

La durabilité du béton et du béton armé soumis aux actions atmosphériques

**(Considération particulière des supports en béton armé
de lignes électriques aériennes)**

par F. CAMPUS,

Professeur à l'Université de Liège, Directeur de l'Institut du Génie Civil.

Introduction

Au cours des dernières années, après la fin de la guerre, divers cas importants de dégradation de constructions en béton armé, par l'action des intempéries, ont été portés à ma connaissance. Les grandes poutres bow-string de support extérieur des toitures-sheds de deux grands bâtiments d'ateliers mécaniques dans l'agglomération liégeoise ont subi des dégâts très importants, tant par leur développement à chaque ferme que par le nombre de celles-ci. De grandes plaques superficielles de béton se détachaient, mettant à nu les armatures. Celles-ci ont été fortement corrodées. Le décapage préalable à la réfection a montré qu'en beaucoup d'endroits le béton était friable sur une épaisseur beaucoup plus forte, sous les armatures. La construction avait environ 15 ans d'âge. La réparation a été très onéreuse.

Des dégradations localisées, plus ou moins étendues sont observables couramment sur de nombreux ouvrages. J'en ai remarqué récemment sur un grand pont en béton armé, à Paris, et, ailleurs, sur des ouvrages de moindre importance; on m'en a signalées aussi sur des ouvrages d'art près de Liège.

Un cas important, par ses répercussions générales, notamment dans l'ordre économique, est celui des poteaux en béton armé pour le support des lignes électriques. Les entreprises de distribution d'électricité de Belgique se sont récemment émues des dégâts généralisés et étendus observés sur les poteaux, dont elles avaient attendu une durée beaucoup plus grande, pratiquement indéfinie.

C'est, en effet, l'opinion courante des utilisateurs, encouragée par les fournisseurs ou entrepreneurs, que le béton et le béton armé sont inaltérables et ne demandent pas d'entretien. Cet optimisme est démenti d'une manière flagrante par la ruine souvent rapide des petits éléments préfabriqués, tels que les piquets de

clôture, les barrières et les palissades, les taques, etc... en béton armé. Ce sont-là des éléments de faible importance intrinsèque. Leur qualité laisse souvent à désirer ; le souci de la légèreté et de l'économie arrive à être en opposition avec les règles techniques d'emploi des matériaux et, certes, avec les conditions de durabilité. Pour les poteaux de lignes électriques, éléments notablement plus importants, les mêmes facteurs dominent cependant la question.

Les dégradations considérées engendrent la hideur des éléments qu'elles affectent, une diminution progressive de la sécurité et entraînent finalement des conséquences financières importantes en raison de la multiplication des dégâts par le grand nombre d'éléments qui en sont atteints.

On doit conclure de ces constatations que, si les règles actuelles de construction, telles qu'elles ont été normalisées, sont susceptibles d'assurer l'efficacité technique, elles ne s'attachent pas suffisamment à la durabilité des ouvrages en béton armé soumis aux intempéries. Par exemple, dans la dernière édition de 1944 du Rapport n° 15 de l'A. B. S., concernant les Instructions relatives aux ouvrages en béton armé, on lit ce qui suit : « Les distances des armatures aux parois des coffrages devront toujours être égales ou supérieures au diamètre de la circonférence circonscrite à la plus forte barre, sans pouvoir descendre en dessous de 20 mm, sauf pour les armatures d'un diamètre inférieur à 10 mm ; dans ce dernier cas, une distance de 15 mm suffit. Cette spécification s'applique notamment aux étriers.

Toutefois, pour des constructions soumises aux intempéries ou à l'action de substances pouvant attaquer les armatures ou à la chaleur, la distance aux coffrages sera augmentée. »

Aucune indication n'est donnée quant aux qualités respectives des bétons non exposés ou exposés aux intempéries.

La norme toute récente N. B. N. 96- 1949 de l'I. B. N., concernant les Prescriptions relatives aux poteaux en béton armé, stipule que « le béton sec ne peut absorber un poids d'eau supérieur à 6/100 de son propre poids ». Elle prescrit l'application de la norme N. B. N. 15 *en ce qui concerne les tensions de sécurité*, mais non d'une manière générale. Notamment, elle substitue aux prescriptions précitées, relatives à la distance minimum des armatures au coffrage, les suivantes :

« La distance minimum entre toute pièce métallique de l'armature et la surface extérieure doit être d'au moins 20 mm. » Il n'y a pas de référence aux intempéries.

On n'établit pratiquement guère ou pas de distinctions entre les dispositions des ouvrages intérieurs, protégés des intempéries, et celles des ouvrages extérieurs, qui y sont exposés. Pour des raisons de concurrence, les constructeurs ne sont guère tentés d'y attacher plus d'importance qu'on ne l'exige, d'autant plus que, sauf en cas

de malfaçons graves, les dégâts ne se manifestent guère avant une durée de dix ans, terme fixé à leur responsabilité. Ces dégâts n'ont pas toujours une importance généralisée. Des ouvrages importants et bien exécutés peuvent en être affectés sporadiquement.

Pour des toitures cachées aux vues normales, tant que les fissures sont localisées, on a la ressource de les couvrir de bandes adhésives étanches. Si elles se développent au point d'affecter la quasi-totalité de la toiture, on peut recourir à un étanchement général. Mais pour les éléments extérieurs, exposés à la vue, généralement verticaux, et notamment pour les poteaux, ces palliatifs ne sont pas utilisables ; ils sont d'ailleurs coûteux et de durabilité limitée, exigeant un entretien.

Il est probable que l'expérience décevante des utilisateurs aura comme conséquence que la durabilité des ouvrages en béton devra faire l'objet de garanties plus grandes dorénavant. Il sera opportun de distinguer diverses catégories d'ouvrages : ceux qui sont protégés (intérieur) ; ceux qui sont exposés aux intempéries, selon le climat ; ceux qui sont exposés à l'action de substances pouvant attaquer le béton ou les armatures, selon le degré de nocivité ; ceux qui sont exposés à la chaleur, etc... Les mesures propres à chaque cas devront être basées sur les causes d'altération, qui sont de nature générale ou particulière.

Ce qui suit a trait aux causes générales d'altération, qui sont celles qui sont à prendre principalement en considération pour l'action des intempéries.

Composition du béton ⁽¹⁾

Le béton constitue ce que l'on appelle un pseudo-solide ; il est hétérogène et poreux. Le meilleur moyen de mettre ce caractère en évidence est de recourir à l'analyse volumétrique et pondérale.

En désignant pour un m^3 de béton :

par p le volume absolu de pierrailles et par P leur poids ;

par s le volume absolu de sable et par S son poids ;

par c le volume absolu de ciment et par C son poids ;

par e le volume absolu d'eau et par E son poids ;

par v le volume absolu de vides ;

(¹) Cfr. F. Campus. — La composition des bétons de route. 2^e Congrès belge de la route, Anvers 1933.

Bétons compacts pour ouvrages massifs hydrauliques. *Bulletin C. E. R. E. S.*, Tome II, 1947.

Réalisation de bétons compacts par vibration, 3^e Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes, Liège, 1948, Publication finale 1950.

d'autre part par Δp , Δs , Δc et Δe , les poids spécifiques absolus des pierrailles, du sable, du ciment et de l'eau, on a :

$$p = \frac{P}{\Delta p}, \quad s = \frac{S}{\Delta s}, \quad c = \frac{C}{\Delta c}, \quad e = \frac{E}{\Delta e}$$

$$p + s + c + e + v = 1.$$

Appelons vp la porosité apparente ou proportion de vides de la pierraille (en volume apparent);

ρ le coefficient de remplissage des vides de la pierraille par le mortier;

r le rapport $\frac{\rho vp}{1 - vp}$ du volume absolu de mortier au volume absolu de pierrailles;

μ le rapport $\frac{s + c}{s + c + e + v}$, c'est-à-dire la compacité sèche du mortier;

γ le rapport $\frac{c}{e + v}$, généralisant le rapport ciment/eau.

On établit aisément les relations suivantes :

$$p = \frac{1}{1 + r};$$

$$s = \frac{[\mu - \gamma(1 - \mu)]r}{1 + r};$$

$$c = \frac{\gamma(1 - \mu)r}{1 + r};$$

$$e + v = \frac{(1 - \mu)r}{1 + r}.$$

Ces formules permettent théoriquement de déterminer la composition d'un béton de compacité et de résistance données.

La compacité du béton frais est :

$$p + s + c = \beta = \frac{1 + \mu r}{1 + r}.$$

Celle du béton durci est :

$$\beta' = \frac{1 + r \left[\mu + \frac{\gamma \varepsilon \Delta c}{\Delta e} (1 - \mu) \right]}{1 + r}$$

en appelant ε la proportion en poids d'eau fixée par le ciment.

D'après la formule de Féret, la résistance à la compression d'un béton, à un âge déterminé, est :

$$R_b' = K \left(\frac{\gamma}{1 + \gamma} \right)^2.$$

Les divers coefficients ont des domaines de variation plus ou moins limités.

μ croît avec la consistance du béton frais. Pour les bétons fluides, μ peut descendre jusque vers 0,60. Une valeur moyenne pour les bétons mous est 0,67. Pour les bétons secs, μ atteint 0,70 et pour les bétons vibrés les plus secs, il reste inférieur à 0,75.

Pour les bétons très fluides, ρ peut atteindre 1,80, sans dépasser 2,00. Pour les bétons mous, en moyenne $\rho = 1,5$, d'où $\mu\rho = 1$. Pour les bétons plus secs, mais cependant mis en place par damage, $\rho = 1,30$ à 1,40, en moyenne 1,35. Pour les bétons vibrés les plus secs, ρ peut descendre jusqu'à 1,20, même 1,10. Pour les bétons caverneux, $\rho < 1$. Intermédiairement, on peut recourir aux bétons injectés, avec $\rho = 1$.

Le rapport r suit, dans les grandes lignes, la variation de ρ , avec une valeur moyenne peu supérieure à 1.

La valeur de ϵ est comprise entre 0,20 et 0,25 ; en moyenne on admet 0,225.

Appliquons ces formules à l'analyse des bétons classiques en Belgique, tels qu'ils sont définis notamment par la norme N. B. N. 15 :

800 litres de gravier 5/20 à 5/25 mm,
400 litres de gros sable ;

ou encore

900 litres de pierrailles concassées 5/20 à 5/25 mm,
450 litres de gros sable,

et

300, 350 ou 400 kg de ciment.

Ces bétons peuvent convenir pour les supports de lignes aériennes électriques, pour lesquels les plus gros grains ne peuvent dépasser 25 mm. Le ballast sera donc par exemple du 5/25 mm. Le gros sable a des grains compris normalement entre 0,25 et 2,5 mm. Le ciment est composé de grains plus fins que 0,10 mm en général.

Pour les pierrailles concassées 5/25, on peut admettre :

$$vp = 0,50 \quad \frac{vp}{1 - vp} = 1.$$

Pour du gravier 5/25 bien composé :

$$vp = 0,40 \quad \frac{vp}{1 - vp} = 0,66.$$

Ces valeurs sont des valeurs expérimentales moyennes, mais on a trouvé aussi pour du gravier moins bien composé :

$$vp = 0,435 \qquad \frac{vp}{1 - vp} = 0,77.$$

Cette dernière valeur est voisine de 0,45, admissible pour le sable connu en Belgique sous le nom de sable du Rhin.

Pour les poids spécifiques, on admet :

pour le gravier, les pierrailles de grès et le sable $\Delta = 2650 \text{ kg/m}^3$;

pour les pierrailles de porphyre $\Delta p = 2730 \text{ kg/m}^3$;

pour le ciment Portland $\Delta e = 3100 \text{ kg/m}^3$.

Pour la quantité d'eau, sans entrer ici dans plus de développements, nous admettrons pour les bétons mous :

$$\frac{E}{C} = 0,50 \text{ à } 0,55 \text{ pour } C = 300;$$

$$\frac{E}{C} = 0,45 \text{ à } 0,50 \text{ pour } C = 350;$$

$$\frac{E}{C} = 0,425 \text{ à } 0,45 \text{ pour } C = 400;$$

$$\frac{E}{C} = 0,40 \text{ à } 0,425 \text{ pour } C = 450.$$

La valeur $\varepsilon = 0,225$ donne $\varepsilon \frac{\Delta c}{\Delta e} = \sim 0,70$,

ce qui correspond à une porosité du béton durci :

$$c \left(\frac{1}{\gamma} - \varepsilon \frac{\Delta c}{\Delta e} \right) = c \left(\frac{1}{\gamma} - 0,70 \right)$$

ou encore :

$$(e + v) \left[1 - \gamma \varepsilon \frac{\Delta c}{\Delta e} \right].$$

Un auteur français, M. Fedi, assigne à $\varepsilon \frac{\Delta c}{\Delta e}$ la même valeur de 0,70.

Dans la suite, nous admettons $v = 0$, ce qui implique une mise en place idéale du béton.

I) Béton de 800 l de gravier, 400 l de sable et 300 kg de ciment. Dans ce dosage, comme dans les trois autres qui suivent, les poids de gravier ou de pierrailles et de sable concernent des matériaux pratiquement secs.

$$vp = 0,40, \qquad \frac{vp}{1 - vp} = 0,66, \qquad vs = 0,45, \qquad \Delta p = \Delta s = 2,65.$$

	Volumes apparents l	Volumes absolus l	Proportions en volume absolu	Poids kg
Gravier	800	480	0,48	1272
Sable	400	220	0,22	583
Ciment	—	97	0,097	300
Eau	165	165	0,165	165
Total		962	0,962	2320

Pour un volume d'un mètre cube :

	Volumes absolus l	Proportions en volumes absolus l	Poids kg
Gravier	499	0,499	1320
Sable	229	0,229	606
Ciment	101	0,101	313
Eau	171	0,171	171
	1000	1,000	2410

$$r = \frac{1}{p} - 1 = \sim 1 = \rho \times 0,66 ;$$

$$\rho = \frac{1}{0,66} = \sim 1,50 ;$$

$$\mu = \frac{0,330}{0,501} = 0,66 ;$$

$$\beta = p + s + c = 0,829 ;$$

$$\beta' = 0,829 + 0,071 = 0,895.$$

La porosité du béton durci est 0,105 *en volume*. Pour l'obtenir en poids, il faut diviser par le poids spécifique du béton desséché, qui est 2410 — 100 = 2310, divisé par 1000. Cela donne 4,55 % de porosité en poids, inférieur à 6 %.

II) Même béton, sauf 400 kg de ciment.

	Volumes apparents l	Volumes absolus l	Proportions en volumes absolus	Poids kg
Gravier	800	480	0,48	1272
Sable	400	220	0,22	583
Ciment		129	0,129	400
Eau	171	171	0,171	171
		1000	1,000	2426

$$r = 1,083, \quad \rho = 1,625, \quad \mu = \frac{0,349}{0,520} = 0,67$$

$$\beta = 0,829, \quad \beta' = 0,829 + 0,09 = 0,919.$$

La porosité du béton durci est 0,081 en volume. En poids, on trouve $\frac{0,081}{2,345} = 0,0345 < 0,06$.

III) Béton de 900 litres de pierrailles de porphyre, 450 litres de sable et 400 kg de ciment.

$$vp = 0,50, \quad \frac{vp}{1 - vp} = 1, \quad \Delta p = 2730; \quad vs = 0,45, \quad \Delta s = 2650.$$

	Volumes apparents l	Volumes absolus l	Proportions en volumes absolus	Poids kg
Pierraille	900	450	0,45	1228,5
Sable	450	247,5	0,2475	656
Ciment		129	0,129	400
Eau	173,5	173,5	0,1735	173,5
		1000	1,000	2458

$$r = 1,22 \quad \rho = 1,22 \quad \mu = \frac{0,3765}{0,55} = 0,685$$

$$\beta = 0,8265 \quad \beta' = 0,9165$$

La porosité de ce béton est 0,0835 en volume. En poids, $\frac{0,0835}{2,3745} = 0,035 < 0,06$.

IV) Béton à 0,06 de porosité en volume, contenant 500 kg de ciment par m³.

$$\text{Donc } \beta' = 0,94 \text{ et } \beta = 0,94 - 0,1125 = 0,8275$$

$$\text{Donc } e = 0,1725, \quad E = 172,5 \text{ kg}$$

$$c = \frac{C \times 1000}{3100} = 0,161.$$

$$\text{D'où } p + s = 1 - c - e = 0,6665.$$

Cela correspond à 800 litres de gravier : $p = 0,48$, et 339 litres de sable : $s = 0,1865$.

r et ρ sont sensiblement les mêmes que pour le béton II.

$$\mu = \frac{0,3475}{0,52} = 0,67, \text{ valeur normale.}$$

$$\frac{E}{C} = \frac{172,5}{560} = 0,345, \text{ valeur assez faible.}$$

Poids par m^3 :

$$\begin{array}{rcl} P & = & 1272 \\ S & = & 495 \\ C & = & 500 \\ E & = & 172,5 \\ \hline & & 2439,5 \end{array}$$

La porosité en poids est $\frac{0,06}{2,3795} = \sim 0,0252 < 0,06$.

D'après cela on constate qu'un béton durci de porosité réelle, c'est-à-dire en volume, égale à 6 %, requiert une composition appropriée, une grande richesse en ciment, relativement peu d'eau et une confection très soignée, de manière à ne pas contenir de vides d'air. Le fait d'avoir admis $v = 0$ est plutôt optimiste et influe trop favorablement sur les exemples précédents. Le béton IV devrait être vibré. Or, sa composition ne convient pas pour un béton vibré. Il est trop riche en mortier. Une composition plus appropriée devrait augmenter p au détriment de s et de c , pour avoir des valeurs de ρ et de r moindres. Cependant, il faut prendre garde à la valeur limite de μ . Sans approfondir davantage, on se borne à constater qu'il est difficile d'assurer une porosité réelle, c'est-à-dire en volume, du béton durci égale à 6 % au moyen des matériaux envisagés. La porosité visée par la norme N. B. N. 96 est en réalité l'absorption d'eau à la température et à la pression ordinaires, rapportée au poids sec du béton. Elle a le défaut de donner une idée très inexacte de la porosité réelle, qui s'exprime en volume et qui est égale à la porosité en poids multipliée par le rapport du poids spécifique du béton sec au poids spécifique de l'eau. C'est-à-dire que 6 % de porosité en poids correspond à une porosité en volume comprise entre 13,8 et 14,4 % en moyenne (soit 138 à 144 litres de vides par m^3 de béton desséché).

Les exemples précédents établissent des porosités théoriques moyennes, impliquant une mise en œuvre soignée. Une mise en œuvre défectueuse pourra entraîner une augmentation de la porosité par une valeur de $v > 0$. Mais un compactage particulièrement poussé, par exemple par vibration, pourra le cas échéant faire expulser du béton une certaine quantité d'eau, sans création de vides, par serrage plus important des agrégats. La porosité en volume pourra être de ce fait légèrement réduite.

Le béton, tel qu'il vient d'être défini, est normalement hétérogène et poreux ; il contient des vides remplis totalement ou partiellement d'eau et d'air. Il est très difficile d'éviter tout vide dans le béton frais, sauf s'il contient un excès d'eau. Un béton frais de confection normalement soignée contiendra 1 % à 2 % de vides en moyenne (10 à 20 litres par m³). Un béton mal confectionné peut en contenir 5 % et davantage. Bien entendu, un excès d'eau est nuisible aussi et produit le même effet que des vides.

On peut par l'emploi de produits d'usage assez récent aux Etats-Unis, appelés « agents entraîneurs d'air », provoquer la formation de bulles d'air réparties au sein de la masse de béton frais, en quantité assez appréciable, supérieure généralement à 3 %.

Il est intéressant de mettre en évidence les effets de ces vides sur le poids spécifique du béton frais et sur la porosité en volume du béton durci ($1 - \beta'$).

En partant du volume de 1 m³ de béton frais sans vides, ce volume avec 2 % de vides devient $\frac{1.00}{0.98} = 1.0204$.

En conséquence, les poids spécifiques des bétons frais doivent être divisés par 1,0204 et deviennent,

pour les bétons :

I	II	III	IV
2354	2377,5	2409	2385 kg/m³

Quant aux porosités en volume, elles deviennent, en appelant β'_0 la compacité du béton durci sans vides :

$$1 - \beta' = \frac{1 - \beta'_0}{1,0204} + 0,02.$$

On trouve,

pour les bétons :

I	II	III	IV
$1 - \beta' = 0,123$	0,099	0,102	0,079

Ces porosités sont toutes inférieures à 6 % en poids. La première s'en rapproche. La prescription de la norme N. B. N. 96 constitue donc tout juste une précaution contre les bétons les plus ordinaires (313 kg de ciment par m³), mis en œuvre avec un soin médiocre.

On peut contrôler la quantité de vides par le poids spécifique du béton frais. Celui du béton durci est influencé par la quantité d'eau non fixée qu'il contient. Il peut être inférieur à celui du béton frais s'il y a eu évaporation, mais il peut être supérieur s'il y a eu imbibition (par conservation sous eau).

La détermination de la porosité en poids par la méthode définie à la norme N. B. N. 96-1949 est assez grossièrement par défaut ;

elle ne mesure que l'absorption d'eau à la température et à la pression ordinaires. Il serait d'ailleurs préférable de l'effectuer de la manière inverse de celle indiquée par la norme, à savoir d'imbiber d'abord les échantillons jusqu'à poids constant, puis de les dessécher jusqu'à poids constant, à une température comprise entre 100 et 110° C. Il est certain que, dans ces conditions, on ne peut être assuré de parvenir à remplir d'eau tous les pores, ni à dessécher suffisamment le béton.

La méthode de l'autoclave donne un résultat plus approximatif, mais qui est encore éventuellement par défaut en ce qui concerne la porosité. On opère comme suit. L'éprouvette est placée dans l'autoclave dont l'eau est portée à l'ébullition à la pression ordinaire. Après quelques heures d'ébullition, la majeure partie de l'air étant expulsée, l'autoclave est fermé et réglé de manière que la pression s'élève à 4,5 ou 5 kg/cm². Cette pression est maintenue pendant trois heures puis, la soupape restant fermée, le chauffage est supprimé et l'autoclave est laissé à refroidir pendant 24 heures. Le bloc est alors pesé, puis il est desséché jusqu'à poids constant. Par la différence de poids rapportée au poids de l'échantillon et multiplié par son poids spécifique à l'état sec, divisé par le poids spécifique de l'eau, on obtient la porosité en volume.

Une remarque finale, essentielle pour la régularité de qualité du béton, concerne le dosage *en volumes apparents* du gravier et du sable, tel que je l'ai repris plus haut de l'article 27 de la norme N. B. N. 15-1944 (Instructions relatives aux ouvrages en béton armé). L'article 52 de cette norme reconnaît que cette pratique est défectueuse, en raison des variations de poids spécifique apparent du gravier et surtout du sable avec le degré d'humidité.

Il faut donc exprimer tous les éléments du dosage en poids, de la manière indiquée plus haut pour des matériaux secs. S'ils sont mouillés, il faut faire la correction du poids de gravier et de sable, aussi de l'eau, dont la quantité apportée par les agrégats est déterminée par expérience directe (séchage et double pesée).

Comportement du béton exposé aux intempéries

Les intempéries agissent sur le béton par les variations de la température et par celles du degré hygrométrique de l'ambiance. Ceci entraîne des fluctuations de la quantité d'eau libre dans le béton durci, qui tantôt se dessèche par évaporation de l'eau qu'il contient, tantôt en absorbe par condensation ou par mouillage direct par la pluie et absorption capillaire.

Les variations du degré d'humidité du béton entraînent des variations de volume. Le retrait désigne la contraction qui accompagne le durcissement du béton à l'air, permettant une certaine dessiccation. Il est partiellement réversible; une imbibition ultérieure entraîne un gonflement d'ailleurs inférieur au retrait initial.

Le durcissement sous eau produit un gonflement initial, qui se transforme en retrait par dessiccation ultérieure, mais le retrait final est moindre et ce d'autant plus que l'immersion a été plus longue.

En réalité, le retrait n'affecte que la pâte de ciment et non les matières inertes. Il est donc plus grand, toutes choses égales, en pâte pure qu'en mortier et qu'en béton. Voici pour fixer les idées, les retraits linéaires mesurés pour un même ciment portland, après 365 jours de durcissement à l'air à 75 % d'humidité environ (temp. 16° C) :

sur pâte pure normale, env. 28 % d'eau	29,5.10 ⁻⁴
sur mortier de 450 kg de ciment par m ³ de sable du Rhin, poids d'eau égal à 11 % du poids des éléments secs	21.10 ⁻⁴
sur béton de 1250 kg de gravier 5/20, 630 kg de sable du Rhin 0/2, 350 kg de ciment et 158 l d'eau	2,8.10 ⁻⁴

Cette diminution du retrait global par les matériaux inertes est l'indice et la cause de tensions de retrait, qui sont des extensions dans la pâte et le mortier, des compressions dans les grains inertes, notamment les plus gros, c'est-à-dire les pierrailles ⁽²⁾. En cas de dessiccation rapide du béton, par exemple par un temps très chaud et en absence de précautions spéciales, un retrait important et rapidement croissant dès le début du durcissement peut produire des fissures superficielles, dont les plus grandes sont visibles à l'œil nu, mais qui peuvent être accompagnées de nombreuses fissures internes très fines, rayonnantes par rapport aux pierrailles et divisant les lames de mortier qui les agglomèrent ⁽³⁾. Ces fissures peuvent dans la suite s'imbiber d'eau, par capillarité.

Le coefficient de dilatation thermique est très difficile à déterminer, parce que les conditions de l'expérience font varier l'humidité, ce qui provoque des variations de longueur de caractère non thermique. Les dilatations dues à une élévation de température sont diminuées en raison du retrait de dessiccation correspondant et les contractions dues à un abaissement de température peuvent être altérées de même à cause d'une augmentation de l'humidité. Il faudrait donc opérer sur du béton absolument sec, dans l'air sec, ou sur du béton saturé et sous eau. Les coefficients de dilatation

(2) Cfr. F. Campus. — Effets élastiques d'inclusions hétérogènes dans un milieu subissant un retrait (Abstracts of papers, 4th international Congress for Applied Mechanics. Cambridge 1934).

Tensions produites dans le béton et le béton armé par suite des variations de volume (Hormigon y Acero, Madrid 1935, *Revue universelle des Mines*, janv. 1936).

(3) J. Bolomey. — Gélivité des bétons, *Bulletin du Ciment*, novembre 1946.

thermique sont différents dans les deux cas, qui ne correspondent d'ailleurs pas aux conditions des bétons exposés aux intempéries. Au total, on a peu de renseignements sûrs au sujet du coefficient de dilatation thermique des bétons. Il est variable avec l'âge pour un même béton. Il va éventuellement en croissant jusque vers l'âge de 6 mois, pour diminuer ensuite lentement jusqu'à l'âge de 6 ans et au-delà ⁽⁴⁾. Il a une valeur plus basse en cas de durcissement sous eau, dans la vapeur ou dans l'air sec que si le durcissement se fait sans gain ni départ d'eau. Il est compris entre 4,5 et $12,5 \cdot 10^{-6}$ par degré C. Pour les bétons conservés à l'air, il ne dépasse généralement pas 7 à $9 \cdot 10^{-6}$. Contrairement à une opinion assez courante, il diffère donc le plus souvent du coefficient de dilatation thermique de l'acier, qui est $12 \cdot 10^{-6}$ ⁽⁵⁾.

Comme le béton est hétérogène et que ses constituants n'ont pas le même coefficient de dilatation thermique, les variations de température feront aussi naître des tensions intrinsèques, qui peuvent éventuellement aggraver les effets du retrait.

Dans tout ce qui précède, on a supposé le béton hétérogène, mais uniforme, statistiquement du moins. Or, la confection du béton n'assure pas absolument cette uniformité et l'attention est actuellement attirée sur les variations de composition du béton d'un point à l'autre de sa masse, dès la sortie de la bétonnière. De ce fait, quasi inévitable, la porosité, le retrait, le coefficient de dilatation thermique, comme aussi la résistance et la déformabilité, varient dans toute la masse du béton. L'exposé théorique précédent a établi combien la compacité ou, ce qui revient au même, la porosité, est dépendante de la composition exacte du béton. Mais, en réalité, cette composition théorique n'est, en raison des imperfections presque inévitables de confection, qu'une moyenne statistique, dont le béton mis en œuvre diffère plus ou moins dans toutes ses parties. Il en résulte que la porosité est, généralement, supérieure partout à la valeur moyenne déterminée pour la composition théorique et parfois très considérablement, par exemple dans ce que l'on appelle les « nids de gravier ». La non-uniformité du retrait et du coefficient de dilatation thermique dans toute la masse peut entraîner aussi des tensions propres et, éventuellement favoriser des fissurations, de grande étendue celles-ci, et qui résulteront des variations d'humidité et de température de l'ambiance.

⁽⁴⁾ S. L. Meyers. — Thermal coefficient of expansion of portland cement. *Industrial and Engineering Chemistry, Industrial Edition*, août 1940.

⁽⁵⁾ Cfr. H. Juillard. — Quelques propriétés du ciment et du béton : dilatation, retrait, élasticité. *Schweizerische Bauzeitung*, 9 juillet, 16 juillet et 6 août 1932. M. Juillard, d'après ses expériences, assigne au béton sous eau un coefficient de dilatation moyen égal à $8 \cdot 10^{-6}$, compatible avec les indications données ci-dessus. La valeur que j'ai trouvée dans mon laboratoire vers 1933 en opérant sur du béton immergé est plus élevée : 11,4 à $11,9 \cdot 10^{-6}$.

Le principal agent de dégradation naturel des bétons exposés aux intempéries est le gel. La gélivité du béton est influencée par tous les facteurs qui viennent d'être examinés et surtout par l'eau non liée contenue dans le béton. Son processus et ses critères sont très complexes. Cette question est très étudiée actuellement, notamment à l'Institut suédois du ciment et du béton à Stockholm, qui attache à ce propos une grande importance à la ségrégation du béton frais.

Le gel du béton consiste naturellement dans le gel de l'eau qu'il contient. Ce gel provoque un gonflement du béton, qui n'est pas élastique mais en grande partie permanent. Chaque gel désagrège donc partiellement le béton, augmente ses vides et, s'il reste saturé d'eau, il doit nécessairement parvenir à la désagrégation complète pourvu que le nombre de gels successifs soit assez grand. Cela peut être réalisé d'une manière accélérée au laboratoire et au bout d'un temps assez long dans la nature. On appelle béton gélif un béton dont la désagrégation est rapide, tandis que si elle est assez lente, le béton est considéré comme ingélif. Un béton gélif contient nécessairement beaucoup d'eau libre et a, par conséquent, une faible compacité. Cependant, la forme des vides a de l'influence. Par exemple, des vides globulaires uniformément répartis sont les moins nocifs ; les altérations qui en résultent éventuellement sont superficielles et locales ⁽⁶⁾. Les vides les plus défavorables sont lamellaires, conférant au béton une structure plus ou moins feuilletée. Dans ce cas, le gel entraîne une dégradation par exfoliation. Cette dégradation procède à partir de la surface en profondeur ; elle est considérablement aidée par le fait que la congélation de l'eau progresse à partir de la surface vers l'intérieur. Or, cette congélation fait gonfler le béton gelé de 1 à 2.10^{-4} s'il contient assez bien d'eau (béton coulé, cfr. J. Bolomey *op. cit.*). Le béton non gelé sous-jacent ne gonfle pas ; il en résulte des tensions importantes à la limite de séparation du béton non gelé, qui est tendu, et du béton gelé, qui est comprimé. Ceci tend à détacher et à faire flamber les couches superficielles gelées du béton.

Il est certain que d'autres circonstances multiples peuvent encore intervenir dans ce phénomène si complexe de la gélivité du béton, aussi cette note n'a-t-elle pas pour objet d'approfondir cette question. Ce qui précède paraît suffisant pour faire comprendre globalement de quoi il s'agit et le mécanisme général des dégradations banales que chacun peut observer.

(6) Ceci peut suggérer une explication de l'action anti-gélive des agents entraîneurs d'air utilisés aux États-Unis et qui provoquent la dispersion dans la masse du béton, sous forme de petites bulles, de quelques % d'air (moins de 10 %). En outre, cette aération du béton provoque une plastification du mélange frais et facilite l'obtention d'un béton sans grands vides sans excès d'eau. Mais cette pratique a par ailleurs d'autres inconvénients, notamment une perte de résistance en général.

Il est à remarquer que les déformations et les tensions mises en jeu par ces phénomènes sont beaucoup plus considérables que celles que l'ingénieur calcule sous l'effet des sollicitations mécaniques. Les relevés effectués en Belgique sur les dégradations aux supports en béton armé de lignes électriques aériennes ont établi une plus grande fréquence des dégradations, sous forme de fissures longitudinales ou d'arêtes détachées, sur les ailes comprimées que sur les ailes tendues. Cela n'est pas paradoxal :

- 1^o parce que les compressions maxima dues aux sollicitations ne sont pas permanentes, mais partiellement accidentelles ;
- 2^o parce que ces compressions sont faibles par rapport aux tensions résultant des déformations thermo-hygrométriques, y compris le gel ;
- 3^o parce que la compression des parties superficielles gelées peut en être accrue et que la tendance au décollement et au flambement en est aussi augmentée.

Quoi qu'il en soit de ces phénomènes très compliqués, on peut admettre que les états de tension élastiques normaux ne les influencent guère, dans un sens ni dans l'autre.

Que faut-il faire pour avoir un béton durable ? Cela dépend des climats et des agents agressifs considérés. Cependant les conditions majeures sont toujours les mêmes : utiliser un béton compact, mis en œuvre avec le moins d'eau possible, cependant sans grands vides et avec le minimum de vides, aussi homogène que possible, ayant une bonne granulométrie compacte et une quantité de ciment moyenne, suffisante mais pas trop grande, pour atténuer le retrait. Ceci implique une mise en œuvre par des moyens puissants, notamment la vibration, qui, par elle-même, ne peut être défavorable, à moins qu'elle provoque la ségrégation du béton ou, par l'effet de remontée de l'eau, ne produise une structure feuilletée. La vibration peut présenter de tels inconvénients quand on l'applique à des bétons dont la composition n'est pas appropriée à ce mode de compaction ou qui contiennent trop d'eau pour cet usage. Il peut être inopportun d'appliquer la vibration à des bétons ayant la même composition que les bétons destinés à être damés ⁽⁷⁾ ; il faut pour la vibration des compositions appropriées et assez sèches. En toute hypothèse, il faut surtout une mise en œuvre de qualité, compétente, consciencieuse et soignée. Ainsi que je l'ai écrit ailleurs ⁽⁸⁾, c'est là la règle d'or du béton et les ingénieurs du début

⁽⁷⁾ Cfr. F. Campus. — Contributions à l'enquête internationale sur la vibration du béton en grandes masses, *Science et Industrie*, n° 14, février 1934.

Fragen die für die Zukunft des Beton-und Eisenbetonbaues von Interesse sind, *Beton und Eisen*, 5 décembre 1937.

Voir aussi la 2^e référence de la note ⁽¹⁾.

⁽⁸⁾ Cfr. F. Campus. — Essais sur la résistance des mortiers et bétons à l'eau de mer. Synthèse des résultats de 1934 à 1945. (*Annales des Travaux Publics de Belgique*, août 1947).

du siècle, avec de moindres connaissances scientifiques sur les propriétés du béton, ont pu édifier au moyen de ce matériau des constructions exemplaires et durables. Par exemple, il n'y a rien de surprenant à ce que certains supports de lignes aériennes en béton armé relativement anciens et confectionnés par damage se soient avérés plus durables que des poteaux plus récents, cependant vibrés.

Détérioration du béton armé

Les armatures introduisent dans le béton des éléments qui lui confèrent des qualités de résistance très différentes et considérables, mais aussi de nouvelles causes d'altération. Ce sont :

- 1^o une différence éventuelle des coefficients de dilatation thermique ;
- 2^o l'invariabilité de volume des armatures ;
- 3^o leur corrodabilité.

Toutes ces causes agissent d'autant plus que les armatures sont plus près des surfaces libres, donc sont moins recouvertes de béton. Une couverture suffisante de béton, de qualité convenable, les rend tout à fait inoffensives.

Lorsqu'une armature est très voisine de la surface elle peut suivre d'assez près les variations de température ambiantes, car le béton est assez bon conducteur de la chaleur. Le coefficient de dilatation thermique de l'armature est plus élevé normalement que celui du béton. Il en résulte qu'en cas d'élévation de température, les déformations thermiques différentes aggraveraient les effets du retrait. Peu opérantes si elles existaient seules, en raison d'une valeur intrinsèquement assez faible, elles peuvent être réellement actives du fait qu'elles renforcent les effets, importants déjà par eux-mêmes, du retrait du béton.

En cas d'abaissement de température, il y aurait plutôt compensation, mais ce n'est plus le cas dès qu'il y a gel et si le béton superficiel contient de l'eau libre. Alors, tandis que l'armature se contracte par refroidissement, le béton gonfle au contraire, ce qui tend à séparer le béton de l'armature, surtout près des arêtes, et à faire flamber la mince réglette de béton sur l'arête. Une forte couverture de béton diminue la probabilité de dégradation.

L'effet de l'invariabilité de volume de l'armature est de même nature que celui de l'invariabilité de volume des agrégats inertes par rapport à la pâte de ciment rétractile. Les armatures sont comprimées en tous sens, tandis que le béton est tendu. Lorsque l'armature est très voisine de la surface, il en résulte des fissures parallèles aux armatures ⁽⁹⁾. Elles se marquent très fréquemment

⁽⁹⁾ Voir les références de la note ⁽²⁾ et aussi F. Campus. — Déggradations de pieux en béton armé par le battage (*Annales des Travaux Publics de Belgique*, février 1935).

le long des étriers, souvent peu couverts de béton et, dans les supports de lignes aériennes électriques, le long des armatures longitudinales, surtout celles voisines des arêtes. L'observation confirme l'étude théorique, qui établit que les tensions engendrées dans le béton par l'empêchement de retrait au voisinage de l'armature sont beaucoup plus grandes dans le sens transversal que dans le sens longitudinal. Les formules théoriques montrent que cet effet diminue rapidement lorsque l'épaisseur de la couverture du béton augmente. D'autre part, il se combine d'une manière défavorable avec les effets précités des variations de température en cas d'élévation de température et surtout en cas de gel ; l'amorce des fissures longitudinales étant créée par le retrait, le gel peut d'autant plus facilement décoller les couvertures d'arêtes.

Il résulte des deux causes précédentes que les fissures sont fréquentes au voisinage des armatures et qu'elles leur sont parallèles. Les eaux pluviales, plus ou moins corrosives, peuvent atteindre ces armatures et les corroder progressivement. Or, la rouille hydratée se forme avec une augmentation de volume considérable. Ceci agit dans le même sens que le retrait du béton et provoque l'ouverture des fissures. Dès lors, le phénomène est rapidement progressif, le béton de couverture se détache et le stade des dégradations hideuses et dangereuses est atteint.

Pour esquisser ce processus, nous avons admis l'hypothèse de fissures. On serait tenté d'y objecter la fréquence plus grande des dégradations observées sur les faces comprimées que sur les faces tendues des supports en béton armé de lignes aériennes électriques. On a déjà indiqué que la compression élastique selon le calcul sous l'effet des sollicitations n'exclut nullement la fissuration sous l'effet des actions physico-chimiques définies plus haut, qui sont influencées par les intempéries. Les fissures sont très probables ; elles peuvent avoir été formées avant la mise en service du poteau. Elles sont d'ailleurs plus rarement transversales aux armatures que parallèles à celles-ci. Or, ces fissures longitudinales sont favorisées par l'effet de Poisson (expansion transversale) du béton comprimé, ce qui peut expliquer leur plus grande fréquence dans les parties comprimées. On peut néanmoins se poser la question de savoir si la corrosion de l'armature peut se produire à travers le béton, sans intervention de fissures.

En principe, cela n'est pas impossible si la couverture de béton est très faible et si le béton est de mauvaise qualité, de confection peu soignée. La porosité peut être suffisante pour permettre l'accès de l'eau atmosphérique aux armatures. Cette eau ne sera pas agressive tant que le béton contiendra assez de chaux libre pour que l'eau puisse en dissoudre. Mais, à la longue, par l'action de l'acide carbonique de l'air et des eaux pluviales (pour ne pas envisager l'action analogue d'autres acides qui peuvent polluer l'atmosphère),

la chaux de la mince couche de béton recouvrant l'armature peut être entièrement carbonatée. A partir de ce moment, elle n'est plus capable de rendre basique le pH de l'eau pénétrant par les pores jusqu'à l'armature et la corrosion peut se produire, provoquant le détachement de la mince couverture de béton par le gonflement de la rouille.

Dans tous les cas, l'action est progressive et la dégradation n'est tout à fait apparente qu'au bout d'un certain nombre d'années, lorsque le béton est de qualité suffisante. L'action du temps peut encore se manifester par l'augmentation progressive de la raideur du béton avec l'âge, qui diminue sa déformabilité déjà très faible et augmente la fissurabilité.

Au cours des essais d'immersion de béton armé dans la mer, effectués à Ostende (voir la référence de la note ⁽⁸⁾), des cylindres en béton contenant des barres de 10 mm couvertes de 10 mm de béton à 350 kg de ciment par m³ n'ont montré aucune dégradation après onze années. Ce résultat est en contradiction avec ceux d'essais effectués en Angleterre et ne prouve rien d'autre que la qualité parfaite des éprouvettes faites au laboratoire. Dans la pratique, on ne peut espérer atteindre une telle qualité. Il faut tout au moins exiger une qualité suffisante, par un contrôle adéquat. La porosité réelle devrait être déterminée par l'essai à l'autoclave et limitée par exemple à 10 % en volume. Enfin, la couverture de béton sur les armatures devrait être augmentée et, à mon avis, être au moins égale au double du diamètre de l'armature avec minimum de 30 mm, à l'extérieur de toute armature (aussi les étriers). Il y a d'ailleurs aussi intérêt à réduire autant que possible le diamètre des barres.

Cette couverture devrait être effective et non seulement nominale. Des précautions entièrement efficaces devraient être imposées pour l'assurer avec une tolérance très faible en moins. L'armature devrait être assemblée d'une manière indéformable, notamment par soudure, et il est recommandable d'enfiler sur les barres des petits anneaux en mortier riche et compact ayant les dimensions voulues. Naturellement, ceci augmente le volume, le poids et le prix, mais aussi la durée.

Pour les supports en béton armé de lignes électriques aériennes, on a poussé trop loin la recherche de la légèreté, par des sections en double té dont tous les éléments sont de faible épaisseur et sont en outre évidés autant que possible. Abstraction faite des tensions calculées sous l'effet des sollicitations réglementaires, il est certain que les effets du retrait et des variations de température, c'est-à-dire des intempéries, sont maxima dans ces éléments peu épais et dont la surface extérieure est grande par rapport au volume. La carbonatation aussi est maximum; le placement de l'armature est malaisé et peu sûr et le bétonnage est difficile.

Déjà en 1925 ⁽¹⁰⁾, j'ai mis en garde, à propos de tensions élevées admises en France pour le calcul des supports de lignes électriques aériennes, contre le risque qui en résultait. Cependant, il s'agissait de sections rectangulaires, donc plutôt massives. Depuis 25 ans, on a été beaucoup plus loin dans la voie de l'augmentation des contraintes admissibles et de la réduction des dimensions, sans se rendre compte que si la résistance reste suffisante, il y a cependant d'autres points de vue à considérer économiquement, notamment la durabilité, qui est de moins en moins assurée à mesure que l'on exploite davantage les propriétés des matériaux d'un point de vue indépendant de la durée. Quoi qu'il en soit, les dégradations constatées, dont il est question dans l'introduction, sont non seulement entièrement explicables, mais elles étaient même prévisibles. Elles ont, dans certains cas, pu être prévues, mais, d'une manière générale, la prudence et la prévision n'ont pas été suffisamment considérées, ce qui a rendu inévitable la sanction de l'expérience.

ANNEXE I

Mesures de protection applicables aux ouvrages dégradés, en particulier aux poteaux

1) En cas de dégradations importantes et généralisées, pouvant compromettre la sécurité d'ouvrages importants, la solution la plus efficace consiste en un décapage profond suivi d'un bétonnage de couverture d'épaisseur suffisante, effectué avec le plus grand soin. Le cas échéant, des armatures transversales supplémentaires de liaison perfectionnent ce revêtement. C'est la méthode qui a été utilisée pour la réfection des toitures vitrées citées dans l'introduction.

Elle ne paraît devoir que très exceptionnellement convenir pour les poteaux.

2) L'enduisage au mortier de ciment des régions dégradées peut convenir pour des réparations de moyenne importance, même généralisées, notamment pour les poteaux. La réparation est elle-même de durée limitée, mais cette durée pourra être satisfaisante si la réparation, nécessairement manuelle, est faite par des spécialistes dignes de toute confiance. Elle pourra être renouvelée, le cas échéant.

3) L'expérience établit que des poteaux dégradés présentent encore une sécurité pratiquement suffisante et peuvent encore durer

⁽¹⁰⁾ F. Campus. — Considérations sur le calcul des poteaux en béton armé à sections rectangulaires et à armature symétrique pour lignes électriques aériennes : étude critique du mémoire de M. E. Lods. — *Revue générale de l'Electricité*, Paris, n° 25 du 19 décembre 1925. Je critiquais aussi dans cette note la couverture insuffisante des barres et leur diamètre excessif.

dans cet état. Il peut être suffisant, pour des raisons économiques, de prolonger leur durabilité dans cet état tout en rendant leur aspect supportable. J'envisage qu'il serait donc possible de protéger simplement les armatures mises à nu, par les moyens utilisés pour la protection des pylônes métalliques. Les enduits protecteurs seront renouvelés à des intervalles appropriés. Il est probable que ces moyens, évidemment imprévus et non désirés par les utilisateurs, seront tout de même plus économiques qu'un remplacement massif des pylônes. Le problème du remplacement devra faire l'objet d'un examen contradictoire attentif de la part des utilisateurs et des producteurs.

ANNEXE II

Résultats d'une enquête internationale au sujet des précautions utiles pour assurer la durabilité du béton et du béton armé

Par la voie de la Réunion des Laboratoires d'essais et de recherches sur les matériaux et les constructions (Organisation internationale privée), j'ai tenté une enquête auprès de ses membres, sur la base d'un questionnaire, suivant une forme de travail en usage dans cette organisation. Les résultats de cette enquête sont trop développés pour pouvoir être reproduits; ils confirment globalement l'exposé précédent. Les apparences des dégradations sont généralement les mêmes partout que celles observées en Belgique, avec prédominance des fissures parallèles aux armatures. En général, le gel est considéré comme la cause principale de dégradation.

En ce qui concerne des garanties éventuelles de durabilité des bétons, il n'y a pas d'uniformité de prescriptions. La porosité n'est envisagée qu'en France; ailleurs on prescrit éventuellement une quantité minimum de ciment par m³ de béton, ou une valeur minimum de $\frac{C}{E}$ ou encore une résistance minimum du béton.

Les renseignements les plus caractéristiques concernent le recouvrement minimum des armatures par le béton. Ci-après les valeurs indiquées pour divers pays.

a) Norvège (d'après le Professeur Inge Lyse, de l'Ecole Polytechnique de Trondheim).

A l'air : dalles et parois 2,5 cm, poutres 4 cm, colonnes 4 cm
Sous eau : dalles et parois 5,0 cm, poutres 7 cm, colonnes 7 cm

b) France Règlement B. A. 45 (Règles d'utilisation du béton armé applicables aux travaux dépendant du M. R. U. et aux travaux privés, décembre 1945).

3 à 5 cm suivant l'exposition aux intempéries.

c) **Finlande** (d'après M. H. Rathu, directeur du Laboratoire de Technologie de la Construction à Helsinki).

Pour des constructions intérieures, pas moins de 1 cm pour les dalles ; pas moins de 2 cm pour les poutres et pas moins de 2,5 cm pour les colonnes.

Pour les constructions extérieures, ces minima deviennent 1,5, 3 et 3 cm.

d) **Grande-Bretagne** (d'après M. le Dr Glanville, directeur du Road Research Laboratory à Harmondsworth) de 1 ½ à 2 pouces (3,75 à 5 cm).

e) **Etats-Unis** (Specifications for plain and reinforced concrete dans « Design and Control of Concrete Mixtures — 8th Edition 1945 — Published by the Portland Cement Association »).

Béton moulé exposé aux intempéries, pas moins de 2 pouces (5 cm).

Béton susceptible d'être exposé aux intempéries, pas moins de 1 ½ pouce (3,75 cm).

Poutres, longerons et colonnes non exposées aux intempéries, pas moins de 1 ½ pouce (3,75 cm).

Dans tous les cas, l'épaisseur du béton recouvrant les armatures sera au moins égale au diamètre des barres de section circulaire ou à une fois et demie le côté des barres de section carrée.

COMPTE RENDU DE LA DISCUSSION

M. Calberg (Electricité du Pays de Liège). — Toutes autres conditions égales, existe-t-il une relation entre l'épaisseur du recouvrement des armatures et la durabilité du poteau béton ?

M. Campus. — Il n'est pas possible de donner des renseignements précis sur cette question. Pour de faibles recouvrements, on peut cependant dire que la loi de variation des tensions engendrées dans le béton par la présence de l'armature est à allure hyperbolique. Elles diminuent rapidement lorsque l'épaisseur de recouvrement augmente. Je trouve qu'on ne saurait trop insister sur l'intérêt des barres minces, c'est pourquoi, je préconise un recouvrement égal à 2 fois le diamètre des barres constituant l'armature, avec un minimum de 30 mm (qui ne me paraît pas exagéré).

M. Ronveaux (Constructeur Ciney). — Les éléments qui influencent le plus la durabilité des poteaux en béton sont la qualité du béton, le soin apporté à la fabrication elle-même ainsi qu'un recouvrement suffisant pour protéger les armatures de l'influence des agents atmosphériques.

Cependant, on reproche souvent aux fabricants de poteaux de faire de trop gros poteaux ; si on décide d'encore accroître le recouvrement minimum des armatures, les dimensions des poteaux vont augmenter et je crains des difficultés avec l'Urbanisme. Enfin, un supplément de poids, et surtout de prix, en résulterait et je redoute les réactions des exploitants.

Je me permets d'ailleurs d'attirer l'attention de ceux-ci sur la nécessité de tenir compte des charges d'entretien dans les comparaisons entre les divers types de poteaux.

M. Calberg. — Les exploitants accepteraient certainement un accroissement du prix des poteaux en béton s'ils avaient, en contrepartie, la garantie d'une plus grande durabilité.

M. Ronveaux. — Monsieur le Professeur dispose-t-il de renseignements statistiques sur la tenue des poteaux en béton dans les pays chauds ? (où l'influence du gel peut donc être exclue).

M. Campus. — Je ne possède pas de statistiques sur la tenue des poteaux en béton armé dans les pays chauds, mais, par contre, je suis en possession de renseignements sur la Norvège où l'influence du gel sur les constructions en béton est particulièrement grande.

M. Campus donne alors lecture de données intéressantes sur la tenue des ouvrages en béton armé en Norvège ainsi que sur les prescriptions à respecter lors de la réalisation de ceux-ci. En ce qui concerne les poteaux en béton armé, on n'a constaté aucune détérioration particulière ; le recouvrement des armatures est de 40 mm. On ne fixe pas de porosité maximum mais on fixe une limite du rapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}}$. De plus, on emploie, lors de la confection des poteaux, des entraîneurs d'air dont le but est de diffuser l'air à l'intérieur de la masse de béton ; l'entraîneur d'air le plus employé est de l'huile de pin, résidu de la fabrication de la pâte à papier.

M. Calberg. — Je propose de demander à l'Institut Belge de Normalisation de remettre en discussion la norme 96 sur les poteaux en béton armé. Il semble, en effet, que les prescriptions actuelles de cette norme soient insuffisantes, puisque, d'une part, on n'a constaté en Norvège (dans des conditions défavorables au point de vue « intempéries ») aucune dégradation des poteaux en béton avec un recouvrement de 40 mm et que, d'autre part, la norme N. B. N. 15 relative aux ouvrages en béton armé en général prévoit, sans indiquer explicitement sa valeur, un recouvrement supérieur à 20 mm, lorsque l'ouvrage est soumis aux intempéries. Or, la norme 96 spéciale aux poteaux en béton armé prescrit un recouvrement de 20 mm. Et cependant aucun ouvrage en béton armé n'est plus que les poteaux, soumis aux intempéries. D'autre part, la norme NB 96 admet, pour la porosité, un chiffre bien supérieur

à ce qui peut facilement être obtenu, pour autant que la fabrication soit quelque peu surveillée.

M. Champagne (Constructeur, St-Trond) revenant sur un essai décrit par M. le Professeur Campus dans sa conférence et ayant consisté en l'examen périodique d'un bloc en béton contenant des armatures recouvertes inégalement de béton et immergé dans l'eau de mer, remarque qu'on n'a constaté, après des années, aucune dégradation, même au droit d'une armature qui n'était recouverte que de 10 mm de béton. Il semble donc que, bien que cette éprouvette ait été continuellement saturée d'eau salée, le recouvrement de 10 mm ait été suffisant.

M. Campus répond que l'essai qu'il a décrit est contredit par des essais du même genre effectués en Angleterre. Par ailleurs, les conditions auxquelles cette éprouvette était soumise ne sont pas les mêmes que celles qu'un poteau en béton armé doit normalement subir. Il importe de ne pas généraliser les conclusions qu'on serait amené à tirer d'un essai particulier, effectué dans des conditions très spéciales.

M. Gilsoul (Electricité du Pays de Liège) a constaté que des poteaux en béton armé dont les barres ont un diamètre de 18 mm et où le recouvrement est de 25 mm tiennent. Or, le béton de ces poteaux avait une porosité supérieure à 10 % en volume.

Il semble donc que, si la qualité du béton est améliorée, on pourrait réduire le recouvrement minimum de 30 mm préconisé par M. le

Professeur Campus, pour autant que le rapport $\frac{\text{recouvrement}}{\text{diamètre des barres}}$ soit suffisant — égal à 1,5 par exemple — (ce qui correspond sensiblement à un recouvrement de 25 mm pour des barres de 18 mm). Les constructeurs peuvent, en effet, être amenés à employer de grosses barres allant jusqu'à 22 mm de diamètre dans la construction de poteaux soumis à de gros efforts en tête. Il est à craindre, dans ce cas, que pour respecter la valeur 2 du rapport $\frac{\text{recouvrement}}{\text{diamètre des barres}}$ ainsi que les écartements minima entre barres, les constructeurs ne soient amenés à faire des poteaux énormes et trop coûteux.

M. Campus répond que la bonne pratique résultera vraisemblablement d'un compromis tenant compte du côté économique de la question, compromis qui devra être mis au point après discussion au sein de l'I. B. N. Pour sa part, il augmenterait plutôt le recouvrement en diminuant la qualité du béton, à condition que la porosité de ce dernier ne dépasse pas 4,5 % en poids.

M. Gilsoul fait remarquer que, sur 2000 poteaux en béton examinés et dont beaucoup présentaient des dégradations, il n'a

été trouvé aucun poteau dégradé parmi ceux dont le recouvrement des armatures était de 25 mm.

M. Hubert (U. C. E. Linalux) voudrait connaître l'avis de M. le Professeur Campus au sujet de l'influence sur la durabilité des poteaux en béton, des enduits hydrofuges que certains préconisent d'employer pour recouvrir les poteaux construits.

M. Campus répond que les résultats obtenus par l'emploi de ces enduits hydrofuges ont toujours été décevants et qu'il est préférable de s'abstenir d'employer ces produits qui sont d'ailleurs relativement coûteux.

M. Hubert demande si, lors de la réception de poteaux en béton, il est suffisant de vérifier d'une part, la porosité du béton employé et d'autre part, le recouvrement des armatures.

M. Campus répond affirmativement. Il signale cependant qu'il est intéressant d'y ajouter, en cours de fabrication, le contrôle des matériaux employés.

M. Calberg signale que M. Gilsoul a mis au point un appareil pratique permettant de mesurer sans destruction, l'épaisseur de recouvrement des barres avec une approximation suffisante.
