

Zeitschrift:	Bulletin technique de la Suisse romande
Band:	79 (1953)
Heft:	5
Artikel:	Progrès réalisés aux Etats-Unis dans la conception et la construction de digues en terre
Autor:	Middlebrooks, Thomas A. / Béguin, Gilbert H.
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-59744

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 11.01.2026

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

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

Abonnements :
 Suisse : 1 an, 24 francs
 Etranger : 28 francs
 Pour sociétaires :
 Suisse : 1 an, 20 francs
 Etranger : 25 francs
 Prix du numéro : Fr. 1.40
 Abonnements et nos isolés par versement au cpte de ch. postaux Bulletin technique de la Suisse romande N° II. 5775, à Lausanne.

Rédaction
 et éditions de la S. A. du Bulletin technique (tirés à part), Case Chauderon 475

Administration
 Ch. de Roseneck 6 Lausanne

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des Anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

Comité de patronage — Président : R. Neeser, ingénieur, à Genève ; Vice-président : G. Epitaux, architecte, à Lausanne ; Secrétaire : J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg : MM. P. Joye, professeur ; † E. Latelain, architecte — Vaud : MM. F. Chenaux, ingénieur ; H. Matti, ingénieur ; E. d'Okolski, architecte ; Ch. Thévenaz, architecte — Genève : MM. L. Archinard, ingénieur ; Cl. Grosgruin, architecte ; E. Martin, architecte ; V. Rochat, ingénieur — Neuchâtel : MM. J. Béguin, architecte ; R. Guye, ingénieur — Valais : MM. J. Dubuis, ingénieur ; D. Burgener, architecte.

Rédaction : D. Bonnard, ingénieur. Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Conseil d'administration de la Société anonyme du Bulletin technique : A. Stucky, ingénieur, président ; M. Bridel ; G. Epitaux, architecte ; R. Neeser, ingénieur.

Tarif des annonces

1/1 page	Fr. 264.—
1/2 »	» 134.40
1/4 »	» 67.20
1/8 »	» 33.60

**Annonces Suisses S. A.
(ASSA)**



5 Rue Centrale. Tél. 223326
Lausanne et succursales

SOMMAIRE : Progrès réalisés aux Etats-Unis dans la conception et la construction de digues en terre, par M. THOMAS A. MIDDLEBROOKS ; traduction et adaptation par GILBERT H. BÉGUIN, ingénieur E. P. U. L. — Anciens et nouveaux appareils mécaniques d'intégration (suite et fin), par TH. ERISMANN, Schaffhouse. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes : Communiqué. — LES CONGRÈS : Conférences sur les applications du gaz dans l'industrie. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION GÉNÉRALE. — DOCUMENTATION DU BATIMENT. — NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.

PROGRÈS RÉALISÉS AUX ÉTATS-UNIS DANS LA CONCEPTION ET LA CONSTRUCTION DE DIGUES EN TERRE

par M. THOMAS A. MIDDLEBROOKS

Traduction et adaptation par GILBERT H. BÉGUIN, ingénieur E. P. U. L.

A l'occasion du centenaire de l'American Society of Civil Engineers son organe officiel, *Civil Engineering*, a publié, en septembre, un numéro anniversaire. Des ingénieurs de renom y exposent les étapes passées et les futurs développements de l'art de construire aux Etats-Unis.

M. T. A. Middlebrooks, ingénieur en chef de la section de mécanique des terres au « U.S. Corps of Engineers », y présente une vue d'ensemble de la construction des digues en terre.

En offrant cette adaptation de l'étude précitée, nous souhaitons intéresser les lecteurs du Bulletin technique de la Suisse romande, et contribuer au développement de relations cordiales entre la S. I. A. et la grande société américaine d'ingénieurs civils. (Note du trad.).

Expériences passées

La construction de digues a retenu dès ses débuts l'attention des ingénieurs civils ; pourtant, ce n'est guère que depuis l'introduction de la mécanique des terres, et son application à des questions traitées auparavant par des méthodes empiriques, que nos techniques se sont affinées.

Aujourd'hui, des barrages stables peuvent être établis économiquement sur une grande variété de terrains de fondation, avec à peu près n'importe quel matériau.

Chaque ouvrage constitue un cas particulier, et doit être adapté intégralement à l'endroit choisi.

Mais, durant ces vingt-cinq dernières années, des accidents sont survenus ; M. J. D. Justin [1]¹ en indique les raisons avec pertinence :

« Bien des personnes pensent que construire une digue en terre est si simple que n'importe qui peut s'y attaquer. Ainsi, des hommes qui recourent à des experts pour examiner leur comptabilité, confient le soin d'ériger un ouvrage, dont la rupture affecterait leur vie et leurs biens, au premier venu, sans s'enquérir de sa compétence. » Cette remarque vise aussi les projets de moindre importance, puisque les deux barrages dont la ruine a causé les plus grandes pertes de vies et de biens, n'atteignaient guère 15 m.

Une liste a été dressée des digues (206) ayant été sujettes à des désordres, ou nécessité des réparations imprévues ; dans la table I sont décrites, sommairement, celles dont les défauts sont apparus depuis 1914.

Nous examinons maintenant les différents genres d'accidents, ainsi que classés dans la table II.

¹ Les chiffres entre crochets se rapportent à la bibliographie indiquée en fin d'article.

TABLE I : Désordres survenus à des digues en terre aux Etats-Unis, depuis 1914

Nom et lieu	Date		Référence *	Hau- teur (en m)	Type	Causes de la mauvaise tenue
	constr.	accident				
Anaconda, Mont.....	1898±	1938	ENR, vol. 121	...	terre, masque en béton	submersion
Apishapa, Colo.	1920	1923	ENR, vol. 91	35	terre, cylindré	entraînement du matériau à travers les fissures causées par le tassement.
Balsam, N. H.	1927	1929	ENR, vol. 102	18	terre, masque en béton	érosion, revêtement défectueux.
Belle Fourche, S. Dak.	1911	1933	ENR, vol. 111	37	terre, cylindré	glissement lors d'une vidange, rupture du revêtement en béton.
Calaveras, Calif.	1918	ENR, vol. 80	76	remblai hydraulique	pression excessive dans le noyau.
Davis Reservoir, Calif.	1914	EN, vol. 72	12	terre, cylindré	entraînement du matériau autour de l'évacuateur.
Dry Creek, Mont.	1939	ENR, vol. 122	14	»	entraînement de particules de terre.
Elk City, Okla.	1925	1936	ENR, vol. 116	9	»	submersion.
Fairview, Mass.	1922	ENR, vol. 89	9	»	entraînement de particules de terre.
Fort Peck, Mont.	1938	ENR, vol. 121	76	remblai hydraulique	affaissement de la fondation.
Fruit Growers Res., Colo.	1898	1937	ENR, vol. 118	11	terre, cylindré	glissement provoqué par les infiltrations.
Garza, Tex.	1926	1926	ENR, vols. 94, 100	24	remblai hydraulique	glissement dû à une pression excessive dans le noyau.
Goose Creek, S. C.	1903	1916	EN, vol. 76	7	terre, cylindré	submersion.
Half Moon Bay, Calif.	1926	ENR, vol. 96	24	»	submersion.
Hebron, N. Mex.	1913	1914	ER, vol. 69	17	»	entraînement de particules de terre à travers la digue.
Horse Creek, Colo.	1911	1914	ER, vol. 69	...	»	submersion, pas réparé.
Horton, Kans.	1924	1925	ENR, vol. 95	10	»	entraînement de particules de terre.
Killingsworth, Conn.	1938	ENR, vol. 121	5,5	terre, masque en béton
Lafayette, Calif.	1929	1928	ENR, vol. 101	42	terre, cylindré	submersion.
La Fruta, Tex.	1930	1930	ENR, vols. 105, 106, 107	19	»	affaissement de la fondation durant la construction.
Lake Dixie, Tex.	1940	ENR, vol. 125	...	»	entraînement de particules de terre à travers la fondation.
Lake George, Colo.	1914	ASCE Proc., vol. 49	...	»	submersion.
Lake Toxaway, N. C.	1902	1916	ENR, vol. 94	19	»	entraînement de particules de terre.
Linville, N. C.	1919	1919	ASCE Trans., vol. 84	49	remblai hydraulique	infiltrations.
Lock Alpine, Milch.	1926	ENR, vol. 96	8	terre, cylindré	noyau aux pentes trop douces.
Lower Otay, Calif.	1897	1916	EN, vol. 75	40	enrochements, masque en	tassement lors de la saturation.
Lyman, Ariz.	1913	1915	EN, vol. 73	20	terre, cylindré [béton	submersion.
Mammoth, Utah	1912	1917	ENR, vol. 79	21	terre et remblai hydraulique	entraînement de particules de terre.
Maquoketa, Iowa	1924	1927	ENR, vol. 98	6	terre, cylindré	submersion durant l'érection.
Marshall Creek, Kans.	1937	ENR, vol. 119	24	»	entraînement du matériau à la jonction remblai-déversoir.
Martin Davey Dam, Tex.	1940	ENR, vol. 125	...	»	affaissement de la fondation (argile) durant la construction.
Mission Lake, Kans.	1924	1925	ENR, vol. 95	...	»	submersion.
Mohawk, Ohio	1913	EN, vol. 73	5,5	»	tassement et submersion.
Mount Lake State Park, Minn.	1937	1938	ENR, vol. 120	...	»	submersion.
New Bowman, Calif.	1927	1928	ENR, vol. 101	52	enrochements	tassement et infiltrations.
Peapack Brook, N. J.	1928	ENR, vol. 100	10	terre, cylindré	submersion.
Pleasant Valley, Utah	1928	ENR, vol. 100	19	terre et enrochements	fissures dans le tunnel évacuateur, réparé.
Providence, R. I.	1816	1916	EN, vol. 45	5	»	submersion.
Puddingstone, Calif.	1926	ENR, vol. 96	...	remblai hydraulique	submerso durant la construction, évacuateur obstrué.
Schenectady, N. Y.	1916	EN, vol. 76	9	terre, cylindré	submersion.
Scofield, Utah	1926	1927	ENR, vol. 100	19	terre et enrochements	fracture transversale et entraînement du matériau.
Seluda, S. C.	1930	1930	ENR, vol. 104	63	remblai hydraulique	bassin de décantation ruiné durant la construction.
Sepulveda, Calif.	1914	ER, vol. 74	20	terre, masque en béton	submersion.
Sheffield, Calif.	1925	ENR, vol. 95	9	terre, cylindré	tremblement de terre.
Short Creek, Ark.	1939	ENR, vol. 122	17	terre et enrochements	submerso durant la construction.
Sinker Creek, Idaho	1910	1943	ENR, vol. 131	21	remblai hydraulique et terre	glissement provoqué par les infiltrations.
Standley Lake, Colo.	1911	1916	ENR, vol. 78	34	remblai hydraulique	noyau trop large, coulées durant et après construction.
Table Rock Cove, S. C.	1927	1928	ENR, vol. 100	43	terre, cylindré	rupture de la conduite d'évacuation.
Turlock Irrig., Calif.	1914	17	fuites le long de l'évacuateur.
Virgin River, Nev.	1929	ENR, vol. 103	37	terre, cylindré	insuffisance du projet et de l'exécution.
Wagner, Wash.	1918	1938	ENR, vol. 120	15	remblai hydraulique	rupture du déversoir.
Wister, Okla.	1951	27	terre, cylindré	entraînement de particules de terre.
Wise River, Mont.	1927	ENR, vol. 99	...	»	submersion.

* ENR = Engineering News-Record — EN = Engineering News — ER = Engineering Record
 ASCE Proc. = ASCE Proceedings — ASCE Trans. = ASCE Transactions.

TABLE II
Résumé des causes d'accidents

Rupture partielle ou totale due à	En % du total
1. Submersion	30
2. Infiltrations	25
3. Glissements	15
4. Conduite défectueuse	13
5. Protection insuffisante des talus	5
6. Divers	7
7. Inconnu	5

TABLE III
Les ruptures en rapport avec l'âge de la digue

Age lors de la rupture (en années)	Dégâts causés par :			
	submersion	conduite défectueuse	infiltrations	glissement
0-1	9	23	16	29
1-5	17	50	34	24
5-10	9	9	13	12
10-20	30	9	13	12
20-30	13	5	12	12
30-40	10	4	6	11
40-50	9	0	6	0
50-100	3	0	0	0

Submersion

Les déversoirs des premiers barrages furent insuffisants pour deux raisons : l'absence d'informations adéquates sur les chutes de pluie et le débit des cours d'eau ; la méconnaissance, par les ingénieurs, de l'ampleur du risque couru en cas d'une crue extraordinaire.

Un déversoir sous-dimensionné constitue souvent un danger excessif, et rien ne justifie le choix d'une capacité déversante inférieure à la crue probable maximum. Les pertes de vies et dégâts matériels qui résulteraient d'une submersion, sont, en général, si grands qu'un risque même léger ne peut être toléré.

Aujourd'hui, on connaît mieux les crues et leur intensité probable ; les méthodes préconisées par M. G. H. Hathaway (ex-président A. S. C. E.) et M. Cochran [2] permettent de projeter un ouvrage à l'abri de la submersion.

Les accidents sont assez bien répartis dans le temps (tables III et IV) ; le pourcentage élevé de désordres survenus dix à vingt ans après l'érection (table III) indique vraisemblablement qu'on estima le débit maximum à déverser sur la base d'une crue de cette fréquence.

Infiltrations

Vers 1911, Koenig tenta d'analyser le phénomène de percolation sous une digue ; il vit dans les particules de terre, en suspension au point d'émergence des fuites, la cause des désordres.

Colman, en 1916, conduisit la première étude d'infiltration sur un modèle réduit. Peu après, Hays suggéra son application à un projet.

Néanmoins, le phénomène d'entraînement des particules de terre, mentionné par Koenig, ne fut traité entièrement par Harza [5] qu'en 1936.

La règle empirique, un peu grossière, de contenir la nappe phréatique à l'intérieur de la digue, et l'hypothèse de Bleigh-Lane, qui veut que les filets d'eau cheminent le long de la surface de fondation où la résistance est moindre, ont cédé la place à des principes plus rationnels. Aujourd'hui, l'analyse de l'écoulement dans les milieux poreux se fonde sur la formule de Darcy (1850), et utilise fréquemment le tracé des lignes de courant et des équipotentialles.

Entraver le suintement à travers la digue et la

fondation est nécessaire ; tout écoulement erratique, quelle qu'en soit l'intensité, ne doit pas être toléré. On prévient les fuites d'eau, ordinairement, par une correcte répartition des matériaux disponibles. Un profil idéal (fig. 1) comprend un noyau imperméable soutenu par des massifs poreux aux faces convenablement inclinées. La porosité des terres à l'amont permet la confection de talus stables, économiques, et résistant aux forces mises en jeu par une vidange. La portion aval perméable, avec une transition convenable dans la dimension des matériaux (filtre), garantit un niveau bas de la nappe phréatique, et freine les infiltrations. Ainsi, les terrains composant la fondation et la digue doivent posséder certaines caractéristiques en tant que filtre, si l'on entend prévenir l'entraînement des fins ; des critères convenables ont été préconisés par Terzaghi et par Beltram.

Des progrès ont été réalisés dans la construction de digues sur des formations perméables jusqu'à une grande profondeur. Au début, on ne les envisageait que pour des sites où un écran étanche, s'appuyant sur un substratum imperméable, pouvait être établi. Le barrage de Gatun (Panama) fut probablement le premier grand ouvrage assis sur des couches perméables très épaisse, et dépourvu de diaphragme étanche. On tabla sur un long chemin d'infiltration et on adjoignit un enrochement de drainage à l'aval. Une solution analogue (fig. 4) fut proposée par Hays, en 1917 déjà.

Les pertes d'eau à travers le corps de la digue sont interceptées par une zone poreuse à granulométrie appropriée (filtre stable) prenant la forme d'un secteur aval perméable (fig. 3), ou d'un tapis drainant horizontal ou incliné (fig. 2), ou d'un massif de pied à l'aval.

L'étanchéité de la fondation est assurée de préférence par un voile, se prolongeant jusqu'aux strates imperméables, complété par une couche drainante, ou un drain de base, pour recueillir l'eau qui filtrerait à travers le remblai et son assise. Quand un tel écran est irréalisable, on projette un système de puits filtrants, ou un dispositif de drainage du pied aval, conjugué avec une couverture amont imperméable (fig. 4).

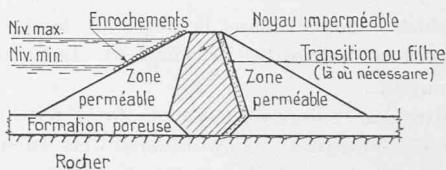


Fig. 1. — Digue à noyau imperméable (section type).

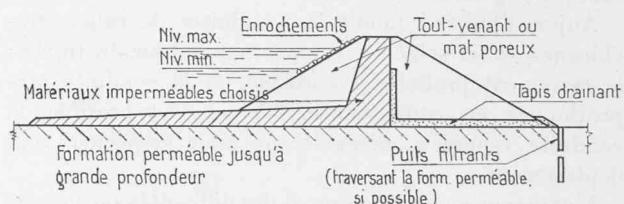


Fig. 4. — Digue à couverture amont et noyau imperméables (section type).

TABLE IV
Répartition dans le temps des accidents

Année	Submersion en %	Infiltrations en %	Conduite défectueuse en %	Glissement en %	Total * en %
1850-1860	0	0	0	0	0
1860-1870	0	0	7	0	1
1870-1880	0	6	7	0	3
1880-1890	6	4	11	3	5
1890-1900	12	11	21	3	13
1900-1910	23	19	18	16	17
1910-1920	22	25	18	23	21
1920-1930	14	13	18	26	16
1930-1940	11	8	0	23	10
1940-1950	9	6	0	3	8
1950	3	8	0	3	4
	100 %	100 %	100 %	100 %	

* Comprend tous les ouvrages abîmés même si la cause de la rupture est inconnue.

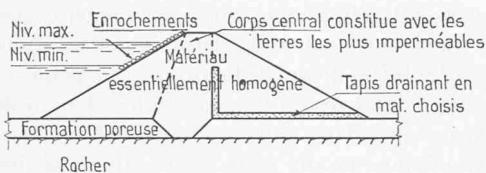


Fig. 2. — Digue à profil homogène (section type).

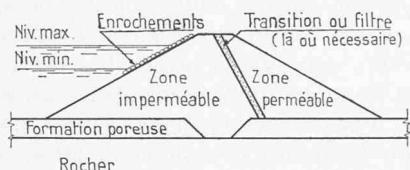


Fig. 3. — Digue à secteur amont imperméable (section type).

Dans les dépôts stratifiés perméables, soit le gros des formations naturelles, les puits filtrants ont donné les résultats les plus satisfaisants, à un coût minimum. En se basant sur des analyses d'écoulements théoriques, on évalue les dimensions optima du tapis imperméable, et on dispose les puits à l'aval [3].

Un rideau de palplanches métalliques ne peut suffire à réduire sensiblement les infiltrations. A Fort Peck (Montana, 1940), où le rideau traversa la formation perméable sur toute sa hauteur [4], les sous-pressions au pied aval atteignirent 12 m d'eau au-dessus du sol ; des puits filtrants de décharge durent être forés. Au barrage de Denison (Texas, 1942), les palplanches métalliques furent inefficaces.

Le secteur aval de la digue doit limiter non seulement le suintement naturel, mais aussi les fuites qui résulteraient d'une fissuration du noyau. On se garantit contre la formation de fissures en compactant le cœur du noyau à une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum ; la masse est plastique, et ne se tassera pas lors de sa saturation.

Les accidents engendrés apparemment par de tels fracturations sont considérés dans l'étude que Sherard, avec l'appui du « Bureau of Reclamation », vient de terminer sur la tenue des digues en terre, telle qu'influencée par les matériaux utilisés et le mode d'exécution.

Conduites (noyées dans le corps de la digue)

Les raisons suivantes expliquent leur mauvais comportement :

- a) infiltration le long du tuyau facilitée par l'absence de collerettes-chicanes, ou un damage défectueux ;
- b) rupture de la conduite provoquée par un tassement inégal ;
- c) écrasement du tuyau dû à son manque de résistance à la poussée des terres.

Aujourd'hui, on munit les conduites de collerettes-chicanes, et on soigne le compactage autour du tuyau ; le tassement probable est estimé, et la conduite proportionnée en conséquence. Où cela est possible, la conduite repose à même le roc pour empêcher tout déplacement.

L'expérience enseigne que, si des difficultés surgissent, elles apparaissent durant les quelques années suivant la construction (table III).

Glissements

La mise au point de méthodes rationnelles de détermination de la stabilité des terres fut lente vu le manque d'appareils d'essai et de normes appropriés, et l'absence de procédés analytiques convenables.

Vers 1915 déjà, Bell, puis Cain relatèrent plusieurs essais de résistance tentés sur certains sols. Mais il s'écula environ vingt ans avant qu'on appliquât l'essai de cisaillement à la construction de remblais en terre. En 1934, Hatch, Jurgenson, puis Gilboy décrivirent les efforts faits, aux Etats-Unis, en vue d'introduire l'essai des terres dans toute étude de stabilité d'un talus.

Des progrès remarquables ont été achevés ; citons les essais sur place entrepris aux ouvrages de Muskingum (Ohio) et Fort Peck (Montana), rapportés par Philippe et Middlebrooks, et les recherches étendues conduites dans plusieurs laboratoires : Harvard, Massachusetts Institute of Technology, Waterways Experiment Station dirigé par le « Corps of Engineers », et d'autres. Parmi les bonnes sources d'information sur l'essai des terres, relevons les publications de Casagrande, Fadum, Lambe [6] et du « Bureau of Reclamation ». Les connaissances et techniques d'essai actuelles permettent de résoudre convenablement la plupart des problèmes posés par la pratique.

Vers 1929, Terzaghi [7] indiqua les éléments d'une théorie propre à déterminer la stabilité des massifs argileux ; d'autres développements suivirent, culminant lors du deuxième Congrès des grands Barrages, à Washington (1936), et du premier Congrès international de mécanique des terres, à Boston. D'intéressantes contributions, se fondant sur la méthode suédoise de l'arc de cercle, furent présentées par Gilboy, Casagrande, Terzaghi et Taylor. En même temps, un traitement plus rationnel de la question, basé sur la théorie de l'élasticité, était en voie de développement. Jurgenson (1934), puis Knappen et Philippe, et Middlebrooks (1936) en exposèrent les détails. On s'étonna, alors, à l'idée qu'un ingénieur pût considérer un sol comme suffisamment élastique pour justifier l'application de la théorie de l'élasticité. Les recherches conduites depuis lors ont livré certains résultats à l'appui de cette supposition ; bien qu'un sol ne soit pas parfaitement élastique, ses caractéristiques de résistance sont telles que les contraintes, ainsi estimées, sont assez précises dans la plupart des cas.

Vers 1936, Casagrande fit observer que la liquéfaction de terrains pulvérulents pouvait influer sur la tenue d'une digue. Les tendances d'alors poussaient à classer plusieurs ruptures par cisaillement comme glissements (coulement). Ainsi, lors du glissement de Fort Peck (1938) [8], plusieurs ingénieurs y virent l'effet d'une liquéfaction du remblai hydraulique. L'expertise attribua l'accident à un défaut de résistance au cisaillement de schistes argileux désagrégés et de veines de bentonite, compris dans la fondation. Il est maintenant généralement accepté qu'un terrain pulvérulent doit être très meuble et uniforme pour se liquéfier, et provoquer un glissement. Avec des sables aux grains réguliers, même modérément compactés, tout danger de coulement est exclu dans un remblai, et on ne connaît pas de glissement causé par la liquéfaction d'un sable de fondation, sous une digue.

Les différents types de construction

a) le remblai cylindré

C'est le type le plus ancien ; la terre était mise en place avec des tombereaux et des scrapers ; le roulage s'opérait durant le charriage des matériaux, alors que ceux-ci étaient répandus en couches minces. Ainsi, au barrage de South Fork (Pennsylvanie, 1853), le cahier des charges exigeait un placement par lits, un cylindrage, au moyen de chars et de tombereaux, pendant le transport. L'emploi de brouettes, de coulisses et de vagonnets était prohibé ; la fondation et les lits successifs devaient être scarifiés, et les pierres dépassant 10 cm éliminées ; la transition requise (noyau) entre l'enrochemenaval et le secteur cylindré amont était à exécuter en terre argileuse, et corroyée, si nécessaire, pour obtenir une bonne étanchéité.

Dès 1868, la revue *Engineering*, puis McAlpine (1877) insistèrent sur la nécessité de compacter par couches. Il apparut peu à peu le besoin d'un équipement approprié. Le premier rouleau lourd fut mis en service vers 1860 ; le cylindre à pieds de mouton fut introduit dans les Etats de l'ouest vers 1905. Dès lors, il fut patent que la mise en place constituait un facteur essentiel dans l'exécution d'une digue. Finalement, vers 1930, le contrôle du degré de compactage et de la teneur en eau fut généralement accepté.

Jusqu'en 1940, on s'appliqua à perfectionner le rouleau à pieds de mouton ; son poids passa (pour 2 tambours) de $4\frac{1}{2}$ t à 19 t. Cet équipement lourd fut d'abord employé par le « Los Angeles Flood Control District », et, peu après, adopté comme cylindre type, pour le roulage des terres cohérentes, par le « Bureau of Reclamation ». Le dernier cri est un rouleau monté sur quatre pneumatiques, et d'un poids compris entre 25 t et 45 t ; cet engin a été mis au point par le « Corps of Engineers » sous la direction de Beltram.

Dans les travaux adjugés par le « Corps of Engineers », l'entrepreneur peut choisir, pour cylindrer des terres cohérentes, entre le rouleau à pieds de mouton de 19 t (2 tambours) et le rouleau sur quatre pneumatiques ($11\frac{1}{2}$ t chacun) ; ce dernier est prescrit pour le compactage des terres pulvérulentes ; et il permet souvent l'exécution par couches d'épaisseur double de celle généralement imposée avec un cylindre à pieds de mouton, et une réduction de moitié du nombre de passes. Ce nouveau rouleau produit, en général, une densité des terres quelque peu supérieure, à un coût moindre. L'économie est plus grande avec un terrain de roches, où éliminer les blocs dépassant le calibre est onéreux ; on pourra y procéder par lits de 45 à 60 cm. Aussi, le rouleau sur pneumatiques remplacera progressivement le cylindre à pieds de mouton, pour le roulage de tous les terrains.

La teneur en eau influence la stabilité des terres, on n'a reconnu toute son importance que dernièrement. Autrefois, le noyau argileux était humidifié et corroyé, les autres portions étant mises en place à leur humidité naturelle, sans plus. Dès le début du siècle, Bassel et Schuyler proposèrent le contrôle de la teneur en eau. Il fallut l'essai développé par Proctor (1933) pour révolutionner les manières de voir. Et, aujourd'hui, deux tendances s'opposent ; les uns demandent le

cylindrage à une teneur légèrement inférieure à l'optimum, afin d'éviter toute pression intersticielle élevée ; d'autres réclament un roulage à un pourcentage d'eau supérieur à l'optimum, pour prévenir la formation de fissures susceptibles de constituer des passages d'infiltration.

Se basant sur son expérience avec des digues en terre tassées à une teneur inférieure à l'optimum, le « Corps of Engineers » recommande un compactage à un pourcentage supérieur ; il exige qu'à l'exécution l'humidité et la densité du noyau soient telles que tout tassement ultérieur par consolidation, lors de la saturation, soit éliminé ; cela conduit à cylindrer à une teneur en eau dépassant l'optimum.

Dans l'examen de la stabilité des remblais, on considérera aussi les pressions intersticielles ; M. Hilf [9] a indiqué, dans un rapport décrivant l'activité du « Bureau of Reclamation », une méthode propre à les estimer.

b) le remblayage hydraulique

Cette méthode, exclusivement américaine, a été développée par Schuyler, Howells et Gerig. Ses initiateurs s'inspirèrent de techniques minières. La première publication à ce sujet date de 1886 ; Dorsey y proposait l'adoption, pour les travaux d'excavation et de remblai, de procédés miniers par voie liquide.

Anderson, en suggérant (1883) l'emploi du remplissage hydraulique, Howells, en construisant l'une des premières digues (1895), et Schuyler, en présentant des méthodes d'exécution basées sur l'expérience, firent œuvre de pionnier.

A la suite de plusieurs accidents, dus à des pressions excessives dans le noyau, on s'orienta vers des profils aux pentes adoucies. Selon Schuyler, cette modification ne se justifiait guère et, son expérience à l'appui, il relevait que l'exécution par voie hydraulique ne requérait nullement qu'on élargît la base de la digue. Puisque le noyau peut être asséché, et se consolider, un remblai hydraulique, dont le profil serait stable, si érigé à sec, doit être également stable — objectait Hazen (1919).

Holmes et Paul jetèrent quelques bases, l'un en tenant compte des caractéristiques du sol dans l'élaboration de projets (1921), l'autre en étudiant les problèmes relatifs au noyau (1922). Puis, vers 1933, Gilboy [10] indiqua les facteurs à considérer dans un remplissage par voie liquide, et proposa une méthode de détermination de sa stabilité, méthode encore utilisée. Enfin Hatch décrivit (1934) des méthodes d'essai du remblai, qui furent utiles à l'époque.

Exécuté en accord avec les données de la mécanique des terres, un remblayage hydraulique soutient la comparaison avec un placement par cylindrage ; après le glissement de Fort Peck (1938), on tenta de le discréder. L'expertise montra que l'affaissement était dû essentiellement à un défaut de résistance de la fondation. Aucun nouveau remblai hydraulique n'a cependant été bâti depuis l'achèvement des ouvrages de Fort Peck, Sardis (Mississippi) et Knightville (Massachusetts) par le « Corps of Engineers » (1940) ; plusieurs ont été envisagés récemment, tous se révélèrent plus coûteux qu'un remblai cylindré.

c) la digue en enrochements

Ce type a donné, de beaucoup, les meilleurs résultats (table I). On n'a jamais signalé de désordres importants, hormis des submersions de la crête. Les observations ont montré qu'un barrage mixte, en enrochements à l'aval et en terre à l'amont, se comporte moins bien qu'une section, toute d'enrochements, protégée par un parement amont imperméable ; l'entraînement du sol à travers l'enrochement était facilité par une zone de transition défectueuse ; celle-ci, conçue et construite avec soin, assure l'excellente tenue des barrages mixtes modernes.

Le tassement d'un ouvrage en enrochements est faible, en moyenne inférieur à 1 % de la hauteur totale. On arrose les matériaux, lors de leur déchargement, avec un volume égal ou double d'eau, ce qui accélère le tassement instantané et réduit ainsi le déplacement à la mise en eau. Lorsque la roche est tendre, on compacte avec des rouleaux très lourds.

Diaphragme central et masque d'étanchéité

Aux Etats-Unis, les plus anciennes digues, suivant la pratique anglaise, comprirent un noyau argileux corroyé. Vu sa faible stabilité, et les difficultés d'exécution, il fut remplacé d'abord par de la maçonnerie, puis par une paroi en béton. L'expérience montre que ce diaphragme se fissure invariablement et ne procure pas l'étanchéité désirée.

A l'encontre de certains ingénieurs étrangers qui, pour assurer l'étanchéité, prévoient une couche de glaise à l'amont de la paroi, et un filtre à l'aval pour retenir l'argile entraînée à travers les éventuelles fissures, les ingénieurs américains préfèrent un noyau en terre cylindré. Le dernier diaphragme en béton construit aux Etats-Unis date, vraisemblablement, de 1925 environ. Aujourd'hui, prévoir un tel écran en béton dans une digue ne se justifie pas ; et les masques d'étanchéité en béton, s'étendant, au-dessus du rocher de fondation, de 1,50 à 15 m dans le noyau, vestiges de la paroi en béton, vont probablement disparaître.

La pratique actuelle consiste à placer le noyau directement sur le rocher, ou le substratum imperméable ; sa largeur à la base atteint 25 % de la hauteur de retenue ; dans la zone de contact, la mise en place des matériaux est particulièrement soignée.

Protection des talus

L'enrochement a été le matériau le plus couramment employé à l'amont. D'autres solutions ont été essayées, peu se sont révélées aussi économiques et satisfaisantes. A la digue de Santee Cooper (Caroline du Sud), un revêtement en béton poreux s'est tellement détérioré, en quelques années, qu'il a fallu lui substituer un empierrement dans la zone de variation du niveau de retenue. Au barrage de Kingsley (Nebraska) les panneaux en béton articulés se sont brisés durant le premier gros orage, l'eau ayant entraîné leur assise de sable ; ils auraient résisté, s'ils avaient été disposés sur une couche filtrante, ainsi que prévu au projet. Dans les Etats de l'ouest, quelques digues sont munies de

revêtements continus en béton armé ; leur comportement est excellent [14].

Jusqu'à récemment, on ne s'était guère efforcé d'établir des spécifications pour les revêtements en enrochements. On plaçait 90 cm de roches non rangées sur n'importe quel talus, sans égard à l'exposition, les vents ou la pente ; on considérait que 45 cm d'enrochements rangés à la main leur étaient équivalents. Le « Corps of Engineers » a entrepris une étude englobant la plupart des grands ouvrages aux U. S. A. ; le rapport, publié en 1949, souligne que la présente pratique est prudente, quant aux dimensions des roches et à l'épaisseur ; que l'enrochement rangé à la main ne vaut pas celui en vrac, et qu'une couche-filtre, sous le revêtement, est indispensable. Les récentes prescriptions du « Corps of Engineers » requièrent une épaisseur variant de 30 cm (blocs de 90 kg au max.), où les vagues ne dépassent pas 60 cm, à 75 cm (blocs de 1100 kg au max.), où les vagues atteignent 2,40 m. Ceci s'applique à des inclinaisons supérieures à 1 : 5. Pour l'instant, l'épaisseur, les dimensions et la qualité de l'enrochement sont réduites arbitrairement lors de pentes inférieures à 1 : 5 ; des recherches supplémentaires sont donc souhaitables. Dans un proche avenir, on disposera probablement d'une méthode plus rationnelle pour dimensionner une protection en enrochements.

Effets des tremblements de terre

La tenue des barrages en terre, durant les tremblements, a été remarquable. Au cours du cataclysme de San Francisco (1906) aucune digue ne fut sérieusement endommagée, bien que trois ouvrages de retenue fussent situés dans la région de l'épicentre. Ces digues reposaient sur d'excellents terrains de fondation ; leur talus aval le plus incliné était 1 : 2 1/2. Seul, le barrage de Sheffield (Californie) fut abîmé par un tremblement (1925) ; on y vit l'effet d'une liquéfaction de sables fins. Le rapport du « Corps of Engineers » (1949) établit que la rupture provenait d'une zone faible dans la fondation ; que le coefficient de sécurité du talus aval de 1 : 2 1/2 était inférieur à 1,0, compte tenu d'une accélération horizontale de 0,10 g. Aucun décapage de la surface de fondation et aucun drainage du secteur aval n'avaient été prévus.

Le « Corps of Engineers » s'assure que les ouvrages exposés à des secousses sismiques ont une sécurité suffisante, compte tenu d'une accélération horizontale ; un facteur de 0,05 g est recommandé pour les digues fondées sur du roc sain, et de 1,10 g pour celles sur un sol médiocre.

Coût

Les informations recueillies apparaissent en résumé dans la figure 5, qui illustre la tendance générale ; seuls, les trois principaux types : remblai cylindré, digue en enrochements, barrage en maçonnerie ou béton sont inclus. Pour les premiers, les prix varient grandement avec le projet et l'emplacement.

Si le coût d'un ouvrage en terre compactée est relativement bas, cela tient à l'emploi d'un équipement moderne et de techniques évoluées, au développement desquels entrepreneurs et fabricants ont contribué.

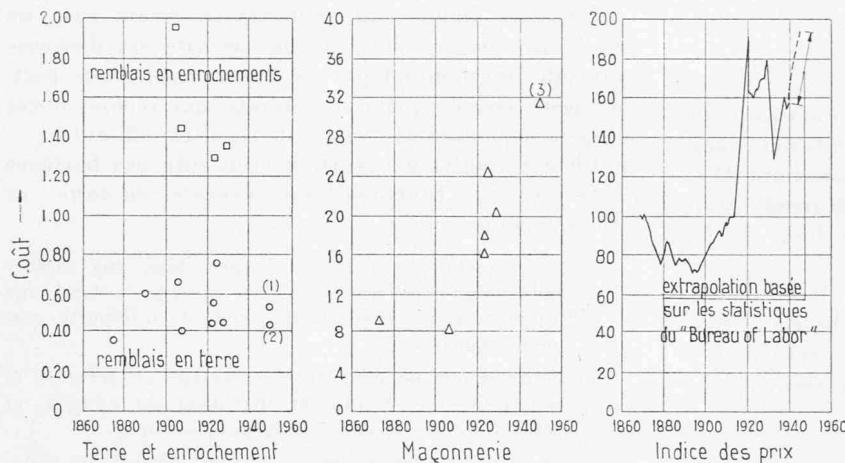


Fig. 5. — Coût en dollars par yard cube ($0,765 \text{ m}^3$) des remblais en terre (earth fill), en enrochements (rock fill) et des barrages en maçonnerie comparé avec l'indice des prix (Snyder-Tucker; 1913 = 100 %).

Points numérotés :

- (1) : moyenne de 15 projets (région ouest)
- (2) : moyenne de 90 adjudications
- (3) : moyenne de 21 adjudications.

Autres points : ouvrages isolés.

Un coup d'œil sur l'avenir

Évacuateur de crues

Il faut encore s'attendre à la submersion de certains ouvrages ; les plus anciens seront peut-être noyés lors d'une crue exceptionnelle. Des digues sont encore érigées avec des déversoirs sous-dimensionnés ; des accidents sont à prévoir. L'auteur préconise un examen critique de la capacité des évacuateurs, et des revanches prévues dans tous les anciens barrages, et une surélévation du remblai, ou un élargissement du déversoir, de manière à pouvoir évacuer la crue probable maximum. Pour des digues, dont la rupture serait une catastrophe, on ne tolérera plus d'évacuateurs de crue insuffisants.

Un déversoir peut être construit sur une digue en terre économiquement et avec sécurité ; l'assise que constitue un remblai compacté est supérieure à plus d'une fondation naturelle. Le déversoir ne sera établi que lorsque la digue aura achevé de se consolider ; une surhauteur compensera tout tassement du remblai.

Cependant, vu le coût du béton armé et la nécessité d'une protection absolue contre la submersion, l'usage du type courant évacuateur se réduira à un minimum. Les digues seront conçues de façon à accumuler une large portion de la crue normale ; et un évacuateur de crues accessoire, situé loin de la digue, suffira ; il consistera en un seuil bétonné contrôlant une tranchée non revêtue. Le « Corps of Engineers » a plusieurs ouvrages de ce type en chantier, ou à l'étude ; le barrage de Buford (Géorgie), en cours d'exécution, et celui de Kanapolis (Kansas, 1947) en sont des exemples (fig. 6 et 7). Surélever le remblai, pour tirer parti d'un col sur l'un des flancs, fut plus avantageux que construire un déversoir en béton à une cote inférieure. Des dispositions semblables se rencontrent dans plusieurs aménagements du « Bureau of Reclamation ».

Infiltrations

Les ruptures qu'elles provoqueront seront rares ; la plupart des anciens barrages ont été éprouvés ; les nouveaux projets seront conçus de façon à limiter toute fuite d'eau à travers la digue et la fondation ; dans la première, une correcte répartition des matériaux ou de minces tapis drainants, et, dans la seconde, des puits

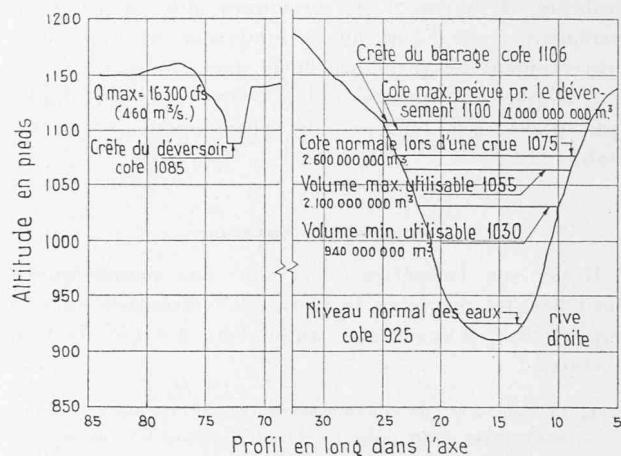


Fig. 6. — Profil développé de Buford Dam (Géorgie). Cette digue caractéristique des présentes tendances peut retenir une large part de la crue maximum ; l'évacuateur de crues accessoire est logé sur un col naturel.

10 feet = 3,05 m.

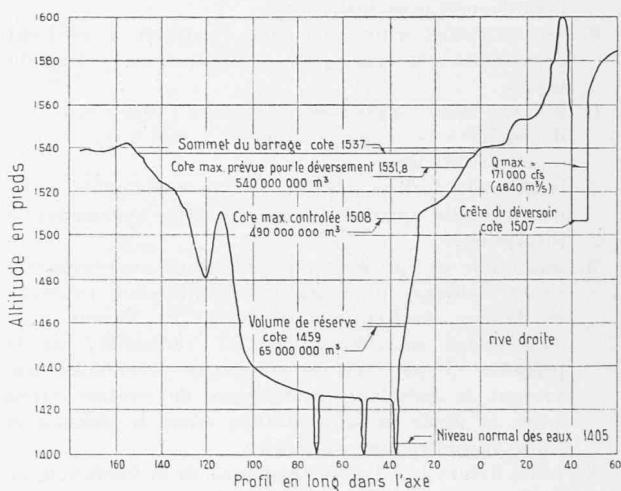


Fig. 7. — Profil développé de Kanapolis Dam (Kansas). Ouvrage semblable à Buford Dam, avec un évacuateur non revêtu.

filtrants seront adoptés comme les moyens les plus économiques.

Conduites

Une épaisseur de parois convenable éliminera tout danger d'écrasement ; des joints en caoutchouc, des colliers à chaque jonction empêcheront toute fuite. Des collarlettes-chicanes et un damage soigné du remplissage protégeront contre toute infiltration le long de la conduite.

Des bassins amortisseurs seront prévus, là où nécessaire, pour éliminer tout affouillement indésirable. Sur des retenues de moindre importance ils seront omis ; mais l'orifice aval de la conduite sera façonné de manière à réduire l'érosion.

Stabilité

Nos présentes connaissances sont adéquates à éliminer toute rupture causée par un manque de stabilité. L'ingénieur se procurera des informations pertinentes sur l'état de la fondation, et appliquera correctement les principes de la géotechnique.

Quelques glissements sont à prévoir dans les digues qui n'ont pas encore été entièrement éprouvées (table II).

Principes à observer

Basés sur l'expérience, et sur nos connaissances actuelles, les principes suivants sont essentiels dans la construction d'une digue, qu'on veut à l'abri de tout accident :

1. la capacité de l'évacuateur et la revanche seront suffisantes pour prévenir la submersion lors de la crue maximum.
2. on veillera à ne pas excéder la résistance au cisaillement de la fondation et du remblai.
3. le suintement à travers la digue sera limité par une correcte distribution des matériaux, ou l'usage de drains poreux ou perforés. On évitera de loger toute conduite de drainage dans le corps de l'ouvrage.
4. l'infiltration à travers la fondation sera entravée par des moyens ad hoc, tel qu'un écran prolongé jusqu'au bedrock (palplanches à exclure), ou par des puits filtrants ou une tranchée de drainage qui freineront l'écoulement à sa sortie aval.
5. les conduites seront conçues de façon à prévenir l'écrasement, les pertes et les infiltrations le long du tuyau.
6. le revêtement du parement s'étendra jusqu'à la crête ; il protégera la berge, qui pourrait être entamée lors d'un violent orage.
7. le cœur du secteur imperméable sera compacté à une densité telle qu'aucun tassemement ne surviendra à saturation.
8. une étude attentive et une exécution soignée garantiront l'absence d'un chemin d'infiltration continu ; ce dernier résulterait d'un défaut de liaison, d'un compactage insuffisant des lits successifs ; de la présence de portions de matériaux perméables traversant le remblai ; du manque de contact étroit entre la digue et la fondation, entre le remblai et toute superstructure en béton.
9. toute fissuration due au tassemement de la fondation, ou de l'ouvrage, doit être évitée en déterminant avec soin les pentes des flancs, des berges et des tranches de fermeture, et par une mise en place convenable des matériaux.

Plusieurs digues sont peut-être en défaut sur l'un ou l'autre de ces points ; leur sécurité est douteuse tant qu'elles n'auront pas été éprouvées. D'autre part, on peut assurer que tout ouvrage qui répond à ces exigences possède une marge de sécurité suffisante.

Chaque année, une portion croissante des barrages construits aux Etats-Unis sont exécutés en terre ; ce qui s'explique ainsi :

- a) la géotechnique s'est développée dans une mesure telle qu'on peut attendre d'un barrage en terre une tenue aussi satisfaisante que celle de n'importe quel autre type.
- b) la différence de coût entre l'ouvrage en terre et la construction en béton est en faveur du premier, et cet avantage subsistera vraisemblablement.
- c) les sites propres à l'érection d'un barrage en béton ont été largement utilisés ; il ne reste que des endroits où une grande quantité de matériaux est nécessaire. Pour cette raison, on prévoit que 75 % des futurs ouvrages seront en terre ou en enrochements.

Bibliographie

L'article original est accompagné d'une excellente documentation. Nous citons les publications qu'il est facile de se procurer, et renvoyons le lecteur, désirant plus ample information, à l'article de M. T. A. Middlebrooks dans le numéro de septembre 1952 de « Civil Engineering ».

- [1] JUSTIN, JOEL D. : *Earth dams projects*, J. Wiley & Sons, Inc., 1932.
- [2] HATHAWAY, GAIL A., and COCHRAN, ALBERT L. : *Engineering for dams*, Creager, Justin and Hinds, vol. I, J. Wiley & Sons, Inc., 1945.
- [3] MIDDLEBROOKS, T. A. and JERVIS, W. : *Relief wells for dams and levees*, Transac. A. S. C. E. 1947.
- [4] MIDDLEBROOKS, T. A. : *Seepage control for large dams*, 3rd Congress on Large Dams, 1948.
- [5] HARZA, L. F. : *The best means of preventing piping*, Transac. 2nd Congress on Large Dams, 1936.
- [6] LAMBE, T. W. : *Soil testing for engineers*, J. Wiley & Sons, Inc., 1951.
- [7] TERZAGHI, K. : *Stability of slopes of natural clay*, Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics, 1936.
- [8] MIDDLEBROOKS, T. A. : *Fort Peck slide*, Transac. A. S. C. E. 1940.
- [9] HILF, T. W. : *Estimating construction pore pressures in rolled earth dams*, Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics, vol. III, 1948.
- [10] GILBOY, G. : *Hydraulic fill dams*, Transac. 1st Congress on Large Dams, 1933.
- [11] *Review of slope protection methods*, a report... Proc. A. S. C. E., vol. 74, 1948, p. 845.

Adresses :

THOMAS A. MIDDLEBROOKS, Head Engineer, Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, Washington 25 D.C., U.S.A.

GILBERT H. BÉGUIN, ing. E. P. L., International Center, 603 Madison St. Ann Arbor, Michigan, U.S.A. (en séjour à l'Université de Michigan grâce à la générosité de la Fondation Suisse-Etats-Unis pour les échanges scientifiques et à la bienveillance de l'Université de Michigan et du Comité suisse pour l'échange universitaire avec les Etats-Unis (M. H. Pallmann, président).

(Copyright Civil Engineering, publication de l'A. S. C. E.)