

Recherches et réalisations belges dans le domaine des structures en béton soumises à des contraintes triaxiales

Autor(en): **Baus, R. / Fagnoul, A. / Bonnechère, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen**

Band (Jahr): **19 (1974)**

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-17504>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Recherches et réalisations belges dans le domaine des structures en béton soumises à des contraintes triaxiales

*Belgian Researches and Constructions in the Domain of Concrete
Structures Subjected to Triaxial Stresses*

*Forschungen und Realisierungen in Belgien auf dem Gebiet der
Betonkonstruktionen unter triaxialen Einflüssen*

R. BAUS, Professeur
A. FAGNOUL, Professeur
F. BONNECHÈRE, Maître de Conférence
Université de Liège, Belgique

I. OUVRAGES REALISES

Notre enquête auprès des Bureaux d'Etudes et des Entreprises montre que peu d'ouvrages ont été calculés en tenant compte de l'état triaxial de contrainte.

Nous citerons :

- Les tunnels sous l'Escaut à Anvers et sous le Rupel à Boom. Ceux-ci sont réalisés par échouage de tronçons en béton armé partiellement précontraint. L'état triaxial de contrainte a été pris en considération dans le calcul des blocs d'about.
- La nouvelle dalle d'essais des structures du Laboratoire Magnel de l'Université de Gand à Zwijnaarde.
- L'enceinte primaire de sécurité du réacteur nucléaire de la Centrale de Tihange, réalisée en béton précontraint. Cette enceinte de 42 mètres de diamètre et 63 mètres de hauteur est mince (0,70 et 0,60 m d'épaisseur). Elle a été calculée comme une coque de révolution. Les contraintes ont donc été supposées biaxiales. Il n'a cependant pas été tenu compte de l'effet favorable de ce type d'étreinte sur la résistance du matériau, ce qui assure une sécurité supplémentaire.

II. ETUDES EXPERIMENTALES

Nous avons eu connaissance des quatre études expérimentales suivantes, toutes réalisées à l'Université de Liège.

II.1. LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LES OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LEUR FONDATION [1, 2, 3]*

Notations

ϕ	: potentiel hydraulique.
x, y, z	: coordonnées.
k_{xx}, k_{yy}, k_{zz}	: coefficients de perméabilité principale.
θ	: coefficient de pression interstitielle.
P	: pression.
X, Y, Z	: forces volumiques.
E	: module d'élasticité longitudinale.
ν	: coefficient de Poisson.
$\epsilon_z, \epsilon_c, \epsilon_r$: déformations verticale, circonférencielle et radiale.

II.1.1. Existence

Indépendamment des pressions agissant sous la base d'un ouvrage hydraulique (sous-pression), l'existence des pressions dans le corps des ouvrages de retenue hydraulique est prouvée par les suintements d'eau qui traversent des épaisseurs considérables de matériaux pour sourdre à l'aval.

Le passage de l'eau à travers des pores du béton ne peut se concevoir que sous l'action d'un champ de pressions qu'il est convenu d'appeler interstitielles.

II.1.2. Schéma de l'étude du mode d'action des pressions interstitielles

L'examen complet de l'action des pressions interstitielles comporte trois questions :

- la première concerne la valeur de la pression dans les pores;
- la deuxième concerne le concept de l'état de contrainte dans un corps poreux pour lequel les pressions internes interviennent au titre de forces agissant à l'intérieur du massif étudié;
- la troisième question concerne la physique interne des corps poreux.

Les canaux d'infiltration n'occupent qu'une fraction aléatoire de la surface d'une section de résistance. Pour connaître le mode d'action effectif des pressions interstitielles, on est donc forcé de déterminer la valeur de la "porosité superficielle" (différence en pourcentage entre la projection de l'aire totale et la projection de l'aire de solide interceptée par la section considérée). On désigne parfois ce coefficient θ par le terme "aires effectives de pressions interstitielles". Ce dernier problème ne peut être résolu que par la voie expérimentale.

* Références bibliographiques in fine.

II.1.3. Détermination du champ de pressions interstitielles

La détermination du champ d'écoulement permanent et laminaire dans les milieux poreux anisotropes revient à résoudre (dans l'hypothèse où les axes des coordonnées coïncident avec les directions principales de perméabilité) l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x} (k_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (k_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_{zz} \frac{\partial \phi}{\partial z}) = 0$$

en tenant compte des conditions aux limites.

Il existe plusieurs méthodes (analytiques, analogiques et numériques) pour résoudre cette équation. Cependant le procédé le plus puissant est celui basé sur l'emploi de la méthode des éléments finis à condition évidemment de disposer d'un ordinateur.

II.1.4. Etats de contraintes créés par la pression interstitielle

A partir des équations d'équilibre et de compatibilité, on peut démontrer que les pressions interstitielles dans un milieu poreux homogène agissent à la manière de forces volumiques

$$X = - \frac{\partial \theta P}{\partial x} \quad Y = - \frac{\partial \theta P}{\partial y} \quad Z = - \frac{\partial \theta P}{\partial z}$$

à condition de ne faire agir à la surface soumise à la pression hydrostatique que $P(1-\theta)$.

De même on peut démontrer que dans le cas d'une structure constituée de deux parties distinctes (un barrage et sa fondation par exemple) ayant deux coefficients différents de pression interstitielle θ_b et θ_r , l'état des contraintes créé par les pressions interstitielles se calcule en considérant un effet concentré dans le champ de forces volumiques mentionné dans l'alinéa précédent. Cet effet concentré consiste en une ligne de forces agissant dans le joint séparant les deux matériaux différents et dont l'intensité est fournie par l'expression $(\theta_r - \theta_b)P$ où P est la pression dans le joint.

II.1.5. Essais pour la détermination de θ

La méthode la plus classique pour déterminer le coefficient θ consiste à mesurer l'allongement d'un cylindre de matière soumis sur sa périphérie cylindrique à une pression constante p au moyen d'une chambre. Le dispositif d'essai mis au point aux laboratoires de l'Université de Liège comprend deux systèmes réalisateurs et mainteneurs de charge de deux cellules étanches dans lesquelles deux éprouvettes peuvent être étudiées simultanément dans des conditions identiques (Figures 1 et 2). Le premier système sert à comprimer axialement les éprouvettes pour empêcher leur rupture par traction pendant l'essai, et le deuxième système réalise et maintient la pression d'eau dans les deux cellules. Au droit de la section médiane de chaque éprouvette, ont été collées quatre jauges ohmiques. Les deux jauges verticales fournissent la valeur de l'allongement vertical ϵ_z et les deux jauges horizontales fournissent la valeur de la déformation circonférencielle ϵ_c . Ainsi, on peut obtenir :

- une valeur du coefficient de pression interstitielle calculé à partir de la mesure de ϵ_z , on le désigne ci-après par θ_z

$$\theta_z = \frac{1}{1-2\nu} \left(\frac{E \cdot \epsilon_z}{P} - 2\nu \right)$$

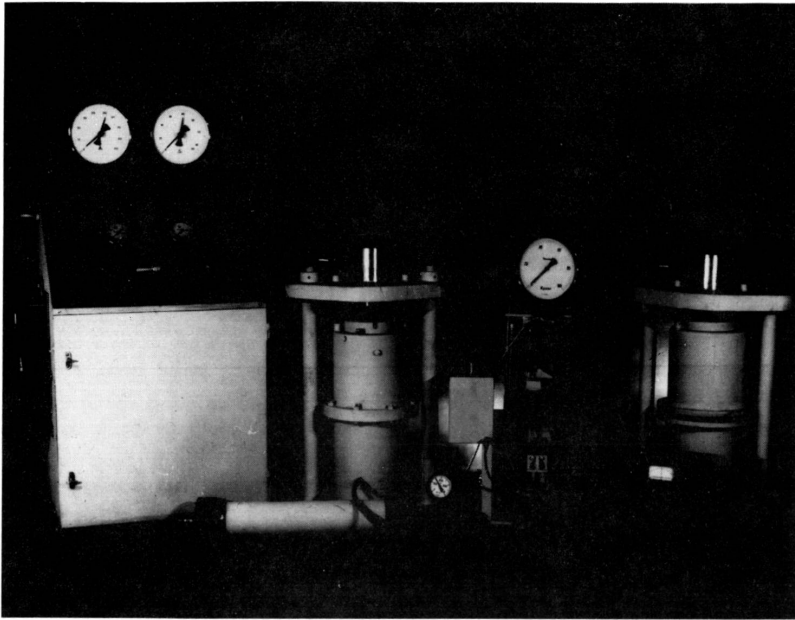


Figure 1

Vue générale du montage expérimental montrant les deux cellules surmontées des vérins réalisant la charge axiale, à gauche, la pompe électrique permettant la mise en pression des deux vérins et au centre, le dispositif de réalisation et de maintien de la pression d'eau dans les deux cellules.

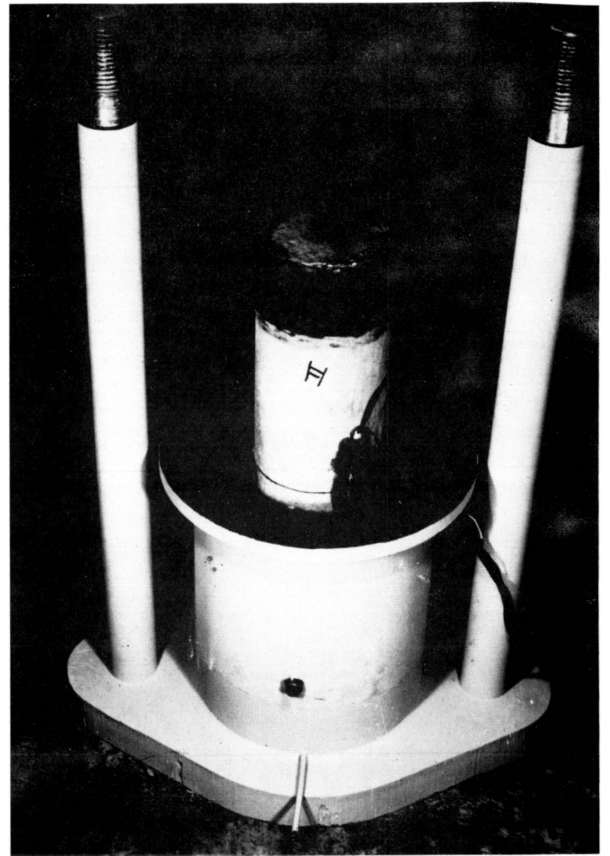


Figure 2

Vue de l'éprouvette équipée de ses couronnes de résine et des jauges ohmiques.

- une valeur θ_c de ce même coefficient par la mesure ϵ_c

$$\theta_c = \frac{1}{1-2\nu} \left(\frac{E \cdot \epsilon_c}{P} + 1 - \nu \right)$$

- une valeur θ_δ en tenant compte de l'invariant $\delta = \epsilon_z + \epsilon_c + \epsilon_r$

$$\theta_\delta = \frac{1}{3} \left(\frac{E \cdot \delta}{P(1-2\nu)} + 2 \right)$$

Théoriquement ces trois valeurs doivent être égales. La pratique des mesures sur mortiers et bétons montre que θ_z est différent de θ_c pour des raisons diverses (homogénéité imparfaite, imprécision des mesures, imperfection de montage, comportement variable dans le temps).

Le tableau n° 1 donne la composition des différents types de mortier et de béton essayés. Le tableau n° 2 donne les résultats obtenus pour la valeur maximale de la pression $P = 43,5 \text{ kg/cm}^2$. On constate d'après ces résultats que les valeurs de θ_δ pour les mortiers et les bétons oscillent généralement entre 0,60 et 0,80. Ce coefficient tend vers l'unité pour des compositions contenant une quantité importante de ciment. Cette tendance a été confirmée par les résultats des essais effectués sur des éprouvettes en pâte de ciment qui ont donné des valeurs de θ comprises entre 0,827 et 1.

D'autre part, afin d'analyser l'évolution de la valeur de θ en fonction de la pression d'eau appliquée sur les éprouvettes, nous avons soumis une série d'éprouvettes de mortier de compositions différentes à plusieurs cycles de mise sous pression d'eau croissante. Ces expériences font apparaître une excellente reproductivité des résultats.

Les figures 3 à 5 représentent les résultats d'un essai. On constate que θ_z croît régulièrement avec la pression, tandis que θ_c et θ_δ restent sensiblement constants quelle que soit cette variable. Cette conclusion confirme l'intérêt qu'il y a à déterminer θ_δ plutôt que θ_z ou θ_c .

II.1.6. Essai pour montrer l'existence d'une ligne de force agissant dans le joint séparant deux matériaux différents

Considérons une éprouvette cylindrique constituée de deux matériaux différents et symétriques par rapport à la section médiane.

La partie centrale de l'éprouvette a un coefficient de pression interstitielle θ_2 et les deux parties supérieure et inférieure sont identiques et ont un coefficient θ_1 . Si l'on adopte l'hypothèse de l'existence d'une ligne de force dans les joints et d'intensité égale à $(\theta_2 - \theta_1)P$ on peut démontrer que les déformations de la section médiane de l'éprouvette ne dépend que des caractéristiques de la partie centrale, c'est-à-dire θ_2 , E_2 , ν_2 . Une série d'essais effectués sur de telles éprouvettes nous ont confirmé la validité de cette théorie.

6.

Tableau n° 1

Genres	Type	Ciment HF (kg/m ³)	Sable 0/2 (kg/m ³)	Eau (kg/m ³)	Agrégats 8/22 (kg/m ³)	Poids spécifique (kg/m ³)
Mortiers	A 1a	392	1566	272		2230
	A 2a	484	1452	294		2220
	A 2b	471	1412	304		2187
	A 2c	458	1374	323		2155
	A 3c	598	1195	345		2138
Béton de graviers roulés	B 1a	202	806	159	1267	2434
	B 1b *	199	797	160	1267	2423
	B 2a	249	748	166	1267	2430
	B 2b	242	726	176	1267	2411
	B 2c	236	707	186	1267	2396
	B 3b *	316	632	185	1267	2400
	B 3c	308	615	197	1267	2387
Bétons de pierrailles concassées	C 1a	219	876	178	1127	2400
	C 1b *	217	867	181	1127	2392
	C 2a	271	812	185	1127	2395
	C 2b	263	790	197	1127	2377
	C 2c	256	769	207	1127	2359
	C 3b *	346	692	202	1127	2367
	C 3c	334	668	219	1127	2348

Tableau n° 2

	Types	Age (jours)	A sec		Sous eau		θ _z	θ _c	θ _s
			E kg/cm ²	v	E kg/cm ²	v			
Mortiers	A 1a 1	36	160.000	0,238	145.000	0,195	0,776	0,642	0,687
	2	36	198.000	0,273	184.000	0,228	0,608	0,463	0,525
	A 2a 1	35	148.000	0,211	137.000	0,222	0,827	0,742	0,771
	2	35	161.000	0,293	150.000	0,298	0,590	0,654	0,633
	A 2b 1	50	163.000	0,170	145.000	0,132	0,769	0,781	0,777
	2	50	162.000	0,188	140.000	0,154	0,713	0,813	0,777
	A 2c 1	35	104.000	0,190	89.000	0,182	0,943	0,714	0,790
	2	35	120.000	0,221	92.000	0,196	0,871	0,783	0,790
	A 3c 1	43	164.000	0,213	146.000	0,222	0,650	0,663	0,657
	2	43	107.000	0,135	90.000	0,132	1,044	0,909	0,955
Bétons graviers roulés	B 1a 1	32	175.000	0,227	153.000	0,256	0,645	0,451	0,515
	2	32	167.000	0,142	157.000	0,116	0,760	0,643	0,648
	B 1b 1	63	283.000	0,164	226.000	0,125	0,801	0,896	0,864
	2	63	261.000	0,207	218.000	0,156	0,600	0,901	0,800
	B 2a 1	35	221.000	0,226	182.000	0,220	0,753	0,608	0,657
	1	35	250.000	0,166	231.000	0,140	0,629	0,486	0,534
	2	35	209.000	0,178	172.000	0,227	0,653	0,511	0,559
	B 2b 1	43	228.000	0,189	188.000	0,104	0,845	0,673	0,729
	2	43	233.000	0,173	193.000	0,101	0,876	0,760	0,800
	B 3b 1	66	202.000	0,308	175.000	0,100	0,767	0,884	0,845
	2	66	210.000	0,135	155.000	0,219	0,942	0,721	0,794
	B 3c 1	35	237.000	0,216	204.000	0,163	0,727	0,866	0,820
	2	35	236.000	0,175	209.000	0,167	0,811	0,609	0,677
	Bétons graviers concassés	C 1a 1	28	174.000	0,287	149.000	0,266	0,810	0,719
2		28	162.000	0,228	146.000	0,237	0,854	0,551	0,652
C 1b 2		68	160.000	0,256	131.000	0,329	0,371	0,707	0,595
C 2a 1		35	157.000	0,125	124.000	0,119	0,855	0,797	0,816
2		35	203.000	0,235	153.000	0,148	0,684	0,736	0,718
C 2b 1		51	199.000	0,143	172.000	0,137	0,804	0,731	0,758
C 2c 2		35	169.000	0,205	131.000	0,198	0,621	0,735	0,696
C 3b 1		66	239.000	0,214	219.000	0,190	0,944	0,823	0,863
2		66	262.000	0,235	237.000	0,186	0,678	0,732	0,714
C 3c 1		35	157.000	0,116	141.000	0,101	0,722	0,773	0,758
2		35	149.000	0,128	119.000	0,107	0,598	0,628	0,618

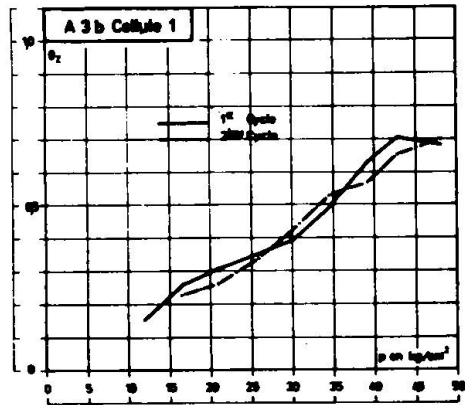


Figure 3

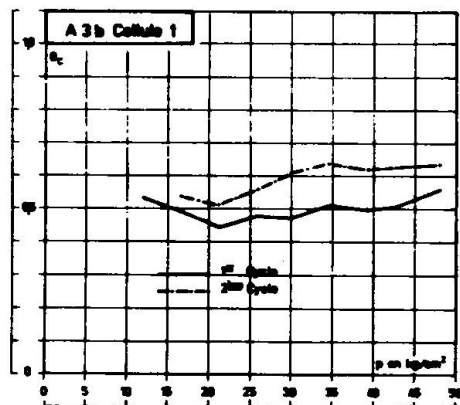


Figure 4

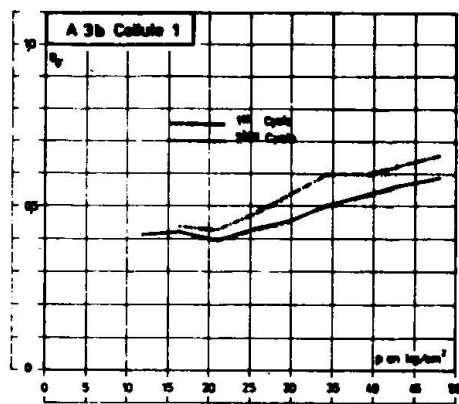


Figure 5

II.2. PRISE EN CONSIDERATION DE L'ETAT TRIAXIAL DE CONTRAINTE DANS LES PROFILS CREUX CIRCULAIRES REMPLIS DE BETON CHARGES AXIALEMENT [4 à 7]

En vue d'augmenter la charge critique d'une colonne tubulaire il y a souvent intérêt à la remplir de béton. De plus ce remplissage permet éventuellement d'accroître la résistance au feu.

Une méthode de calcul des colonnes mixtes acier-béton a été mise au point par le C.R.I.F.* et l'Université de Liège. Cette méthode est basée sur les recommandations les plus récentes du C.E.B. et de la C.E.C.M.

Dans le cas particulier des profils creux circulaires de faible longueur remplis de béton, il y a une interaction latérale entre l'acier et le béton. Ceci a conduit à la prise en compte de l'état triaxial de contrainte du béton. Pour les profils longs le flambement de la colonne se produit avant que la dilation latérale du béton devienne supérieure à celle de l'acier.

La charge critique des colonnes circulaires de faible élanement a été déterminée à partir des deux critères de rupture suivants.

- Béton

$$3J_2 = \left[R_C R_T + (R_C - R_T) J_1 \right] \left\{ 1 - \frac{3R_T^2}{R_C R_T} \left[1 - \frac{J_3}{2} \left(\frac{J_2}{3} \right)^{-3/2} \right] \right\}$$

où R_C , R_T et R_τ sont les résistances à la compression sur cylindres à la traction et au cisaillement;

J_1 , J_2 et J_3 sont les trois invariants du tenseur contrainte.

Dans le cas du profil creux circulaire rempli de béton, on a

$\sigma_1 = \sigma_{bl}$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{bt}$, et le critère devient, en supposant $R_T = 0$:

$$(\sigma_{bl} - \sigma_{bt})^2 - R_C (\sigma_{bl} + 2\sigma_{bt}) = 0$$

où σ_1 , σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales;

σ_{bl} et σ_{bt} sont les contraintes longitudinale et transversale.

- Acier

Critère de plastification de l'acier soumis à un état biaxial de contraintes (Voir Mises).

$$J_2 = \sigma_e^2 = \sigma_{al}^2 + \sigma_{at}^2 - \sigma_{al} \sigma_{at}$$

où σ_e est la limite d'élasticité;

σ_{al} et σ_{at} sont les contraintes longitudinale et circonférentielle.

* Centre de Recherches Scientifique et Technique de l'Industrie des Fabrications Métalliques.

La méthode de calcul a été vérifiée par des essais (15) effectués à l'Université de Liège et elle a été confrontée avec les résultats d'essais (22) décrits dans la littérature. Pour l'ensemble des 37 essais la valeur moyenne du rapport de la charge ultime expérimentale à la charge ultime calculée est 1,052 avec un écart type de 0,076 soit un coefficient de variation 7,3 %. Ces valeurs montrent que l'application de ces critères conduit à des résultats très satisfaisants dans le cas des charges ultimes des colonnes circulaires de faible longueur.

II.3. INFLUENCE DE L'ETAT DE CONTRAINTES SUR LES RESISTANCES EN TRACTION ET EN COMPRESSION D'UN BETON

II.3.1. Introduction

Les essais suivants ont été réalisés :

- fendage (brésilien);
- compression diamétrale d'éprouvettes annulaires (brésilien creux);
- compression d'éprouvettes cylindriques dans une cellule triaxiale;
- éclatement d'éprouvettes cylindriques creuses placées dans une cellule triaxiale;
- torsion.

Les résultats de ces essais, interprétés par la théorie de l'élasticité ont été comparés aux résultats des essais uniaxiaux.

II.3.2. Epreuves

La composition du béton était la suivante :

- 1.200 kgf de concassé de calcaire (calibre 2/8 mm);
- 590 kgf de sable de Mont St Guibert;
- 400 kgf de ciment portland P 300;
- 210 kgf d'eau.

Ce béton était coulé et vibré en dalles démoulées après 2 jours et conservées une quinzaine de jours sous eau à 20°C. Les éprouvettes étaient alors carottées et replacées sous eau. Elles étaient mises à l'étuve à 105°C trois jours avant leur essai à l'âge de 35 jours. Les dimensions des éprouvettes étaient :

- diamètre extérieur : $D = 55$ mm;
- diamètre intérieur des éprouvettes creuses : $d = 20$ mm;
- hauteur : $h = 114$ mm.

II.3.3. Description des essais et interprétation

- Essais de traction simple

Les éprouvettes étaient collées à l'aide de résine époxyde (Araldite 121 B) sur des bases en acier reliées par une rotule à des tiges fixées dans les mordaches d'une machine de traction.

- Essais de fendage (Brésilien)

Les éprouvettes étaient comprimées diamétralement entre deux plateaux. Le plateau supérieur était articulé pour répartir l'effort longitudinalement. L'initiation de la rupture a été observée à l'axe de l'éprouvette. D'après la théorie de l'élasticité, si P est la charge de rupture, la contrainte principale de traction en ce point vaut $\sigma_{tr}^f = \frac{-2P}{\pi Dh}$ et celle de compression $\sigma_c = -3\sigma_t^f$. La troisième contrainte principale est nulle.

- Essais de compression diamétrale d'éprouvettes annulaires (Brésilien creux)

La réalisation de ces essais est la même que celle de l'essai de fendage, excepté que l'éprouvette est annulaire. La plus grande contrainte de traction a lieu au bord du trou dans le plan des charges, elle vaut d'après la théorie d'élasticité :

$$\sigma_{tr}^a = \frac{-2P}{\pi Dh} \left[6 + 38 \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right] .$$

Les deux autres contraintes principales y sont nulles.

- Essais d'éclatement d'éprouvettes creuses placées dans une cellule triaxiale

Les essais ont été réalisés dans une cellule triaxiale classique de la manière suivante :

- application et maintien d'une pression latérale externe σ_e ,
- application d'un effort axial P,
- mise en pression σ_i du trou central de l'éprouvette jusqu'à rupture.

La contrainte maximum de traction a lieu à la surface du trou, elle est circonférencielle et vaut :

$$\sigma_{tr}^e = - \frac{\sigma_i (d^2 + D^2) - 2\sigma_e D^2}{\pi(D^2 - d^2)} .$$

Les deux autres contraintes principales valent :

$$\sigma_l = \frac{4P}{(D^2 - d^2)} \quad \text{et} \quad \sigma_r = \sigma_i .$$

- Essais de torsion

Les éprouvettes ont été collées sur les plateaux d'une machine de torsion classique, les plateaux étant en place dans la machine.

Les contraintes maxima de traction ont lieu à la surface de l'éprouvette, sur des facettes inclinées à 45° sur les génératrices, elles valent :

$$\sigma_{tr}^t = \frac{-16 M_t}{\pi D^3}$$

M_t étant le moment de torsion appliqué. La contrainte principale de compression $\sigma_c = -\sigma_{tr}^t$, la troisième contrainte principale est nulle.

- Essais classiques de compression simple- Essais de compression triaxiale

Ces essais ont été réalisés de la manière classique en mécanique des sols; maintien de la pression latérale σ_l et augmentation de l'effort axial P jusqu'à rupture. Les pressions latérales ont atteint 1900 kgf/cm².

II.3.4. Résultats obtenus

Pour chaque ensemble d'essais, la valeur moyenne de la contrainte de rupture, l'écart type et le coefficient de variation ont été calculés ainsi que les valeurs moyennes des autres contraintes principales. Les résultats sont donnés au tableau ci-après où figure également le rapport de la contrainte de rupture relative à un type d'essais à la contrainte de rupture en traction ou compression simple.

TYPE D'ESSAI	Nombre d'éprouvettes	Valeur moyenne de la contrainte de rupture kg/cm ²	Ecart type kg/cm ²	Coefficient de variation	$\frac{\sigma_{tr}}{\sigma_{tr}^{ts}}$ ou $\frac{\sigma_{tr}}{\sigma_{cr}^{cs}}$	Valeur moyenne des deux autres contraintes principales kg/cm ²	
						σ_θ	σ_l
Traction simple	12	$\sigma_{tr}^{ts} = - 26,6$	2,7	0,10	-	$\sigma_\theta = 0$	$\sigma_l = 0$
Fendage	6	$\sigma_{tr}^f = - 35,6$	4,0	0,11	1,34	$\sigma_\theta = 107$	$\sigma_l = 0$
Bresilien creux	12	$\sigma_{tr}^a = - 134$	11	0,08	5,04	$\sigma_\theta = 0$	$\sigma_l = 0$
Eclatement	6	$\sigma_{tr}^e = - 53,8$	6,1	0,11	202	$\sigma_r = 0$	$\sigma_l = 41,2$
	5	= - 63,8	13,2	0,21	2,40	= 5	= 57,7
	5	= - 57,3	9,8	0,17	2,15	= 10	= 61,6
	5	= - 73,4	10,4	0,14	2,76	= 15	= 82,8
	5	= - 71,0	15,5	0,22	2,67	= 20	= 89,8
	5	= - 80,1	14,7	0,18	3,01	= 25	= 106
Torsion	12	$\sigma_{tr}^t = - 39,9$	7,4	0,19	1,90	$\sigma_r = 0$	$\sigma_{45^\circ} = 39,9$
Compression simple	6	$\sigma_{cr}^{cs} = 300$	33	0,11	-	$\sigma_\theta = 0$	$\sigma_r = 0$
Compression triaxiale	6	$\sigma_{cr}^{tr} = 475$	85	0,18	1,58	$\sigma_\theta = 20$	$\sigma_r = 20$
	4	= 845	110	0,13	2,82	= 100	= 100
	5	= 1771	140	0,08	5,90	= 500	= 500
	4	= 3012	41	0,01	10,0	= 1000	= 1000
	3	= 3997	73	0,02	13,3	= 1500	= 1500
	3	= 5095	38	0,01	17,0	= 1900	= 1900

A partir des essais de traction simple et de compression simple et triaxiale une courbe intrinsèque a pu être tracée (cfr. figure 3), elle a pour équation :

$$\sigma = 0,07194 \tau^{1,4697} - 26,6 \quad (\text{en kgf/cm}^2).$$

II.4. DETERMINATION EXPERIMENTALE DE L'ETAT TRIAXIAL DE DEFORMATION DANS LES ELEMENTS EN BETON ARME SOUMIS A DES CHARGES STATISTIQUES [9]

II.4.1. But

Le but de cette étude expérimentale est de déterminer la répartition des composantes de la déformation à l'intérieur d'éléments en béton soumis à différents états de sollicitation. Elle permet en particulier d'analyser la validité de deux hypothèses suivantes, habituellement émises dans les études théoriques et expérimentales concernant le comportement du béton :

- la connaissance d'une ou de deux composantes de l'état de déformation suffit pour déterminer cet état avec une précision acceptable, en négligeant les autres composantes;
- l'état de déformation interne des éléments étudiés peut être déterminé à partir des déformations mesurées sur les faces extérieures.

II.4.2. Dispositif de mesure

Des mesures de l'état de déformation à l'intérieur d'éléments en béton (éléments cylindriques comprimés et tendus, poutres fléchies et prismes comprimés) ont été effectuées à l'Université de Liège à l'aide de capteur comportant douze jauges électriques. Ces jauges étaient collées à mi-longueur des arêtes de tétraèdres formées de bandes en cuivre ou en araldite longues de 70 ou 100 mm. Les six dilatations mesurées permettent de déterminer les six composantes du tenseur déformation.

II.4.3. Résultats principaux

- Relation entre les déformations sur les faces extérieures et les déformations à l'intérieur des éléments

Plusieurs auteurs ont observé des différences considérables entre les déformations mesurées sur les faces extérieures et celles déterminées à l'intérieur des éléments en béton soumis à compression.

Lors de l'étude considérée, l'absence de différences importantes et systématiques entre les indications des jauges de surface et celle des jauges situées sur les arêtes des tétraèdres montre que la longueur des jauges et des arêtes des tétraèdres ont été choisies judicieusement et que l'introduction des capteurs à l'intérieur de la poutre ne perturbe pas de façon sensible les champs de déformation. L'ensemble des résultats ne permet pas de formuler des conclusions définitives sur les relations entre les déformations des faces extérieures et les déformations intérieures des éléments comprimés; en effet,

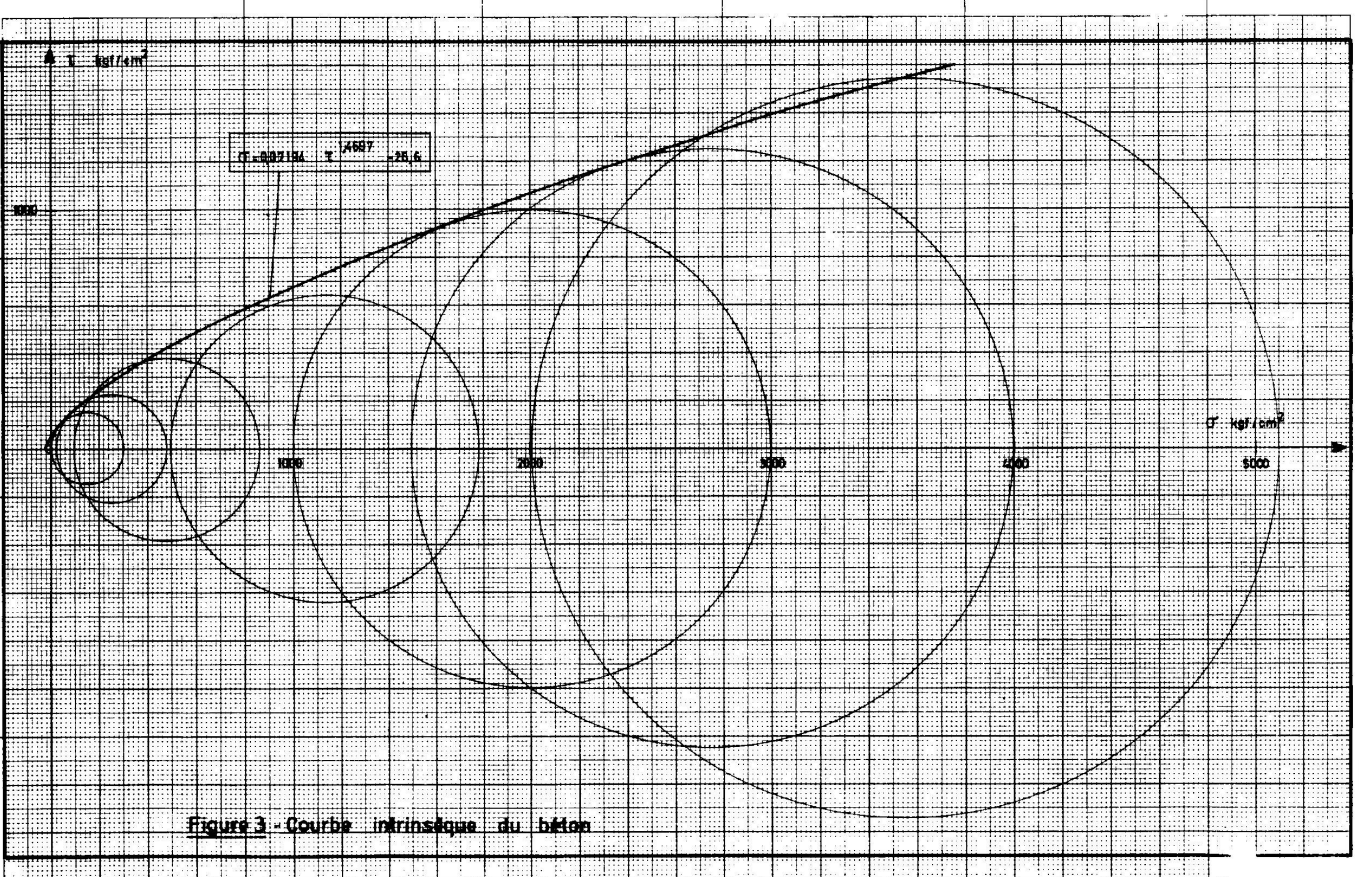


Figure 3 - Courbe intrinsèque du béton

dans les poutres fléchies, les champs de déformation varient de façon importante sur la hauteur de la zone comprimée, ce qui semble entraîner des perturbations dans les relations envisagées.

Les résultats montrent cependant que, dans la plupart des cas, les déformations de la surface extérieure sont inférieures aux déformations internes, ce qui correspond aux résultats des observations faites par de nombreux chercheurs.

- Analyse expérimentale du coefficient de Poisson

L'étude n'a pu mettre en évidence l'évolution du coefficient de Poisson à l'intérieur des éléments considérés, à cause du trop petit nombre de capteurs placés.

Elle a par contre permis l'analyse de l'influence de la charge et de l'âge du béton.

Il est apparu que les valeurs de ν augmentent systématiquement avec la charge; cette évolution croissante est en concordance avec la plupart des résultats qui figurent dans la littérature et qui proviennent de mesures effectuées à la surface des éprouvettes.

Il a été observé d'autre part que l'évolution de ν diffère suivant l'âge du béton. Dans le cylindre tendu, on observe une augmentation rapide de ν , tandis que dans le cylindre comprimé, les valeurs de ν évoluent peu jusqu'à l'âge de 154 jours. Dans le prisme comprimé pour lequel on dispose de mesures effectuées à 620 jours, on observe une diminution importante de ν . Dans la poutre fléchie, après un accroissement rapide de ν observé à 56 jours, on constate dans la suite une légère décroissance. L'ensemble des capteurs de chaque élément conduit au même type d'évolution de ν en fonction de la charge et de l'âge du béton.

- Non-homogénéité des déformations à l'intérieur des éléments en béton

Par non homogénéité des déformations on entend les différences entre les déformations des différentes zones du béton des éléments.

L'ensemble des mesures effectuées au cours de cette étude permet d'observer une certaine stabilité des propriétés locales du béton, notamment en ce qui concerne les directions des différentes composantes de déformation et leurs rapports.

Si on peut admettre que les propriétés locales du béton sont relativement stables, sous les différentes charges et aux différents âges, on constate par contre que ces propriétés varient fortement d'une zone à l'autre dans les éprouvettes d'essai.

Les expériences mettent clairement en évidence des différences importantes de déformabilité des différentes zones des éléments en béton. La répartition des zones fortes et des zones faibles est déterminée, soit au cours de la confection des éléments, soit au cours de leur première mise en charge.

- Précision de la méthode expérimentale proposée

L'étude d'erreurs effectuée conduit notamment aux conclusions suivantes :

- les erreurs sur les valeurs des déformations principales ne dépassent jamais $5 \Delta \epsilon$; dans la plupart des cas, elles sont

comprises entre 1,5 $\Delta\epsilon$ et 2,0 $\Delta\epsilon$, $\Delta\epsilon$ étant l'erreur d'une indication fournie par une jauge simple;

- les erreurs sur les directions des contraintes principales dépendent dans une certaine mesure de la situation des axes de la rosette envisagée par rapport aux directions principales; dans certains cas de sollicitations, où toutes les déformations principales sont presque identiques, cette erreur peut atteindre 45° ou même davantage, ce qui met en doute l'intérêt des mesures; cependant le plus souvent, ces erreurs se situent entre 1° et 10°.

+ +
+
+

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CAMPUS F., DEHOUSSE N.M., HAMOIR J. - Les pressions interstitielles dans les ouvrages hydrauliques et leur fondation. Matériaux et Constructions, Vol. 2, n° 10 et 12, 1969.
- [2] DEHOUSSE N.M., DIAB B. - Essais sur les pressions interstitielles dans les ouvrages hydrauliques. Rapport des laboratoires du Génie Civil et d'Hydraulique Fluviale, 1972.
- [3] DIAB B. - Contribution à l'étude du complexe barrage-fondation et explication des séismes dus au remplissage de certains réservoirs. Thèse de doctorat, Annales des Travaux Publics de Belgique, n° 6, 1972-1973.
- [4] GUIAUX P., JANSS J. - Comportement au flambement de colonnes constituées de tubes en acier remplis de béton. C.R.I.F. MT 65, Bruxelles, novembre 1970.
- [5] ANSLIJN R., JANSS J. - Le calcul des charges ultimes des colonnes métalliques enrobées de béton. C.R.I.F. MT 89, Bruxelles, avril 1974.
- [6] TADENSZ, GODYCKI, CWIRKO - Scinamie w Zelbecie. Arkady Warscawo 1968.
- [7] JANSS J. - Neuvième congrès de l'A.I.P.C., pp. 125-132, Amsterdam, mai 1972.
- [8] FAGNOUL A., BONNECHERE F. - Appareils à sollicitations pluri-axiales du laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Liège. Colloque International R.I.L.E.M., Cannes 1972.
- [9] BAUS R., BRANDT A., BRENNEISEN A. - Analyse des déformations des éléments en béton sous charges statiques. Mémoires C.E.R.E.S. (nouvelle série) n° 42, Liège, mars 1973.

RESUME

Le rapport expose principalement les quatre recherches suivantes:

1. Les pressions interstitielles dans les ouvrages hydrauliques et leur fondation.
2. Prise en considération de l' état triaxial de contrainte dans les profils creux circulaires remplis de béton chargés axialement.
3. Influence de l' état de contraintes sur les résistances en traction et en compression d' un béton.
4. Détermination expérimentale de l' état triaxial de déformation dans les éléments en béton armé soumis à des charges statiques.

SUMMARY

The report mainly deals the following researches:

1. Pore pressure in hydraulic works and their foundations.
2. Consideration of triaxial stress state in axially loaded hollow circular profiles filled with concrete.
3. Stress state influence on concrete strength in tension and compression.
4. Experimental assesement of the triaxial strain state in reinforced concrete members subjected to static loads.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden hauptsächlich die folgenden Studien beschrieben:

1. Zwischenraumdruck in hydraulischen Anlagen und ihren Grundlagen.
2. Berücksichtigung des triaxialen Stress-Zustandes in axial geladenen, runden, mit Beton gefüllten Profilen.
3. Einfluss des Stress-Zustandes auf Spannung und Druckwiderstand.
4. Experimentelle Bestimmung von triaxialen Deformierungen in Eisenbeton-Elementen unter statischer Ladung.