

Jointes de bétonnage et de dilatation dans les constructions du génie civil

Autor(en): **Baravalle, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2927>

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.

II d 1

Jointes de bétonnage
et de dilatation dans les constructions du Génie civil.

Betonierungs- und Bewegungsfugen in Ingenieurbauten.

Concreting and Dilatation Joints in Engineering Structures.

Dr. techn. Ing. F. Baravalle,
Stadtbauamt, Wien.

Les nouvelles connaissances en construction de béton armé qui furent acquises au cours de ces dernières années par des investigations économiques et pratiques, ont permis un accroissement continu des sollicitations du béton, sans pour autant entraîner une réduction de la sécurité des ouvrages. A l'heure actuelle, la sécurité par rapport aux résistances du béton est souvent plus haute qu'autrefois, malgré les sollicitations plus élevées.

Les raisons en sont les suivantes :

- 1° La qualité du ciment n'a cessé de s'améliorer,
- 2° les connaissances importantes que l'on a acquises au cours des essais au sujet de la composition granulométrique des matériaux additionnels peuvent de plus en plus être appliquées aux constructions,
- 3° il est possible d'apporter tout le soin nécessaire au rapport eau-ciment et au pourcentage d'air dans le béton frais lors des exécutions,
- 4° il est possible d'employer des aciers sans limite d'écoulement prononcée,
- 5° les principes théoriques pour la détermination des contraintes effectives ont été nettement développés et
- 6° la connaissance de l'allure des contraintes internes dans les systèmes portants de béton armé a pu être fortement étendue par les séries d'essais exécutées au cours de ces dernières années.

Bien d'autres questions et bien d'autres tâches se présentent parallèlement au relèvement des sollicitations admissibles pour l'exécution des systèmes portants. Les dimensions des systèmes portants pour une certaine charge, un type de sollicitation ou la conformation constructive ne se déterminent pas de la même façon pour des sections élancées ou trapues, hautes ou basses. Si l'on réduit les dimensions de la section, les influences :

- 1° des fléchissements,
- 2° des oscillations du système portant,
- 3° du flambage,

4° des actions chimiques, mécaniques et thermiques sont relevées alors que les contraintes internes sont souvent réduites par les effets de température et par le retrait du béton.

Les investigations sur les contraintes internes, la plasticité du béton et les oscillations des ouvrages, pour surcharges appliquées brusquement¹ et pour des charges répétées des millions de fois² entre des limites de contraintes les plus variables, ont été poussées si loin qu'une évaluation mathématique au moins approximative de ces influences est toujours possible. De même il est possible de calculer les contraintes internes résultant des variations de température et du retrait du béton; cependant la grandeur de ces influences de contrainte varie pour différents membres de construction élancés et c'est pourquoi les règles d'exécution valables jusqu'à maintenant seront modifiées à bien des points de vue dans la construction de béton armé moderne.

La comparaison qui va suivre, de l'exécution de deux réservoirs du Service d'alimentation en eau de source de la Ville de Vienne, doit montrer l'influence des nouvelles connaissances en construction de béton armé sur le projet et la conformation des systèmes portants.

Réservoir de Krapfenwaldl.

Le réservoir d'eau de Krapfenwaldl³ fut construit de 1923 à 1926, il a une surface de 27,70 m · 39,40 m, une hauteur moyenne de 5,58 m et une capacité de 4900 m.³ Une forte paroi intermédiaire continue divise le réservoir en deux chambres indépendantes l'une de l'autre. On peut voir la disposition de la construction portante (dalle champignon), en plan et en coupes dans les fig. 1 et 2. La base pour le dimensionnement des sections de béton armé fut le „Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Beton bei Hochbauten“ 1921 (Prescription sur l'exécution des constructions portantes en béton ou en béton armé dans la construction des charpentes). Les sollicitations maxima se trouvent dans la dalle du réservoir et se montent d'après le stade II (zone de traction du béton supposée complètement exclue), calculées avec

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15 \quad \sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

La résistance de cube minima, exigée par ces sollicitations, était $W_{b28} = 170 \text{ kg/cm}^2$ (cubes 20 · 20 · 20). La plus grande sollicitation dans les colonnes du réservoir, sans tenir compte des variations de température, était de 38 kg/cm² pour une surcharge répartie par champs, et de 25 kg/cm² pour une surcharge complète répartie sur toute la dalle.

Afin d'éliminer le plus possible les contraintes de retrait et les efforts engendrés par des affaissements inégaux, le Prof. Dr. Ing. R. Saliger a recom-

¹ Essais sur des poutres de béton armé mises en charge brusquement du Prof. Dr. Ing. R. Saliger, Ecole Polytechnique de Vienne; le rapport sur ces essais est en préparation.

² Essais à la fatigue sur poutres de béton armé avec différentes armatures d'acier du Prof. Dr. Ing. R. Saliger, Ecole Polytechnique de Vienne. — „Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom Oest. Eisenbeton-Ausschuß“, fasc. 15, Vienne 1935, Oe.J.A.V.

³ „Der Wasserbehälter Krapfenwaldl der Wiener Hochquellenwasserleitung“ par le Prof. Dr. Ing. R. Saliger, Ecole Polytechnique de Vienne. Beton u. Eisen 1926, fasc. 13; Österr. Bauzeitung 1926, fasc. 17.

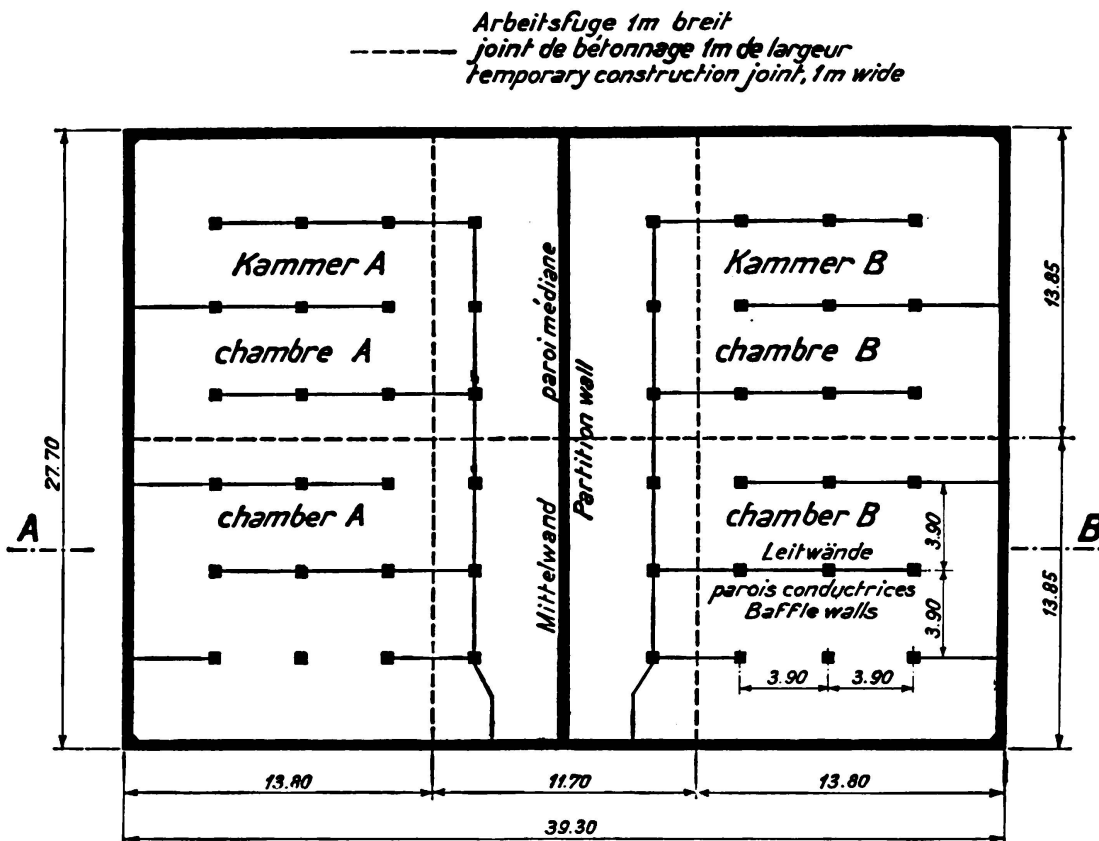


Fig. 1.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. Vue en plan.

mandé la disposition de joints de bétonnage de 1 m de largeur qui divisent toute la construction portante du réservoir, des fondations, des parois et de la dalle en 6 parties d'au plus 13,70 m de longueur (fig. 1 et 3). On a maintenu

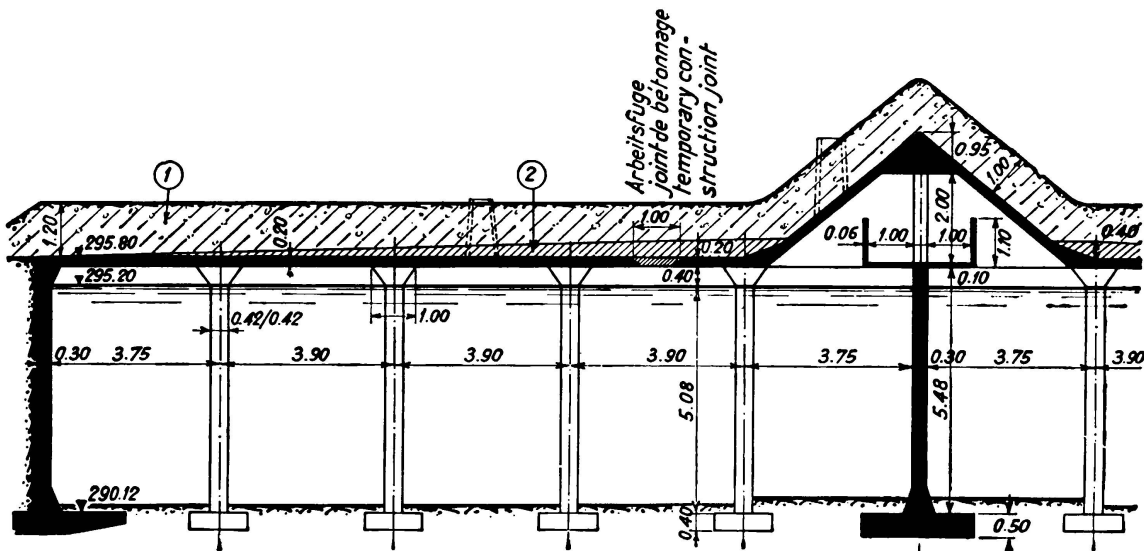


Fig. 2.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. Coupe A—B.

- 1) ballastage de terre.
- 2) béton léger.

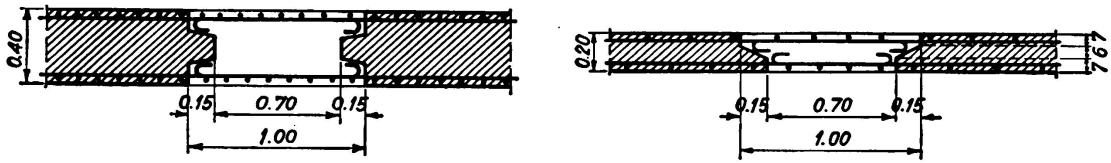


Fig. 3.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. Joint de bétonnage dans la paroi et le plancher.

ouverts, aussi longtemps que l'exécution de la construction le permettait, ces joints de bétonnage entre les parties de la construction, exécutées tout-à-fait séparément, et les fers d'armature de la dalle ainsi que les fers de répartition dans la paroi dépassent de beaucoup de chaque côté (au moins 70 cm) sans être continus, ceci afin d'éliminer des précontraintes défavorables dans l'acier et le béton. La largeur des joints est donnée par la longueur de l'empîement nécessaire des fers. Leur disposition dans la paroi et dans la dalle est représentée à la fig. 3. Le béton employé pour le remplissage des joints de bétonnage avait la même composition que le béton des parties à relier.

Par l'introduction de ces joints de bétonnage il était possible d'éliminer les influences préjudiciables du retrait qui se produit le plus fortement dans le béton jeune et comme en plus de cela, avant le remplissage de ces joints les parties terminées furent ballastées autant que possible, la plus grande partie de l'influence des affaissements de la construction portante était limitée aux

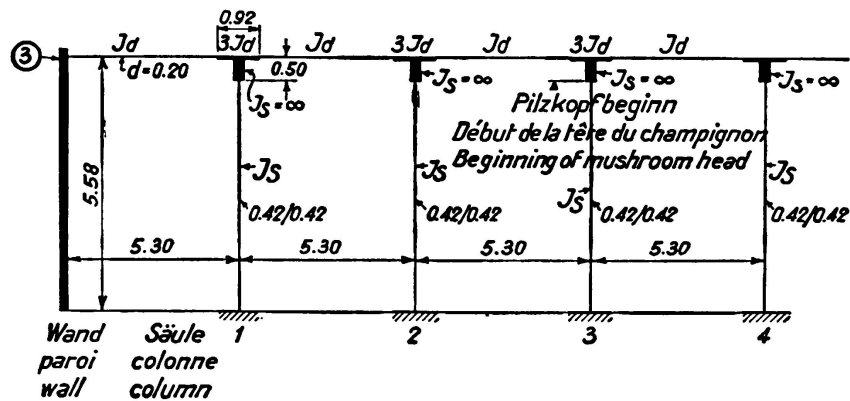


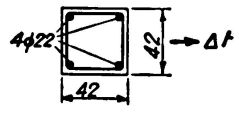
Fig. 4

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. 3) Fixation, paroi supposée ∞ rigide, M_o , M_R , M_u .

seules éléments de la construction. La disposition de ces jointes de bétonnage permet d'exécuter le réservoir sans joint de dilatation permanent. Si l'on calcule d'après la méthode du cadre de substitution et suivant le procédé des points fixes, les moments de flexion et les sollicitations qui se produisent dans la construction pour une variation de température $\Delta t = 10^0$ C, on obtient les valeurs données dans le tableau I.

Tableau I.
Réservoir d'eau de Krapfenwaldl.

Moments de flexion et sollicitations produits dans les colonnes par une variation de température de $\Delta t = 10^0$ C [calculés d'après le stade II; zone de traction du béton supposée complètement inagissante et $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$].

Distance de la paroi extérieure admise comme rigide		Colonne 1 3,90	2 7,80	3 11,70	4 15,60 m
Moment de flexion dans l'axe du système portant	M_O	0,480	0,968	1,514	1,703
Moment de flexion au début de la tête du champignon	M_R	0,398	0,800	1,250	1,410
Dimensions de la section et armatures des colonnes au début de la tête du champignon.					
		$d=42$ cm $h=39$ cm $x_{II}=10,62$ cm $J_{II}=115356$ cm ⁴			
Contraintes de compression dans le béton par suite de M_R		3,7	7,4	11,5	13,0 kg/cm ²
Contraintes de traction dans le fer par suite de M_R		147	296	462	520 kg/cm ²

Les hypothèses pour le calcul des cadres et l'allure des moments sont représentées à la fig. 4.

Cette forte influence des effets de température s'explique par la grandeur de la construction portante et par l'élançement relativement faible des colonnes rectangulaires. Pour une hauteur moyenne de $h = 5,58$ m et une épaisseur de $d = 42$ cm, le degré d'élançement des colonnes $\frac{h}{d} = \frac{558}{42} = 13,3$.

On peut calculer, en tenant compte de la déformation d'un cadre, en négligeant le fléchissement de la poutre et pour le même degré d'élançement des colonnes, les forces et les contraintes qui se produisent par suite de l'allongement de la poutre dans les colonnes supposées totalement encastées en bas, d'après la fig. 5.

$$\frac{H_n \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3 \cdot E \cdot J_s} = \frac{H_n \cdot h}{2} \frac{\left(\frac{h}{2}\right)^2}{3 \cdot E \cdot J_s} = \frac{\Delta e}{2} = \frac{w \cdot \Delta t \cdot L}{4}$$

Avec $M = \frac{H_n \cdot h}{2}$ on a d'après le stade I, $E_{bz} = E_{bd} = 210000 \text{ kg/cm}^2 = E$ et sans tenir compte des armatures:

$$M = \frac{H_n \cdot h}{2} = \frac{2 J_s}{d} \cdot \sigma_b \quad \text{et} \quad \frac{2 J_s}{d} \cdot \sigma_b = \frac{w \cdot \Delta t \cdot L}{4} \frac{3 \cdot E \cdot J_s}{\left(\frac{h}{2}\right)^2}$$

$$\text{d'où} \quad \sigma_b = \frac{d \cdot w \cdot \Delta t \cdot L}{4 \cdot 2 \cdot J_s} \frac{3 \cdot E \cdot J_s}{\left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{3}{2 \cdot h^2} \cdot d \cdot w \cdot \Delta t \cdot E \cdot L.$$

Pour $h = 5,58 \text{ m}$, $d = 0,42$, $L = 2 \cdot 4 \cdot 3,90 \text{ m} = 31,20 \text{ m}$
 $\Delta t = 10^\circ \text{ C}$, $w = 0,00001$, $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$ on obtient

$$\sigma_b = \frac{3}{2 \cdot 5,58^2} \cdot 42 \cdot 0,00001 \cdot 10 \cdot 210000 \cdot 3120 = 13,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ contre } \sigma_b = 13 \text{ kg/cm}^2$$

d'après le calcul exact des cadres (fig. 5, tableau I). L'ordre de grandeur des sollicitations qui existent par suite des variations de température peut ainsi être déterminé d'une façon approximative par ces données valables pour de tels systèmes portants.

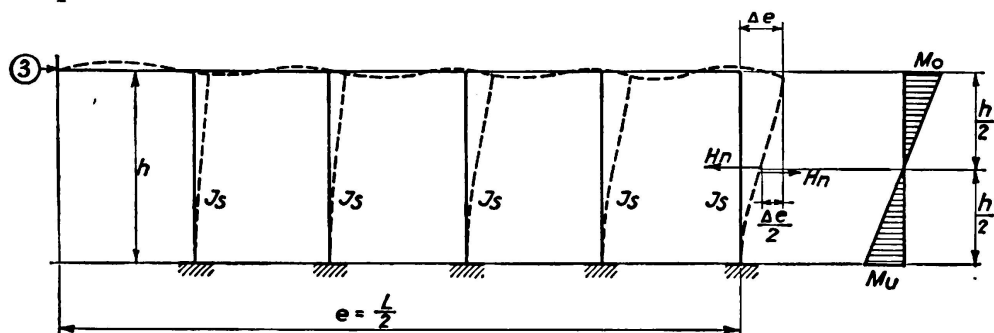


Fig. 5.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. 3) Fixation, paroi supposée ∞ rigide, M_o , M_R , M_u .

Réservoir de Lainz.⁴

Le réservoir d'eau du Jardin zoologique de Lainz près de Vienne, actuellement en construction est à la connaissance de l'auteur le plus grand réservoir fermé d'eau potable qui existe au monde. Il a une surface de 25 000 m², une hauteur moyenne de 6,85 m et une capacité de 144,000 m³. Une paroi intermédiaire continue, de 35 cm d'épaisseur divise le réservoir en deux chambre A et B indépendantes l'une de l'autre. On peut voir la disposition du système portant (dalle

⁴ „Der Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten“ par le Dr. Ing. R. Tillmann, Zeitschrift des Oe.J.A.V., 1936, fasc. 21/22. Le projet mis en soumission fut établi sur la base du projet exécuté par le Prof. Dr. Ing. R. Saliger pour le réservoir de Krapfenwaldl. La direction des travaux fut assurée par le Dr. Ing. R. Tillmann et l'Ing. Zaubek du Département 27 (Service des eaux). Le Prof. Dr. Ing. R. Saliger et le Dr. Ing. F. Pongratz furent les conseillers de la „Arbeitsgemeinschaft für den Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten“ constituée des maisons suivantes:

Allgemeine Baugesellschaft A. Porr
 Universale Redlich u. Berger Bau A.G.
 Bauunternehmung H. Rella u. Co.
 Bauunternehmung F. Swittalek's Wtwe.
 Bauunternehmung G. u. W. Gröger.

cependant au maximum:

pour les parois du réservoir	(d = 35 cm < 40 cm)	80 kg/cm ²
pour les socles	(d = 45 cm > 40 cm)	100 kg/cm ²
pour les dalles	(d = 25 cm < 40 cm) .	
	dans le cas de charge I	80 kg/cm ²
	dans le cas de charge II, 80 · 1,20	96 kg/cm ²
pour les colonnes	(d = 45 cm > 40 cm)	
	dans le cas de charge I	100 kg/cm ²
	dans le cas de charge II, 100 · 1,20	120 kg/cm ²

La contrainte admissible dans l'acier calculée, d'après le stade II (zone de traction du béton supposée non agissante) avec $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$, est:

pour le cas de charge I pour l'acier St. 37, II	1200 kg/cm ²
pour l'acier Isteg 1500 · 1,10	1800 kg/cm ²
pour le cas de charge II pour l'acier St. 37 II	1200 · 1,25 1500 kg/cm ²
pour l'acier Isteg 1500 · 1,10	2000 kg/cm ²

Pour le calcul de la stabilité des *parois extérieures* on tint compte des cas de charge suivantes:

- 1° Réservoir vide, poussée des terres complète, dalle chargée par champs de façon alternative sans ballast et avec ballast + charge utile.
- 2° Réservoir plein, demi-poussée des terres, dalle chargée par champs de façon alternative sans ballast et avec ballast + charge utile.

Pour le calcul *des dalles et des colonnes* en a tenu compte dans le cas de charge I de l'effet le plus défavorable:

du poids propre + le ballast complet
de la poussée des terres
de la pression de l'eau
de la charge utile (charge de neige)
 $\Delta t = \pm 10^0 \text{ C.}$

dans le cas de charge II de l'effet le plus défavorable:

du poids propre + le demi ballast
de la poussée des terres
de la pression de l'eau
de la charge utile (demi ballast + charge de neige)
 $\Delta t = \pm 10^0 \text{ C.}$

Si l'on tient compte du fait que l'eau traverse le réservoir en 17 heures au maximum, un ballast de terre de 50 cm d'épaisseur pour l'isolation du réservoir est suffisant.

Une exécution de la construction portante sans joint de dilatation, comme dans le cas du réservoir de Krapfenwaldl, était cependant impossible par suite de la grande extension du réservoir (surface env. 25 000 m²).

Le calcul des sollicitations, effectué suivant la méthode indiquée ci-dessus (fig. 5), a donné pour

$$\begin{aligned} n &= 6,85 \text{ m} & w &= 0,00001 \\ d &= 0,42 \text{ m} & E &= 210\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta t &= 10^0 \text{ C} \end{aligned}$$

pour $L = 182,55 \text{ m}$: $\sigma_b = \frac{3}{2h^2} \cdot d \cdot w \cdot \Delta t \cdot E \cdot L = \frac{3}{2.685^2} \cdot 42 \cdot 0,00001 \cdot 10$
 $\cdot 210\,000 \cdot 18\,255 = 52 \text{ kg/cm}^2$
 et pour $L = 159,65 \text{ m}$ $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$.

Ceci nous montre que la disposition de joints de dilatation (permanents) était absolument indispensable. Cependant il était possible de réduire sensiblement le nombre des joints de dilatation permanents en prévoyant des joints de bétonnage (de même que lors de la construction du réservoir de Krapfenwaldl), ce qui représente une diminution des frais de construction et la réduction des frais futurs d'entretien.

On peut voir à la fig. 6 la disposition que l'on a adoptée pour les joints de bétonnage et les joints de dilatation permanents. La plus grande distance des joints de dilatation permanents est d'environ 40 m, ce qui correspond d'après le calcul approximatif (fig. 6), pour $\Delta t = 10^\circ \text{ C}$, à une sollicitation du béton de

$$\sigma_b = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans les joints de construction, les différents éléments de la construction sont complètement séparés jusqu'au béton de protection et les fers d'armature de la dalle, ainsi que les fers de répartition des parois, traversent très loin des deux côtés, de telle sorte que l'on évite les précontraintes défavorables dans l'acier et dans le béton.

La conformation des joints de construction dans la paroi et dans la dalle est représentée à la fig. 7.

De même que dans le réservoir de Krapfenwaldl, les joints de construction restent ouverts jusqu'à ce que le ballast soit appliqué sur la dalle et à côté des parois, avec renforcement soigné de la construction portante. Les joints de travail doivent rester ouverts au moins 6 mois afin que toutes les différentes influences détériorantes (retrait, affaissement inégal des différents éléments, etc.) puissent s'exercer avant la fermeture des joints.

Le béton à employer pour le bétonnage des joints de construction doit posséder la même composition que le béton des parties à rassembler.

Près des joints de construction des parois extérieures, on a prévu des cheminées de travail demi-circulaires et au-dessous des joints de dilatation permanents on a disposé un drainage ordinaire (fig. 8), afin d'éviter dans tous les cas une humidification du terrain. Comme le limon compact qui se trouve là gonfle lorsque de l'eau y pénètre et finalement devient complètement mou, il fallait aussi tenir compte du sol dans la disposition des joints de dilatation.

Par suite de la division de la construction portante du réservoir au moyen des joints de dilatation permanents, il existe deux types fondamentaux de systèmes en cadres.

Le système cadre A: cadre de 5 à 7 champs avec 5 à 7 colonnes (section carrée de 42 cm), avec une paroi fixe (paroi extérieure ou médiane) et avec, en haut, une dalle champignon continue (fig. 6).

Le système cadre B: cadre à 7 champs avec 8 colonnes (section carrée de 42 cm) avec, en haut, une dalle champignon continue (fig. 6).

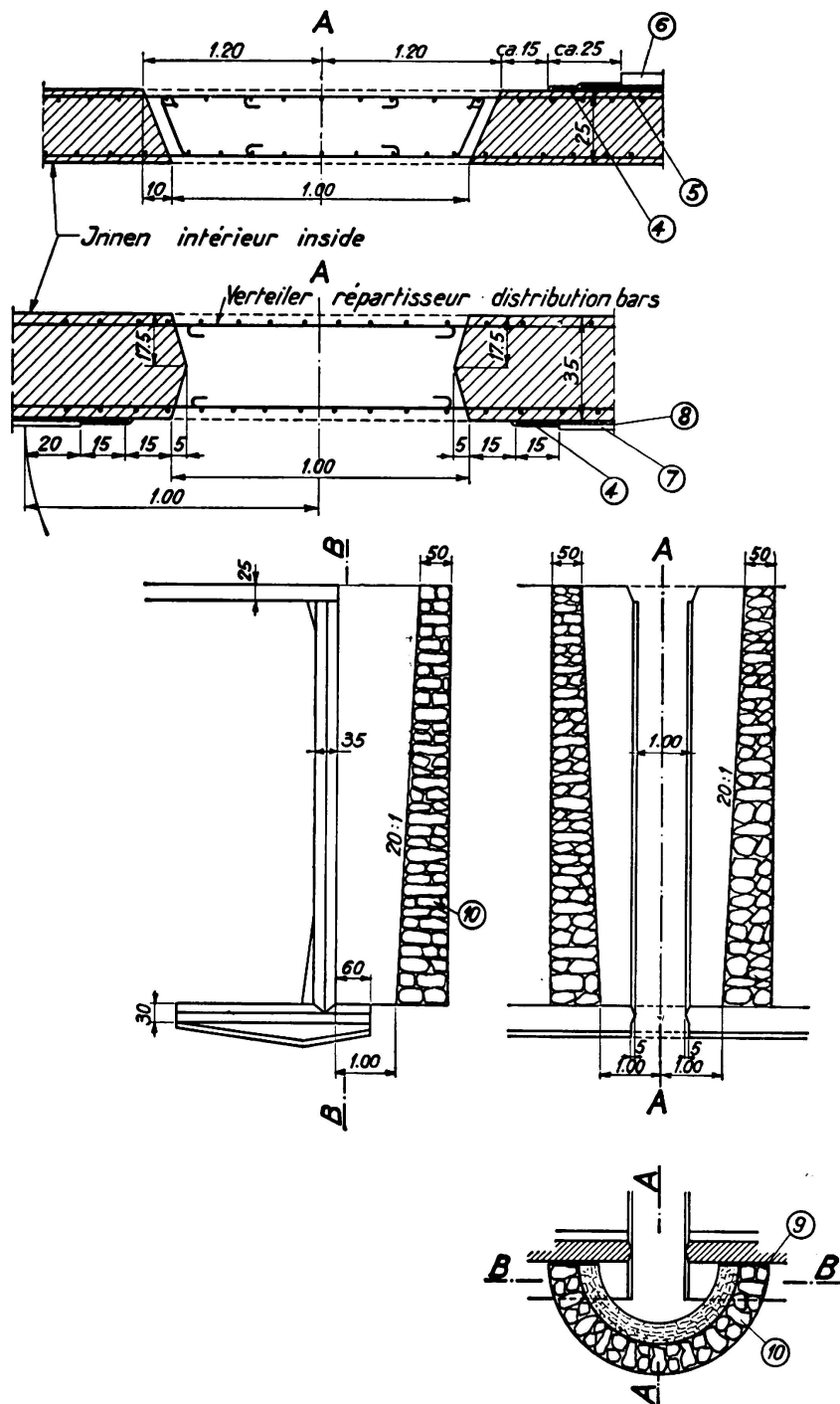


Fig. 7. Réservoir d'eau Lainz.

- | | |
|---|---------------------------------------|
| 4) carton goudronné collé. | 7) crépi. |
| 5) isolation horizontale.
(2 couches de carton goudronné). | 8) isolation verticale. |
| 6) béton de protection de 4 cm d'épaisseur. | 9) couche double de carton goudronné. |
| | 10) murs sans mortier. |

Chacun de ces systèmes en cadre fut calculé par le procédé des points fixes, comme cadre champignon avec colonnes complètement encastrées en bas. On a introduit comme largeur du système cadre considéré la largeur de tout le champ.

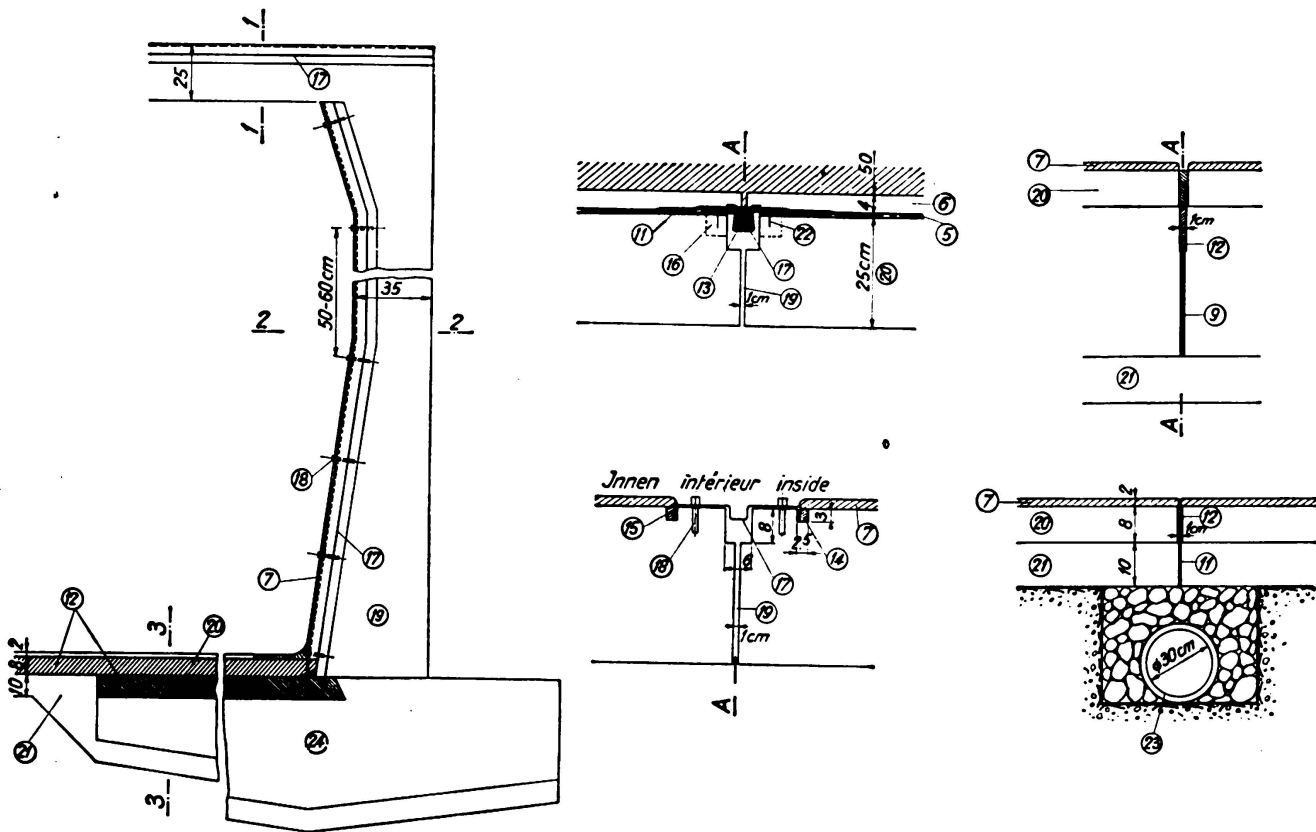


Fig. 8. Réservoir d'eau Lainz.

- | | |
|--------------------------------------|--|
| 11) carton goudronné. | 18) vis de cuivre. |
| 12) asphalte coulé. | 19) joint. |
| 13) mastic d'asphalte. | 20) dalle de béton armé. |
| 14) comblé par du mortier de ciment. | 21) béton de protection. |
| 15) corde de chanvre goudronné. | 22) pointe soudée en haut. |
| 16) cheville en bois. | 23) tuyau de drainage. |
| 17) plaque de cuivre. | 24) joint avec carton goudronné interposé. |

La répartition des moments de flexion, calculés en travée et sur les colonnes, se fit suivant les prescriptions autrichiennes pour le béton armé.

Les moments de flexion et les sollicitations résultant d'une variation de température de $\Delta t = 10^{\circ} \text{C}$ dans les systèmes cadres A et B, sont donnés ainsi que les hypothèses admises pour le calcul dans les tableaux II et III et dans la fig. 9.

Nous allons comparer la sensibilité du système portant du réservoir d'eau du Jardin zoologique de Lainz à la sensibilité du réservoir de Krapfenwaldl; les contraintes que l'on obtient à une certaine distance de la paroi supposée fixe, pour une variation de température $\Delta t = 10^{\circ} \text{C}$, sont les suivantes:

Réservoir de Krapfenwaldl (fig. 4)

pour $\frac{L}{2} = 15,60 \text{ m}$, d'après le tableau I

$$\begin{aligned}
 M_R &= 1,410 \text{ tm} \\
 \sigma_b &= 13,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ et} \\
 \sigma_e &= 520,0 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Tableau II.

Réservoir d'eau du Jardin Zoologique de Lainz.

Moments de flexion et sollicitations engendrés dans les colonnes du cadre A par une variation de température de $\Delta = 10^\circ \text{C}$ [calculés d'après le stade II; zone de traction du béton supposée complètement inagissante et $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$.

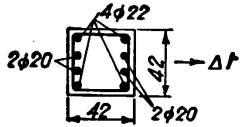
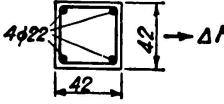
Distance de la paroi extérieure admise comme rigide		Colonne 1	2	3	4	5	6	
		4,75	10,20	15,65	21,10	26,55	32,00 m	
Moment de flexion dans l'axe du système portant	M_o	0,440	0,937	1,450	1,912	2,561	2,518 tm	
Moment de flexion au début de la tête du champignon	M_R	0,365	0,776	1,210	1,595	2,130	2,080 tm	
Dimensions de la section et armatures des colonnes au début de la tête du champignon							$F_e = F'_e = 13,88 \text{ cm}^2$	
		$d = 42 \text{ cm}$					$h = 39 \text{ cm}$	$x_{II} = 12,77 \text{ cm}$
							$J_{II} = 192784 \text{ cm}^4$	
Contraintes de compression dans le béton par suite de M_R		2,4	5,0	8,0	10,5	14,1	13,8 kg/cm ²	
Contraintes de traction dans le fer par suite de M_R		75	157	248	326	435	426 kg/cm ²	

Tableau III.

Réservoir d'eau du Jardin Zoologique de Lainz.

Moments de flexion et sollicitations engendrés dans les colonnes du cadre B par une variation de température de $\Delta t = 10^\circ \text{C}$ [calculés d'après le stade II; zone de traction du béton supposée complètement inagissante et $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$].

Distance de la paroi extérieure admise comme rigide		Colonne 1	2	3	4
		2,65	7,95	13,25	18,55 m
Moment de flexion dans l'axe du système portant	M_o	0,252	0,717	1,296	1,470 tm
Moment de flexion au début de la tête du champignon	M_R	0,210	0,595	1,080	1,215 tm
Dimensions de la section et armatures des colonnes au début de la tête du champignon					$F_e = F'_e = 7,60 \text{ cm}^2$
		$d = 42 \text{ cm}$			$h = 39 \text{ cm}$
					$x_{II} = 10,62 \text{ cm}$
					$J_{II} = 115356 \text{ cm}^4$
Contraintes de compression dans le béton par suite de M_R		1,9	5,8	10,0	11,2 kg/cm ²
Contraintes de traction dans le fer par suite de M_R		77	220	397	446 kg/cm ²

Réservoir de Lainz (fig. 9, cadre A)

pour $\frac{L}{2} = 15,65$ m, d'après le tableau II

$$M_R = 1,210 \text{ tm}$$

pour des dimensions et des armatures de colonnes identiques à celles du réservoir de Krapfenwaldl on aurait

$$\sigma_b = 11,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 446,0 \text{ kg/cm}^2$$

et pour les armatures effectivement employées et les mêmes dimensions de colonnes:

$$\sigma_b = 8,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 248,0 \text{ kg/cm}^2.$$

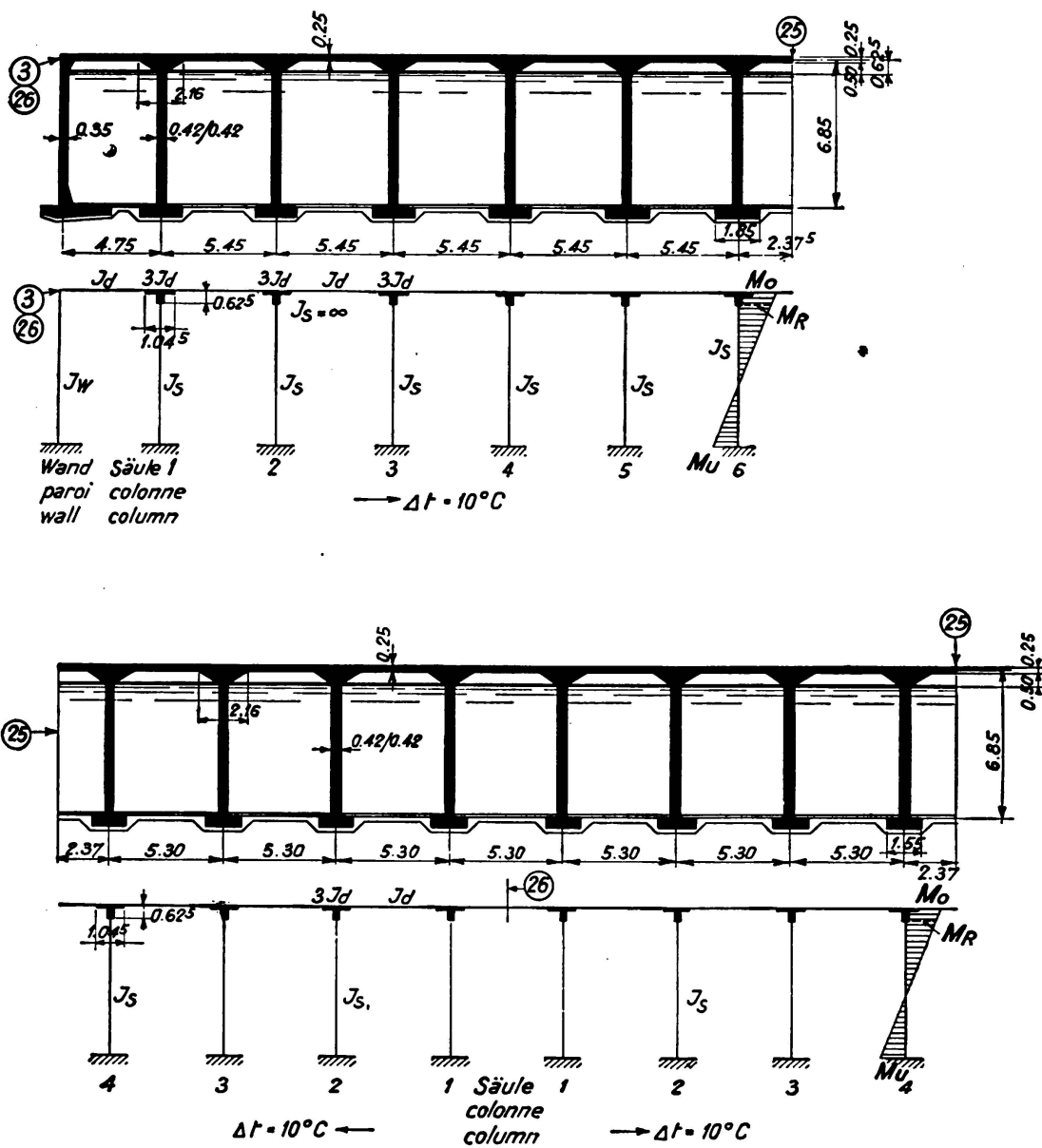


Fig. 9. Réservoir d'eau Lainz.

25) joint de dilatation permanent.

26) fixation pour les variations de température M_o , M_R , M_u .

La possibilité de construire plus élancé comprend en même temps la possibilité d'augmenter dans une certaine mesure la distance des joints de dilatation, cependant cette influence ne doit pas être surestimée sans contrôle théorique exact.

Nous allons parler dans ce qui suit des influences des progrès indiqués au début dans les points de 1 à 6 quant à l'amélioration de la qualité du béton, de l'acier d'armature et des connaissances théoriques exactes, sur le danger de fissuration et l'éloignement des joints de dilatation dans la construction en béton armé.

Outre l'avantage de pouvoir relever les sollicitations par la conformation nouvelle et appropriée du béton, ce qui permet de réduire les dimensions des sections, ce mode d'exécution du béton présente encore deux autres avantages :

a) La plus grande uniformité du béton réduit d'une façon appréciable le danger de fissuration car les points faibles (nids d'abeilles et autres) peuvent être ramenés à un minimum ou peuvent même être complètement éliminés.

b) Le nouveau procédé de vibrage permet de réduire la quantité de ciment et d'eau et en outre ce procédé permet de diminuer la quantité d'air contenue par le béton frais.

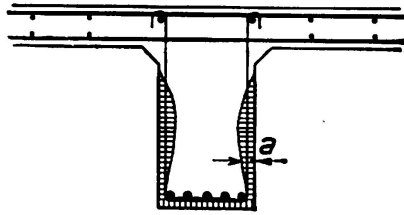


Fig. 10.

Profondeur de fissure a dans des poutres de béton armé.

Pour la construction du réservoir de Krapfenwaldl on utilisa du béton coulé avec gravier de carrière et 350 kg de ciment par m³ de béton terminé et l'on employa les méthodes usuelles de bétonnage.

Pour le réservoir du Jardin zoologique de Lainz l'apport des matériaux se fit d'après le poids et en granulations séparées. La quantité de ciment, sur la base d'essais préliminaires et en tenant compte du vibrage, fut fixée à 240—270 kg par m³ de béton fini.

L'influence des contraintes de retrait est fortement réduite par l'exécution du béton à grande régularité et à faible contenance de ciment. Il est par conséquent possible d'augmenter la distance des joints de dilatation de la construction portante ou, si l'on conserve la distance usuelle des joints de dilatation, la sécurité à la fissuration est accrue.

Un développement plus grand peut être atteint par l'emploi d'aciers à haute limite d'écoulement ou d'aciers sans limite d'écoulement prononcée, en un mot des aciers à haute résistance. On évite ainsi la concentration de forts allongements des fers et la formation de fissures béantes.

La détermination de la profondeur des fissures, dans une série d'essais exécutés par le Prof. Dr. Ing. R. Saliger sur des poutres avec différentes armatures⁵,

⁵ Voir Note 1.

fut effectuée par le Dr. Ing. *Jonas Kuodis*, au moyen de solutions colorées très fluides (4 % de Nigrosin dans de l'alcool pur) et les résultats sont décrits dans son travail de dissertation⁶.

D'après les conclusions, les fissures qui se produisent ne s'étendent pas sur toute la section de la poutre dans un essai avec charges immobiles mais elles se répartissent ainsi que l'indique la fig. 10. La fig. 11 montre le résultat de l'essai avec colorant pour la fissure 5 de la poutre 54a des essais du Prof. Dr. Ing. *R. Saliger*. On a laissé agir la couleur lors de l'essai jusqu'à saturation.

Sur la base des travaux faits jusqu'à ce jour on peut encore étudier, par de grandes séries d'essais, l'allure effective des fissures à l'intérieur de la section de



Fig. 11.

Détermination pratique de la profondeur des fissures dans les poutres de béton armé, par un essai de coloration.

béton. Cette étude donne de nouvelles directives, tant sur le mode de dimensionnement des systèmes portants que sur leur disposition constructive.

En augmentant l'extensibilité et la résistance à la traction du béton, il est possible de réduire le danger de fissuration. Chaque progrès réalisé dans ce sens entraîne avec lui un progrès dans les possibilités de conformation.

Le nouveau *marché couvert de Ploesti* (fig. 12) est une construction dans laquelle les joints de travail ont tout spécialement fait leur preuve.⁷

Les joints de construction avaient ici, outre le rôle de supprimer les contraintes de retrait, le but précis d'éloigner de la dalle les efforts de traction car, sans

⁶ Pas encore publié.

⁷ „Die neue Großmarkthalle in Ploesti“ par le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* et le Dr. Ing. *F. Baravalle*: Der Bauingenieur 1933, fasc. 21/22.

mesures spéciales, la dalle de la coupole avec ses poutres aux naissances, le sommier continu en forme d'anneau ainsi que les dalles elles-mêmes auraient agi comme tirant de la construction portante en arc.

La condition fondamentale pour que l'action que l'on a admise pour les joints de dilatation permanents puisse s'effectuer, est la capacité de mouvement sans entraves de ces joints. Lorsque la construction portante est divisée en deux parties tout-à-fait distinctes par des joints continus, la capacité de mouvement est assurée de la façon la meilleure et la plus sûre.

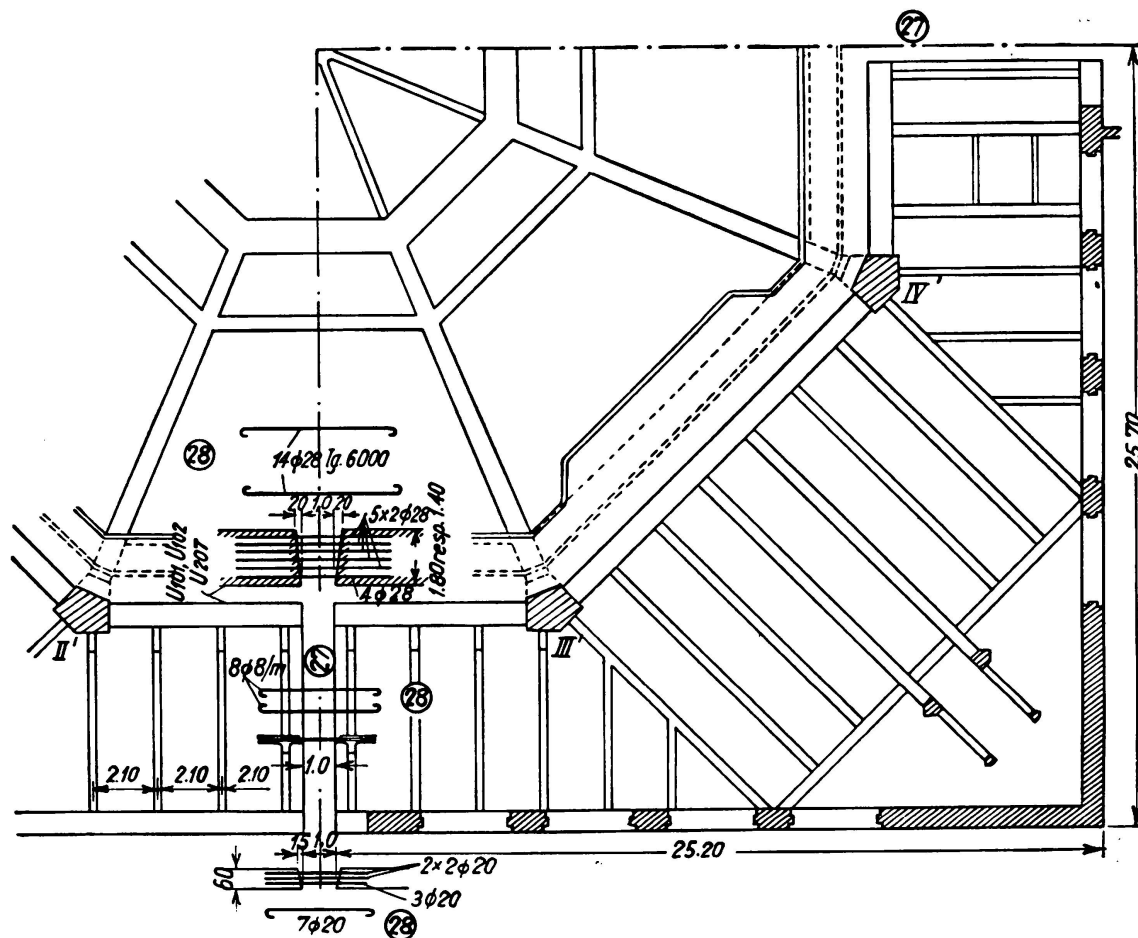


Fig. 12.

Marché couvert à Ploesti.

27) joint de 1 m de largeur.

28) fer de calage.

Dans les poutres du système *Gerber*, les appuis mobiles exigent la plus grande attention.

Nous mettons le lecteur en garde contre l'exécution d'appuis à glissement en acier, aussi bien en construction de charpentes qu'en construction de ponts. Non seulement que le frottement de glissement acier sur acier se monte déjà à 44 % des réactions d'appuis lorsque les surfaces sont lisses et sèches⁸, mais cette valeur grandit presque toujours d'une façon appréciable par suite de la rouille

⁸ „Zahlen für Jedermann“ du Dr. Hermann von Baravalle, Franckh'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

et l'on peut se demander quelle est alors l'action de tels appuis. Il en résulte des fissures dans les encorbellements ou dans le système portant lui-même.

Là où des appuis mobiles sont nécessaires, il faut exécuter des appuis à rouleaux ordinaires et il faut prévoir dans ce cas que le nettoyage et éventuellement l'installation de nouveaux rouleaux peut facilement se faire en soulevant le système portant. Il faut absolument tenir compte ici de la force de frottement, de 0,2 à 0,6 % de la réaction d'appui et il faut faire en sorte que ces efforts soient transmis dans les différents éléments du système portant.

Le frottement et la compressibilité du sol ont aussi une grosse influence sur la capacité de mouvement et, par conséquent aussi, sur l'éloignement des joints de dilatation dans les murs de soutènement et de revêtement, ainsi que dans les semelles et les plaques de fondation. L'introduction de couches suffisamment épaisses de sable, au-dessous et à côté des corps de béton, rend possible l'agrandissement de la distance des joints de dilatation, mais ce mode d'exécution n'est admissible que là où le terrain peut assurer l'existence de ces couches de sable. Il serait très important d'entreprendre des essais sur l'éloignement des joints de dilatation, en fonction de la classification des sols et de l'influencabilité de ces derniers. Ces essais auraient une grosse importance pour les grandes constructions de voûtes actuelles.

Dans toutes les investigations théoriques et pratiques il est indispensable de déterminer la durée des processus de retrait et des variations de température.

L'Ing. K. Fischer (direction des travaux publics de la Ville de Vienne) a déterminé les températures dans une paroi de béton de 1 m d'épaisseur, directement après le bétonnage. (Tableau IV). Un mètre cube de béton contenait 470 kg de ciment prompt Portland. Il en résulte que, pour un système portant

Tableau IV.

Diagramme des températures dans une paroi de béton de 1 m d'épaisseur avec 470 kg de ciment prompt Portland par m³ de béton.

Lecture		Durée de la prise, resp. du durcissement	Point de mesurage 1	Point de mesurage 2	Température extérieure
jour	heure				
17 oct. 1936	17h	Fin du bétonnage	—	—	
18 oct.	9h		+ 21° C	+ 26° C	+ 12° C
	12h		+ 40°	+ 44°	
	15h	1er jour	+ 45°	+ 47°	
19 oct.	9h		+ 40°	+ 39°	+ 9°
	13h 30		+ 37°	+ 38°	
	15h	2e jour	+ 37°	+ 36°	
	22h		+ 35°	+ 34°	
20 oct.	14h	3e jour	+ 28°	+ 28°	
21 oct.	8h		+ 18°	+ 18°	+ 8°
	14h		+ 20°	+ 20°	
	19h	4e jour	+ 24°	+ 23°	
22 oct.	8h	5e jour	+ 15°	—	+ 4°
23 oct.	9h	6e jour	+ 15°	—	+ 5°
24 oct.	10h	7e jour	+ 15°	—	+ 5°

de dimensions normales, le plus haut point de l'échauffement du béton est atteint après quelques heures par l'action de la prise et du durcissement et qu'alors la température s'égalise lentement à la température extérieure. De même que l'influence de la durée de la variation de température du béton frais, il faut tenir compte de la durée des variations postérieures de température dans le système portant. Les influences des variations lentes de température et des changements brusques de température, ainsi que leurs grandeurs sont, avec la fréquence de leur apparition, déterminants pour le choix de la distance des joints de dilatation.

Ce n'est que par une répartition adéquate des joints, qu'il s'agisse de joints de construction ou de joints de dilatation permanents, et par une prise en considération de toutes les forces agissantes, qu'il sera possible d'éliminer les détériorations ultérieures. Ce n'est aussi que par une investigation appropriée, effectuée sur le béton aux points de vue théorique et pratique, que l'on pourra donner de nouvelles directives pour la disposition et l'exécution des joints. Entre les joints de construction ou les joints de dilatation permanents il faut autant que possible bétonner la construction en une fois, sans interruption, même si une exécution en plusieurs couches est nécessaire.

Résumé.

L'auteur montre l'influence de la confection moderne du béton sur la division des systèmes portants, en se basant sur la comparaison entre le réservoir d'eau de Krapfenwaldl de la Ville de Vienne, exécuté dans les années 1923—26 et le réservoir d'eau potable actuellement en construction du jardin zoologique de Lainz près de Vienne, qui est le réservoir fermé le plus grand du monde. Par une exécution adéquate de béton à haute résistance, il est possible de réduire les dimensions des sections et, par suite de l'élancement plus élevé des éléments de la construction, on peut, tout en conservant la même sécurité, augmenter la distance des joints permanents de dilatation. En outre, la régularité du béton en sa composition et sa résistance réduit le danger de fissuration dans les systèmes portants. L'application d'aciers à haute résistance avec limite d'écoulement élevée ou d'aciers sans limite d'écoulement prononcée, permet d'éviter en outre la concentration de forts allongements des fers et la formation prématurée de fissures béantes.

Pour la répartition des joints de dilatation, l'allure momentanée de l'échauffement résultant de la prise et du durcissement, ainsi que l'échauffement produits par les effets ultérieurs de la température extérieure, sont de première importance.

Le type parfait de répartition des masses dans les constructions civiles modernes est la répartition exécutée sur la proposition du Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* dans la construction des grands réservoirs d'eau cités et dans bien d'autres constructions, à savoir:

1° Joints de construction qui ne restent ouverts que pendant l'exécution de la construction, mais au moins quelques semaines, pour être bétonnés alors et qui n'influencent aucunement l'action d'ensemble de la construction portante.

2° Joints permanents de dilatation qui engendrent une séparation permanente des différents éléments de la construction et qui donneront à la construction portante la capacité de travail exigée.

Comme les joints de construction protègent le système partant des influences du premier retrait le plus fort, ainsi que des premiers affaissements qui sont aussi en général les plus grands, il est possible de maintenir plus grande la distance des joints permanents de dilatation, ce qui engendre une réduction des frais de construction et, plus tard, des travaux d'entretien.

Lorsque la division du système portant, qui conditionne la capacité de déplacement des différents éléments, est réalisée au moyen d'appuis mobiles, il ne faut utiliser que des appuis à rouleaux, à cause des grandes valeurs du frottement entre les plaques d'appui (44 % de la réaction d'appui lorsque les surfaces d'acier sont sèches et lisses). La force de frottement qui agit doit être prise de 0,2 à 0,6 % de la réaction d'appui, lors du dimensionnement des divers éléments de la construction.

Une question toute spéciale est celle de l'influence du frottement et des affaissements du terrain sur la distance des joints dans les murs de soutènement et de revêtement, ainsi que dans les semelles et les plaques de fondation.

La considération de la répartition des joints de différents ouvrages, les calculs employés et les observations pratiques doivent fournir les points d'appuis, indiqués en terminant, pour les directives valables dans la construction moderne en béton armé, pour la disposition et l'exécution des joints de dilatation.

Leere Seite
Blank page
Page vide