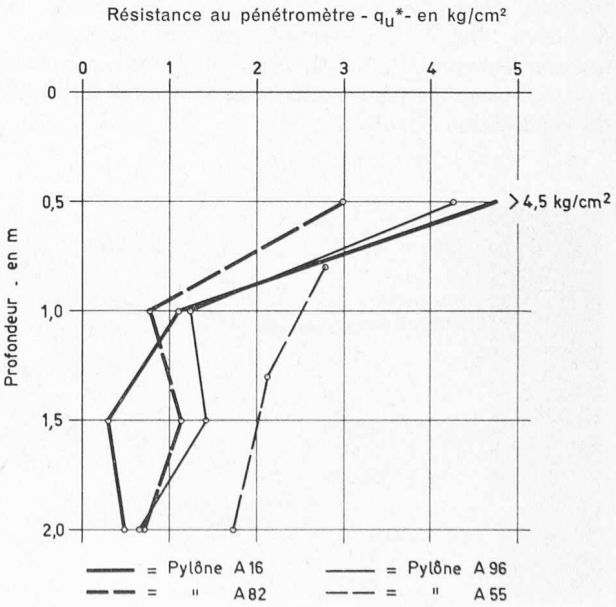

Fig. 6. — Essais au pénétromètre de poche dans les forages.

TABLEAU II — *Caractéristiques du sol*

Zone	Faisceau réception Terrain naturel en profondeur							Faisceau réception Zone remblai			Faisceau triage Terrain naturel		
Sondage n°	6	7			8			10			11		
Profondeur en mètres		γ t/m³	γ_t t/m³	w %	γ t/m³	γ_d t/m³	w %	γ t/m³	γ_d t/m³	w %	γ t/m³	γ_d t/m³	w %
0,60 - 0,80		*1,91*	*1,75*	*9,2*	*1,80*	*1,66*	*8,6*	—	—	—	—	—	—
0,90 - 1,00		*1,75*	*1,60*	*9,3*	1,64	1,49	9,9	—	—	—	—	—	—
1,00 - 1,10		—	—	—	—	—	—	—	—	—	*2,12*	*1,83*	*15,6*
1,30 - 1,40		—	—	—	—	—	—	*2,03*	*1,80*	*13,0*	—	—	—
1,50 - 1,60		*1,89*	*1,66*	*13.9*	1,67	1,46	14,1	—	—	—	—	—	—
2,00 - 2,10		1,65	1,52	8,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	q_u^* kg/cm²	q_u^* kg/cm²			q_u^* kg/cm²			q_u^* kg/cm²					
0,40	*4,2*	*2,30*			*3,30*			*> 4,50*					
0,67	1,60	1,60			1,90			> 4,50					
0,94	1,75	1,20			1,60			> 4,50					
1,21	1,25	1,60			1,90			> 4,50					
1,48	0,90	2,15			1,05			> 4,50					
1,75	—	1,30			0,65			> 4,50					
2,02	—	0,60			—			—					

Les résultats favorables obtenus dans les terrains remblayés du faisceau de réception, soit la forte résistance au pénétromètre, soit les poids spécifiques apparents élevés ne nécessitaient pas une étude plus approfondie de ces terrains.

Les quelques résultats acquis permettaient sans autre un dimensionnement des fondations situées dans cette zone de la gare.

Les résultats obtenus dans les terrains en place du faisceau de triage, par contre, posaient un problème plus complexe. Les limons argileux présentaient en effet des caractéristiques bien plus défavorables que dans la zone voisine. Pour cette raison, il fut décidé d'exécuter quelques essais de charge horizontaux M_{EH} à l'aide d'un étai dynamométrique construit à cet effet.

Cet appareil, muni de deux plaques de 200 cm² et d'un étai réglable, permettait les mesures dans les puits de 80 cm de diamètre (fig. 7). Ces mesures avaient pour but d'établir une relation entre les valeurs obtenues au pénétromètre de poche et les valeurs M_{EH} du terrain, ces dernières servant à déterminer par transformation le module de réaction C du sol, valeur qui intervient dans les calculs de stabilité par la méthode de Sulzberger (Processus du calcul selon fig. 10).

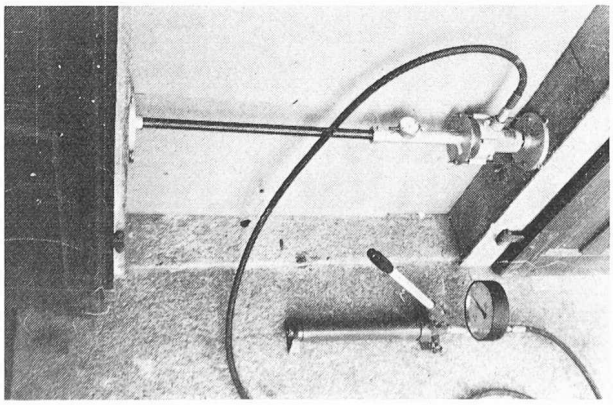

Fig. 7. — Etai dynamométrique.

Du 14 au 21 avril 1967, quatre essais de charge avec plaques furent exécutés dans les puits des fondations des mâts d'éclairage A 41, A 55, A 111 et A 16 du faisceau de triage. Les courbes d'enfoncement, sur lesquelles les valeurs M_{EH} ont été reportées, ont été tracées (fig. 8).

Parallèlement à ces essais la résistance au pénétromètre était mesurée sur la même couche de terrain. Ces deux séries de valeurs ont permis l'établissement de la courbe (fig. 9) qui donne la relation entre la résistance au pénétromètre et la valeur M_{EH} pour le palier de charge situé entre 0,5 kg/cm² et 1,5 kg/cm². Cette relation n'est valable que pour un sol donné et n'a pas un caractère général.

Les 4 courbes d'enfoncement susmentionnées montrent de grandes variations suivant la nature du sol étudié ; alors que la couche de 80 cm de profondeur du puits A 41 avait une valeur M_{EH} entre 0,5 et 1,5 kg/cm² de pression, de 182 kg/cm², la couche située à la profondeur de 2 m dans le puits A 16 donnait une valeur de 52 kg/cm², soit 3,5 fois moins que la première.

7. Méthodes de calculs utilisées

Les moments fléchissants d'encastrement admissibles peuvent être calculés par diverses méthodes qui se sont développées surtout depuis 1948 après le Congrès de la conférence internationale des grands réseaux électriques (CIGRE).

Nous avons utilisé :

A) Méthode de Sulzberger [6] usuelle aux CFF (Suisse).

B) Méthode de Ramelot-Vandeperre-UIC [4, 7] usuelle à la SNCF (France).

Rappelons rapidement les hypothèses formulées par ces auteurs :

A) *Méthode de Sulzberger*

Sulzberger admet que le sol se déforme linéairement en fonction des contraintes. Il introduit le module de réaction qui est la pression nécessaire pour enfoncer d'un centimètre dans le sol une surface de 1 cm² (dimension kg/cm³).

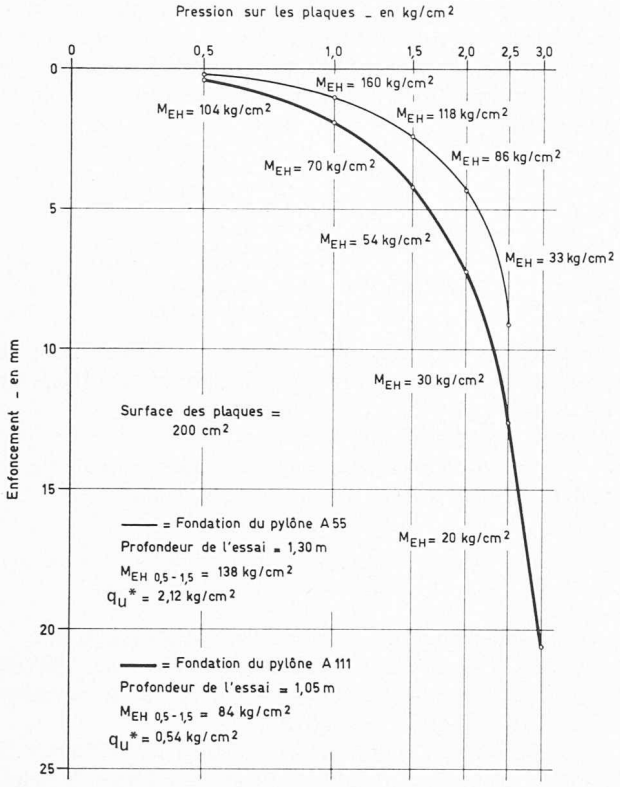

Fig. 8. — Essai de charge sur plaques verticales à l'intérieur des forages.

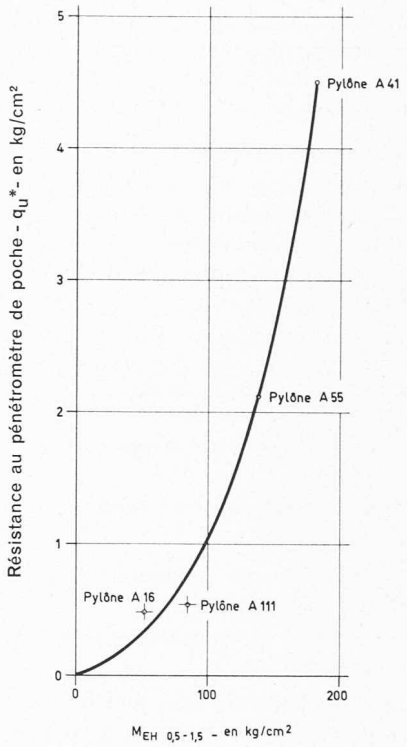

Fig. 9. — Corrélation entre q_u^* et M_{EH}.

Des réactions normales et des réactions tangentielles dues au frottement sont prises en considération. Il admet qu'un socle de fondation commence par tourner autour d'un point (*CR*) situé dans le plan de base. Lorsque la sollicitation augmente, le *CR* monte (Fig. 10).

Le moment de réaction se compose d'un terme relatif à la base et d'un terme relatif au fût (parois latérales).

a) *Le module C croît linéairement avec la profondeur*

Dans le cas particulier où le module de réaction C est connu à une profondeur donnée et croît linéairement avec la profondeur, Sulzberger a établi la relation entre la rotation du socle ou du fût et le moment de réaction. On utilise alors les formules du tableau III valables pour fût cylindrique :

Notations : (ce sont celles de Sulzberger [6].*)*

d = diamètre de la fondation circulaire,

t = fiche de la fondation,

G = poids total de la fondation + pylône,

μ = coefficient de frottement entre la fondation et le terrain,

C_t, C_b = module de réaction dans les surfaces verticales respectivement horizontales à la base de la fondation,

$tg\ \alpha$ = tangente de l'angle de l'inclinaison pour laquelle est calculé le moment de résistance,

$\alpha_0\ \alpha_1$ = angles d'inclinaison limite de validité des formules.

b) *Le module C varie de façon quelconque*

Dans le cas où le module de réaction *C* varie de façon quelconque avec la profondeur, Sulzberger indique une méthode graphique pour calculer le moment de renversement M_g en partant de la détermination du centre de rotation (*CR*), analogue au calcul de l'axe neutre d'une section de béton armé. Cette méthode générale, qui a été utilisée pour les fondations de Denges, est représentée ici (fig. 10).

La méthode susmentionnée dépend du choix judicieux du module de réaction *C*. Pour le faire en connaissance de cause les auteurs ont recouru aux essais de charge par plaque décrits au paragraphe précédent. Lorsque le diamètre *d* de la plaque d'essai est connu, on a :

$$C = \frac{M_{EH}}{d}$$

TABLEAU III

	Petites déformations	Grandes déformations
Moment de réaction dû au fût : M_S	$\frac{d \cdot t^3}{17{,}6} \cdot C_t \cdot \text{tg}\,\alpha$	$\frac{d \cdot t^3}{52{,}8} \cdot C_t \cdot \text{tg}\,\alpha$
Moment de réaction dû à la base : M_B	$\frac{\pi d^4}{64} \cdot C_b \cdot \text{tg}\,\alpha$	$c \cdot d \cdot G$

La limite entre les petites et les grandes déformations est définie comme suit :

pour M_S $\quad \alpha < \alpha_0 = \frac{8{,}8\,\mu \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_t}$

pour M_B $\quad \alpha < \alpha_1 = \frac{5{,}1 \cdot G}{d^3 \cdot c}$

Le coefficient c est une fonction de tg α :

pour $0{,}004 < \text{tg}\,\alpha < 0{,}01$ on a $0{,}3 < c < 0{,}35$

On voit immédiatement sur la figure 10 que l'hypothèse d'une croissance linéaire de C avec la profondeur aurait été très loin de la réalité. Il apparaît indispensable de n'utiliser que les données d'essai, si on veut serrer le calcul.

Les auteurs ont calculé M_S en faisant également intervenir la largeur variable d d'un fût à diverses profondeurs.

B) *Méthode Ramelot-Vandeperre-UIC*

La formule de base de Ramelot-Vandeperre [3] reproduite ci-dessous a été déduite des résultats de nombreuses expériences sur modèles réduits de fondations fichées dans un terrain sans cohésion (sable de Mol d'une densité apparente Δ de 1.500 kg/m³)

$$\boxed{M_r = K_1'' \cdot e \cdot N_r + K_2'' \cdot \Delta \cdot b \cdot h^3}$$

Notations : (ce sont celles des auteurs de la méthode [6] *et* [7]*).*

M_r = moment de renversement (kg/m)

h = fiche du massifs (m)

b = dimension de la fondation perpendiculaire à l'effort de renversement (m)

e = dimension de la fondation parallèle à l'effort de renversement (m)

a = la plus petite de ces deux dimensions (m)

N_T = charge verticale totale (poids du massif, du pylône et de l'armature) (kg).

Les deux constantes K_1'' et K_2'' sans dimensions, déterminées empiriquement sur la base des essais sur modèle réduit, sont égales à :

$$K_1'' = 0{,}5136 - \frac{0{,}175}{0{,}54 + \left(\frac{b}{e}\right)}$$

et

$$K_2'' = \left(2{,}8 - \frac{96{,}5}{68{,}5 + 3{,}375\left(\frac{N_r}{10 \cdot \Delta \cdot b \cdot e \cdot a}\right)^3}\right) \cdot \left(1 + 0{,}45\,\frac{e}{b}\right)$$

Pour les massifs de fondations cylindriques, on doit prendre: $e = b = a = 0{,}8D$ (diamètre du massif). Lazard [4] introduit une épaisseur h' de mort-terrain éventuel par un facteur correctif $(1 - E_p)$; on obtient ainsi un moment limite réduit M_B.

$$\boxed{M_B = M_r \cdot (1 - E_p)}$$

$$\text{ou } (1 - E_p) = 3{,}44\left[1 + \left(\frac{h'}{h}\right)^3\right] - 2{,}44\sqrt{\left[1 + \left(\frac{h'}{h}\right)^2\right]^3}$$

Plusieurs séries d'essais « in situ » effectués dans le cadre de l'ORE ont permis de transformer la formule de Ramelot-Vandeperre et de l'adapter pour des fondations de vraie grandeur.

A l'aide de corrélations logarithmiques les auteurs de l'ORE [7] sont arrivés à la formule suivante :

Formule ORE-UIC $\boxed{[T \cdot H]_{\text{lim}} = K \cdot 27{,}45\, M_B^{2/3}}$ (kg m).

Les essais « in situ » ont été effectués comme il suit :

Un effort de tirage T (kg) appliqué à la hauteur H (m) au-dessus du terrain provoque un moment de renversement $T \cdot H$ (kgm) sur la fondation.

Le coefficient K ci-dessus est relatif à la configuration locale du terrain, il prend les valeurs du tableau IV déterminées empiriquement.

L'étude statistique des résultats des essais de l'UIC, effectuée en grandeur nature, à montré que le tiers du moment limite $[T \cdot H]_{\text{lim}}$ (coefficient de sécurité 3) est une bonne valeur pour obtenir en service normal un angle de déversement convenable ; en effet, sur 191 essais, 97 % des cas donnaient pour 1/3 $[T \cdot H]_{\text{lim}}$ des angles de déversement $\alpha \leq 34'$ (tg α = 0,010). Sur ces mêmes essais 82 % des cas donnaient pour 1/3 $[T \cdot H]_{\text{lim}}$ des angles de déversement $\alpha \leq 17'$ (tg α = 0,005).

Sur la base de ces résultats l'UIC a proposé de choisir comme moment admissible :

$$\boxed{[T \cdot H]_{\text{adm}} = \frac{1}{3}\,[T \cdot H]_{\text{lim}}}$$

ce qui correspond à un facteur de sécurité de 3.

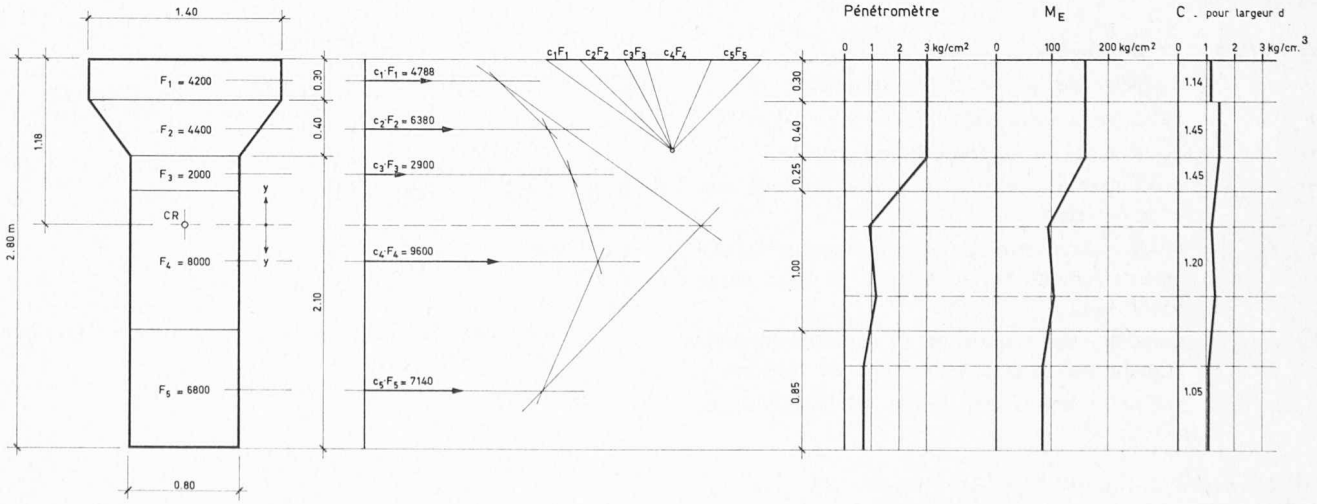

Fig. 10. — Processus de calcul du moment fléchissant admissible à partir du module de réaction C tiré des corrélations avec les mesures au pénétromètre (Méthode Sulzberger).

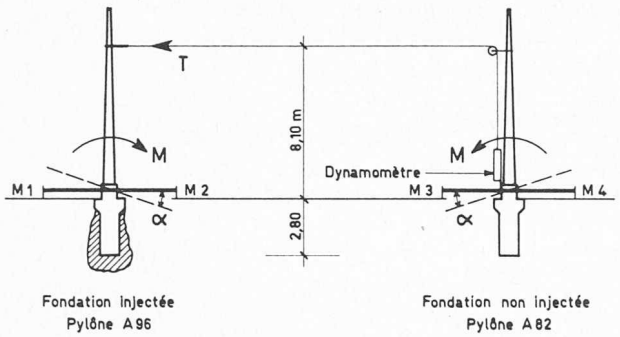

Fig. 11. — Disposition de l'essai de renversement.

On doit rappeler ici que la formule de Ramelot-Vandeperre-UIC n'introduit pas les caractéristiques géotechniques du sol environnant la fondation sauf la densité apparente. Son application se limite à des sols de qualité et de résistance moyennes à bonnes. Le rapport UIC exclut son application à des matériaux tels que rocher, craie, tourbe ou sable boulant.

Pour le cas de Denges, la formule Ramelot-Vandeperre-UIC devait donner des valeurs de moments limites pour toute la zone est exécutée sur des remblais compactés de bonne qualité. Dans la zone ouest, exécutée en majeure partie dans des matériaux en place composés de sables boulants, de silts et de silts argileux, les moments limites calculés d'après la formule Ramelot-Vandeperre-UIC auraient été trop élevés, d'où la nécessité d'essais grandeur vraie des fondations fichées dans le sable boulant.

8. Essais de renversement des fondations des mâts d'éclairage A 82 et A 96

Un essai de renversement de fondation « in situ » a été fait le 11 avril 1967. Les deux pylônes étudiés A 82 et A 96 sont reliés par un tirant sur lequel on applique une traction mesurée (fig. 11).

D'après les essais préalables on savait que les pylônes en question sont situés dans les limons de consistance molle à moyenne. Ils ne sont cependant pas les plus mauvais du faisceau de triage (résistance au pénétromètre minimale de 0,3 — 0,5 kg/cm^2 dans la zone SE, pylônes A 16 et A 17, par rapport à la résistance 0,5 — 0,7 kg/cm^2 dans la zone des pylônes d'essais).

La fondation du pylône A 96 a été injectée avec un coulis de ciment 1/1 sous une pression inférieure à 3 kg/cm^2 (quantité injectée environ 50 litres).

Les mesures d'inclinaison ont été faites pour chaque fondation à l'aide d'un clinomètre et de deux micromètres M_1 et M_2 fixés aux deux extrémités d'une poutre métallique d'environ 6,30 m de longueur, posée sur la surface supérieure du socle de fondation. La force T mesurée au dynamomètre était accrue par palier à l'aide d'un tendeur. Les inclinaisons sous charge constante étaient mesurées en fonction du temps à chaque palier.

Les courbes de déformation de la figure 12 se rapportent à des mouvements stabilisés après fluage. Les résultats obtenus figurent au tableau V.

A la fin de l'essai, on n'a pas pu constater de déformation appréciable du sol, sauf une fissure de décollement de 1 à 2 mm du côté opposé au tirant.

Le moment de résistance limite à la rupture n'a malheureusement pas pu être atteint, le maître d'œuvre désirant un essai non destructif de la charpente métallique.

A la suite de l'essai, la fiche de 2,80 m a été jugée suffisante même pour des pieux non injectés, mais à condition que la résistance au pénétromètre mesurée à 1 m de profondeur ne soit pas inférieure à 0,5 kg/cm^2.

Par contre, les auteurs ont recommandé l'injection pour les pylônes en courbe, et lorsque les caractéristiques du sol sont moins bonnes que la limite ci-dessus, pour toute la zone du faisceau de triage.

9. Comparaison entre les résultats des calculs de stabilité et les mesures faites lors de l'essai de renversement « in situ »

Le tableau VI récapitule le résultat de calculs de stabilité d'après les méthodes de Sulzberger et de Ramelot-Vandeperre-UIC, ainsi que le résultat des essais de renversement.

Il convient de préciser que le moment M_{CR} admissible selon Sulzberger est déterminé en se fixant la déformation admissible, soit tg $\alpha = 0{,}01$ selon les normes CFF, tandis que le moment M_{CR} selon Ramelot-Vandeperre-UIC est déterminé par le coefficient de sécurité, ici 3, vis-à-vis de la rupture.

Les chiffres indiqués figurant dans ce tableau permettent de formuler les constatations suivantes :

— Pour le même moment de renversement agissant sur le socle non injecté, la déformation mesurée est environ trois fois plus petite que celle qui a été calculée d'après la méthode de Sulzberger.

— La déformation de la base injectée est deux fois plus petite que celle de la base non injectée.

— La déformation mesurée est de 30 % supérieure à la déformation statistique moyenne selon Ramelot-Vandeperre-UIC. Ce dépassement ne surprend pas, car le limon boulant de Denges est plus défavorable que le sol « moyen » admis par Lazard. A noter que sans l'élargissement conique de la partie supérieure de la fondation qui constitue un renforcement par rapport à la forme cylindrique pure des essais UIC, la différence entre la déformation réelle et celle calculée serait encore plus marquée.

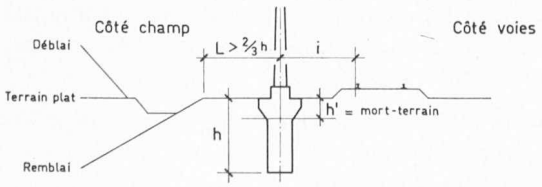

TABLEAU IV — *Valeurs du coefficient K*

Configuration du terrain	Sens du tirage		
	Côté champ	Côté voies	
		$i > 2$ m	$i \leq 2$ m
Remblai	0,85	0,95	1,50
Terrain plat	1,00	1,30	2,00
Déblai.	1,50	1,80	2,00

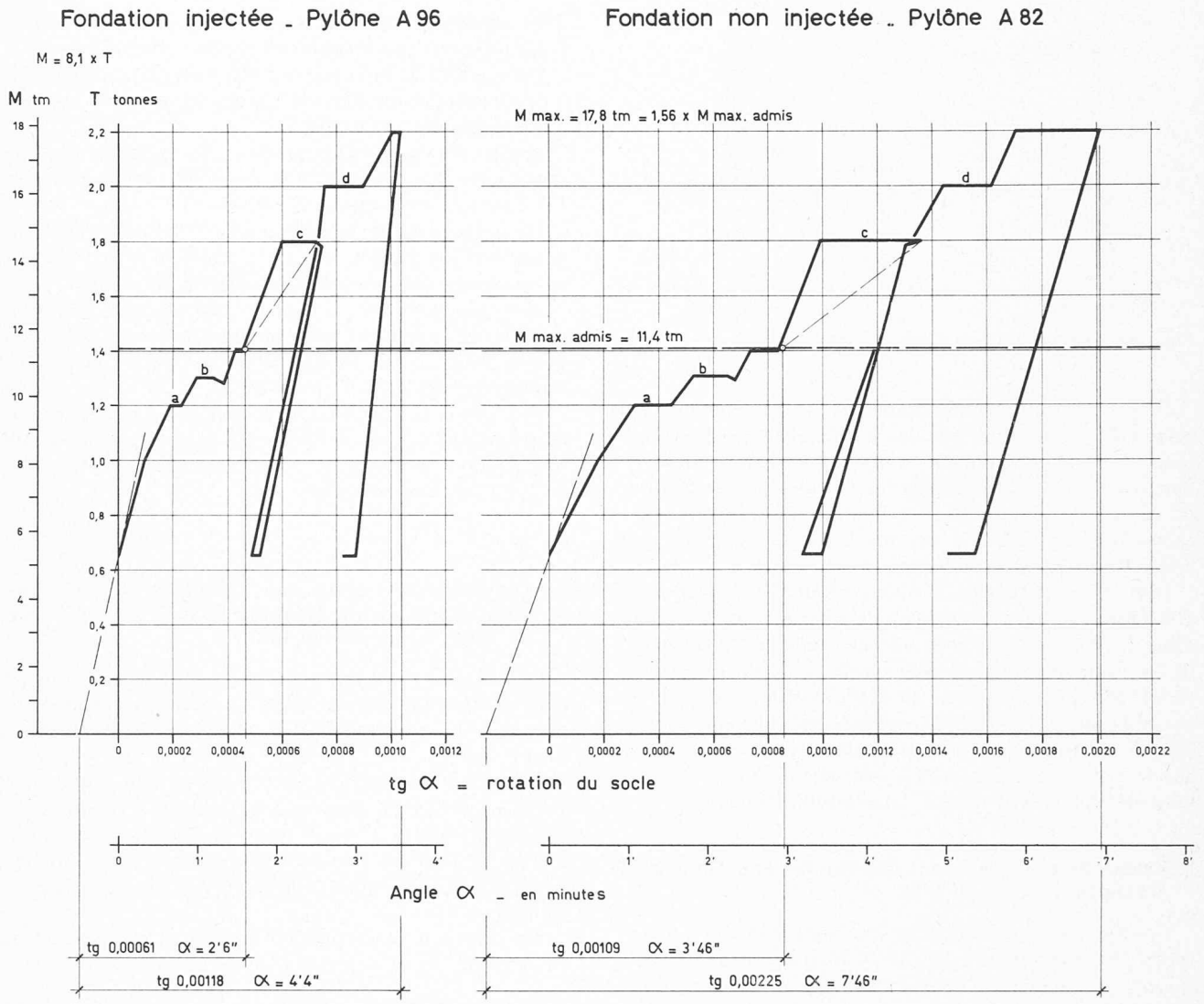

Fig. 12. — Essai de renversement. — Moment fléchissant en tête de fondation et rotation du socle.

TABLEAU V

Moment de renversement au sol en tm		Rotation du socle : tg α	
		Pylône A 82 Non injecté	Pylône A 96 Injecté
En service normal	11,4	0,0011	0,0006
Max. atteint essai	17,8	0,0022	0,0012

10. Résumé et conclusions

Les caractéristiques du sol de la gare de Denges, constitué de limons et de sables boulants plus ou moins argileux noyés dans la nappe phréatique, ont dicté le choix du mode de construction des fondations des mâts d'éclairage et des pylônes-supports de caténaires.

La fondation choisie consiste en un « pieu » bétonné sur place de 80 cm de diamètre et de fiche variable suivant le moment fléchissant résultant de la superstructure métallique. La partie supérieure est élargie en forme conique.

Ce type de fondation a requis la mise au point d'un mode d'exécution spécial qui consiste à introduire rapidement dans le trou excavé à la tarière une cage d'armature préfabriquée et enrobée d'un tissu de jute ou d'une feuille de plastique résistant. Ces derniers servent à retenir, comme le ferait un tube de revêtement, des matériaux qui se détacheraient de la paroi avant le bétonnage. Un tube d'injection permet une injection de bourrage autour de la base du pieu.

Les calculs de stabilité des fondations ont été effectués selon les méthodes de Sulzberger et de l'UIC. Les résultats obtenus ont été comparés aux mesures obtenues « in situ » lors d'un essai de renversement grandeur nature de deux fondations de pylônes d'éclairage Ia/45. Pour juger de l'efficacité d'une injection de la base du pieu au ciment, une des deux fondations a été injectée avant l'essai. L'injection, dans le cas particulier, réduit d'environ moitié les déformations totales et les déformations dues au fluage sous charge constante.

Dans le cas présenté la méthode de calcul Sulzberger donne des résultats nettement trop défavorables. Cet écart pourrait provenir de diverses causes :

— en réalité répartition spaciale à trois dimensions des contraintes alors que le calcul est fait sur une tranche à deux dimensions ;

— serrage du sol par le mode d'exécution.

TABLEAU VI

Méthode de calcul	N° du pylône	Calculs		Essais de renversement
		Moment de renversement M_{CR} admissible au centre de rotation . en tm	Déformation correspondante à M_{CR}	Déformation mesurée pour M_{CR}
Sulzberger	A 82 Non injecté	14,4	tg α = 0,0100	tg α = 0,0030
	A 96 Injecté	—	—	tg α = 0,0014
Ramelot-Vandeperre - UIC	A 82	17,0 [1]	tg α = 0,0035 [2]	tg α = 0,0045

[1] Valeur égale au $^1/_3$ du moment limite de rupture du sol.
[2] Valeur moyenne selon statistique UIC $\alpha = 12'$.

La méthode de l'UIC donne pour le cas de Denges au contraire des valeurs du moment de flexion admissibles trop favorables, c'est-à-dire que pour une inclinaison prescrite, le moment admissible calculé est environ 30 % supérieur au moment mesuré. Cette différence s'explique par le fait que la méthode statistique de l'UIC se base sur des résultats d'essais « in situ » effectués dans les sols dont la moyenne des caractéristiques est plus favorable que celle de Denges.

Dans des cas analogues, il semble indiqué de déterminer sur place les caractéristiques de portance réelles du sol.

L'intérêt de fondations de pylônes profondes et non pas étalées en surface paraît confirmé.

Remerciements

Les études susmentionnées ont été faites sous mandat des Chemins de fer fédéraux (CFF) et en collaboration avec leurs divers organismes, soit :

— R. Desponds, directeur général des CFF, Berne.
— R. Delisle, chef de la Division des travaux CFF, Lausanne.
— A. Dufour, chef de la Section de construction de Denges. Direction des travaux CFF.
— R. Enning & R. Bürki, Section des installations électriques CFF.

La mise au point du mode d'exécution a été faite en collaboration avec la SNCF qui a mis à disposition la tarière à moteur et son conducteur, M. Nicolas, et avec E. Käser de l'entreprise Marti qui a exécuté les travaux de génie civil de la gare de triage.

Nos remerciements s'adressent aux personnes mentionnées ci-dessus et en particulier à la Direction du Ier arrondissement qui a favorisé une étude d'intérêt scientifique.

BIBLIOGRAPHIE

[1] R. DESPONDS, 1968 : *La nouvelle gare de triage de Lausanne*. Bulletin technique de la Suisse romande 14.12.68, p. 345.
[2] H. B. DE CÉRENVILLE & I. K. KARAKAS, 1964 : *Problèmes géotechniques de l'autoroute Lausanne-Genève*. Bulletin technique de la Suisse romande 8.8.64, p. 273.
[3] *Rapport IRSIA-IWONL*, 1950. Travaux de la commission d'études de fondations de pylônes de la société intercommunale belge d'électricité, n° 2, février 1950. Résumé de recherches.
[4] A. LAZARD, 1955 : *Moment limite de renversement de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolées*. Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics. Janvier et juillet-août 1955.
[5] M. SUBERKRUB : *Mastgründungen*. Editions Ernst und Sohn. Berlin 1958.
[6] G. SULZBERGER, 1945 : *Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung*. Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, n° 10-16 mars 1945.
[7] *Union internationale des chemins de fer (UIC)*. Février 1967. Office de recherches et d'essais (ORE), question A 1a, calcul des fondations et des supports de caténaires.

Adresse des auteurs :
J.-C. Ott et P. Amsler,
c/o Ott et Blondel, ingénieurs-conseils,
13, ch. Rieu 1208, Genève.

La microtechnique, une nouvelle branche à l'EPFL

par C.W. BURCKHARDT, D^r phys. S.I.A., professeur à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

1. Généralités

Ces dernières années, on a beaucoup parlé de microtechnique, du fait qu'il est essentiel que les écoles polytechniques forment des ingénieurs dans ce domaine. L'Association suisse de microtechnique (ASMT) — créée en 1962 par des industriels dans le but principal de promouvoir l'enseignement de la microtechnique en Suisse et qui s'est fait connaître par l'organisation de plusieurs journées de microtechnique — a vu ses efforts couronnés de succès : un institut a été fondé en 1968 à Zurich et un autre en 1969 à Lausanne. Ces instituts de microtechnique ont pour mission de former des ingénieurs et de développer la recherche.

a) *Définition*

Il s'avère assez difficile de donner une définition claire et exhaustive de la microtechnique. Dans d'autres langues, la terminologie montre quelques particularités. La microtechnique connaît trois traductions en allemand suivant la région : en Allemagne de l'Est, on parle de « Feingerätetechnik », en Allemagne de l'Ouest, de « Feinwerktechnik », et en Suisse alémanique, de « Feintechnik ». Les Anglais n'ont pas de terme particulier.

D'une manière un peu simpliste, nous pouvons dire que la microtechnique est la technique relative aux produits répondant aux trois critères suivants :