

ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO



NUOVA SERIE — ANNO II — N. 3-4 — MARZO-APRILE 1948

S O M M A R I O

ATTI DEL CONVEGNO DEL CEMENTO ARMATO - Torino, ottobre 1946

Presentazione degli Atti. G. ALBENGA	33	G. PIZZETTI — <i>Sulle possibilità e sui fattori di miglioramento della resistenza dei calcestruzzi.</i>	
Elenco dei partecipanti al Convegno	33	Memoria pubblicata dal C. N. R. Centro di Studio sugli stati di coazione elastica. Documentazione dell'attività svolta durante il primo anno di vita.	
Riassunti delle memorie presentate	35	Riassunto a	36
Memorie complete	38		
PARTE I. — Teoria e tecnica della precompressione.			
F. LEVI — <i>Evoluzione della teoria e della tecnica della precompressione.</i>		P. VACCHELLI — <i>Sul controllo anche a tre giorni del cemento idraulico normale.</i>	
Memoria pubblicata dal Centro di Studio sugli stati di coazione elastica del Consiglio Nazionale delle Ricerche — Documentazione dell'attività svolta durante il primo anno di vita.		— <i>Sull'opportunità di conservare sistematicamente campioni testimoni dei leganti e degli aggregati destinati ai getti.</i>	
Riassunto a	35	— <i>Sulla urgente necessità di unificare le attrezzature per le prove meccaniche dei cementi.</i>	
F. PANCHAUD — <i>Bétons précontraints et bétons armés.</i>		Memorie pubblicate ne « L'industria italiana del cemento » maggio e giugno 1947.	
Riassunto a	35	Riassunto a	36
Memoria a	38		
PARTE II. — Ricerche sui materiali da costruzione e sulla esecuzione di manufatti.			
A. CAVALLARI-MURAT — <i>Ricerche granulometriche pei calcestruzzi resistenti all'urto.</i>		L. ZORZI — <i>Il cemento espansivo.</i>	
Riassunto a	35	Memoria pubblicata dal C. N. R. Centro di Studio sugli stati di coazione elastica — Documentazione dell'attività svolta durante il primo anno di vita.	
Memoria a	45	Riassunto a	36
E. CODEGONE — <i>La conduttività termica del cemento.</i>			
Riassunto a	35	PARTE III — Temi liberi.	
Memoria a	51	R. F. BALDACCIO — <i>Il calcolo degli impalcati a lastra dei ponti.</i>	
G. DARDANELLI — <i>Sui metodi per la determinazione della finezza dei cementi.</i>		Riassunto a	36
Riassunto a	35	Memoria a	68
Memoria a	54	G. BENZI — <i>Restauro di una copertura con travi Viendeel in cemento armato.</i>	
G. DARDANELLI — <i>Installazioni sperimentali per prove su grandi modelli.</i>		Riassunto a	37
Memoria pubblicata in « Atti e Rassegna Tecnica », Soc. Ing. e Arch. in Torino agosto 1947, n. 8.		Memoria a	73
Riassunto a	35	P. G. BORDONI — <i>Un dinamometro a capacità.</i>	
R. L'HERMITE — <i>La science du béton.</i>		Memoria pubblicata dal C. N. R. Centro di Studio sugli stati di coazione elastica — Documentazione dell'attività svolta durante il primo anno di vita.	
Riassunto a	35	Riassunto a	37
Memoria a	59	L. F. DONATO — <i>Sul calcolo del guscio cilindrico a base semiellittica.</i>	
P. L. NERVI — <i>Il ferro cementato e le sue possibilità costruttive.</i>		Riassunto a	37
Riassunto a	35	Memoria a	74
Memoria a	66	F. JOSSA — <i>Il calcolo delle strutture di cemento armato in relazione alla statica dei materiali che non seguono la legge di Hooke.</i>	
G. OBERTI — <i>Contributo della ricerca sperimentale al progetto delle grandi costruzioni in calcestruzzo semplice e armato.</i>		Memoria pubblicata sulla Pubbl. N. 16 della Facoltà di Ingegneria di Cagliari.	
Riassunto a	36	Riassunto a	37
Memoria a	67		

COMITATO DI REDAZIONE — *Direttore:* Dott. Ing. Augusto Cavallari-Murat — *Vice Direttore:* Dott. Ing. Carlo Mortarino — *Membri:* Dott. Ing. Ferruccio Accardi - Dott. Arch. Luigi Giay - Dott. Ing. Achille Goffi - Dott. Ing. Ugo Pozzo - Prof. Dott. Ing. Vittorio Zignoli — *Amministratore:* Dott. Ing. Francesco Barbero.

Pubblicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. Per i non Soci: un numero separato L. 200; abbonamento a dodici numeri L. 2000.

Redazione, Amministrazione, Abbonamenti: Via Bertola numero 55 - TORINO - Telefono numero 46.975

Pubblicità: Organizzazione Pubblicitaria Ditta FRATELLI POZZO - TORINO - Via Maresciallo Giardino n. 9 Telefono 62.691 - Casella Postale n. 505 - EDIZIONI TECNICHE: DITTA FRATELLI POZZO - TORINO

S C H E D A R I O T E C N I C O

CARTIERE

Società in Accomandita per Azioni
L. DE MEDICI & C.

Capitale L. 13.800.000 int. versato

CARTIERE IN CIRIÈ E CAFASSE - Sede in CIRIÈ
Amministrazione: MILANO, Via Telesio 2, Tel. 41498

CARTONI - CARTONCINI
MONOLUCIDI E BILUCIDI
DUPLEX E TRIPLEX
BIANCHI E COLORATI
I MIGLIORI PER ASTUCCI E SCATOLE

COLORI E VERNICI

ALBESIANO S.A. SEDE TORINO
Capitale sociale L. 3.000.000

INDUSTRIA SMALTI - VERNICI - PITTURE

Direzione, Amministrazione, Stabilimento
MONCALIERI - Strada di Genova, 187
Telefono 550.474

Prodotti a base grassa - sintetica - alla nitrocellulosa
Vernici isolanti - antiacide - ad alcool
"VITTORINA" Pittura ad acqua per esterni

Negozi di vendita: Corso S. Martino 1
TORINO — Telefono N. 47.513

Cartiera "LA CARIGNANA,,

Fondata nel 1470

Cartoni PRESSPAN lucidi Ing. Ermanno Dialto S. A.
dielettrici e da pressa. Capitale Soc. L. 200.000

Cartoni "Jacquard,, per
disegni.

Cartoni speciali per Calza- CASELLE TORINESE
ture e Valigeria. Telef. interc. Caselle 06

E.^{li} ROSSI fu ADOLFO

FABBRICA ITALIANA VERNICI
Via Bologna 41 - TORINO - Tel. 21.211

Fornitori degli On. Ministeri della Difesa
e delle Comunicazioni

SMALTI

alla nitrocellulosa e sintetici per
tutte le applicazioni industriali

S. p. A. Ing. P. SOUCHON & C.

Cartiera di Fossano

FOSSANO (Cuneo)

Telefono 6

COMBUSTIBILI

AZIENDA CARBURANTI LUBRIFICANTI AFFINI

A. C. L. A.

TORINO - Uffici: Via S. Quintino, 18 - Tel. 49.264
Deposito: Via Beinette, 18 - Tel. 65.131



OLII COMBUSTIBILI per forni e caldaie
BENZINE - LUBRIFICANTI - BITUMI

CAVE E MINIERE

Società Talco e Grafite Val Chisone

SOC. P. AZIONI CAPITALE L. 40.000.000 INT. VERS.

PINEROLO

TALCO E GRAFITE D'OGNI QUALITÀ
ELETTRODI IN GRAFITE NATURALE
PER FORNI ELETTRICI - MATERIALI
ISOLANTI IN ISOLANTITE E TALCO
CERAMICO PER ELETTROTECNICA

I. T. A.

INDUSTRIA TORINESE AGGLOMERATI

Via Tunisi, 37 - TORINO - Telefono 67.665

AGGLOMERATI DI CARBONE
OVOLI - MATTONELLE

ATTI DEL CONVEGNO DEL CEMENTO ARMATO

TORINO - OTTOBRE 1946

Nei giorni dal 16 al 20 settembre 1946 si è adunato nel Castello del Valentino un «Convegno del cemento armato»: voleva segnare e segnò la ripresa delle riunioni dei tecnici che studiano e che lavorano nella teoria e nelle applicazioni di questo materiale e la ripresa delle relazioni culturali con i nostri colleghi dell'estero: Roberto l'Hermite e Francesco Panchaud con le loro belle e diffuse relazioni hanno voluto portare il contributo dei colleghi d'Oltralpe, contributo il cui valore morale supera l'interesse scientifico, pur tanto grande, delle loro comunicazioni.

Fin dal principio dello scorso anno Giulio Pizzetti in questi stessi Atti (gennaio 1947, pag. 2), Augusto Cavallari-Murat nell'Industria Italiana del Cemento (N. 2, 1947) hanno tracciato la cronaca diligente e precisa delle sedute e sarebbe fuori luogo ripetere qui quanto essi hanno scritto. Mi basti ricordare i temi principali del congresso: Teoria e tecnica della precompressione, Ricerche sui materiali da costruzione e sulla esecuzione dei manufatti. Si sono aggiunte comunicazioni sopra temi liberi.

Il congresso ha dato lo spunto a misure sopra manufatti di antica costruzione (tre ponti sulla Dora, dei quali il primo risaliva al 1902, che rappresentavano tre stadi del rapido evolversi della struttura Hennebique) nonchè sopra strutture appositamente costruite.

Per un complesso di varie difficoltà gli Atti del congresso soltanto oggi vengono alla luce: essi contengono nella loro integrità le comunicazioni tuttora inedite e porgono in riassunto quelle già pubblicate in altre Riviste.

Desideriamo qui ringraziare del munifico intervento che ha facilitato questa pubblicazione le Industrie del Cemento: Marchino, Italcementi, Milanese & Azzi, Eternit, Buzzi, Baggero, Palli Caroni & Deaglio, Gabba & Miglietta, Victoria, che già ci erano state larghe di aiuti e di ospitalità in occasione del Convegno.

In assenza di S. E. Colonnetti ho inaugurato il convegno col ricordo commosso d'un nostro grande maestro, di scienza e di vita, Camillo Guidi; Egli, che segnò nel primo sviluppo della teoria del cemento armato orma non peritura, voglia assisterci perchè in nuovi e frequenti convegni s'alimenti la fiamma che in questo campo Egli accese ai primi anni del nostro secolo e mantenne lucente e pura fino agli estremi della laboriosa vecchiaia.

GIUSEPPE ALBENGA.

Elenco dei partecipanti

ACUTI ing. ALDO
AIMONE ing. FRANCO
ALBENGA prof. ing. GIUSEPPE
ALBERT ing. FEDERICO
ALBERTELLI arch. BIAGIO
ALBY ing. VITTORIO
ANTOLISEI ing. ANDREA
ARDUINO GIUSEPPE
ARDUINO DOMENICO

ARDUINI RENATO
ASSERETO ing. ALDO
BALDACCI ing. RICCARDO
BARALDI ing. DECIO
BARDELLI ing. FELICE
BECHIS ing. C.
BECHIS ing. RICCARDO
BENAZZI ing. GUIDO

BENAZZO ing. PIERO
BENZI ing. GUIDO
BERIO ing. ANGELO
BERIZZI ANTONIO
BERTELÈ ing. LUIGI
BERTOGLIO ing. GIOVANNI
BETTICA ing. FEDERICO
BIANCHINI ing. ENRICO
BISI ing. LUIGI
BOCCALATTE ing. ALFREDO
BONADÈ BOTTINO ing. VITTORIO
BONELLI ing. EUGENIO
BONGIOANNINI MARIO

BORDONI prof. PIER GIORGIO
 BORELLI ing. GIULIO
 BOTTO MICCA ing. MARIO
 BRACCO geom. GUIDO
 CAMOLETTO ing. CARLO
 CAMPARI ing. GIUSEPPE
 CANIGLIA col. ing. BENEDETTO
 CARANDO ing. PRIMO
 CARMINA ing. MICHELANGELO
 CARRER ing. ANTONIO
 CASATI prof. EDMONDO
 CASTELLI ing. GUIDO
 CASTIGLIONI ing. PIETRO
 CATTANEA ing. ALMERIO
 CAVALLARI-MURAT ing. AUGUSTO
 CENERE ing. GIOVANNI
 CHEVALLEY ing. prof. GIOVANNI
 CIRIBINI ing. GIUSEPPE
 COLONNETTI prof. ing. GUSTAVO
 CUMBO arch. prof. VINCENZO
 COSTA ing. PIO
 CUOMO DOMENICO
 DANESY ing. CARLO
 DANIELI GIAN BATTISTA
 DANUSSO ing. prof. ARTURO
 DARDANELLI ing. GIORGIO
 DARDANELLI ing. PIERO
 DELLI PONTI LUIGI
 DENTAN ALBERTO
 DE PADOVA EZIO
 DE ROSSI ing. PAOLO
 DONATO ing. LETTERIO
 ELIA ing. MICHELE
 EYNARD ing. GIANCARLO
 FACCHINETTI ing. GUIDO
 FALASCONI ing. ALBERTO
 FAVA ing. ALBERTO
 FERRARI ing. VITTORIO
 FINO ing. ERMANNO
 FREZET FILIPPINI ing. PIER LAURA
 FRISA ing. ANGELO
 GALLI ing. LORENZO
 GAMBOLO dr. ing. PIERO
 GENERO ing. UGO
 GIAY ing. EMILIO
 GIAY arch. LUIGI
 GILARDI ing. CARLO
 GLORIA ing. GASPARE
 GNARI ing. LORENZO
 GOFFI ing. ACHILLE
 GOFFI ing. FELICE
 GOSSO ing. EUGENIO
 GRA ing. EUGENIO
 GRABBI ing. GIUSEPPE
 GRAFFI per. ed. CARLO
 GROSSI di FINALE ing. GIOVANNI
 GUARINO ing. GIUSEPPE
 GULLI ing. AUGUSTO
 INGARAMO ing. MARIO
 JACAZIO ing. FRANCO
 LAVERIOTTI ing. FERDINANDO
 L'HERMITE ROBERTO

LEVI ing. FRANCO
 LOCCHI ing. REMO
 LO CIGNO ing. ETTORE
 LURIA ing. GIUSEPPE
 LUSSO ing. ALESSANDRO
 MAFFIODO ing. ANGELO
 MAGINI ing. OTELLO
 MAGISTRETTI ing. LUIGI
 MANCIFORTE ing. TANCREDI
 MARLETTA ing. SALVATORE
 MASINO ing. GABRIELE
 MARCHISIO ing. GIAN RENATO
 MAZZA CARLO
 MAZZOLI ing. UGO
 MESSINA ing. ALFONSO
 MONCELLI ing. FRANCESCO
 MONDINO ing. UMBERTO
 MONTÀ ing. PIETRO
 MORBIDUCCI ing. DARIO
 MORELLI ing. ANGELO
 MORELLI arch. DOMENICO
 MORIONDO RENZO
 MOSCA ing. GIOVANNI
 MOSCHETTI ing. STEFANO
 MOSSI ing. MARCO TULLIO
 MUGGIA ing. GUIDO
 NEPOTE ing. DIONIGI
 NERVI ing. PIER LUIGI
 NOLI ing. PIETRO
 NORZI ing. EUGENIO
 NORZI ing. LUIGI
 OBERTI ing. prof. GUIDO
 ONORATO GIOVANNI
 PALAZZOLI ing. REMO
 PANCHAUD prof. FRANCESCO
 PERRONE ing. MARIO
 PERDOMO ing. ALERAMO
 PERETTI ing. ENZIO
 PERETTI ing. ENRICO
 PESENTI ing. CARLO
 PEIRANI ing. MICHELE
 PIASCO ing. GIORGIO
 PILUTTI ing. ALDO
 PIZZETTI ing. GIULIO
 POLZONI dr. ing. G.
 PORZIO ing. GIUSEPPE
 POZZO ing. UGO
 PRATESI ing. MARIO PAOLO
 PRATO ing. FEDERICO
 PRUFENDER dott. VICTOR
 QUARTARA ing. GUIDO
 RAVELLI ing. LUIGI
 ROMITA ing. GIUSEPPE
 ROS prof. dr. ing. MIRKO
 ROSCI ing. GUIDO
 ROSSI ing. RAIMONDO
 SALERNO ing. FORTUNATO
 SARACCO ing. PIERO
 SARTORIO CLEMENTE
 SAVASTA ing. FIORE
 SAVELLI ing. LIONELLO
 SCOCCIMARRO ing. PAOLO

SEGRE ing. EMILIO
 SIMONI ing. CESARE
 SINISCALCO ing. OTTAVIO
 SOLDATI ing. GIACINTO
 SPAGGIARI ing. GIORGIO
 STINCHI ing. NELLO
 STOELCKER ing. RODOLFO
 STURA ing. PIERO
 STURA ing. VIRGILIO
 TERZI LUIGI
 TOCCHEET prof. LUIGI
 TOLOTTI prof. ing. CARLO
 TORRETTA ing. MARIO
 TOSCO ing. ALESSANDRO
 TRONCONI ing. CARLO
 TOURNON ing. GIOVANNI
 VACCHELLI ing. prof. PIETRO
 VAGLIO OSTINA GIOVANNI
 VAGLIO OSTINA PIETRO
 VALENTINI geom. UGO
 VALVASSORI ing. GIOVANNI
 VEGLIO ing. ANTONIO
 VENTURA ing. ROBERTO
 VERONESI ing. LUIGI
 VERZONE ing. GIUSEPPE
 VIGORELLI ing. GIANNI
 VILLANOVA ing. ANTONIO
 VILLANOVA MARIA GRAZIA
 VILLANOVA ing. SERGIO
 VIOTTI ing. CARLO
 VISETTI ing. CARLO
 WALTER GEORGE
 ZANETTI ing. GIUSEPPE
 ZIGNOLI prof. VITTORIO

Enti pubblici, Ditte, Imprese.

AMMINISTRAZIONE PROVINC. DI MILANO
 AMMINISTRAZIONE PROVINC. DI MODENA
 AMMINISTRAZIONE PROVINC. DI SAVONA
 CEMENTI VICTORIA
 CEMENTERIA DI MERONE
 COLLEGIO LOMBARDO
 COMUNE DI FERRARA
 FF. SS. SEZ. LAVORI
 ILVA - GENOVA
 IMPRESE FILIPPA
 IMPRESA GARBARINO & SCIACCALUGA
 IMPRESA MANTELLI & CORBELLA
 IMPRESA NORZI
 IMPRESA RAINERI
 ITALCEMENTI
 ISTITUTO NAZIONALE STUDI SPERIMENTAZIONI NELL'EDILIZIA
 ISTITUTO SCIENZA COSTRUZIONI DI ROMA
 ISTITUTO TECNICO INDUSTRIALE EDILE BAZZI
 MILANESE & AZZI, S. A.
 ORDINE DI GENOVA
 PALLI CARONI & DEAGLIO
 RIVISTA « IL CEMENTO »
 SIP
 UNIVERSITÀ DI PADOVA

PARTE I - Teoria e tecnica della precompressione.

Franco Levi - Evoluzione della teoria e della tecnica della precompressione.

Pubblicato nella documentazione del 1° anno di vita del Centro di Studio sulle Coazioni Elastiche C.N.R.

L'Autore richiamate le possibilità offerte dalla tecnica della precompressione al fine di un più completo sfruttamento delle proprietà di resistenza dei materiali costituenti il calcestruzzo armato, esamina le caratteristiche dei materiali impiegati, presenta e discute i sistemi di messa in tensione in relazione alla possibilità di adeguare nel modo più conveniente le sezioni precomprese al variare delle condizioni di sollecitazione lungo l'asse geometrico delle travi.

L'A. espone i concetti e i metodi di calcolo e di proporzionamento delle strutture precomprese.

F. Panchaud - Bétons précontraints et bétons armés.

L'autore esamina e paragona tra di loro il meccanismo statico del calcestruzzo armato e del calcestruzzo precompresso.

Definisce quali debbano essere le caratteristiche più vantaggiose dei calcestruzzi e degli acciai da impiegarsi nei due casi, mettendo in luce alcune norme pratiche che permetterebbero di migliorare le caratteristiche di resistenza alla fessurazione dei calcestruzzi armati ordinari. Viene pure sottolineata l'importanza delle deformazioni viscosse tendenti a diminuire lo stato di coazione dovuto alla pretensione dei ferri. Dopo alcune considerazioni sul problema della sicurezza e una rapida rassegna dei metodi di precompressione, vengono illustrate diverse opere in calcestruzzo precompresso costruite in Svizzera.

PARTE II - Ricerche sui materiali da costruzione e sulla esecuzione di manufatti.

Augusto Cavallari - Murat - Ricerche granulometriche nei calcestruzzi resistenti all'urto.

Richiamati i concetti informativi del pozzo di caduta del Politecnico, descritti e discussi altrove, che vengono a sostituire quelli posti a base della tradizionale prova di Föppl, e richiamati i risultati generalizzabili emersi dalle ricerche complessive sulla resistenza dinamica di conglomerati cementizi, anch'essi pubblicati in altra sede, l'A. esamina i principali quesiti attinenti all'indagine sugli inerti quali costituenti di calcestruzzi idonei alle sollecitazioni d'urto.

Circa la variazione granulare dell'inerte l'A. dimostra errata la vecchia pratica di incrementare la percentuale di sabbia e prova che la miglior resistenza dinamica si ottiene quando si consegua la massima compattezza e la più regolare variazione dei grani della sabbia e della ghiaia. Circa le massime dimensioni dei grani tollerabile l'A. conclude suggerendo di non superare certi limiti dipendenti dalle modalità di presa e maturazione dei leganti da usare. Circa l'aggiunta del « più fine » l'A. non trae conclusioni, tranne quella di favorire la più alta compattezza.

Vengono anche esaminati casi particolari di irregolarità nella forma dei grani coadiuvanti nella resistenza alla trazione al taglio ed all'urto.

Cesare Codegone - La conduttività termica del cemento.

Si espongono, confrontandoli criticamente, i dati sperimentali sulla conduttività termica di varie qualità di cemento e di cal-

cestruzzo di cemento tenendo conto dell'influenza che su questa caratteristica hanno il peso specifico, la temperatura, l'umidità, la durata della presa e la composizione.

Sono in particolare messi in evidenza i risultati ottenuti con vari metodi, dalle basse alle alte temperature, nel laboratorio di Fisica tecnica del Politecnico di Torino.

Giorgio Dardanelli - Sui metodi di determinazione della finezza dei cementi.

Premesso un breve accenno sull'influenza della finezza di macinazione sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei cementi, si esaminano le prescrizioni riportate in proposito dalle norme di accettazione dei leganti idraulici nei principali paesi, rilevando le incertezze che presenta la normale setacciatura a mano o meccanica e l'insufficienza di tale metodo di prova per determinare la composizione granulometrica di un cemento.

Vengono quindi esaminati i metodi adottati per determinare la suddetta composizione granulometrica (sedimentazione, turbidimetria, levigazione in corrente d'aria) e per interpretare i relativi risultati, descrivendo dettagliatamente il fluorometro Person e Sligh modello Holderbank.

Successivamente è riportato un confronto dei risultati forniti dai 3 metodi esaminati, con le espressioni analitiche consigliate per interpretare la composizione granulometrica dei cementi (Haegermann, Roller, Rosin-Ramler). Si osserva come la legge di Rosin-Ramler, stabilita per la macinazione dei carboni, può con sufficiente approssimazione essere applicata ai cementi.

Giorgio Dardanelli - Installazioni sperimentali per prove su grandi modelli.

Pubblicato in « Atti e Rassegna Soc. Ing. e Arch. in Torino » agosto 1947 - n. 8. Descrizione della installazione di prova appositamente eseguita dal « Centro di studio del C. N. R. sugli stati di coazione elastica » presso il Politecnico di Torino in occasione del Convegno del Cemento Armato dell'ottobre 1946.

Oltre alla descrizione particolareggiata delle strutture in c. a. e delle attrezzature di prova, (martinetti, ancoraggi, ecc.) sono riportati i criteri seguiti nella progettazione e le varie possibilità offerte dall'installazione stessa sia per ricerche su strutture realizzate nelle loro effettive dimensioni od in scala lievemente ridotta (travi fino a 12 m. di luce, archi ecc.), che per la costruzione di travi precomprese a cavi aderenti o scorrevoli.

Si accenna infine alle attrezzature occorrenti per integrare l'installazione stessa in particolare modo per quanto riguarda prove dinamiche per travi.

Robert L'Hermite - La science du béton.

L'Autore fornisce un quadro riassuntivo del vastissimo materiale scientifico che si è andato raccogliendo sulle proprietà del calcestruzzo, riferendosi particolarmente alle più recenti ricerche svolte presso i « Laboratoires du Batiment et des Travaux Publics » da lui diretti.

Vengono toccati e lumeggiati gli argomenti più vari: composizione del calcestruzzo fresco, vibrazione, ritiro, deformazioni, rottura, proprietà fisiche, controllo del calcestruzzo.

Pier Luigi Nervi - Il ferro cementato e le sue possibilità costruttive.

L'A. presenta un nuovo criterio costruttivo di associazione del cemento e del ferro consistente nella diffusione dell'armatura nella massa cementizia.

L'armatura è formata essenzialmente da reti di fili metallici, che vengono rivestiti di malta cementizia a ricca dosatura.

Dalle prove eseguite dall'A. risulta che il complesso così formato consente forti allungamenti senza che si manifestino incrinature e possiede le caratteristiche di un corpo quasi omogeneo.

G. O b e r t i - « Contributo della ricerca sperimentale al progetto delle grandi costruzioni in calcestruzzo semplice e armato ».

La breve memoria ha lo scopo di richiamare l'attenzione sulla crescente importanza del contributo che la ricerca sperimentale - particolarmente sui modelli - può offrire nella progettazione delle grandi costruzioni in calcestruzzo semplice o armato, nonché di illustrare i motivi salienti di carattere tecnico ed economico che inducono a favorire tale contributo.

Giulio Pizzetti - Sulle possibilità e sui fattori di miglioramento della resistenza dei calcestruzzi.

Publicato nella documentazione del 1° anno di vita del Centro di Studio sulle Coazioni Elastiche C.N.R.

L'Autore richiamati storicamente i criteri seguiti per il miglioramento delle caratteristiche del calcestruzzo, elenca e discute i principali fattori che ne influenzano la resistenza: resistenza del cemento, rapporto acqua-cemento, composizione granulometrica e costipamento, al fine di ottenere la massima compattezza. Accenna infine ad alcuni cementi speciali ottenuti in Svizzera da Walter e Stucky e che consentono di ottenere calcestruzzi resistenti a 1500 Kg/cmq.

Pietro Vacchelli - Sul controllo anche a 3 giorni del cemento idraulico normale.

Nota pubblicata ne « L'industria italiana del cemento », maggio 1947.

Durante la guerra, le difficili condizioni di rifornimento dei cementi e le incertezze sulla relativa resistenza derivanti da provenienze, giacenze, trasporti, soste, suggerirono all'Autore (del Laboratorio Prove Materiali del Politecnico di Milano) di saggiare a 3 giorni tre dei sei provini destinati alla prova a 7 giorni di stagionatura allo scopo di fornire ai committenti notizie immediate sulle condizioni di resistenza.

Registrate così durante due anni le resistenze a 3, 7, 28 giorni presentate da circa 800 campioni di leganti idraulici normali (per i quali, com'è noto, sarebbero prescritte le sole prove a 7 e 28 giorni), si poterono - oltre ad altre osservazioni - dedurre le frequenze con le quali si presentavano: a trazione resistenze da 20 a 29 Kg/cmq di 1 in 1 Kg/cmq; ed a compressione da 200 a 340 di 20 in 20 Kg/cmq. Introdotti i consueti criteri di attendibilità (mediabilità, scarti, ecc.) è sembrato allo scrivente che, salvo rari casi di speciale vitalità o pigrizia dei leganti normali, si potessero stabilire dei minimi dell'ordine di 20 e di 200 Kg/cmq rispettivamente a trazione ed a compressione come resistenze attendibili e bene promettenti per il raggiungimento dei 32 e risp. 500 (od almeno 475) Kg/cmq prescritti per la scadenza ufficiale dei 28 giorni.

L'A. conclude la nota augurandosi che tale indicazione di resistenza anche a 3 giorni venga ufficialmente sancita come dato sensibilmente interessante a conoscersi subito per le gettate, in attesa dei risultati probativi a 28 giorni.

Sull'opportunità di conservare sistematicamente campioni testimoni dei leganti e degli aggregati destinati ai getti.

Nota pubblicata ne « L'industria italiana del cemento », giugno 1947.

Riferendosi alle necessità - che talvolta si presentano di grande interesse - di ricercare il dosaggio di cemento in conglomerati,

per il che, com'è noto, si hanno mezzi di approssimata determinazione soltanto quando si dispone di tutti i componenti del conglomerato stesso (cemento ed inerti), ed a quelle analoghe necessità di revisioni, controlli e simili, l'A. propone di conservare in cantiere per un certo tempo un campionario, ben catalogato ed individuato nelle destinazioni, di tutte le ghiaie, sabbie, cementi, corrispondentemente alle varie partite, che hanno servito a confezionare calcestruzzi.

Data la grande importanza che è doveroso attribuire, ad ogni costruzione in conglomerato cementizio, la piccolissima spesa di queste conservazioni temporanee sarebbe ampiamente coperta da una somma di accertamenti fattibili con tutta sicurezza, in ispecie per quanto riguarda getti importanti, nell'interesse comune delle imprese e delle stazioni appaltanti.

Sarebbe tuttavia opportuno, per l'utilità pratica, che il suggerimento potesse trasformarsi in buona norma generale per tutti i cantieri.

Sull'urgente ed imprescindibile necessità di unificare le attrezzature per le prove meccaniche dei cementi.

Nota pubblicata ne « L'industria italiana del cemento », giugno 1947.

Riferendosi a vecchie, ripetute e dibattute questioni su questo argomento di continua ed attuale grande importanza, l'A. invoca che le competenti Autorità tecniche deliberino su di un tipo, unico per tutti, delle attrezzature di laboratorio per le prove meccaniche dei cementi, portando fin dove è possibile l'automatismo onde ridurre l'influenza dell'operatore e dell'ambiente. Propone anche che i Laboratori Ufficiali siano provvisti d'ufficio delle attrezzature stesse e delle rispettive serie di ricambio periodico fissandone le tolleranze di usura, essendo per certo che i laboratori aziendali si riforniranno delle attrezzature ufficiali e dei ricambi a pagamento presso l'Autorità provveditrice la quale avrebbe così dei contributi per dotare i laboratori ufficiali.

Dall'auspicata unificazione sembra scaturire evidente il notevole contributo alla soluzione del grave problema dei continui divari fra resistenze ottenute da laboratori ufficiali ed aziendali e, quello che è peggio, dai laboratori ufficiali stessi fra loro.

Silvano Zorzi - Il cemento espansivo.

Publicato nella documentazione del 1° anno di vita del Centro di Studio sulle Coazioni Elastiche C.N.R.

Vengono date notizie generali riguardanti il cemento espansivo di H. Lossier. Viene illustrato il campo di applicazione di tale legante idraulico, con particolare riferimento alla possibilità della messa in tensione delle armature nelle strutture.

Vengono a questo proposito commentate alcune interessanti esperienze francesi, e date notizie sulle esperienze analoghe svolte presso il Centro di Studio sugli stati di coazione elastica di Torino.

I risultati finali delle esperienze, in corso all'epoca del convegno, sono stati ampiamente documentati e discussi nel fascicolo pubblicato a cura del Centro Studi Coazioni Elastiche. Luglio 1947 a firma F. Levi e G. Pizzetti.

P A R T E I I I - T e m i l i b e r i .

Riccardo F. Baldacci - Il calcolo degli impalcati a lastra dei ponti.

Viene esteso il metodo semplificato di H. Marcus al calcolo di lastre soggette a carichi concentrati, come avviene per gli ordinari impalcati a lastra dei ponti stradali sotto l'azione

del rullo compressore da 18 t. della « Normale N. 1 del 25 Giugno 1945 del Ministero dei L.L.P.P. ».

Si espone una trattazione generale del problema per una lastra comunque vincolata sui bordi, distinguendo i due casi della ruota anteriore e delle ruote posteriori del rullo agenti in mezzzeria.

Considerando la lastra come un reticolato elastico composto da due ordini di fibre ortogonali, si determinano le quote del carico totale sopportate da ciascun ordine di fibre, le reazioni totali sul contorno della lastra, i momenti totali in mezzzeria e gli eventuali momenti sui bordi.

Onde tener conto dell'effetto di incastro lungo i bordi si propone di ridurre i valori dei momenti calcolati come se la lastra si comportasse perfettamente appoggiata, moltiplicandoli per coefficienti opportuni, espressi dal rapporto tra i momenti in mezzzeria di una trave semplicemente appoggiata e di una corrispondente trave incastrata agli estremi.

Dai momenti totali si passa al calcolo dei momenti flettenti per unità di lunghezza considerando la ripartizione del carico o dei carichi concentrati su di un'area rettangolare.

Le formule generali stabilite vengono infine applicate a 6 casi particolari, corrispondenti ai 6 tipi fondamentali di lastra, in relazione alle condizioni di vincolo come si presentano normalmente negli impalcati dei ponti.

Benzi Guido - Restauro di una copertura con travi Vierendeel in cemento armato.

Si descrive il procedimento seguito nel riportare in sito e nel restaurare una trave Vierendeel che aveva subito gravi dissesti statici, in seguito alla distruzione di un appoggio, prodotta da una bomba dirompente.

Piero Giorgio Bordoni - Un dinamometro a capacità.

Pubblicato su « Centro di Studio sugli Stati di Coazione Elastica » (1946)
(Pubblicazione del Consiglio Nazionale delle Ricerche).

Le indicazioni dei dinamometri meccanici ed idraulici delle macchine per la prova dei materiali, sono influenzate dal senso di variazione della forza; ad una stessa forza applicata tra i piatti della macchina, corrispondono infatti indicazioni diverse a seconda che si tratti di un carico crescente o decrescente. Per ridurre tali errori, che risultano assai sensibili nel corso di ricerche particolarmente delicate nel campo dell'elasticità, come ad esempio nel rilievo dei cicli di isteresi dei materiali, si propone l'uso di un dinamometro a capacità, il quale dà il valore della forza effettivamente applicata tra i piatti della macchina, con un'approssimazione dell'ordine dell'uno per mille.

L'organo sensibile del dinamometro è costituito da una robusta provetta metallica, che viene collocata tra i piatti della macchina, in serie, per così dire al materiale in esame. A questa provetta sono collegati due elettrodi isolati, disposti in modo che le deformazioni elastiche della provetta producano variazioni sensibilmente proporzionali della loro capacità elettrica. Si eliminano così tutti gli errori dovuti all'attrito tra parti mobili o alla viscosità di un fluido, che si verificano nei dinamometri ordinari, e nello stesso tempo è possibile ridurre gli errori dovuti all'isteresi del materiale che costituisce la provetta, in modo da ottenere la precisione precedentemente indicata.

Le variazioni delle capacità elettrica - proporzionali, come si è detto, alle deformazioni della provetta, e quindi alla forza applicata - vengono rilevate, trasformandole in variazioni di frequenza di un circuito oscillatorio e facendo battere questa frequenza variabile con una frequenza di riferimento fissa.

L'uso delle più moderne risorse della tecnica elettroacustica consente di ottenere una elevata stabilità di taratura, mediante una opportuna progettazione dei circuiti oscillatori, e mediante la stabilizzazione delle tensioni di alimentazione fornite dalla rete di illuminazione.

Il funzionamento dell'apparecchio, il cui uso risulta altrettanto semplice quanto quello di un radiorecettore, è illustrato con un esempio relativo al rilievo della curva di isteresi apparente, propria di una macchina per la prova dei materiali, e dovuta a fenomeni di attrito e di viscosità nei suoi organi di comando e di misura.

Letterio F. Donato - Sul calcolo del guscio cilindrico a base semiellittica.

Si danno grafici e tabelle atti alla calcolazione spedita degli sforzi dovuti al peso proprio e ad un sovraccarico di neve nelle coperture a guscio cilindrico a direttrice semiellittica.

Franco Jossa - Il calcolo delle strutture di cemento armato in relazione alla statica dei materiali che non seguono la legge di Hooke.

Pubblicazioni della Facoltà di Ingegneria di Cagliari - N. 16.

Nella nota che si riassume, si esprimono anzitutto due convinzioni: che è necessario conoscere il comportamento dei materiali calcestruzzo e ferro dall'inizio della sollecitazione alla rottura; che, conseguito ciò, non occorra riferirsi ad ipotesi particolari di calcolo, ma occorra invece basarsi sulla teoria statica dei prismi non legati alla legge di Hooke.

Tale teoria è stata esposta dall'autore in varie note e può, senza difficoltà particolari, estendersi ed applicarsi al cemento armato. Per la sezione rettangolare sottoposta a flessione semplice retta, le linee integrali (prima e seconda) delle curve σ , ϵ per le sollecitazioni di trazione e di compressione danno in generale la possibilità di progettare o verificare la sezione e dedurre il momento resistente, fissato che sia il raggio di curvatura della linea elastica. Al variare di detto raggio, le grandezze che più interessano variano proporzionalmente.

Servendosi di tali concetti, si possono usare, nel caso del cemento armato, le curve relative alla compressione e alla trazione, se si vuole, nel calcestruzzo, e assegnare determinate sezioni di ferro, per procedere in modo analogo a quello sopra accennato. Occorre bensì fissare il valore della percentuale γ di armatura e prevedere quello del rapporto $\frac{h}{y}$ ma tale previsione è subito controllata, e il tentativo eseguito, anche se non rispondente al caso che si esamina, non va perduto, perchè corrisponde ad un diverso valore di detta percentuale. Al solito, si fissa il raggio di curvatura; ma al variare di esso tutti gli elementi che interessano il calcolo variano proporzionalmente.

Si può completare poi lo studio di una sezione e di un tipo di sezione, calcolando graficamente il momento resistente, come si è detto più su, e tracciando le curve Mt , r per una sezione fondamentale, e servendosi poi di trasformazioni di affinità ed omotetia per calcolare altre sezioni.

È possibile anche adottare un procedimento leggermente diverso, specie se si vogliono raggiungere particolari valori di σ_c , σ_f .

I vantaggi del metodo consistono: a) nel non basarsi su alcuna particolare ipotesi di resistenza, di plasticità, di rottura; b) nello svincolarsi dal numero n ; c) nel fatto che scompare ogni necessità od opportunità di distinguere i casi di γ debole e γ forte.

L'autore si ripromette di esporre in seguito quanto occorre perchè il metodo di calcolo proposto possa divenire di uso pratico e maneggevole.

Bétons précontraints et bétons armés

Le principe du béton précontraint est aujourd'hui suffisamment connu pour que nous puissions renoncer à le décrire à nouveau. Notre propos sera plutôt de faire un parallèle entre le béton précontraint et le béton armé, pour mettre en évidence les particularités du matériau nouveau, particularités qui constituent son essence même et le distinguent du béton armé. Le fait que bétons armés et bétons précontraints sont constitués par les mêmes éléments de base ne justifie pas qu'on les confonde; ils possèdent si peu d'analogie au point de vue du mécanisme statique, du régime des déformations instantanées, de l'influence du fluage sur leur comportement, du mode de résistance aux efforts alternés, qu'on doit vraisemblablement les considérer comme des matériaux différents.

Considérons tout d'abord le *mécanisme statique*. On entend quelquefois dire que le béton précontraint est un béton armé dans lequel les armatures sont tendues au préalable et ancrées dans le béton pour le comprimer. Cette définition lapidaire est non seulement incomplète, mais elle est même fautive, car elle ne tient pas compte du véritable rôle statique de l'armature dans le béton précontraint, rôle tout différent de celui qui lui est attribué dans le béton armé.

Dans le béton armé les armatures sont destinées avant tout à compenser la déficience de résistance du béton tendu et à s'y substituer. Pour cela, elles doivent en principe épouser les lignes isostatiques de traction; leur position est ainsi fixée dans des limites assez étroites à l'intérieur du profil de béton.

Dans le béton précontraint, l'armature n'a qu'un but, créer la précontrainte convenable pour que le béton soit soumis à toute traction pour tous les cas de charge possibles. Dès lors, l'emplacement de cette armature est beaucoup moins impératif que dans le béton armé; théoriquement elle n'est plus placée nécessairement à l'intérieur du béton; dans certains cas, lorsque l'effort de précontrainte peut être obtenu d'une autre manière, l'armature peut être purement et simplement supprimée (Fig. 1).

Dans le profil fléchi en béton armé, le moment fléchissant est équilibré par une force de compression exercée essen-

tiellement sur le béton, et une force de traction qui a son siège en grande partie dans l'armature. La résistance aux efforts extérieurs est obtenue par une action solidaire des armatures et du béton ainsi que le précise la définition donnée par Mörsch, définition qui garde encore toute sa valeur après bientôt 40 ans: « Le béton armé est une association de béton et de fer, telle que les deux matériaux, liés ensemble, exercent une action commune contre les forces extérieures ». Pour que cette collaboration soit effective, il est indispensable que l'adhérence entre fer et béton soit assurée puisque c'est par l'intermédiaire de cette adhérence que les efforts se transmettent entre l'armature tendue et le béton comprimé.

Dans le béton précontraint au contraire, il en est tout autrement: le béton toujours comprimé, exerce pratiquement seul la résistance aux forces extérieures et l'armature est destinée à créer l'effort de précontrainte; un moment de flexion sur une section de béton précontraint y produit un déplacement des contraintes: à une compression supplémentaire des fibres d'une des faces correspond un soulagement par décompression des fibres de l'autre face. (Fig. 2).

Lorsque le couple de flexion utile s'exerce, ce n'est pas la grandeur de l'effort de précontrainte ne varie presque pas, mais la positions de cet effort.

On peut comparer le mécanisme statique d'une section de béton précontraint fléchi à celui d'une voûte en maçonnerie, qui est, à ce point de vue, un ouvrage précontraint.

L'analogie entre les deux modes de résistance, d'une section de voûte sous l'action des charges roulantes et d'une section fléchie d'une poutre précontrainte peut être poussée assez loin: dans la voûte, la précontrainte est créée par l'effort normal de compression provenant du poids propre et la surcharge roulante fait naître principalement des flexions ayant pour conséquence un déplacement de l'effort normal à l'intérieur de la section.

La différence entre béton armé et béton précontraint est encore plus marquée lorsqu'on analyse de plus près le mode de déformation sous l'action des charges extérieures.

Mécanisme du béton armé.

Rappelons en quelques mots le mécanisme classique par lequel d'après Considère on explique la résistance de la partie tendue des profils fléchis en béton armé et examinons comment armature et béton se partagent l'effort de traction dans cette région de la poutre. (Fig. 3). 1°) Au début, lorsque les contraintes sont faibles, l'acier et le béton s'allongent ensemble et se répartissent l'effort de traction proportionnellement au produit de leur section par leur module d'élasticité et leur distance à l'axe neutre. Dans cette phase semi-élastique, d'ailleurs peu développée, le béton supporte pratiquement tout l'effort, car la section d'acier est relativement faible par rapport à celle du béton. 2°) Dès que la contrainte de traction dans le béton atteint une certaine valeur, elle cesse de croître: on admet alors que le béton tendu entre dans un état plastique et s'étire sous contrainte constante; l'acier absorbe à lui seul l'augmentation de l'effort. 3°) Lorsque le taux d'allongement du béton atteint une certaine valeur (6 à 8 dixmillièmes d'après certains auteurs), le béton cesse de s'allonger davantage, se distend et se fissure; à ce moment-là, l'acier absorbe la totalité de l'effort de traction, et on se trouve dans le stade du béton tendu fissuré, stade qui est admis à la base du calcul des profils en béton armé.

Nous insistons sur le fait qu'au moment de l'apparition de la fissure du béton tendu, la contrainte dans l'acier correspondant à la déformation spécifique du béton tendu de 6 à 8 1/10000 ne saurait dépasser 1600 à 1800 kgs par cm².

Le hasard a servi la technique, puisqu'il se trouve que les allongements tolérés par le béton tendu sans fissuration correspondent, à peu de chose près, aux allongements résultant des contraintes qu'il est permis d'appliquer normalement à l'acier doux. Mais il n'en reste pas moins vrai que la sécurité à la fissuration du béton armé qui dépend de sa capacité de déformation plastique est très faible, surtout si, comme c'est le cas aujourd'hui, on tend à tolérer des tensions dans l'acier de plus en plus

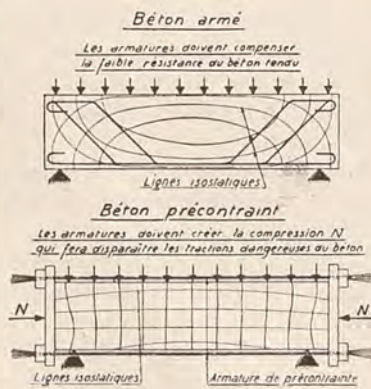


Fig. 1

EFFET DU MOMENT FLÉCHISSANT EXTÉRIEUR

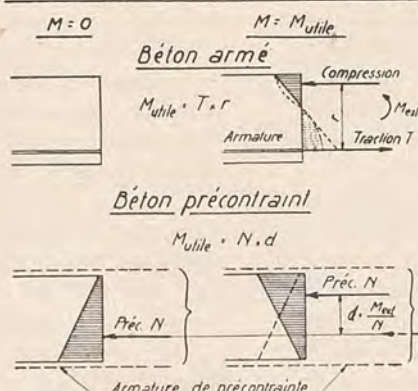


Fig. 2

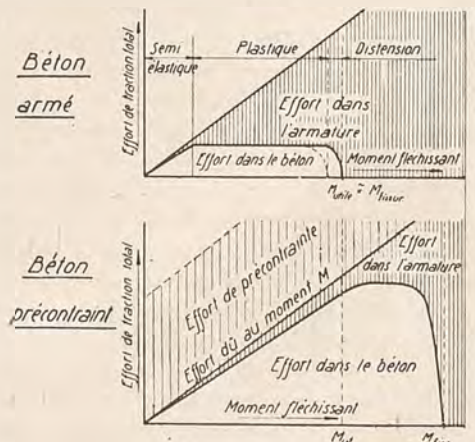


Fig. 3

élevées. On me fera remarquer que les prescriptions officielles imposent aux constructeurs de faire abstraction de la résistance du béton tendu, mais cette mesure, satisfaisante au point de vue de la sécurité à la rupture, ne prend pas en considération le risque de fissuration. Il semble que dans ce domaine il y a une lacune à combler. Il me paraît que nous touchons ici à l'un des problèmes les plus actuels du béton armé, celui dont la solution apportera un élément de progrès appréciable.

Que se passe-t-il en effet si l'on veut remplacer les armatures en acier doux par des aciers spéciaux dont on dispose actuellement et dont la résistance à la rupture permet de tolérer des contraintes admissibles trois ou quatre fois plus grandes? (Fig. 4). Si, par exemple, on remplace les 128 cm² d'acier doux par 40 cm² d'acier à haute résistance. On constate alors qu'un tel profil se fissure prématurément et ne saurait être utilisé pratiquement. Cela tient au fait que l'acier à haute résistance sollicité à des contraintes élevées subit des allongements qui dépassent de beaucoup les allongements limites tolérés par le béton tendu. Avec le béton actuel, il est vain de vouloir utiliser économiquement dans le béton armé des aciers à très haute résistance.

Ainsi, dans le béton armé, on voit que la solidarité des matériaux est détruite soit par la trop faible plasticité du béton tendu qui ne peut plus suivre les déformations élastiques des armatures, soit par la trop grande déformation élastique des armatures à haute résistance qui imposent au béton des déformations incompatibles avec sa ténacité.

On peut se demander si le béton armé ne se trouve pas dans une impasse qui arrêterait tout progrès. Essayons de chercher dans quelle direction devraient être orientées les recherches. D'après ce qui précède, on peut imaginer les différentes possibilités qui sont offertes aux techniciens pour faire progresser la technique du béton armé. Ces possibilités peuvent être, à mon avis, ramenées à trois formes:

1) réduire la déformabilité de l'armature tout en augmentant la contrainte admissible. C'est une question touchant à la qualité du métal dont une solution favorable prochaine me paraît bien problématique.

2) augmenter la déformabilité plastique du béton tendu avant fissuration. Une telle possibilité ne m'apparaît pas exclue si l'on tient compte davantage des qualités particulières du béton jeune et de sa déformation lente sous l'action des charges permanentes, en facilitant l'effet favorable de la déformation lente qui est aussi une déformation plastique. Alors progressivement, le béton tendu abandonne en se déformant une partie de son effort à l'armature, sans se fissurer. Lorsque le phénomène de déformation lente sous l'action des charges permanentes s'est éteint, le béton tendu ne porte presque plus rien et dispose ainsi d'une capacité de résistance accrue, pour résister en collaboration avec l'armature aux efforts accidentels instantanés que le profil doit subir. Si l'on supprimait alors la charge permanente, on constaterait qu'un tel profil subit une précontrainte par effet de co-action entre béton et armature.

Des essais limités, il est vrai, effectués avec des bétons courants, m'ont conduit à une première confirmation des thèses générales développées ci-dessus. J'ai comparé la charge de fissuration d'éprouvettes chargées dès l'âge de trois jours à 80 % de leur charge de rupture avec celle d'éprouvettes identiques fabriquées avec le même béton et non chargées. Voici les résultats obtenus:

Eprouvettes	chargées dès l'âge de trois jours	non chargées
Conservation	atmosphère saturée d'humidité	
Charge de fissuration	358 kg.	268 kg.
Charge de rupture	1400 kg.	1410 kg.

On constate une meilleure résistance à la fissuration de l'éprouvette chargée; par contre, comme on pouvait s'y attendre, la charge de rupture est pratiquement la même.

Cette expérience met en lumière les phénomènes d'adaptation lents dont le béton est capable. Il me semble que l'on pourrait en déduire une première conclusion pratique, qui est peut-être nouvelle; dans le béton armé, il y a un intérêt au point de vue de la sécurité à la fissuration à charger les poutres fléchies le plus tôt possible, à la condition, cela va sans dire, que la charge appliquée soit suffisamment faible pour ne pas produire des fissures. De cette manière, on utilisera le plus complètement possible la capacité d'adaptation du béton tendu encore jeune.

Il y a lieu de signaler que l'habitude courante de remplacer après un décoffrage jugé prématuré les étais sous une poutre peut être des plus néfastes; en effet, par le calage souvent forcé, on risque de soulever partiellement le sommier, de créer un moment fléchissant temporaire entraînant une compression sur la fibre inférieure et par conséquent une déformation plastique d'adaptation qui sera un raccourcissement d'une fibre devant être tendue ultérieurement. On aura diminué la capacité d'allongement futur de cette fibre et par là la sécurité à la fissuration de la poutre.

Avec des bétons à haute résistance initiale, tant à la traction qu'à la compression, les principes ci-dessus évoqués pourront être mis en valeur avec plus d'efficacité encore. Avec ces bétons, le phénomène d'adaptation instantanée est déjà appréciable, ainsi que des essais nous l'ont montré. Nous avons pu atteindre avec des tels béton des contraintes dans les aciers de 5 t/cm² sans que la fissure soit encore apparue.

L'avenir montrera ce qu'il en est exactement de tous ces phénomènes. Mais nous voyons d'ores et déjà qu'une amélioration de la sécurité à la fissuration de poutres en béton armé n'est pas aussi chimérique que l'on pourrait le supposer a priori.

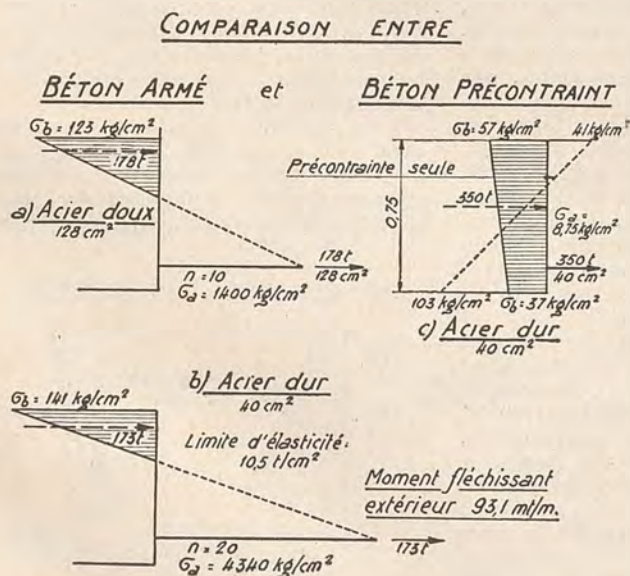


Fig. 4

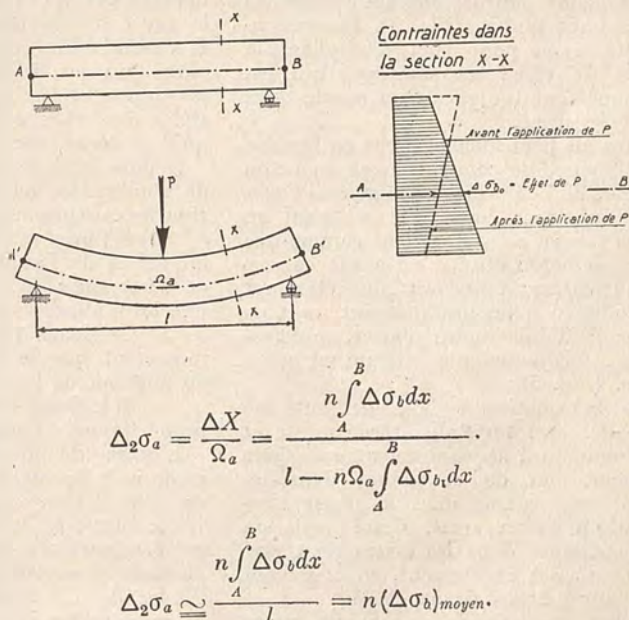


Fig. 5 — Effet des charges extérieures sur les contraintes dans l'armature.

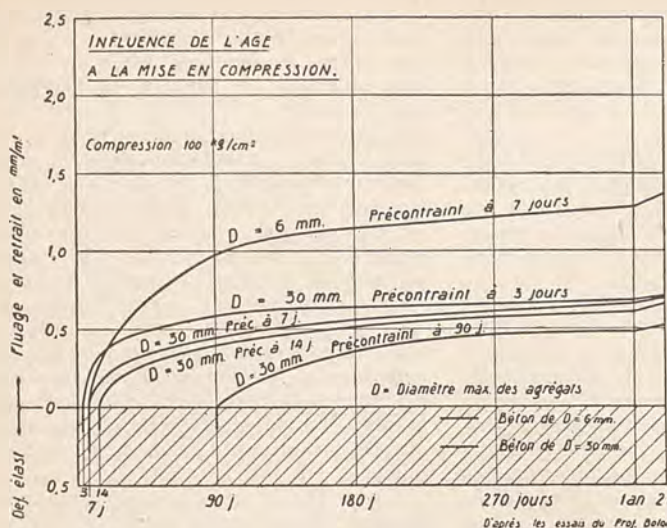


Fig. 6 — Fluage et retrait des bétons vibrés.

béton qui relie ses extrémités. Cet effort est toujours très faible. Le calcul montre qu'il est égal approximativement au produit de la variation de contrainte dans le béton situé à la même distance de l'axe neutre que l'acier, par le facteur d'équivalence, dont la valeur est comprise entre 4 et 5. Ainsi, si la sollicitation moyenne du béton situé au niveau de l'armature varie sous l'action des charges extérieures de 100 kgs/cm², la variation de contrainte dans l'acier ne serait que de 0,45 t/cm², alors que la précontrainte de l'acier est voisine de 8,5 t/cm². Il découle de cette constatation qu'au point de vue pratique, dans le calcul des contraintes du béton sous l'action des charges extérieures, on peut négliger, dans le béton précontraint, la présence de l'acier. Le béton absorbe à lui seul presque tout l'effet des charges extérieures, grâce aux qualités nouvelles que lui a conféré la précontrainte.

Ainsi, dans le béton précontraint, l'acier ne représente plus, comme dans le béton armé, un élément indispensable pour équilibrer directement les tractions provenant des charges extérieures.

Influence des déformations lentes.

Le principe du béton précontraint était déjà connu au début de ce siècle: Koenen et Bach ont essayé de l'appliquer en 1908 pour lutter contre le fissuration du béton tendu, mais toutes leurs tentatives ont échoué.

M. Freyssinet, le premier, a mis en lumière, par des essais devenus classiques, la cause de ces insuccès systématiques. Il a montré que cette cause est à rechercher dans les déformations lentes, non élastiques, et par conséquent non réversibles du béton comprimé, déformation qu'il a dénommée « fluage ».

Depuis lors, le fluage a fait l'objet de nombreuses recherches dont on peut tirer les conclusions principales suivantes: 1) le fluage se développe intensément au début de l'application de la charge et s'amenuise avec le temps, suivant une loi d'allure exponentielle,

2) le fluage total est d'autant plus important que le béton est plus jeune au moment de l'application des charges,

3) le fluage est approximativement proportionnel à la contrainte permanente.

L'ordre de grandeur du fluage, y compris le retrait, pour une compression de 100 kg/cm² peut être admise à $7,5 \times 10^{-4}$. Il en résulte que la chute de précontrainte dans un acier correspondant à ce raccourcissement sera de l'ordre de 1,5 t/cm². (Fig. 6).

ce qui entraîne une diminution de l'effort de précontrainte. Il est dès lors indis-

pensable d'en tenir compte en appliquant une précontrainte initiale assez forte pour que même après le fluage, la précontrainte résiduelle du béton soit encore suffisamment élevée. (Fig. 7).

En conclusion, le fluage a pour effet de provoquer une chute de précontrainte. Comment varie cette chute de précontrainte, en fonction de la contrainte initiale dans les aciers?

Sur ce graphique, (Fig. 8) portons en abscisse la tension initiale dans les aciers, et en ordonnée le rapport de la précontrainte initiale à la précontrainte résiduelle, qui seule est utile. On a tenu compte également que certains aciers durs présentent à leur tour un fluage qui s'ajoute à celui du béton.

La différence entre la précontrainte initiale et la précontrainte résiduelle, qui représente la partie hachurée de ce graphique, nous donne la grandeur relative de la chute de précontrainte.

On voit que, lorsque la tension initiale dans les aciers augmente, cette chute de précontrainte pour un béton soumis à la même compression, diminue constamment si l'on néglige le fluage de l'acier. Si l'on tient compte de ce fluage, la diminution s'arrête vers 10 à 12 t/cm²; en d'autres termes, l'effet du fluage s'atténue lorsqu'on augmente la tension dans les aciers. Ceci tient au fait que le fluage a pour effet de raccourcir le ressort constitué par les armatures. Pour un même raccourcissement l'effort de ce ressort diminue d'une grandeur proportionnée à sa section et par conséquent inversement proportionnelle à la contrainte admise.

On voit par exemple que si la tension initiale dans les aciers varie de 6 à 12 t/cm², la chute de précontrainte tombe de 33 à 14 %.

En particulier, si la tension dans les aciers n'est que de trois tonnes par cm², la moitié de cet effort sera perdu par fluage. Si la tension diminue encore, les pertes par fluage deviennent si considérables que la précontrainte s'évanouit.

Ce graphique nous explique les échecs de ceux qui ont voulu réaliser des bétons précontraints avec des tensions dans les aciers inférieures ou voisines de 1 t/cm². Le fluage a fait disparaître presque complètement la précontrainte. C'est bien la conclusion à laquelle était arrivé Koenen à la suite de ses essais.

L'on peut affirmer qu'il n'est pas indiqué de tendre les aciers à des contraintes moyennes, pensant ainsi conserver une certaine sécurité; il faut adopter pour les aciers la tension initiale la plus élevée

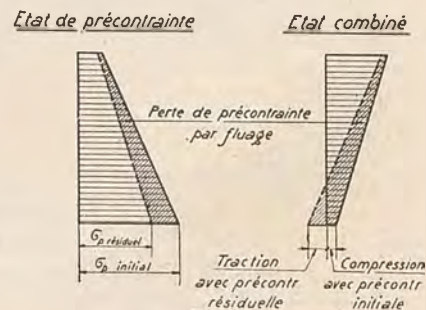


Fig. 7 — Effet du fluage sur l'état de précontrainte: a) état de précontrainte; b) état combiné avec l'effet des charges

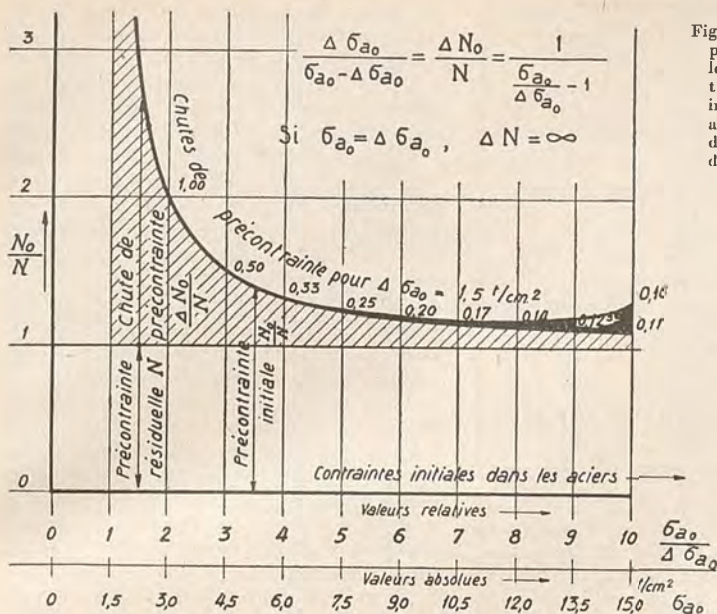


Fig. 8 — Chute de précontrainte dans le béton en fonction de la contraction de la contrainte initiale dans les aciers et du fluage de l'acier au-dessus de 6,5 t/cm².

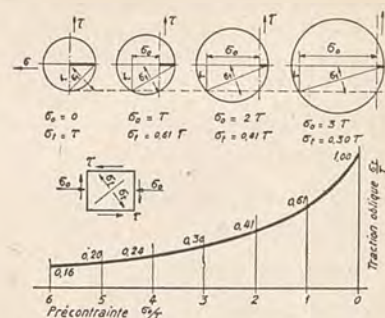
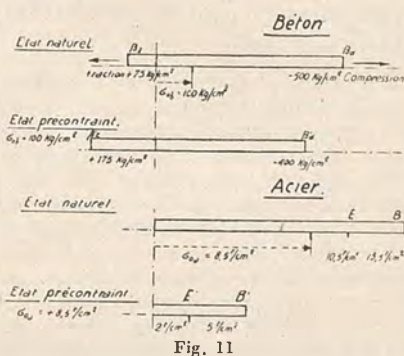


Fig. 10 — Influence de la précontrainte sur la valeur des tractions obliques résultant de l'effort tranchant.

Modification de la capacité de résistance aux charges extérieures conférée par la précontrainte



5) Une poutre précontrainte fléchie se comporte d'une manière analogue à la section d'une voûte soustendue par un tirant.

La précontrainte longitudinale des poutres permet dans une large mesure de lutter contre les tractions obliques résultant de l'effort tranchant, de sorte que les étriers peuvent être réduits au minimum. Grâce à la précontrainte, les tractions obliques ne sont pas égales aux contraintes maximums de cisaillement, comme cela se produit dans une poutre en béton armé ordinaire. C'est ce que représente la fig. 10. On a dessiné une série de cercles de Mohr, qui représentent les états de contraintes d'un élément de béton soumis à un même cisaillement: Lorsque la contrainte de compression σ_0 augmente et passe d'une valeur nulle à cinq fois l'effort de cisaillement, la contrainte de traction oblique est réduite au 1/5. La similitude avec la voûte est ici encore remarquable.

On voit donc que par la précontrainte on peut diminuer la valeur de la traction oblique et la rendre admissible pour un béton sans armatures. (Fig. 11).

D'une manière générale, la précontrainte confère aux matériaux des caractéristiques modifiées, diminuées ou augmentées de la valeur de la précontrainte: soit par exemple un béton caractérisé à l'état naturel par:

résistance à la traction 75 kg/cm²

résistance à la compression 500 kg/cm²

S'il est précontraint à 100 kg/cm², ces caractéristiques deviennent:

résistance à la traction 175 kg/cm²

résistance à la compression 400 kg/cm².

Pour l'acier, on trouve des conclusions analogues.

Quelles sont les qualités de résistance et les contraintes admissibles des matériaux destinés au béton précontraint?

compatible avec leur résistance et leur limite de plasticité.

Ainsi, les armatures en acier à haute limite élastique sont donc particulièrement appropriés pour exercer la précontrainte du béton, car elles sont susceptibles de subir avec sécurité des allongements élastiques lors de la mise en tension qui sont des multiples de la déformation du béton due au fluage.

A l'encontre de ce qui serait désirable pour le béton armé, les qualités que l'on demande pour le béton précontraint sont les suivantes:

1) un béton dont la déformation plastique et le fluage soient le plus faible possible,

2) des armatures dont la déformation élastique soit très grande comparativement au fluage et au retrait du béton.

On pourrait même imaginer d'utiliser un aciers de moindre résistance, mais

dont le module d'élasticité, beaucoup plus faible, permettrait de grandes déformations élastiques.

La figure 9 représente la succession l'état de tension d'un profil en béton précontraint en fonction des charges.

Je ne me propose pas d'entrer ici dans le détail du calcul, et je me bornerai à rappeler ce qui suit:

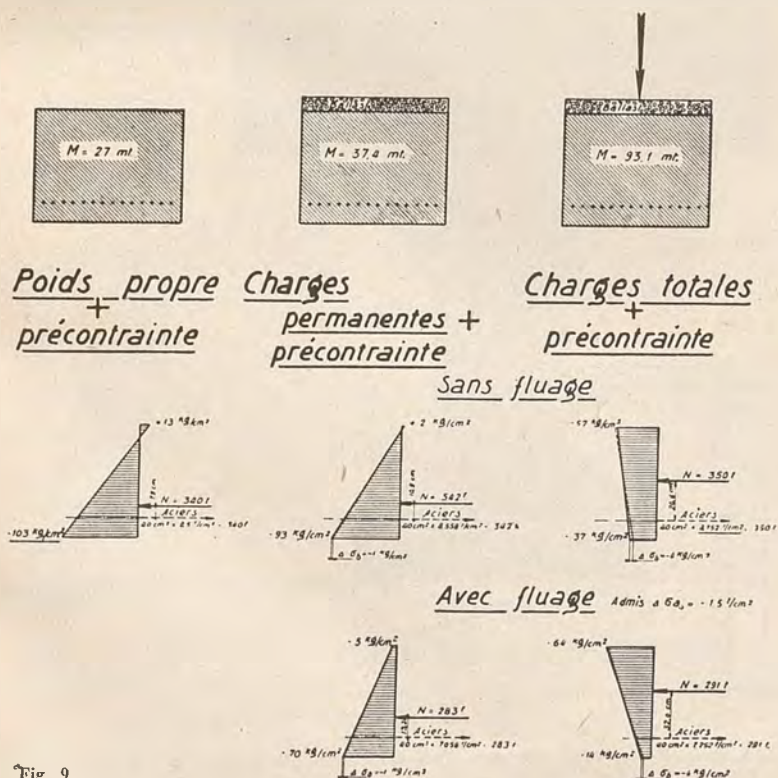
Dans le béton précontraint:

1) La section totale du béton travaille.

2) La variation de contrainte dans les aciers, due aux charges extérieures, est très petite.

3) Dans le calcul de la résistance du béton, on peut négliger la section de l'acier.

4) Les contraintes les plus élevées se produisent le plus souvent lors de la mise en précontrainte. Ainsi cette opération correspond à un essai de résistance de l'ouvrage.



Contraintes:	Rupture	Admissible
I) BÉTON		
Compression:	$f_w = 600 \text{ Kg/cm}^2$	
à 28 jours	$\beta_r = 450 \text{ Kg/cm}^2$	
au moment de la mise en précontrainte	400 Kg/cm ²	200 Kg/cm ²
Traction par flexion	67 Kg/cm ²	0
Traction oblique	—	8 Kg./cm ²
Fluage: 3 à 4 fois la déformation élastique		
II) ACIER		
Traction	$f_z > 15t/\text{cm}^2$	0,85 σ_s ou 0,70 β_z
Limite apparente d'élasticité	σ_s	

Contraintes de rupture et contraintes admissibles.

En principe, le béton doit toujours être un béton de haute qualité ayant une grande compacité, un faible retrait et un fluage aussi réduit que possible.

On prescrit actuellement en Suisse que la résistance à l'écrasement sur cubes doit être de 600 kg/cm² à 28 jours.

L'acier doit être un matériau à haute résistance. C'est à cette condition que l'on peut utilement l'appliquer au béton précontraint. En Suisse, on prescrit que la résistance à la rupture des aciers pour béton précontraint doit être supérieure à 13,5 et de préférence 15 t/cm². Mais ce qui est plus important encore que

la résistance à la rupture, c'est la limite d'élasticité, car c'est en se basant sur cette limite que l'on doit choisir la contrainte admissible $\approx 0,85 \sigma_s$.

On peut se demander s'il est correct, au point de vue de la sécurité, d'admettre des contraintes aussi élevées. A ce propos, signalons que la mise en précontrainte est une opération qui consiste à soumettre l'ouvrage à une épreuve de résistance. Les bétons et les aciers en particulier sont sollicités aux contraintes les plus grandes qu'ils auront à supporter. Dans ces conditions, il est donc permis de tolérer des contraintes plus élevées.

Les systèmes de mise en précontrainte. (Fig. 12.)

On peut imaginer plusieurs systèmes pour effectuer la mise en précontrainte

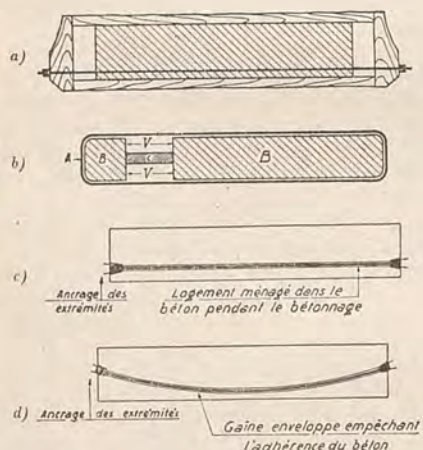
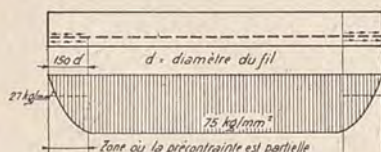


Fig. 12 — Les différents procédés de mise en précontrainte.

- L'armature tendue s'appuie provisoirement sur le coffrage.
- L'armature s'appuie sur le béton qui est exécuté en deux parties séparées par un joint de clavage.
- et d) L'armature, placée dans une gaine, est ancrée dans le béton à chacune de ses extrémités.

Précontrainte transmise par adhérence.



Précontrainte transmise par cône d'ancrage.

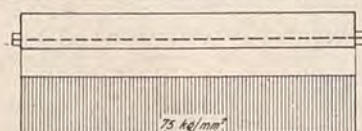


Fig. 13

du béton. La première consiste à tendre les armatures au préalable en s'appuyant sur le coffrage, puis à couler le béton et à libérer les armatures du coffrage lorsque le béton est durci pour transmettre la contrainte au béton par adhérence.

Un autre système consiste à couper les éléments de la construction en deux blocs; que l'on sertit dans des armatures extérieures, à écarter ces blocs au moyen de vérins, et à garnir ensuite l'intervalle par un calage de béton.

Le troisième système consiste à bétonner la poutre en ménageant à l'intérieur du béton un logement dans lequel on pourra faire glisser les armatures. Ces dernières, sous forme de câbles à fils parallèles, sont alors tendues en s'appuyant sur le béton durci, puis ancrées à leurs extrémités au moyen de cônes d'ancrage. Ce système, imaginé et mis au point par M. Freyssinet, permet d'exécuter pratiquement toutes les mises en précontrainte.

Je ne veux pas discuter ici les détails d'exécution propres à chacun de ces différents systèmes. Je désire seulement comparer les avantages et les inconvénients de la mise en précontrainte par adhérence et de la mise en précontrainte par cônes d'ancrage, au double point de vue des qualités techniques des ouvrages et de l'exécution.

Je relève trois inconvénients concernant la précontrainte par adhérence. (Fig. 13).

1) Aux extrémités de la poutre, sur la longueur d'ancrage des barres, soit environ 150 d, la précontrainte n'est que partielle. Il en résulte que la résistance aux tractions obliques due aux efforts tranchants en est notablement

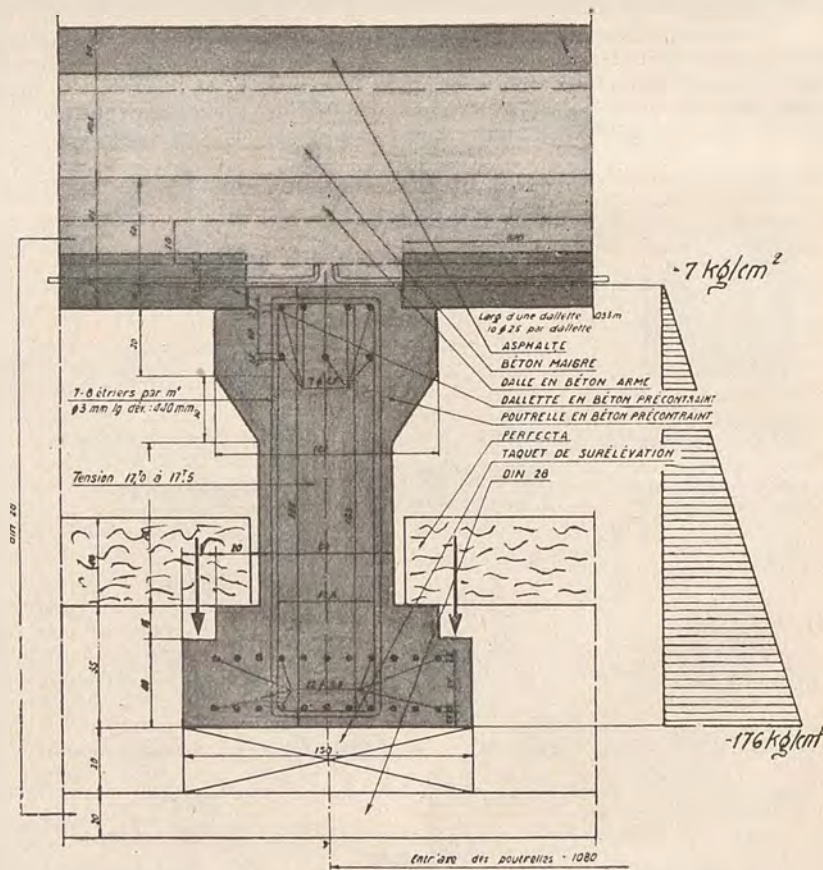


Fig. 14 — Poutrelles en béton précontraint du plafond du Laboratoire d'hydraulique de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne.



Fig. 15 — Vue d'un pylône de la ligne Auvergnier-Les Verrières.

diminuée. Cet inconvénient disparaît lorsque la précontrainte est transmise par cône d'ancrage.

2) L'effort de précontrainte dépend essentiellement des conditions d'adhérence. C'est un aléa qui ne doit pas être sous-estimé, surtout si les efforts que les armatures sont appelées à transmettre sont importants.

3) une partie de la précontrainte est absorbée par déformation du béton au moment où l'on libère l'armature du coffrage. Si cette déformation du béton était parfaitement élastique, cela n'aurait aucune importance, mais en réalité, cette

déformation est semi-élastique et une partie de la précontrainte disparaît.

Au point de vue exécution, le système de précontrainte par adhérence présente deux inconvénients:

1) Il exige un outillage immobilisé pendant toute la période de durcissement du béton, période que l'on ne peut réduire beaucoup si l'on veut que le fluage soit le plus faible possible.

2) Ce système de précontrainte ne possède qu'un domaine d'application limité. Pour les ouvrages importants, où une seule poutre exige un effort de l'ordre de 3 à 400 tonnes, il conduirait à des installations gigantesques inadmissibles économiquement.

Là encore la précontrainte par câbles indépendants avec cônes d'ancrage permet pratiquement toutes les applications, puisqu'il suffit de multiplier le nombre de câbles pour obtenir l'effort désiré.

Le système par cônes d'ancrage offre par contre un inconvénient: celui d'exiger des cônes, éléments relativement coûteux dès que les ouvrages sont de peu d'importance.

En conclusion, il nous apparaît que la méthode de mise en précontrainte par adhérence convient plus particulièrement pour la construction d'éléments de faible section pouvant être fabriqués en série et où l'on peut utiliser des armatures de petit diamètre, et où les conséquences d'un glissement partiel des armatures sont par conséquent moins à redouter.

Au contraire, la méthode par cônes d'ancrage s'appliquera de préférence aux grands ouvrages où les efforts de précontrainte sont importants et où la sécurité de l'ancrage doit être absolue jusqu'à l'extrémité de la poutre.

Quelques applications.

Poutrelle de plancher en béton précontraint de 3 m. 50 de portée, supportant une charge de 0,8 t/m.

Système de poutre avec armatures adhérentes tendues initialement à 15 t/cm.² La dalle de 2 cm. qui relie les deux poutrelles sur une portée de 1 m. environ est aussi précontrainte; elle sert de coffrage et de partie tendue de la dalle totale de 5 cm. (Fig. 14).

Pylône creux en béton précontraint de 10 m. de hauteur, supportant en tête une charge horizontale de 1,2 t. (Fig. 15, 16), construit en trois parties.

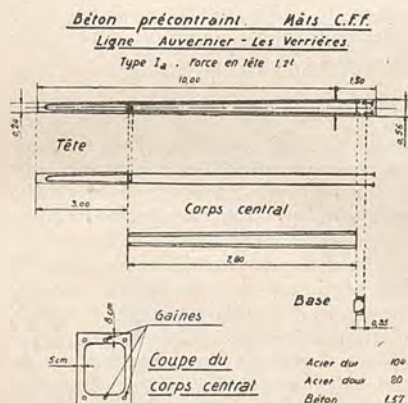


Fig. 16

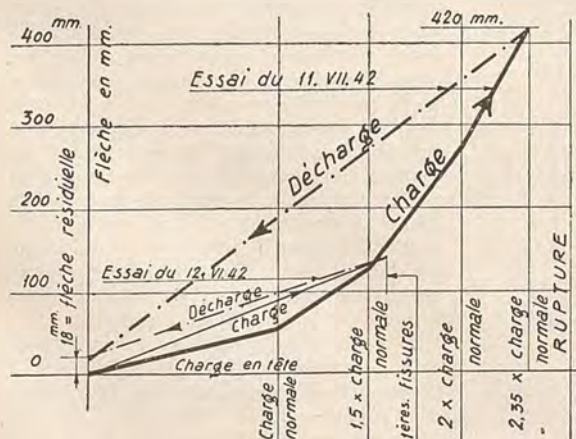


Fig. 17 — Essai d'un pylône. Flèche en tête en fonction de la charge.

Les pylônes ont tous été essayés à la réception, et chacun d'eux a subi un moment fléchissant égal à 1,2 fois le moment fléchissant de service. Un essai de rupture a permis de s'assurer que le mécanisme de résistance était bien celui qui était présumé dont le diagramme est représenté sur la figure 17. La fissure s'est produite pour une charge égale à 1,6 fois la charge de service.

Pont de Fribourg. (Fig. 18).

Pont rail de 11 m. de portée et de 13,25 m. de largeur, formé de 12 poutres précontraintes juxtaposées, rendues solidaires par une dalle armée supérieure et une précontrainte transversale avec câbles et cônes d'ancrage.

Les poutres ont été coulées sur place à raison de 1 poutre sur deux (Fig. 19).

Les poutres intercalaires ont été exécutées en maintenant un intervalle de 4 cm. entre poutres, de sorte que chaque poutre peut se déformer librement lors de la mise en précontrainte.

Les cônes d'ancrage sont scellés à l'extrémité de chaque poutre dans des logements préparés à cet effet (fig. 20), puis chaque poutre a été mise en précontrainte, en tendant successivement les différents câbles.

La succession des opérations doit naturellement être prescrite et étudiée pour éviter des efforts locaux dus à une dissymétrie exagérée de la précontrainte.

Avant de lier transversalement les poutres, chacune d'elles ont été soumises à un essai de charge (Fig. 21).

On a procédé ensuite à la mise en précontrainte transversale au moyen de câbles passant dans des évidements transversaux et ancrés dans la première poutre (Fig. 22). L'intervalle entre poutres de 4 cm. a été bouché au préalable de béton. La dalle supérieure de liaison est construite en béton armé ordinaire.

La solidarité transversale des poutres est remarquable. C'est ce qu'a montré l'essai de charge du pont terminé. Les flèches et la répartition transversale des moments longitudinaux indiqués sur la figure 23 montrent clairement que tout le pont fonctionne comme une dalle, aussi bien pour une charge dans l'axe que pour une charge latérale.

Un fait intéressant à signaler est l'effet favorable du frottement sur les

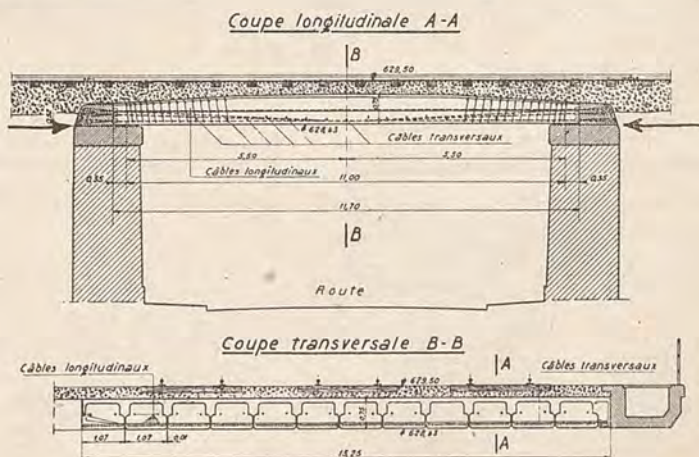


Fig. 18 — Pont-rail à Fribourg. Ensemble et coupe transversale.



Fig. 19 - 20 - 21 - 22 — Pont de Fribourg.

Essai de Charge du pont-rail de Fribourg

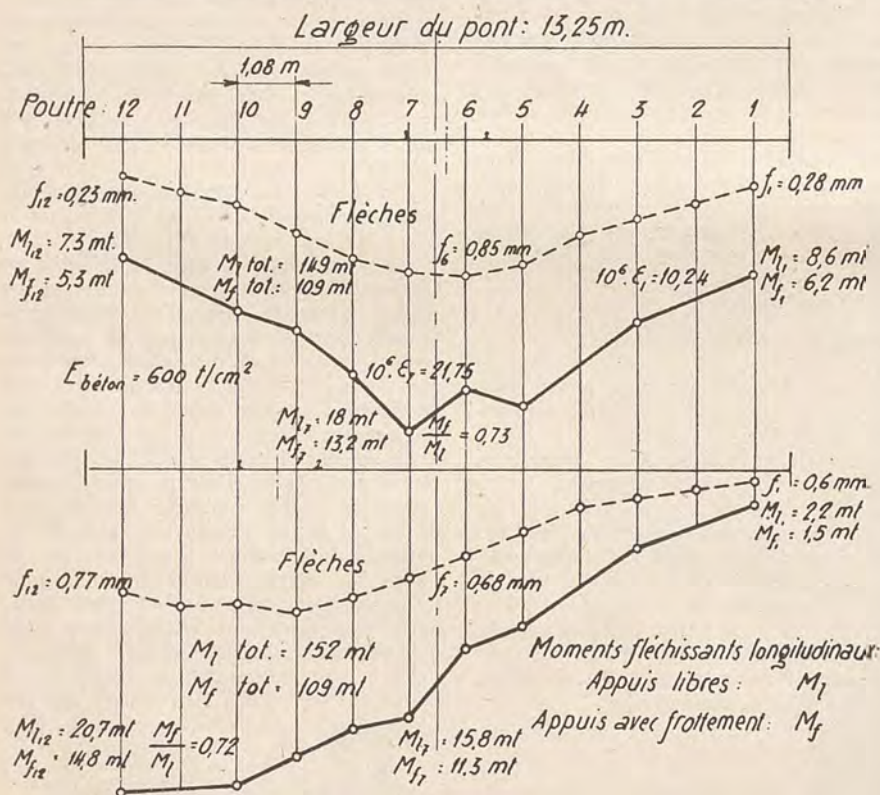


Fig. 23

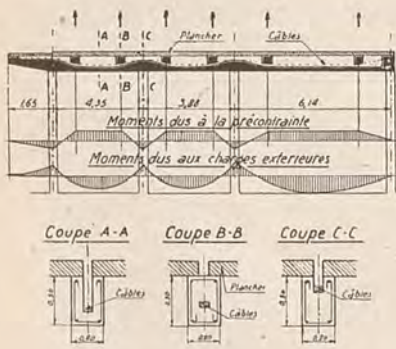


Fig. 24 — Sommier continu.

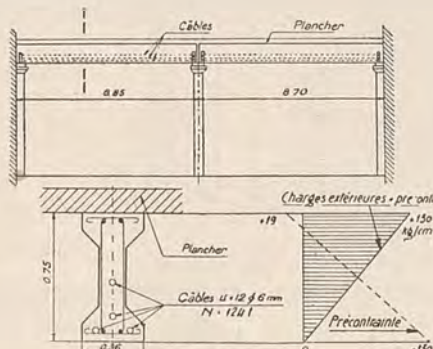


Fig. 25 — Poutre de renforcement d'un plancher. Surcharge 3,80 t/m.

appuis (voir fig. 19). Ce frottement fait naître des poussées horizontales importantes situées au niveau inférieur de la dalle, qui produisent un moment fléchissant négatif dans la poutre, ce qui soulage le moment dû aux charges. Cet effort de soulagement est appréciable, comme le montrent les essais, puisqu'il est évalué, d'après les déformations mesurées de toutes les poutres à 27 % environ du moment total de la poutre à deux appuis simples.

Sommier continu. (Fig. 24).

Ce système a été appliqué dans un bâtiment. Il est constitué par un sommier muni d'un évidement longitudinal de profondeur variable, dans lequel on a placé le câble de mise en tension. La position de ce câble varie le long du sommier, de façon que la mise en tension produise des moments opposés à ceux des charges extérieures. L'opération a parfaitement réussi. Lors de la mise en précontrainte, le plancher étant déjà entièrement terminé, le sommier s'est soulevé régulièrement de ses étais, ce qui est une preuve que la précontrainte s'est exercée correctement. Un essai de charge a montré que le comportement était normal.

Renforcement d'un plancher nervuré en béton armé, par l'adjonction d'un sommier précontraint (Fig. 25).

Il était important que le renforcement de ce plancher ait non seulement une grande résistance, mais aussi une grande rigidité. Une poutre métallique n'aurait pas convenu pour cela. Une poutre en béton précontraint préparée d'avance et calée sous le sommier à la hauteur convenable a permis de résoudre élégamment le problème.

Conclusions.

Dans ce qui précède, j'ai souvent opposé béton armé et béton précontraint, dans l'intention d'accuser leurs différences, afin que l'on ne confonde plus ces deux matériaux.

Pour conclure, je dois reconnaître et même souligner que le béton précontraint est un des aboutissements logiques, pour ne pas dire le seul, de la technique du béton armé, à une époque où la Métallurgie met à la disposition des constructeurs des aciers à très haute résistance. Grâce à cette conception nouvelle, à laquelle le nom de M. Freyssinet est indiscutablement attaché, les deux matériaux constituant le béton précontraint ont abandonné une partie de la solidarité trop étroite qui les liait dans le béton armé, pour acquérir une certaine autonomie leur permettant de fournir leurs capacités de résistance maximums. C'est à ce point de vue que le béton précontraint cesse d'être le matériau défini par Mörsch et se distingue du béton armé. Le constructeur doit avoir constamment à l'esprit les qualités propres de ce nouveau matériau.

Le béton précontraint est encore jeune, et son avenir est plein de promesses, à la condition cependant que la routine des ingénieurs ne l'empêche pas de déployer ses riches possibilités.

F. Panchaud

RICERCHE GRANULOMETRICHE pei calcestruzzi resistenti all'urto

Uno degli argomenti più sviluppati nel corso delle ricerche effettuate nel pozzo di caduta del Laboratorio di Costruzioni in legno ferro e cemento armato del Politecnico, di Torino diretto dal prof. Giuseppe Albenga, è appunto questo: l'indagine sull'inerte quale costituente di calcestruzzi resistenti all'urto (1).

Su tale argomento l'indagine può essere indirizzata nelle cinque direzioni: granulometrica, massime dimensioni dei grani, minime dimensioni degli stessi, qualità petrografiche e forma dei grani. Qui si riferirà in modo particolare sulle prime tre, che sono state esplorate con qualche risultato definitivo.

Prima di dire in particolare sui risultati conseguiti è necessario premettere che i procedimenti di prova non sono stati quelli consuetudinari e che in alcuni paesi sono stati normalizzati, ma precisamente quelli proposti da chi scrive ed adottati da qualche anno dall'Ispettorato dell'Arma del Genio: il vecchio sistema si basava sulla caduta ripetuta d'un maglio su un unico provino cubico (con interposta, però, una massa metallica inerte), invece il nuovo sistema ricerca con un colpo singolo di una sfera d'acciaio direttamente urtante il provino, l'altezza di snervamento dinamico del materiale; il vecchio sistema si accontentava di provini cubici di lato piccolissimo (4 ÷ 10 cm) mentre il nuovo metodo esige campioni cubici di notevole volume (16 ÷ 20 cm), tale cioè da dar certezza che il valore fornito dalla prova dia un dato statistico, cioè sia attinente ad una quantità di materiale tale da non risentire perturbazioni per le locali costituzionali variazioni di resistenza delle parti di cui è composta (2). Nelle prove su cui si riferisce si adottò la

sfera d'acciaio del peso di kg. 7,05 per la quale si hanno mediamente delle altezze di snervamento del calcestruzzo di m. 5 ÷ 7 su cubetto da 16 × 16 × 16 cm. A queste altezze corrispondono resistenze dinamiche specifiche di 0,9 + 1,2 kg/cm³ e resistenze statiche di 200 ÷ 500 kg/cmq. Perché - non è inutile rammentarlo - esiste una concomitanza tra resistenza statica e resistenza dinamica dei calcestruzzi al variare delle composizioni d'impasto, concomitanza che ho dimostrato potersi tradurre in una espressione analitica usabile in determinate circostanze e con cautele prudenziali di cui non mette conto di riferire in questa sede (3).

Esaminiamo pertanto separatamente i tre problemi della variazione granulometrica dell'inerte (prescindendo dalle dimensioni dei grani di diametro massimo e minimo), dell'inerte più grosso e dell'inerte più fine, anzi finissimo.

La varietà granulare.

Dalla consultazione della letteratura in argomento apprendiamo che Féret, nel 1930 (4), e Guttman, nel 1931 (5), s'erano convinti, al termine di personali esperienze di laboratorio, che in un calcestruzzo l'inerte sovrabbondante di materiale fine contribuisce bene alla resistenza all'urto del conglomerato. E precisarono che l'aggiunta d'inerte minuto, nonostante che provochi una richiesta di aumento del fattore d'acqua, non

peggiorebbe la resistenza all'urto, mentre, è noto, tale aumento peggiora sensibilmente la resistenza alla compressione statica. Sulla scorta di tali autorevoli affermazioni i costruttori che sino ad oggi dovevano preoccuparsi di sollecitazioni dinamiche prediligevano dosature dell'inerte ricche di sabbia. Pratica però, sia detto incidentalmente, che non ha nulla a che fare con l'aggiunta di sostanze finissime polverulente, poichè quest'ultima aggiunta è basata su altre considerazioni tecniche.

Dopo gli studi che ho detto, non mi risulta che si abbiano altre sistematiche ricerche sulla granulometria degli inerti rese di dominio pubblico, se si prescinde dalle poche righe di resoconto scritte da Guttman e Wenzel (6). Tali autori credettero di poter concludere basandosi su prove troppo sommarie e singolari e non certo tali da permettere generalizzazioni. Provarono la resistenza dinamica, col sistema normalizzato tedesco, di un calcestruzzo con inerte mal granulato (adoperato così come viene dal commercio), di un altro con inerte granulato secondo la curva di Fuller e di un terzo nel quale fu aggiunta una certa dose di sabbia; per di più nei tre impasti variava il fattore d'acqua, rendendo sempre meno confrontabili i risultati. Conclusero, come il Féret, che con aggiunta di materiale minuto, nonostante l'aumento del fattore d'acqua, la resistenza dinamica non diminuisce di tanto quanto accade per la resistenza statica.

Le prove al pozzo di caduta del Politecnico di Torino furono invece impostate e condotte con la consueta sistematicità (7). Furono seguiti due indirizzi: realizzare impasti nei quali l'inerte rispondesse a caratteristiche granulometriche progressivamente varianti e la malta acqua-cemento rimanesse di vo-

(3) Cfr: A. CAVALLARI-MURAT, *Relazione tra comportamento statico e dinamico dei calcestruzzi*, su «Le Strade», dicembre 1947. La relazione analitica, valevole in determinate circostanze di prova, è:

$$R_u = (1 \pm 0,2) 1,5 \sqrt[3]{R_s - \frac{50}{R_s} \cdot 10^6}$$

(1) Oltre alle ricerche granulometriche possono interessare il costruttore industriale e ferroviario questi altri argomenti oggetto di mie memorie: «Per le sollecitazioni dinamiche: porosità o compattezza dei calcestruzzi?», «Il fattore d'acqua nei riflessi dell'urto».

(2) Cfr: A. CAVALLARI-MURAT, *Un procedimento di prova all'urto dei conglomerati*, su l'«Ingegnere» Milano, Aprile 1948.

(4) Cfr: R. FERET, *Résistances des bétons au choc, à l'usine et au décollement comparées à la flexion et à la traction*, Paris, 1930. Anche cfr: R. DUTRON, *Les matières inertes et les propriétés mécaniques des bétons*, in «Revue des Matériaux et des Travaux Publics», 1931.

(5) A. GUTTMANN, *Die Stossfestigkeit von Baustoffen, insbesondere von Mörtel, Beton und Schotter*, «Tonind. Zeit», N. 59, 1931.

(6) Cfr: A. GUTTMANN u. F. WENZEL, *Beitrag zur Stossfestigkeit von Beton*, «Zement», N. 36, September 1934.

(7) Queste ricerche facevano parte di una più vasta e generale indagine condotta per incarico dell'Arma del Genio. I dati discussi sono del 1941-43 ed alcuni del 1946.

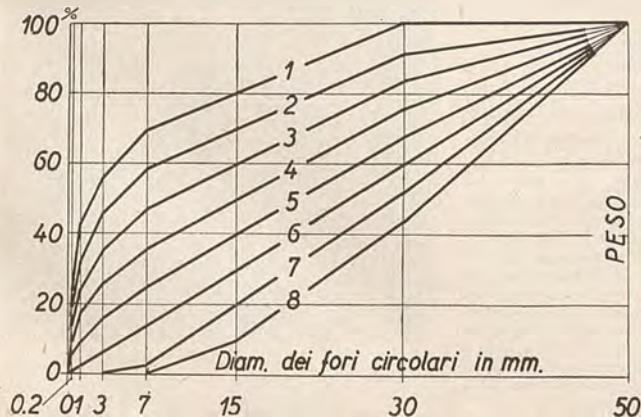
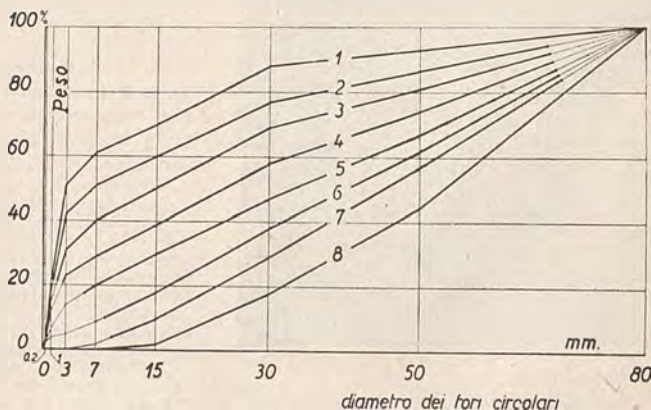


Fig. 1 (a destra) - Fig. 2 (a sinistra) - Curve granulometriche seguite nell'indagine dell'influenza del rapporto tra pietrisco e sabbia.



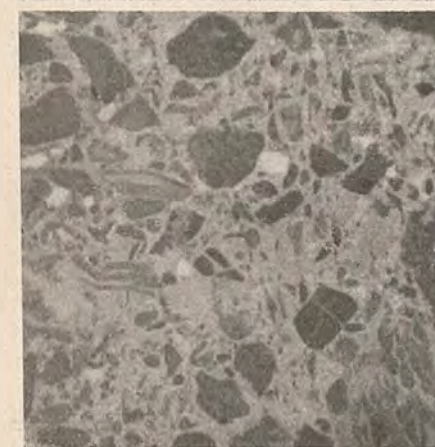
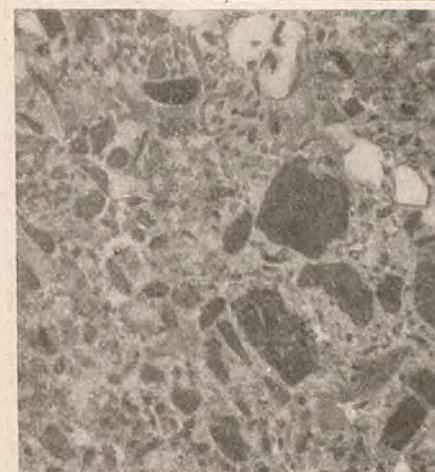
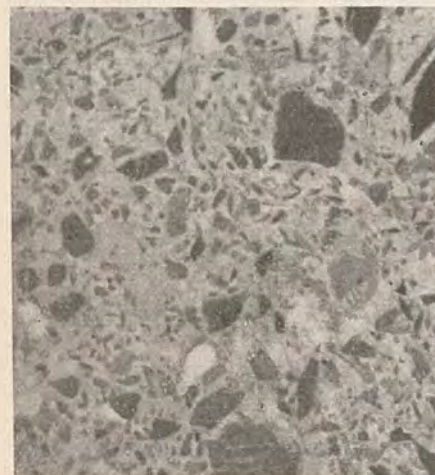
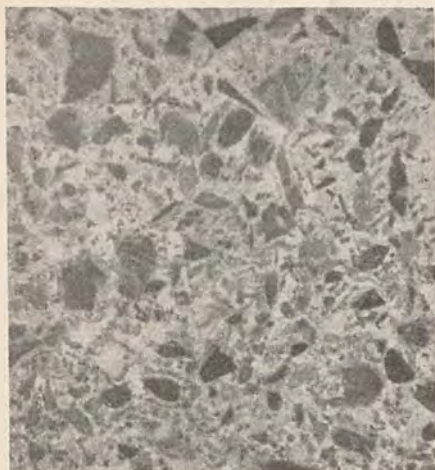


Fig. 3

dall'alto in basso

Le composizioni granulometriche 1, 2, 3, 4, secondo la numerazione del diagramma di Fig. 1.

lume costante oppure impasti nei quali fosse rispettato il medesimo ordine di variazione granulometrica mentre il volume di acqua-cemento colmasse sempre totalmente le cavità offerte dall'inerte. Dal primo indirizzo si trassero conclusioni utili tanto allo studio della granulometria quanto a quello della compattezza (argomento che tratto solo sotto quest'ultimo aspetto in altra sede); dal secondo indirizzo si attendevano, e non diedero disillusioni le risposte a più precisi quesiti attinenti alla granulometria da usarsi nelle strutture dinamicamente sollecitate qualora si prescindesse da ogni altra considerazione e si miri essenzialmente al conseguimento della più alta resistenza specifica.

Dunque i dati del problema erano: il fattore d'acqua, posto uguale a 0,5, e la qualità petrografica del materiale, per la quale fu adottata la sabbia della Stura di Lanzo ed il pietrisco verde rotto al frantoio del medesimo fiume (8).

La variazione granulare era ottenuta per ogni impasto contemplando una delle otto composizioni, progressivamente più o meno ricche di sabbia o di pietrisco, quali risultano seguendo le spezzate tracciate nella fig. 1; nel diagramma di figura è indicato solo il complesso delle granulometrie degli inerti con diametro massimo da 50 mm.; analoghi erano i tracciati degli inerti con diametro massimo di 30 mm. e di 80 mm. (fig. 2). Ogni spezzata granulometrica tracciata era in effetti quella controllata prima delle gettate (questo il motivo della discordanza da possibili tracciati curvilinei più regolari). Il complesso delle miscele progettate aveva l'intendimento di indagare tutto il campo delle possibilità granulari: «spazzare» sistematicamente e totalmente la superficie del diagramma con curve continue. All'epoca dell'impostazione dello studio, non erano, nè potevano essere note le esperienze francesi che tanto credito attribuiscono alle granulometrie discontinue (9).

Le fotografie di fig. 3, 4, 5, 6, riproducono sezioni segate da cubetti confezionati con gli impasti dianzi descritti. Anche l'occhio avverte una più ordinata ripartizione degli elementi costitutivi in corrispondenza di spezzate granulometriche che hanno andamento simile alle curve di Fuller e di Bolomey (fig. 7). Com'è noto Fuller suggerisce l'andamento di forma

$$p = 100 \sqrt{\frac{d}{D}}$$

e Bolomey

$$p = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}}$$

dove d è il diametro corrente e D il diametro massimo e dove A è un numero che Bolomey pone in alcuni casi uguale a 14 e p è il peso percentuale passante nei vagli regolamentari.

(8) Dunque nella sabbia s'aveva del materiale verde e del materiale chiaro, nel pietrisco solo materiale verde. I materiali a tinte chiare della Stura sono prevalentemente di rocce silatiche scistose cristalline (quarzo, quarzite, greiss quarzoso e subordinatamente calcari cristallini, calcescisti e micasisti); le pietre verdi invece sono prevalentemente serpentine, anfiboliti, prasiniti, granatiti, ecc. della formazione mesozoica metamorfica propria delle valli di Lanzo.

(9) M. VILLEY, *Le remplissage des bétons à ossature*, «Comptes Rendus de l'Académie des Sciences», 221, 1945, pag. 689 e 222, 1946, p. 42, pag. 42 (*).

(*) M. VILLEY, *La granulométrie rationnelle du béton: le néobéton*. «Le Génie Civil», 15 Mars 1946.

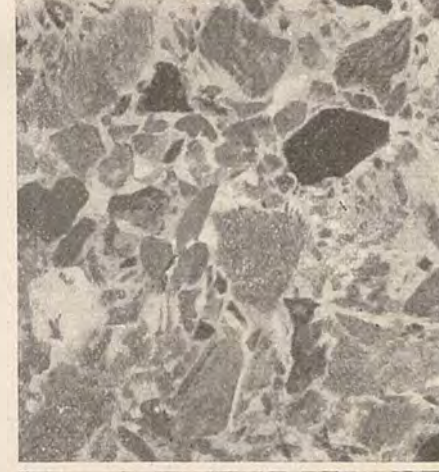
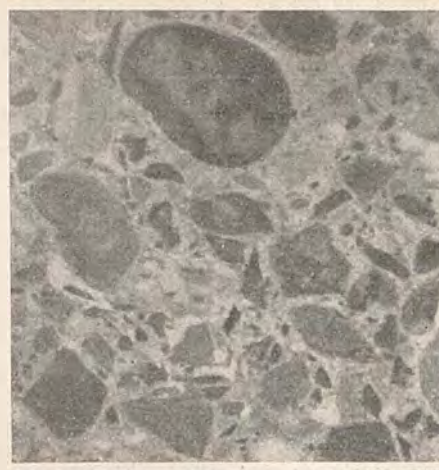


Fig. 4

dall'alto in basso

Le composizioni granulometriche 5, 6, 7, 8, secondo la numerazione del diagramma di Fig. 1.

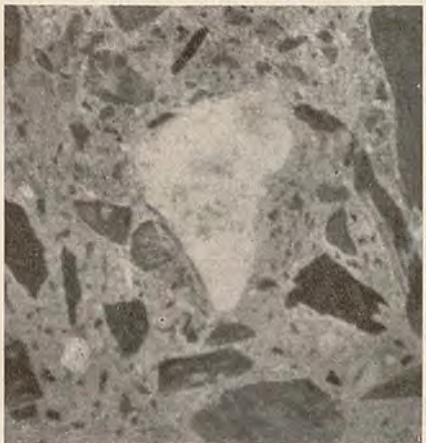


Fig. 5

dall'alto in basso

Le composizioni granulometriche 1, 2, 3, 4, secondo la numerazione del diagramma di Fig. 2.

I risultati alla pressa ed al pozzo di caduta confermano che buone resistenze si hanno in corrispondenza di tali curve, nate però, com'è risaputo, nel prevalente intento di migliorare la lavorabilità del calcestruzzi freschi. La fig. 7 e la tabella I illustrano e riassumono i risultati relativi alle serie di indagini sui calcestruzzi a granulometria variabile ma a compattezza non sempre realizzata. La fig. 8 e la tabella II illustrano e riassumono i risultati relativi ai calcestruzzi a granulometria variabile ma costantemente compatti; è quest'ultima la prova più espressiva e la cui interpretazione appare più decisiva. In ambedue le ricerche si hanno prove a 28 giorni, a 3 mesi ed a 4 anni; i risultati, sotto certi aspetti, concordano.

Le più alte resistenze si verificano in corrispondenza delle spezzate quinta e sesta; questa osservazione lascia pensare che più di una legge parabolica del tipo

$$p = c_1 \sqrt{\frac{d}{D}}$$

sarebbe consigliabile una linea del tipo

$$p = c_2 \frac{d}{D}$$

Oppure, al più, una legge che approssimativamente e provvisoriamente si può fissare nella forma analitica

$$p = (100 + \frac{D-d}{2}) \frac{d}{D}$$

È bene avvertire che tale curva si riferisce al solo inerte e non all'inerte più cemento; cosa ragionevole in quanto il macinato cementizio verrà poi ad arcuare il tracciato, imbottendone la curva nella parte inferiore sinistra, con evidente vantaggio per la lavorabilità (10).

Questa deviazione dalla consuetudine dei trattatisti non deve stupire quando si pensi che oggi le curve a variazione granulometrica continua cominciano ad essere oggetto di critiche e non senza motivazione. Se in avvenire i tracciati secondo tre progressioni geometriche, proposte dai francesi, verranno ad aver ragione su quelli continui, non si crede che il nostro studio possa venire considerato inutile: avrà servito da prima approssimazione nel particolare campo dei calcestruzzi resistenti all'urto.

Infatti qui resta già positivamente acquisita una importante conclusione: è smentito in modo categorico che alla resistenza dinamica siano utili impasti molto ricchi di sabbia.

Il rapporto ottimo tra le quantità di sabbia e di pietrisco è compreso tra $\frac{1}{4}$ e $\frac{2}{3}$; che è quanto dire che nell'inerte la quantità di sabbia deve essere compresa tra il 20 ed il 40 %. Siamo perciò molto lontani dai valori suggeriti da alcuni autori secondo i quali la sabbia deve aggirarsi sul 50 % e talora sul 60 %.

Non intentata è stata l'indagine della progressiva sostituzione di inerte minuto con granulato di Klinker di cemento, oggi tanto discussa e forse piena di avvenire.

Alcuni saltuari esperimenti hanno portato al raddoppio dei valori consueti-

(10) A. CAVALLARI-MURAT, *Verso nuovi metodi di valutazione della lavorabilità dei calcestruzzi*, «Atti dei Sindacati Ingegneri del Piemonte», settembre 1942.



Fig. 6

dall'alto in basso

Le composizioni granulometriche 5, 6, 7, 8, secondo la numerazione del diagramma di Fig. 2.

dinari di resistenza statica e ad un congruo rialzo della resistenza all'urto. Si sono avute resistenze statiche di $600 \div 800$ kg/cm² ed altezza di snervamento di $7 \div 7,8$ m. Questi valori, riportati nel diagramma riassuntivo di tutte le prove sui calcestruzzi provati al pozzo di caduta negli ultimi cinque anni, hanno permesso di verificare nel campo estremo delle alte resistenze quella relazione analitica tra resistenza statica e dinamica cui si è fatto cenno nella nota (3); ed anche di concludere che poichè nei calcestruzzi la resistenza all'urto cresce con la resistenza statica, ma non di pari passo con essa, forse le alte resistenze dinamiche sono conseguite a prezzo fortemente antieconomico (11).

Non si possono sin d'ora fare previsioni sul futuro di questa tecnica basata su impasti nei quali il granulato inerte è in parte sostituito da granulato attivo; essa fu tentata in Germania con insuccesso (specialmente nei riguardi della conservazione nel tempo delle qualità resistenti); ora è stata sviluppata e migliorata sensibilmente dagli svizzeri, dai quali attendiamo ancora chiarimenti.

In questo argomento si sconfigge però dal tema della granulometria dell'inerte per invadere quello dell'influenza del legante sulla resistenza dinamica: poichè che cosa sono quei grani dalla superficie reagente chimicamente se non qualcosa di intermedio tra l'impalcatura inerte e quella attiva degli impasti?

Dimensione massima dei grani.

È questo un argomento intorno al quale s'è ancora scritto poco e, che risulti, nulla in proposito dell'urto. Eppure è fondamentale, perchè la dimensione massima dei grani è commisurata nell'uso dalle modalità del ritiro del legante durante l'indurimento successivo alla presa. Quanto più accentuato è il ritiro della malta cemento-acqua, tanto minore deve essere il tratto di superficie del grano inerte da avvolgere. Bolomey lo dimostra asserendo che, a parità del fattore d'acqua, il ritiro apparente del calcestruzzo è più debole di quello della malta e che questo a sua volta è più piccolo di quello della pasta di cemento; ma non essendo questa che un'anomalia apparente, sotto l'azione del ritiro, al quale si oppongono i grani del pietrisco, si producono delle tensioni interne per modo che i grani di pietrisco sono compressi e la malta tesa. Se il ritiro si manifesta con sufficiente lentezza, la pasta legante subisce progressivamente un allungamento plastico che può compensare il raccorciamento dovuto al ritiro e non si avrà fessurazione; se invece l'indurimento è rapido le tensioni interne diverranno sufficientemente considerevoli da provocare una fessurazione interna che renderà il calcestruzzo permeabile e gelivo.

Bolomey aggiunge: questa fessurazione interna non ha grande influenza sulla

resistenza a compressione, ma notevole su quella a flessione e sul modulo di elasticità (12).

Sapendo che la resistenza all'urto ha andamento analogo a quello della radice quadrata del prodotto tra resistenza a compressione e resistenza a trazione, è intuibile quanto l'esperimento continuato ci ha costantemente confermato: oltre un certo limite la resistenza all'urto di un calcestruzzo diminuisce rapidamente col crescere della dimensione massima dei grani della ghiaia e del pietrisco.

Passando dalla dimensione di inerte $0 \div 30$ a quella $0 \div 80$ mm. si ottengono altezze di caduta di snervamento di rispettivamente $6,40 \div 6,65$ oppure $4,50 \div 5,00$, il che equivale a dire $1,10 \div 1,13$ kg/cm³ oppure $0,75 \div 0,85$ kg/cm³; dunque una caduta di resistenza all'urto pari al $25 \div 30$ %.

Viceversa la resistenza statica non segue di pari passo perchè i rispettivi valori sono $295 \div 298$ oppure $280 \div 288$; con uno scarto percentuale di circa 5.

Quale è allora il limite superiore della dimensione tollerabile in pratica? Non può essere data una risposta assoluta, e la ragione la conosciamo già: tale limite è funzione dei valori del ritiro del legante usato. Però per valori normali di leganti usuali tipo Portland si può seguire il consiglio di non superare i 50 mm.

Le nostre prove più recenti danno infatti tra il $0 \div 30$ ed il $0 \div 50$ scarti di resistenza all'urto insignificanti; anzi in taluni casi col $0 \div 50$ si ottengono valori leggermente superiori a quelli ottenibili col $0 \div 30$. Tanto all'urto, quanto staticamente. Si concorda quindi con le conclusioni dei trattatisti che si occupano dell'argomento e che consigliano appunto il valore $0 \div 50$ (13).

L'inerte più fine.

Ovvero: dell'aggiunta di materiali inerti polverulenti; che questo è il movente pratico che induce ad approfondire il quesito di quale sia il limite minimo delle particelle inattive.

Già abbiamo intravisto il problema di stabilire come debba avvenire la sutura tra il granulato attivo ed il granulato inerte. V'è chi propende a lasciare tutto il campo del «finissimo» al legante; v'è chi preferisce stabilire una zona intermedia della granulazione continua nella quale siano presenti particelle attive e particelle passive; v'è infine chi vorrebbe che il granulato inerte fosse anche più finemente macinato del cemento in modo da essere in grado di riempire i vuoti lasciati dai grani del cemento. È una ridda di ipotesi della verità delle quali ancora poco s'è sincerato; nè spettava al nostro studio di giungere più in profondità di quanto non si sia fatto nel campo delle resistenze statiche.

Il problema però non poteva essere ignorato anche nei riguardi dell'urto.

Delle due sostanze polverulenti delle quali più usualmente s'occupa il costruttore per realizzare quei gradi di finezza

che consentano di asserire che la granulazione dell'inerte è continua sino allo zero, e cioè della farina fossile e della polvere di strada, solo la prima ha avuto modo d'essere sperimentata prima della interruzione involontaria delle prove; ed è sventura perchè la polvere di strada è più tipica, come materiale aggiuntivo inerte, della farina fossile, la quale possiede anche una leggera attività chimica (14) che falsa e complica le conclusioni; inoltre nel caso della polvere di pietra sarebbe stato interessante controllare un bello studio del Bolomey (15). Secondo i suoi fautori l'inerte finissimo avrebbe un quadrupliche ordine di vantaggi: 1°) renderebbe l'impasto più compatto, con conseguente incremento di resistenza; 2°) con la sua notevole porosità tratterrebbe l'acqua durante la maturazione del cemento, cedendogliela molto lentamente; 3°) macinandolo assieme al cemento, data la sua durezza, realizzerebbe un grado di finezza maggiore anche nel cemento stesso per modo che questo potrebbe sviluppare più velocemente la sua energia chimica ed anche più a fondo; 4°) faciliterebbe la lavorabilità dell'impasto.

Bolomey dimostrerebbe che l'apporto di polvere non è mai benefico nei riguardi della resistenza; ma tale apporto è meno svantaggioso se operato sulle malte normali; mentre molto sentita è la riduzione di resistenza nel caso di impasti da cantiere.

Generalmente le prove normali danno malte poco compatte, a scarsa densità e porose; quindi l'aggiunta di finissimo ci procura una migliore compattezza.

Nei calcestruzzi, invece, ogni particella di cemento è strettamente necessaria a realizzare la resistenza e non può essere distratta da questo suo principale scopo essenziale per rimediare ad una deficienza di compattezza; la compattezza deve essere ottenuta con la granulazione dell'inerte vero e proprio il quale contempla non grandissime quantità di materiale $0 \div 0,2$. Inoltre, secondo Bolomey, i cementi corretti con finissimo avrebbero ritiri più sentiti nelle malte, ed un po' meno vistosi nei calcestruzzi; la gelività sarebbe inoltre notevole.

Completamente opposte sarebbero invece le conclusioni di autori seri, come il Krczil ed il Sestini, nei riguardi della farina fossile (16). Il Krczil dice: 1°) l'impasto del calcestruzzo che si ottiene è più omogeneo e più fluido, scorre più facilmente nei casseri che riempie compiutamente; 2°) ha un inizio della presa più lento del normale; 3°), ha un ritiro

(14) Ecco alcuni dati sulla composizione chimica della farina fossile, relativa a due tipi provenienti da due differenti cave del Monte Amiata:

Umidità	8,58%	6,76%
Perdita dalla calcinaz.	8,10%	11,65%
Silice	65,14%	83,09%
Allumina	9,10%	3,35%
Ossido di ferro	7,62%	1,17%
Calce	0,70%	0,16%
Magnesio	0,48%	0,13%
Biossido di titanio e varie	0,22%	0,45%
Materie organiche	traccie	traccie

(15) J. BOLOMEY, *Influence de l'addition de poudre de pierre au ciment sur les qualités du béton*, «Travaux», Août 1936.

(16) F. KRCZIL, *Kieselgur, ihre Gewinnung, Verwendung und Anwendung*, Enke, Stuttgart 1936. Del Sestini non sappiamo se esistano a stampa, anche postume, pubblicazioni in argomento, le conclusioni sovraesposte ci sono state cortesemente comunicate epistolarmemente. Vedasi anche: O. GRAF, *Aufbau des Mortels*, Springer 1930.

(11) Nelle corazzature cementizie il quesito economico potrebbe venire aggirato avvalendosi del criterio di parzializzazione della massa conglomerata che ho proposto da tempo e suggeritami dall'analogo procedimento usato nelle piastre metalliche del tipo Krupp. Cfr.: A. CAVALLARI-MURAT, *I cementi armati per la fortificazione*, «Bollettino Storico e di Cultura dell'Arma del Genio», fascicolo 27, 1948.

(12) J. BOLOMEY, *Module d'élasticité du béton*, «Bulletin Technique de la Suisse Romande», août-septembre 1939.

(13) Th. MAKCHÉEF, *Manuel du Béton Vibré*, Paris, Eyrolles, 1939.

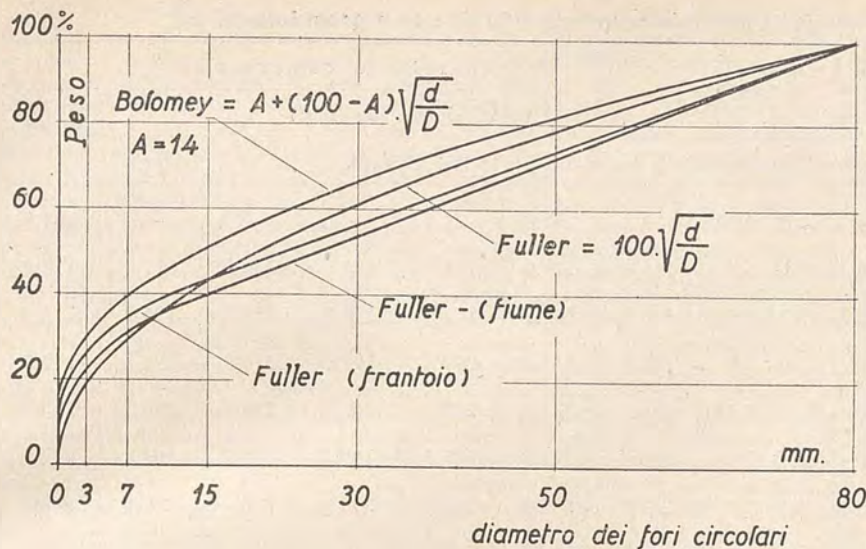


Fig. 7 - Composizioni granulometriche a massima compattezza.

minore; 4°) maturato, offre una maggiore adesione al ferro delle armature, una più perfetta impermeabilità agli agenti esterni perchè più compatto ed una superiore resistenza alla trazione ed alla compressione.

Il Sestini chiarisce il fenomeno del ritiro dimostrando che la diminuzione di detto ritiro non è assoluta ma constatabile solo nei primi tempi della maturazione (nelle misure a 28 giorni l'effetto dell'aggiunta di farina fossile si fa molto sentire, nelle misure a 9 mesi tale effetto diventa insignificante). Inoltre c'è un valore della percentuale della farina rispetto al cemento che occorre non superare: il 5% aumentando questa percentuale occorre innalzare il fattore

d'acqua e con questo viene diminuita la resistenza, ma in misura minore di quanto accadrebbe qualora l'impasto non venga corretto con aggiunte. Questo fatto potrebbe spiegare la ragione della discordanza di questi risultati (tenuto pur conto anche delle possibili reazioni chimiche, ma che sembrano di lieve importanza) con quelli trovati dal Bofomey; lo svizzero, fissando nelle esperienze i valori 0, 4, 8, 12% avrebbe sperimentato in un campo che gli stessi fautori dell'aggiunta di materiali finissimi sconsigliano (essi, ed in modo particolare gli americani, che fanno largo uso di farina fossile, fissano come valori massimi il 3 ÷ 5% del peso del cemento). Molto probabilmente da zero a tre si

ha incremento di resistenza, dal 3 in poi decremento.

Le prove del Politecnico di Torino, quantunque previste in stile più ampio, dovettero essere interrotte. Da quel poco che s'è potuto raccogliere risulta quanto segue:

a) la farina fossile è usabile solo per impasti plasmabili umidi, come fanno gli americani; col fattore d'acqua $0,4 \div 0,5$ non si riesce ad impastare.

b) il finissimo non è molto vantaggioso alla resistenza globale all'urto delle strutture perchè non ritarda tanto la presa quanto l'indurimento successivo alla presa; viceversa perchè le riprese dei getti e degli strati di costipamento vengano saturati occorre ritardare la presa e non l'indurimento. La fragilità aumenta, specialmente negli impasti non troppo bagnati (si riscontrano incrementi di fragilità per effetto dell'aggiunta rispetto ad impasto usuale del 15%).

c) il finissimo incrementa la resistenza all'urto locale; si passa infatti da impasti senza farina fossile a quelli con aggiunta del 5% con resistenze statiche a 28 giorni da 229 a 246,5 kg/cm², con resistenze all'urto (misurate in semplice altezza di snervamento) da $5,10 \div 5,15$ a $5,35 \div 5,45$ metri.

Col passare del tempo questo beneficio perde risalto.

Conclusione.

Delle cinque direzioni nelle quali si poteva orientare la ricerca sugli inerti dei calcestruzzi resistenti all'urto, le tre esplorate hanno permesso delle conclusioni che in parte sono nuove ed in parte anche utili agli effetti dell'economia nelle costruzioni sollecitate dinamicamente.

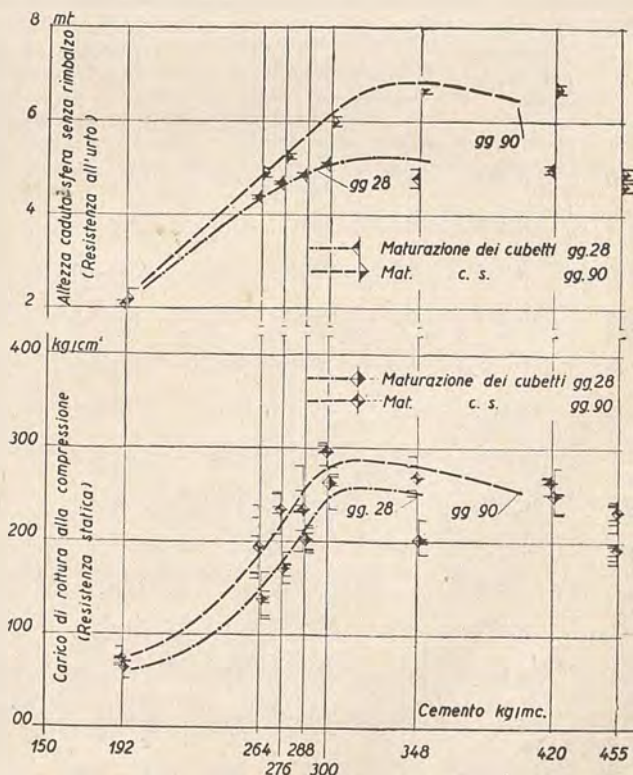
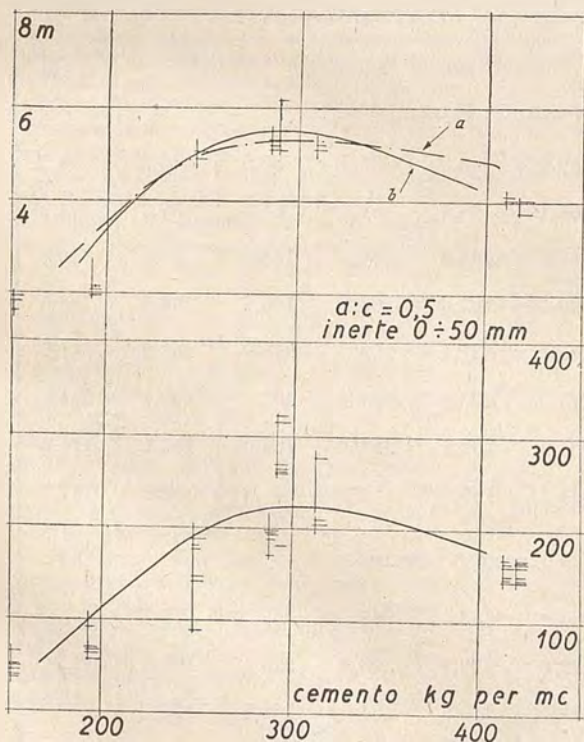


Fig. 8, 9 - Raffronto dei calcestruzzi ottenuti variando progressivamente la granulometria dell'inerte e la quantità della pasta acqua-cemento.

TABELLA I - Calcestruzzi compatti secondo serie variabili di curve granulometriche

curva	vuoti l/mc	fattore acqua	cemento kg/mc	acqua l.	peso inerte kg.	altezza caduta m.	carico rottura compressione						
							valori singoli (kg/cmq.)						valore medio Kg./cmq.
prove a 28 giorni; dimensioni dei grani dell'inerte 0 ÷ 30 mm.													
1	160	0,5	192	96	2050	2 ÷ 2,15	70,2	52,8	71,7	—	—	—	64,9
2	220	0,5	264	132	2100	4,35 ÷ 4,4	146,8	120,6	168	135	140,9	117,8	132,2
3	230	0,5	276	138	2120	4,65 ÷ 4,7	155,6	107,7	162,9	176,2	189,2	176,2	172
4	240	0,5	288	144	2130	4,80 ÷ 4,9	189,2	215,2	209,6	192,1	218,3	192,1	202,7
5	250	0,5	300	150	2150	5,05 ÷ 5,10	269,2	234,4	222,1	260,2	279,3	190,7	263
6	290	0,5	348	174	2070	4,6 ÷ 5	200,9	224,2	145,3	199,4	186,7	203,8	202,9
7	350	0,5	320	210	1990	4,9 ÷ 5,05	251,8	251,8	231,4	277,9	230	251,8	243,3
prove a 90 giorni; dimensioni dei grani dell'inerte 0 ÷ 30 mm.													
1	160	0,5	192	96	2050	2 ÷ 2,4	73,2	86,2	53	68,8	76	67,3	74,3
2	220	0,5	264	132	2100	4,8 ÷ 5	20,5	225,6	238,3	167,0	161,5	165,9	194
3	230	0,5	276	138	2120	4,3 ÷ 5,2	216,9	230,1	237,3	208	253,3	251,8	223
4	240	0,5	288	144	2130	5,3 ÷ 5,2	189,2	211	232,9	280,7	254,7	238,7	234,3
5	250	0,5	300	150	2150	5,9 ÷ 6,10	302,3	305,2	234,4	295	282,2	—	296,1
6	290	0,5	348	174	2070	6,6 ÷ 6,8	256,2	248,9	280,7	225,6	292	195	296,4
7	350	0,5	320	210	1990	6,5 ÷ 6,8	167,8	220,7	263,5	251	280,7	263,5	263,3
8	380	0,5	455	228	1850	4,8 ÷ 5,0	199,4	177,3	219,8	181,9	187,3	195	193,4
8	380	0,5	455	228	1850	4,5 ÷ 4,7	244,5	225,6	212,5	241,6	241,6	—	233,1

TABELLA II - Calcestruzzi compatti secondo serie variabili di curve granulometriche

curva	peso cubetto medio kg.	fattore acqua	cemento kg/mc	acqua l.	altezza caduta m.	carico rottura compressione						
						valori singoli (kg./cmq.)						valore medio Kg./cmq.
prove a 28 giorni; dimensioni dell'inerte 0 ÷ 50 mm.												
1	8,884	0,5	142	46	1,8 ÷ 1,9	61	49,9	48,5	36,5	36,5	45,2	46,3
2	9.273	0,5	191	75	1,9 ÷ 2,05	91,9	64,4	64,4	67,3	64,4	57,2	74,2
3	9,964	0,5	247	123	4,8 ÷ 5,0	180,5	146,8	142,4	177,3	186,3	87,6	146,8
4	10,237	0,5	290	124	5,1 ÷ 5,3	179	199,4	187,8	168,8	196,5	196,5	188,0
5	10,398	0,5	292	146	5,5 ÷ 6,1	262	265	321,1	259	313,9	269,2	281,7
6	10,266	0,5	312	156	5,1 ÷ 5,2	219,8	173,2	225,6	203,8	208	199,4	204,1
7	10,228	0,5	417	209	4,0 ÷ 4,5	199,4	165,9	192,1	202,3	168,8	192,1	186,8
8	10,120	0,5	420	210	3,7 ÷ 4,0	158,5	145,3	165,9	148,3	142,4	162,9	147,2
prove a 90 giorni; dimensioni dei grani dell'inerte 0 ÷ 80 mm.												
1	8,883	0,5	142	46	2,0 ÷ 2,4	72	86	52	68	67	75	—
6	10,281	0,5	312	156	4,6 ÷ 4,9	237,3	192,1	199,4	248,9	215,4	198,0	215,2
7	—	0,5	417	209	4,0 ÷ 4,5	158,5	171,7	180,5	154	165,9	164,5	—
8	10,161	0,5	420	210	4,0 ÷ 4,4	195,0	209	214	170	205	—	—

Circa la granulometria si può concludere dimostrando categoricamente errata la vecchia pratica di incrementare le percentuali del granulato sabbioso, poichè i migliori impasti adatti ai nostri speciali usi sono quelli che realizzano elevate resistenze statiche, essendo più compatti ed architettati in modo da non offrire sensibili discontinuità nell'ordinata costituzione del materiale artificiale; alle stesse conclusioni porta la considerazione delle massime dimensioni tollerabili nei grani della ghiaia e del pietrisco: si debbono porre dei limiti superiori da non sorpassare, dipendenti dalla modalità di presa e maturazione dei leganti usati, allo scopo di evitare di predisporre in anticipo l'inizio di scoesioni del materiale, specialmente delicato sotto urto laddove venga a far difetto la continuità della materia.

Col tema delle aggiunte di « più fine », invece, si chiude qualche quesito ma se ne apre qualche altro: tutti però sembrano rientrare nel principio generale che occorre aver di mira la compattezza più spinta del calcestruzzo. Un impasto compatto fornisce i migliori getti resistenti ottimamente tanto staticamente quanto dinamicamente.

Questa conclusione di equivalenza, tratta raffrontando resistenze specifiche unitarie, non può però venire estesa alla

equiparazione delle attitudini di resistenza statica e dinamica delle strutture cementizie. Nelle strutture può rendersi necessaria una parzializzazione delle qualità specifiche dei calcestruzzi, dettata appunto dalla considerazione che nell'urto si ha una complessa e varia localizzazione di sollecitazioni. Di questo argomento, come ho già accennato (11), ho trattato ampiamente in altra sede, dimostrando e preconizzando per le corazzate in cemento armato un'era in cui dovrà venire abbandonato totalmente il concetto dell'efficacia protettiva di masse omogenee (e quindi amorfe) di materiali conglomerati.

Sotto questo aspetto, e sempre rimanendo in tema di calcestruzzi e non di cementi armati, può essere interessante percorrere fino in fondo la direzione di ricerca attinente alla forma dei grani dell'inerte (se cioè siano preferibili grani tondeggianti od oblungi oppure grani a superficie liscia o irregolare o scabra). Dalle nostre prove è apparsa una discordanza tra la teoria che vorrebbe la massima regolarità delle forme dei costituenti l'edificio artificiale del beton e la pratica che invece prevede nella irregolarità delle superfici un aumento di di aderenza tra malta ed inerte ed una compensazione alle inevitabili grossolanità conseguibili nei lavaggi degli

inerti in cantiere. Dalle prove di altri sperimentatori, reciprocamente ignoti ed intenti a percorrere differenti vie (17), sembrerebbe anche doversi concludere favorevolmente per quei grani che hanno una sola dimensione predominante sulle altre (la limatura di ferro degli americani e l'amianto dei francesi) poichè la presenza di questi grani oblungi incrementa la resistenza alla trazione dei calcestruzzi e di conseguenza la loro resistenza dinamica. Si ricordi che Klokner intravede una proporzionalità tra la resistenza dinamica e la funzione $\sqrt{k_c \cdot k_t}$, dove k_c e k_t sono rispettivamente la resistenza statica alla compressione ed alla trazione (18).

Augusto Cavallari Murat

(17) J. D. KNOX, *Impiego del ferro nelle malte per fondazioni di macchinario pesante*, Pubblic. U. S. I. S. Ingegneria, N. 7, 1946 (Compendio da «Steel», 4 giugno 1945); M. R. L'HERMITE, *Les chocs et les charges dynamiques dans la construction*, «Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics», Janvier-Fevrier 1938; M. R. L'HERMITE, *Recherches sur le choc* (Essais de la flexion par choc sur agglomérés d'amianto-ciment), «Annales de l'Institut technique du Batiment et des Travaux Publics», Mars-Avril 1939.

(18) F. KLOKNER, *Rapport entre la ténacité et la résistance de différentes sortes de ciment*, Kongressbericht, Zurich, 1932, B. II.

La conduttività termica del cemento

1. - Le proprietà dei materiali da costruzione formano un argomento di ricerche che si può dire inesauribile, sia per la loro varietà sia per le molte circostanze che possono intervenire a modificarle.

Il campo è talmente vasto che nemmeno per i materiali più comuni si può dire che le conoscenze siano veramente esaurienti. È questo il caso anche del cemento e dei conglomerati che ne derivano ed in particolare è il caso della loro conduttività termica che in questa comunicazione si intende di studiare brevemente.

La conduttività termica è legata alla distribuzione delle temperature nelle costruzioni, distribuzione che a sua volta determina le dilatazioni e le tensioni termiche. La stessa proprietà definisce le qualità coibenti dei cementi e dei conglomerati di tipo leggero.

2. - Il parametro caratteristico da considerare in questi studi è il coefficiente di conduzione termica, che si indicherà colla lettera λ e che rappresenta la quantità di calore che in una parete piana a facce isoterme dello spessore di un metro passa in condizioni di regime stazionario attraverso un metro quadrato di superficie, per ogni ora e per ogni grado centesimale di differenza di temperatura fra le facce (1).

Fra le circostanze dalle quali dipende il valore di questo coefficiente nei casi che qui interessano sono state particolarmente prese in considerazione le seguenti:

- il peso specifico apparente,
- la temperatura,
- la composizione,
- il tempo,
- l'umidità.

Come sarà di mano in mano specificato i valori che sono stati riportati sui grafici sono ricavati in parte dalle migliori raccolte di dati numerici e da pubblicazioni specializzate, in parte dedotti da esperienze eseguite nel Laboratorio di Fisica Tecnica del Politecnico di Torino.

Si è reso necessario un vaglio critico dei dati disponibili, appoggiandolo sull'analisi dei metodi di misura impiegati e delle cause di incertezza che non di

rado danno origine a notevoli dispersioni di punti.

Tali dispersioni, riscontrabili del resto anche per le proprietà meccaniche, non recheranno certo meraviglia agli specialisti di costruzioni in cemento ai quali sono destinate queste note. Difatti le cinque caratteristiche di riferimento ora indicate, scelte perchè suscettibili di valutazioni oggettive abbastanza precise, non sempre permettono di individuare in modo completo il materiale studiato, anche se di esso si forniscono ulteriormente indicazioni sulla composizione, l'origine e sulle modalità di preparazione.

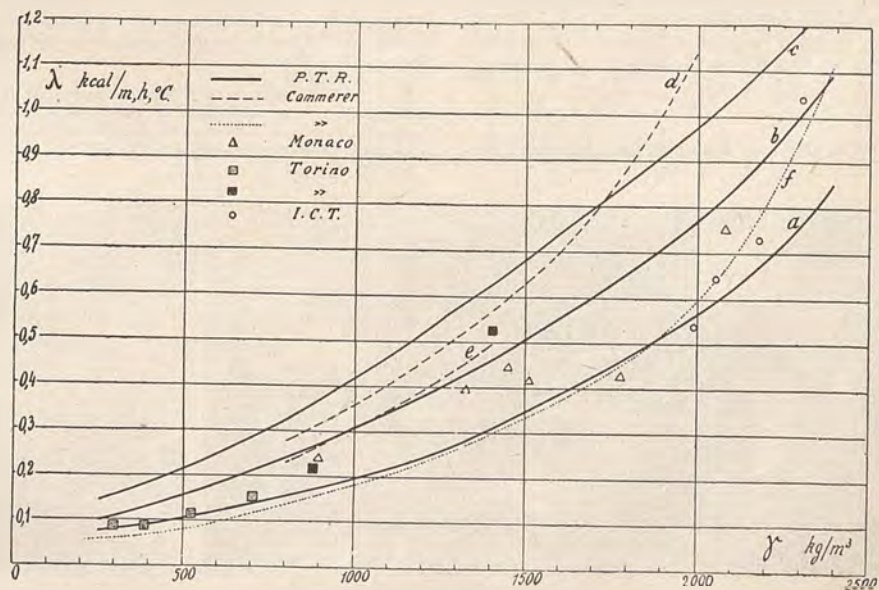


Fig. 1

(1) Per passare dalle unità inglesi alle nostre si moltiplica per 1,489.

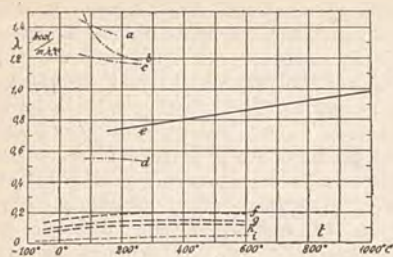


Fig. 2

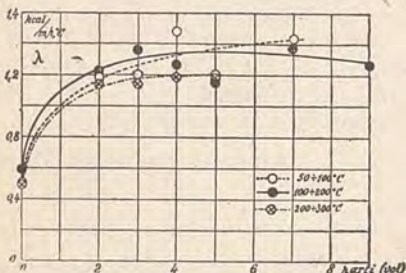


Fig. 3

Le discontinuità e disomogeneità di struttura, aventi dimensioni dalle molecolari alle macroscopiche, che pure influiscono grandemente sul delicato fenomeno della propagazione del calore, non sono evidentemente riproducibili con leggi rigorose di similitudine.

È dunque soltanto da medie statistiche fondate su valori razionalmente comparabili che è possibile ricavare dati di reale portata pratica.

3. - La grande influenza del peso specifico apparente, cioè del peso specifico dedotto per ciò che riguarda il volume dalle dimensioni esterne dei campioni, è particolarmente visibile sul diagramma di Fig. 1, relativo a materiali a temperatura ordinaria, provati dopo vari mesi dalla presa.

Questo peso specifico vi è indicato colla lettera γ ed i valori che lo esprimono in kg/m^3 sono portati sull'asse delle ascisse.

Seguendo l'ordine delle lettere che contrassegnano le varie curve le linee a , b , c , rappresentano i risultati forniti dal Physikalisch Technisch Reichs-Anstalt (P.T.R.) di Berlino (2), rispettivamente per le condizioni di perfetta secchezza (essiccamento in stufa a 100° fino a costanza di peso), di secchezza normale (asciugamento all'aria libera con residui possibili di umidità dell'ordine del 5% in volume), di umidità pari a circa il 10% in volume.

(2) F. HENNING, *Wärmetechnische Richtwerte*, Berlino, 1938, pag. 74.

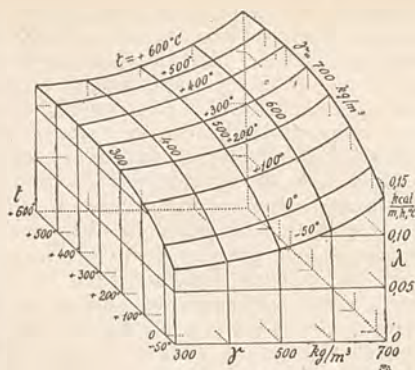


Fig. 4

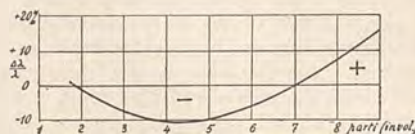


Fig. 5

Le linee d ed e sono fornite dal Cammerer (3) per le condizioni corrispondenti rispettivamente alle curve b ed a . Tuttavia lo stesso Autore fornisce a titolo indicativo la punteggiata f che dovrebbe valere genericamente per materiali da costruzione di composizione uniforme in istato di perfetta secchezza, e che va intesa piuttosto come una curva limite per materiali tecnicamente buoni.

Degli altri valori sperimentali registrati sulla figura e tutti relativi a materiali allo stato asciutto, quelli rappresentati con triangoli corrispondono a determinazioni eseguite nel Laboratorio di Fisica Tecnica del Politecnico di Monaco di Baviera (4), i quadratini a prove da me eseguite nel Laboratorio di Fisica Tecnica del Politecnico di Torino [i segni punteggiati sono relativi a cementi porosi, i soli provati col metodo della sfera, quelli neri a conglomerati alla pomice provati col metodo della lastra piana (5)], infine i circoletti a valori registrati nelle International Critical Tables (6) e riflettenti particolarmente esperimenti eseguiti in America e in Inghilterra.

(3) J. S. CAMMERER, *Die konstruktiven Grundlagen des Wärme-u. Kälteschutzes in Wohn-u. Industriebau*, Berlino, 1936, pag. 31.

(4) V. nota (3).

(5) Cfr. C. CODEGONE, «Su un apparecchio per la determinazione del coefficiente di conduttività degli isolanti in lastre». *L'Industria*, n. 15, 1930; «Risultati di alcune prove di trasmissione del calore» *ibid.*, n. 7, 1935.

(6) Vol. II, pag. 314.

I valori più bassi di λ e segnatamente quelli corrispondenti a densità apparenti minori di quella dell'acqua riguardano quei cementi o quei conglomerati cementizi detti genericamente «leggeri» e noti nell'industria sotto vari nomi anche in dipendenza della composizione e dei procedimenti di fabbricazione.

Nella zona corrispondente ai calcestruzzi ordinari l'ascesa del coefficiente di conduzione è rapida. Sono d'altra parte degni di nota i valori raggiungibili al disotto di circa 700 kg/m^3 e tali da far collocare questi materiali fra i coibenti. La legge media di accrescimento di λ con γ per materiali normalmente asciutti ed a temperatura ordinaria può essere espressa a titolo di orientamento dalla relazione:

$$\lambda = 0,07 + 0,15 \cdot 10^{-3} \gamma + 0,12 \cdot 10^{-6} \gamma^2$$

4. - Poco numerose sono le ricerche relative alla variabilità del coefficiente di conduzione termica colla temperatura.

Nella Fig. 2 le ascisse t rappresentano le temperature della faccia più calda dei campioni.

Le prove a , b , c , sono state eseguite da Carman e Nelson (7) su conglomerati ordinari di cemento Portland, sabbia e ghiaia nei rapporti rispettivi in volume di 1:4,3:4,0 per la linea a , di 1:2,4:2,3 per la b , di 1:1,2:1,1 per la c .

Gli stessi Autori danno per il solo cemento un andamento medio rappresentato dalla linea d .

Apparirebbe in genere una diminuzione più o meno rapida di λ colla t .

Le prove del Norton (8) su conglomerato di composizione 1:2:4 spinte fino a 1000°C accusano invece un accrescimento netto di λ e sembrano più attendibili.

Le curve f , g , h , riguardano una serie sistematica di esperimenti che ho eseguiti nel Laboratorio di Fisica Tecnica del Politecnico di Torino e per incarico del Centro di Studi sui Materiali da Costruzione del C.N.R. su cementi porosi di peso specifico γ pari rispettivamente a 700, 500 e 300 kg/m^3 circa.

Il metodo impiegato è quello della sfera di cui si è fatto cenno nel seguito. È da notare che i valori coprono tutto l'intervallo fra -50° e $+600^\circ \text{C}$.

Una rappresentazione prospettica di questi risultati riferiti a tre assi coordinati è stata eseguita in Fig. 4.

(7) University of Illinois Engineering Experiment Station-Bull. N. 122, pag. 29.

(8) *Journal of Am. Soc. of Mech. Eng.* Vol. 35, pag. 1012.

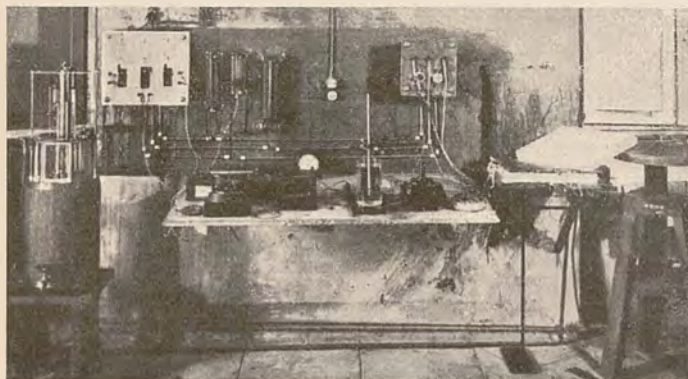


Fig. 7



Fig. 8

La piccolezza del valore di λ , che si desume dal confronto colla curva i relativa all'aria stagnante li designa quali coibenti termici di proprietà singolarmente costanti per un ampio tratto (una specie di « costantana » termica).

5. - Le esperienze di Carman e Nelson (9) rappresentate sulla Fig. 3 mostrano l'influenza che a varie temperature esercita la composizione del conglomerato. Sulle ascisse sono riportate le parti in volume per metà di sabbia e per metà di ghiaia, che accompagnano una parte di cemento tipo Portland mantenendo costante nelle varie prove la composizione granulometrica.

L'aumento di λ è molto rapido all'inizio, poi le variazioni divengono in media poco sensibili ed il risultato è di notevole importanza pratica. L'influenza della temperatura è probabilmente un poco mascherata da altre circostanze.

6. - Gli Autori Carman e Nelson già citati avendo eseguite prove su campioni di varia composizione dopo 28 giorni dalla presa, le hanno ripetute sugli stessi campioni dopo 120 giorni. Come mostra la Fig. 5 non si sono registrate variazioni apprezzabili di λ per le composizioni intorno a 1:2 e 1:7; diminuzioni varianti in modo regolare fino a circa il 10 % per composizioni intermedie; accrescimenti fino al 15 % per conglomerati più poveri di cemento, ciò che rivela l'influenza di fenomeni agenti in sensi opposti.

7. - La presenza di umidità nei materiali porosi altera profondamente il fenomeno della propagazione del calore non soltanto per la presenza di liquido nei piccoli meati, ma anche perchè in

conseguenza degli squilibri di temperatura fra zona e zona si può produrre una specie di migrazione di umidità dalla parte calda dove evapora alla fredda dove si condensa, migrazione che può essere accompagnata da un flusso cospicuo di calore. È difficile che in tali condizioni si possa stabilire un vero regime stazionario e ciò aiuta a spiegare le notevoli incertezze che dominano in questo campo.

Sta di fatto in ogni modo che la presenza di quantità anche modeste di umidità accresce in modo rilevante la conduttività termica e ciò è mostrato dall'andamento delle curve sia sul diagramma 6a sul quale gli aumenti percentuali di λ sono direttamente riferiti al contenuto in umidità, sia sul diagramma 6b sul quale è resa più evidente la concomitante influenza della porosità che è legata a γ .

8. - Fra i metodi di misura di λ il più comune è quello detto della lastra piana. La Fig. 7 rappresenta l'apparecchio impiegato nel Politecnico di Torino, apparecchio in cui si provano campioni quadrati di cm. 50 di lato e che comprende una piastra scaldante a resistenza elettrica munita di anello di guardia e delle casse metalliche a circolazione d'acqua, essendo le misure di temperatura eseguite con coppie termoelettriche (10).

La Fig. 8 rappresenta un altro apparecchio messo a punto recentemente nello stesso Politecnico, e fondato sul metodo della sfera. Occorre in tal caso che i campioni assumano la forma di sfere cave (diametro esterno 30 cm., diametro interno 15 cm.) costituite da due metà uguali sovrapposte.

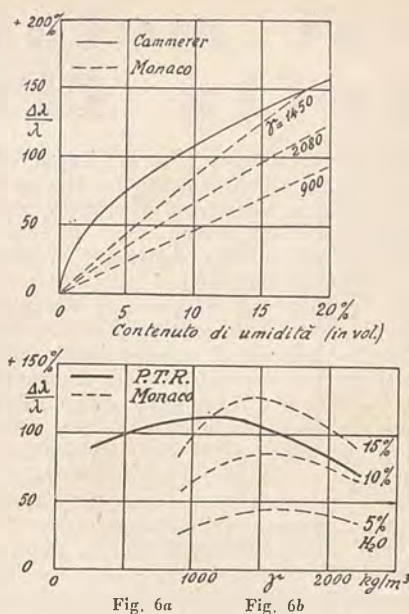


Fig. 6a

Fig. 6b

Nelle prove a temperature superiori all'ambiente la cavità è occupata da un corpo scaldante elettrico (11), in quelle a temperature più basse si ha invece un corpo raffreddante costituito da una sfera metallica a buona tenuta riempita inizialmente con anidride carbonica solida e comunicante coll'esterno mediante un tubetto.

Le determinazioni calorimetriche sono qui dedotte da semplici pesate (12).

Cesare Codegone

(11) Cfr. CODEGONE, «Misure di conduttività termica fino a 1300° C.», Ricerca Scientifica e Ricostruzione» n. 3-4, 1946: «La conduttività termica delle fibre di amianto», Il Calore, n. 1, 1946.

(12) Cfr. CODEGONE, «Misure di conduttività termica per pesate», Atti Acc. Scienze Torino, 1946.

(9) V. nota (7).

(10) V. nota (5).

Sui metodi di determinazione della finezza dei cementi

È nota l'influenza che la finezza di macinazione di un cemento ha non solo sulla relativa resistenza meccanica, ma specialmente sul ritiro, calore di idratazione, permeabilità, resistenza al gelo ed ai liquidi aggressivi.

La rapidità di idratazione dipende notevolmente dalla superficie attiva del cemento (finezza di macinazione); alle particelle più grandi (50-60 μ) occorrono alcuni mesi per raggiungere una idratazione equivalente a quella che nelle particelle più fini (5-20 μ) avviene in pochi giorni (1). Ma se ad una maggiore finezza corrisponde una maggiore rapidità di presa e quindi raggiungimento di più alte resistenze entro un minore periodo di tempo, d'altra parte vi corrispondono maggiori ritiri (fig. 1) ed aumento del calore di idratazione.

L'effetto della finezza di macinazione sulle temperature di presa dei cementi dipende però anche notevolmente dalla composizione del cemento, risultando sensibile per i cementi ferrici e per i cementi a basso tenore in C_3A (Bogue), mentre è risentito in misura minima per i cementi ad alto tenore in C_3A , analogamente a quanto si riscontra per le resistenze meccaniche (2). (Fig. 1).

Tuttavia una eccessiva finezza può presentare preoccupazioni in particolari impieghi quali le strutture a grandi masse di calcestruzzo, dove un forte sviluppo di calore può generare tensioni secondarie rilevanti.

* *

La determinazione della finezza, eseguita, secondo le modalità prescritte dalle norme di accettazione dei leganti idraulici, cioè mediante *setacciatura*, risulta però del tutto insufficiente a definire la granulometria dei leganti stessi, in quanto gli attuali sistemi di macinazione dei clinkers forniscono elementi con diametri assai inferiori a quelli rilevabili con la setacciatura. I setacci normalmente impiegati infatti hanno rispettivamente le seguenti aperture:

- con 900 maglie/cm 2 : circa 200 μ di lato
- con 4900 » » » 88 » »
- con 6200 » » » 75 » »

(americani)

Anche i setacci con 10.000 maglie/cm 2 , di cui gli Svizzeri studiano la possibilità di applicazione nelle loro norme, consentono al massimo di separare particelle di 66 μ di diametro.

D'altra parte le stesse modalità con cui viene eseguita la setacciatura costituiscono un sistema di misura empirico ed in ogni caso convenzionale. Influiscono infatti sui relativi risultati diversi elementi difficilmente controllabili, quali: la durata, lo stato d'uso del setaccio, lo scuotimento del setaccio (a mano o meccanico), la pulizia delle aperture,

l'aggiunta al cemento di materiali che possono favorire o meno l'attrito contro i fili, lo stato igrometrico dell'aria. Tutti fattori che influiscono sempre più sensibilmente quanto più si voglia analizzare a fondo la composizione granulometrica del cemento impiegando setacci con aperture di minori dimensioni.

Anche se condotta con le massime precauzioni che le modalità di prova consigliano, l'operazione della setacciatura comporta sempre sensibili errori, come si può rilevare dalla seguente tabella in cui si riportano gli scarti minimi, massimi e medi presentati da diverse setacciate di uno stesso cemento con setacci da 4900 e 10.000 maglie (4).

Lato maglie setacci	Cemento Portland normale			Cemento ad alta resistenza		
	N. prove	Scarto o/o		N. prove	Scarto o/o	
88	5	Minimo 5,2 Massimo 8,5 Medio 6,8	5,2 8,5 6,8	4	Minimo 14,6 Massimo 23 Medio 21,6	14,6 23 21,6
66	5	Minimo 5,2 Massimo 9,8 Medio 7,8	5,2 9,8 7,8	4	Minimo 11,7 Massimo 30,6 Medio 24,1	11,7 30,6 24,1

Pertanto attualmente le norme di accettazione dei cementi, di parecchi paesi, danno una importanza assai relativa alla operazione della setacciatura, indubbiamente inferiore a quella che vi si attribuiva in passato. (5).

(3) P. HALLER, *Schwinden und Kriechen von Mörtel und Beton*, « Discussion Bericht », n. 124, E. M. P. A., Zurigo, 1940.

(4) F. MATOUSCHEK, *Der Kornaufbau der Zemente*, « Holderbank Mitteilung », n. 27, maggio 1946.

(5) Nelle vigenti norme italiane il controllo della finezza col setaccio da 900 maglie/cm 2 è stato introdotto unicamente col criterio di rilevare la presenza di grumi (indici di cattiva conservazione) o corpi eterogenei provenienti da imperfetto funzionamento dei mulini (Cfr. DE-SIMONE, *La normalizzazione dei metodi di prova ed accettazione dei cementi in Italia*, « Annali L.L. PP. », 1937).

Le norme tedesche 1942 (DIN, 1164) prescrivono invece unicamente la setacciatura a 4900 maglie/cm 2 con relativo rifiuto inferiore al 20 %, per determinare la parte di legante che è stata macinata in modo sufficiente per garantire una grande superficie attiva atta a facilitare i fenomeni di idratazione.

Le recenti norme francesi (A.F.N.O.R.-P., 15/301a 310, marzo 1946) escludono addirittura per i cementi ogni controllo di finezza, considerando che le modalità di macinazione rappresentano un mezzo per raggiungere i requisiti prescritti per i leganti. Detto controllo è unicamente stato conservato per leganti inferiori (calci idraulici ed agglomeranti), da eseguirsi su setaccio a 900 maglie.

Se agli effetti dei requisiti di accettazione dei leganti idraulici al controllo della finezza non è data una fondamentale importanza, l'industria cementiera ha invece già da tempo (1900) riscontrato la necessità di determinare colla maggiore esattezza la composizione granulometrica dei cementi e di conseguenza la loro *superficie specifica* (superficie totale del materiale in cm 2 /g.) della cui entità sono funzione le proprietà sopra precedentemente accennate dei leganti (rapidità di indurimento, ritiro, calore di idratazione).

Per i cementi i metodi proposti ed adottati per la separazione delle particelle di piccole dimensioni sono essenzialmente:

- 1) Il metodo per sedimentazione
- 2) Il » turbidimetrico
- 3) Il » per levigazione in corrente d'aria.

Coi suddetti metodi si ottiene la separazione delle particelle di diversa dimensione (considerate teoricamente sferiche) utilizzando la diversa velocità di caduta delle particelle stesse, che è funzione del loro diametro, della loro densità e della viscosità del mezzo.

Tale velocità di caduta è espressa analiticamente dalla legge di Stokes che, nel caso in questione, cioè per velocità di caduta e diametro delle particelle che interessano i cementi, ha l'espressione:

$$V = \frac{1}{18} d^2 \frac{\gamma_1 - \gamma_2}{\eta} g$$

essendo:

V = velocità di caduta in cm/sec.

d = diametro particelle in cm.

γ_1 e γ_2 = densità particelle e del mezzo in gr/cm 3

η = viscosità del mezzo in kg/sec/mq.

g = accelerazione di gravità in cm/sec 2 .

Metodo per sedimentazione.

Per i cementi è applicato impiegando:

1) - Il *sedimentatore di Kühl-Czernin*, costituito da un tubo riempito d'alcool e fasciato da una resistenza elettrica. Il materiale da analizzare viene introdotto dall'alto mescolato col liquido, e successivamente prelevato inferiormente

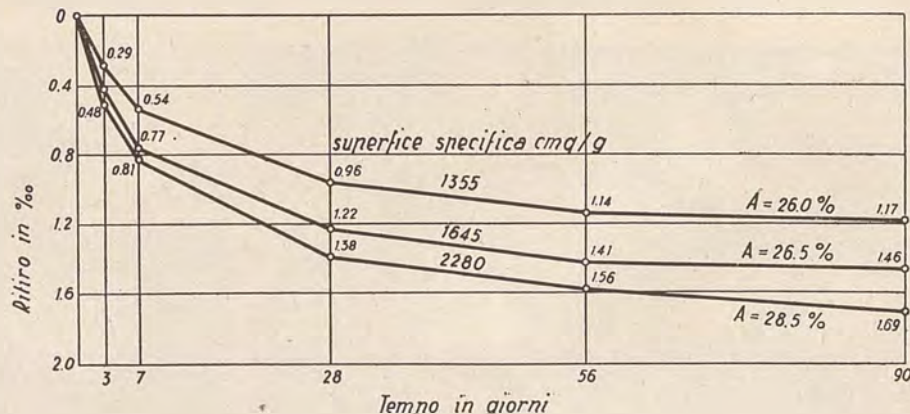


Fig. 1 b — Diagrammi di ritiro di prismi in malta normale (1:3) confezionati con i tre cementi suddetti. Stagionatura in ambiente con 50 % di umidità (metodo di Graph).

(1) Q. SESTINI, *Nuove tendenze nella fabbricazione e nel controllo dei cementi*, « Il cemento armato », 1936.

(2) L. SANTARELLI, *Ritiro e calore di idratazione dei leganti idraulici in rapporto alla loro costituzione ed al loro impiego*, « Il cemento armato », 1942.

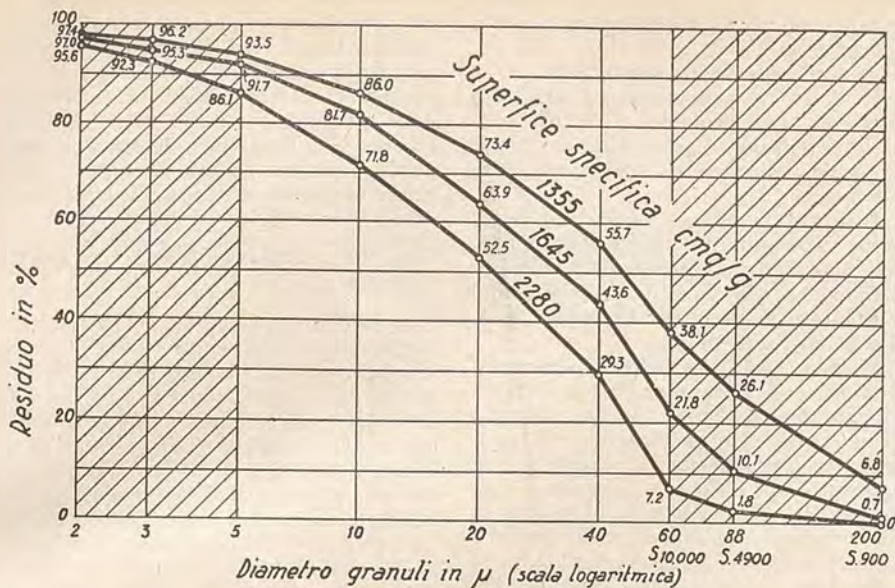


Fig. 1 a — Influenza della finezza di macinaz. sul ritiro (3). Curve di finezza di tre cementi determinate con setacciatura a 900 - 4900 - 10.000 maglie cmq. e con sedimentatore Andreasen-Esenwein (superfici specifiche per grani da 2 ÷ 200 μ).



Fig. 2 — Sedimentatore di Andreasen. (Nel cilindro viene introdotta una miscela di cemento in alcool, contenente circa 1 % di cemento in volume).

ad intervalli di tempo prestabiliti, essiccato e pesato. Tenuto conto della temperatura dell'alcool e quindi del peso specifico e viscosità si determina il tempo occorrente per la sedimentazione delle particelle di un dato diametro.

2) - Il cilindro di Andreasen (nella forma modificata dall'Esenwein) (6) che consiste (fig. 2) in una provetta graduata da 500 cm³, in cui pesca un tubo capillare di circa 20 cm., munito superiormente di un rubinetto a due vie, col quale si possono prelevare (pipettare), periodicamente e sempre allo stesso livello, campioni di 10 cm³ che vengono successivamente evaporati e pesati.

L'applicazione della legge di Stokes permette di stabilire gli intervalli di tempo necessari per prelevare materiale avente un determinato grado di finezza.

Si tratta di un apparecchio economico e di facile impiego, ma che presenta l'inconveniente di una eccessiva durata delle determinazioni, oltre ad un complesso di lavori accessori (pesate, calcoli analitici, manutenzione apparecchi, distillazione alcool, ecc.), per cui non può ad esempio essere impiegato per controlli giornalieri nelle cementerie, restandone l'uso limitato a controlli periodici o a ricerche particolari.

Nel caso di ricerche di particolare esattezza il sedimentatore di Andreasen presenta lo svantaggio dell'estrazione di tutte le particelle a mezzo dello stesso tubo. Una parte delle stesse vengono a depositarsi nel tubo stesso e successivamente trascinate dalle successive di diametro inferiore alterando quindi eventualmente i risultati (7).

Metodo turbidimetrico

Fra i vari apparecchi esistenti in proposito quello che per l'analisi granulometrica dei cementi è stato utilizzato con successo è il turbidimetro di Wagner, studiato e sviluppato dal «Cement Re-

ference Laboratory» del «Bureau of Standards U.S.» (8). (Fig. 3).

In questo apparecchio (fig. 3), un fascio luminoso, di intensità costante, spostabile verticalmente, attraversa un recipiente contenente una sospensione di cemento in petrolio rettificato. A mezzo di cellula fotoelettrica si misura in microampères l'intensità I del fascio luminoso che ha attraversato la sospensione. La superficie specifica delle particelle di diametro medio d è espressa (9) dalla

$$S_d = c (\log I_0 - \log I_d)$$

essendo:

I_0 e I_d l'intensità della corrente in mA, relativa rispettivamente al fascio luminoso attraversante il mezzo limpido (petrolio) e la sua sospensione contenente le particelle di diametro d .

c = costante di trasparenza, dipendente dalla qualità del cemento e determinabile mediante la:

$$c = \frac{12.000 W_{60}}{p(1,5 + 0,75 \log I_{7,5} + \log I_{10} + \dots + \log I_{55} - 11,5 \log I_{60})}$$

in cui:

W_{60} = peso particelle aventi diametro $\leq 60 \mu$.

p = peso specifico materiale.

Poiché l'intensità della sorgente luminosa è regolata per il valore di $I_0 = 100$ mA si ha:

$$S_d = c (2 - \log I_d)$$

Nel caso del cemento Portland, con peso specifico $p = 3,15$ gr/cm³, la superficie specifica per particelle di diametro fino a 60μ , risulta:

$$S_{60} = \frac{38 r (2 - \log I_{60})}{1,5 + 0,75 \log I_{7,5} + \log I_{10} + \dots + \log I_{55} - 11,5 \log I_{60}}$$

essendo r = percentuale passante attraverso il setaccio n. 325 (10).

Per determinazioni da eseguirsi normalmente, come ad esempio nei laboratori delle cementerie, e quando struttura e colore del materiale non variano sensi-

bilmente, l'operazione può essere semplificata confrontando un cemento, in cui è già nota la superficie specifica, col cemento da provare. È sufficiente in tale caso determinare l'intensità del raggio luminoso filtrato per le particelle da 60 , cioè I_{60} . In tale caso si ha:

$$\frac{S_{\text{cemento in prova}}}{S_{\text{cemento tipo}}} = \frac{2 - \log I_{60} (\text{cemento in prova})}{2 - \log I_{60} (\text{cemento tipo})}$$

L'impiego del turbidimetro di Wagner risulta però ancora notevolmente laborioso per controlli continuativi, richiedendo circa 1 ora e mezza per la determinazione dei quantitativi di particelle fino a 10 .

Metodi di separazione in corrente d'acqua.

(«elutration» in inglese, «Schlämmanalyse» in tedesco). È un comune procedimento di levigazione in cui una corrente d'aria sostituisce l'acqua nel trasporto delle particelle da separare.

Il prototipo degli apparecchi utilizzanti il suddetto criterio è rappresentato dall'apparecchio di Gonnell, normalmente impiegato dai minerari.

La separazione è effettuata con corrente d'aria ascendente in tubo verticale di diametro determinato. Volendo conoscere ad esempio il % delle particelle aventi diametro $\leq 30 \mu$ si regola la velocità della corrente d'aria ascendente in modo che sia eguale alla velocità di caduta delle particelle da 30μ . Pertanto quelle di diametro $< 30 \mu$ saranno asportate dalla corrente ed usciranno dalla apertura superiore, mentre quelle oltre i 30μ resteranno alla base del tubo.

Assumendo la viscosità dell'aria $= 1,82 \cdot 10^{-4}$ e considerando trascurabile il suo peso specifico rispetto a quello del cemento, la citata formula di Stokes diventa:

$$V = 3 \times 10^5 \times \gamma_1 \times d^2$$

in cui V è esclusivamente funzione del diametro d delle particelle e del peso specifico γ_1 del cemento.

Impiegando correnti d'aria con velocità variabili corrispondenti alle velocità di caduta di particelle con diametri diversi, si può ottenere un'analisi granulometrica analoga a quella fornita dal turbidimetro.

(6) A. ANDREASEN, *Feinheitsbestimmung durch Sedimentation*, «Zement», n. 19, 1930.

(7) In merito agli inconvenienti che può presentare l'estrazione di particelle da una torbida mediante pipetta si confronti l'accurato studio critico eseguito dal prof. ARIANO: *L'analisi granulometrica delle terre eseguita per sedimentazione da sospensione* («L'ingegnere», 1946), le cui considerazioni parzialmente possono applicarsi anche allo studio dei cementi.

(8) *Cement and Lime Manufacture*, ottobre 1940, vol. XIII, n. 10.

(9) A. GIANNONE, *Misura turbidimetrica della finezza dei materiali polverulenti*, «Industria Italiana del cemento», settembre 1936.

(10) La determinazione viene eseguita previa setacciatura su setaccio Standard n. 325 (norme americane), con apertura di 60μ , utilizzando il solo passato

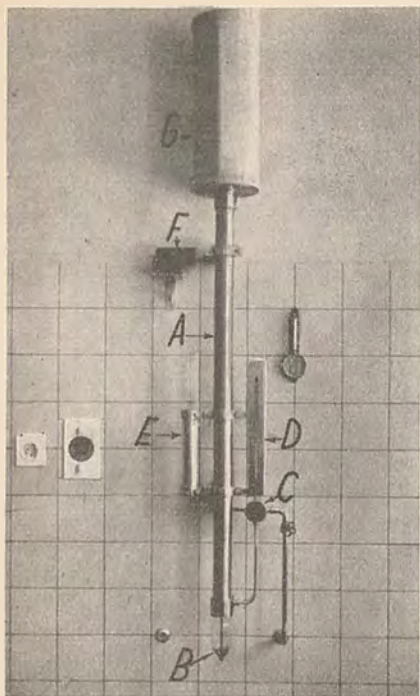


Fig. 4 — Separatore ad aria Pearson e Sligh.
a - tubo separatore.
b - recipiente in vetro.
c - rubinetto a tre vie per distribuzione aria.
d - manometro ad aria.
e - regolatore di pressione.
f - motorino con martelletti.
g - collettore di polvere.

Fluorometro Pearson e Sligh.

Tra gli apparecchi che realizzano il criterio di separazione con corrente d'aria, derivati, come si è detto, da quello di Gonnell, merita una particolare illustrazione il fluorometro di Pearson e Sligh nella sua recente modificazione studiata e realizzata dai laboratori di ricerca del gruppo cementiero svizzero Holderbank (11). In tale apparecchio (fig. 4), ogni operazione è resa automatica e di conseguenza ne risulta aumentata l'esattezza delle determinazioni. (Fig. 4).

L'apparecchio è costituito da un tubo separatore (A) propriamente detto, in lamiera inossidabile ($\varnothing = m/m 55$, $l = m. 1,55$), reso nell'interno perfettamente liscio. Inferiormente al tubo è fissato, mediante anello in bronzo, un recipiente cilindrico in vetro (B) terminante con una parte conica. Attraverso il suddetto anello in bronzo passa il tubo che porta l'aria e che si prolunga internamente in prossimità del fondo conico del recipiente di vetro. Detto tubo termina con una estremità calibrata di diametro intercambiabile a seconda del diametro delle particelle che si vogliono separare. Così a diametri del tubo di $m/m 1-2-3$ corrispondono particelle di diametro $= 15-30-50 \mu$.

La corrente d'aria è fornita da un piccolo gruppo motore-ventilatore, analogo a quello degli aspiratori di uso domestico. Per ottenere una corrente d'aria a pressione costante è inserito sulla tubazione di arrivo una scatola di

distribuzione (C) a 3 vie rispettivamente collegate:

- a) - all'apparecchio separatore
- b) - ad un manometro ad aria (D)
- c) - ad un regolatore (E) costituito da un tubo in vetro immerso in un lungo vaso cilindrico, contenente acqua.

L'altezza di pescaggio del tubo regolatore viene stabilita in modo da ottenere, sul manometro, la pressione desiderata. Variando la pressione d'aria fornita dal ventilatore si verificano fughe di bolle d'aria dal regolatore.

Il tubo separatore viene colpito periodicamente da due martelletti, azionati da motorino (F), per impedire aderenze di particelle fini nell'interno del tubo stesso. Superiormente al separatore è applicato un collettore di polvere (G), in flanella di lana distesa su gabbia di filo metallico, per impedire che le particelle trasportate dalla corrente d'aria si diffondano nell'ambiente. Internamente al collettore è disposta una superficie troncoconica metallica che evita la caduta nel separatore delle particelle trasportate.

La determinazione viene eseguita su un campione di 5 gr. di cemento, previamente essiccato a 105° , che viene introdotto nella parte inferiore conica del separatore.

L'insufflamento dell'aria alla pressione occorrente per separare particelle di un determinato diametro (dedotta in precedenza con l'uso di una polvere campione) viene mantenuto automaticamente per 25". Terminato l'insufflamento si pesa il residuo, costituito da particelle di diametro superiore a quello prefissato per la determinazione.

Il metodo migliore per la regolazione ed il controllo, dell'apparecchio descritto, si ha impiegando una polvere campione, con granulometria determinata preventivamente mediante misure microscopiche. Consigliabile quale polvere campione lo spato fluore che presenta il vantaggio di inalterabilità all'aria ed un peso specifico assai vicino a quello dei cementi. Mediante la polvere campione si controlla periodicamente la pressione dell'aria occorrente per ottenere la separazione di particelle di un dato diametro e cioè in quanto tale pressione varia lievemente con la temperatura e lo stato igrometrico dell'aria.

Occorre notare che le determinazioni granulometriche eseguite con l'apparecchio descritto non presentano una asso-

luta precisione, come del resto non la presentano gli altri di separatori accennati (sedimentatori e turbidimetri). Una più esatta determinazione del diametro delle particelle può solo ottenersi con successivi rilievi microfotografici eseguiti sulle varie categorie di particelle ottenute coi separatori suddetti (12).

Confronto fra turbidimetri e flurometri.

Il turbidimetro di Wagner ha notevoli applicazioni negli Stati Uniti. Già lo troviamo applicato per l'esame dei cementi della diga Hoover nel 1934, e dal 1940 è stato introdotto nelle norme americane per l'accettazione dei cementi (13). Sembrerebbe quindi logico che, anche da noi, detto apparecchio dovesse venire adottato su vasta scala, contrariamente a quanto si è invece finora verificato.

Effettivamente il turbidimetro costituisce un metodo di misura dotato di originalità, in quanto permette di determinare immediatamente la superficie specifica di un cemento che in definitiva ne rappresenta la sintesi della struttura granulometrica. D'altra parte non si deve ritenere privo di inconvenienti, in quanto:

1) Per un laboratorio di officina costituisce un apparecchio notevolmente delicato e richiedente una particolare pratica da parte dell'operatore.

2) Le impurità ed i materiali aggiunti al clinker (gesso, scorie di alto forno, inerti, ecc.) hanno una notevole influenza sui risultati delle determinazioni (14).

(12) Cfr. in proposito: L. ZUCCHINETTI, *Il controllo della finezza dei cementi* (Istituto Sperimentale Stradale), rivista «Le strade», agosto 1935.

(13) Le norme americane non hanno effettivamente il carattere obbligatorio di quelle di altri paesi (come il nostro). Tuttavia occorre tenere presente che il turbidimetro descritto è stato adottato e divulgato dai laboratori del «Bureau of Standard» di Washington, di cui è nota l'autorità nel campo tecnico-scientifico.

(14) Le determinazioni di finezza, eseguite con gli apparecchi descritti (sedimentatori, turbidimetri, separatori ad aria), applicando la legge di Stokes presuppongono un peso specifico delle particelle uniforme. Le stesse particelle di clinker non presentano però la stessa densità, risultando per le particelle finissime (5μ), inferiore anche del 10 % (a seconda del tipo di cemento) di quelle delle particelle medie e grandi ($50-100 \mu$).

La presenza di componenti di diverso peso specifico viene naturalmente ad alterare l'andamento del fenomeno di caduta (pesi specifici: clinker $= 3,15$; scorie di alto forno $= 2,85$; ghiaia silicea (usata come inerte) $= 2,72$). Sotto questo aspetto il funzionamento di tutti i vari separatori e non del solo turbidimetro,

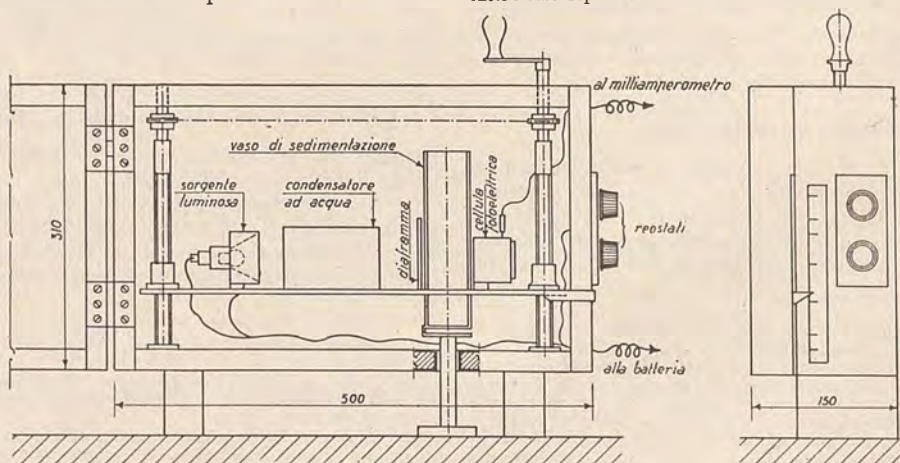


Fig. 3 — Schema di turbidimetro di Wagner.

(11) F. GUYE, *Méthodes nouvelles pour la détermination de la finesse des ciments*, «Jahresbericht 1943 des Vereins Schweizerischer Zement-, Zalk- und Gips-Fabrikanten».

3) Deboli variazioni di colorazione del cemento anche dell'ordine di quelle che si possono verificare nella produzione di una stessa officina, possono analogamente alterare i risultati delle determinazioni.

I separatori ad aria forniscono risultati sufficientemente esatti unicamente per i diametri $\geq 30 \mu$. Per tali dimensioni l'errore medio risulta $\pm 1\%$ (15). Per la separazione dei granuli di diametro inferiore ai 30μ occorre un tempo considerevole (per i granuli di 10μ è necessaria almeno un'ora di ventilazione). Si verifica di conseguenza una frantumazione delle particelle per attrito fra loro, con determinazioni di percentuali in granuli fini (sotto i 30μ) superiori a quelle effettive. Inoltre risultando le determinazioni di notevole durata si può verificare la possibilità durante la determinazione stessa di variazioni delle condizioni ambiente (temperatura, stato igrometrico).

I separatori ad aria potrebbero essere efficacemente impiegati qualora per definire la composizione granulometrica di un cemento fosse sufficiente conoscere la percentuale in peso delle particelle maggiore di un dato diametro, risultando in tale caso l'operazione ridotta ad una sola determinazione.

Vari tentativi sono stati fatti da tempo per determinare la legge matematica con cui, nella macinazione dei clinker, si distribuiscono le particelle di vario diametro (16).

Sono noti in proposito gli abachi di Haegermann (generalizzati dal Giannone per materiali polverulenti con finezza superiore a quella dei cementi) (17), tracciati in base all'equazione:

$$(I) \quad y^k = ax$$

essendo:

$y = \%$ in peso di particelle con diametro $\leq x$ (in μ).
 $a, k =$ costanti.

incerto. In più nel turbidimetro oltre alla diversità di peso specifico interviene anche la variazione della costante di trasparenza c .

In proposito però il Giannone ha dimostrato che per deboli variazioni di peso specifico (quali ad es. quelle delle miscele di clinker e loppa), possono ancora essere impiegati i separatori che utilizzano la legge di Stokes assumendo tempi di caduta intermedi fra quelli relativi alle due densità, realizzando un errore massimo del 3-4 %. Per l'impiego del turbidimetro la miscela può considerarsi come una sostanza unica di peso specifico medio p e con una costante di trasparenza funzione delle costanti analoghe dei componenti la miscela. (Si cfr. in proposito: A. GIANNONE, *Distribuzione granulometrica e superficie specifica dei miscugli binari di materiali polverulenti*, «Industria Italiana del Cemento», 1937).

(15) F. MATOUSCHEK (memoria citata).

(16) Le interpretazioni matematiche della distribuzione granulometrica di un cemento partono generalmente dall'ipotesi di considerare unicamente i granuli di diametro medio, escludendo cioè le particelle finissime ($0-5 \mu$) e le grosse (oltre i $60-88 \mu$) costituenti queste ultime il rifiuto sui setacci di 10.000 e 4900 maglie cmq. (corrispondenti alle zone tratteggiate della fig. 1). L'ipotesi, agli effetti delle caratteristiche del cemento, è perfettamente ammissibile, in quanto i granuli finissimi si idratano molto rapidamente per cui non vengono ad avere una influenza sensibile sulla resistenza. I granuli di diametro $> 88 \mu$ analogamente hanno un ruolo secondario nell'indurimento data la lentezza con cui si verifica la loro idratazione. Sono quindi i granuli tra i 5 e gli 88μ quelli che determinano le caratteristiche del cemento per quanto riguarda la sua finezza di macinazione. Risulta pertanto ampiamente sufficiente potere interpretare matematicamente le curve di finezza entro tale intervallo.

(17) A. GIANNONE, *Abaco per la determinazione della distribuzione granulometrica di materiali polverulenti*, «Atti X Congresso Internazionale di Chimica», Roma, 1938.

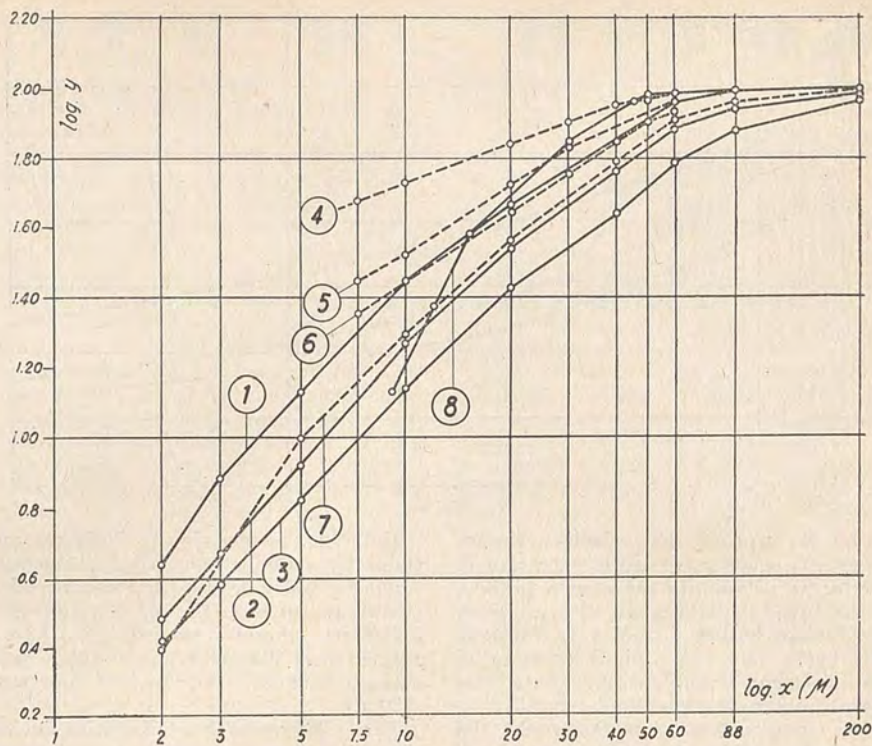


Fig. 5

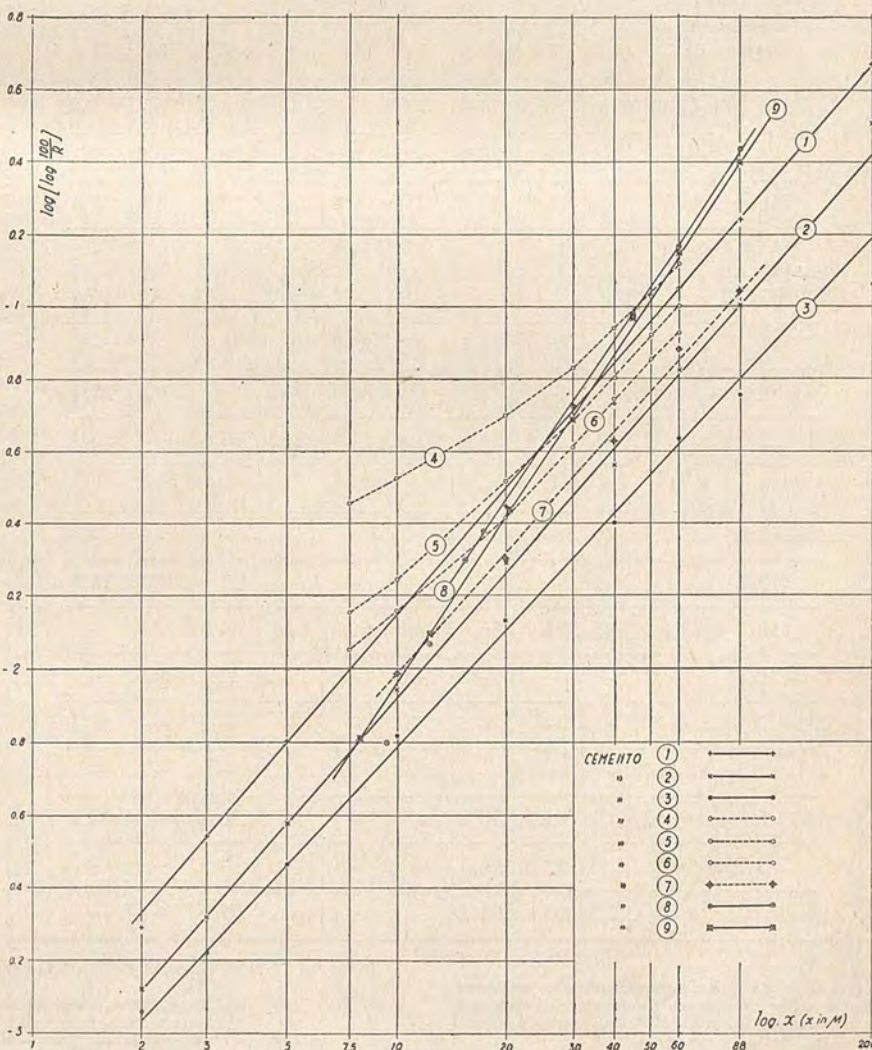


Fig. 7

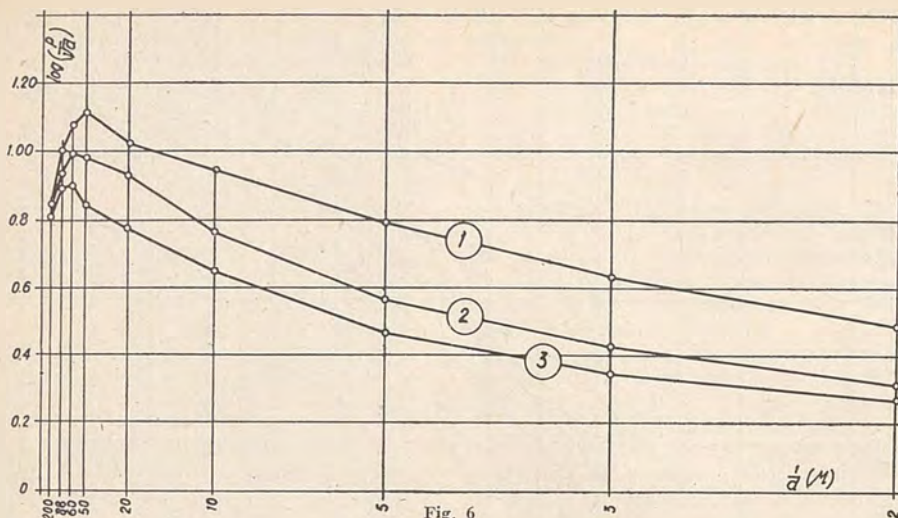


Fig. 6

La (I) esprime una relazione lineare tra $\log y$ e $\log x$, di cui si è cercato di verificare la validità nel campo pratico, tracciando i diagrammi di variazione del valore logaritmico di y in funzione del $\log x$ per vari tipi di cemento di composizione granulometrica nota mediante determinazione sperimentale.

Le composizioni granulometriche dei cementi considerati, risultavano le seguenti (18):

Dalla fig. 5, che riporta i diagrammi suddetti; risulta che la relazione lineare fra $\log y$ e $\log k$ è verificata con sufficiente approssimazione unicamente per i diametri compresi tra i 10 ed i 60 μ , mentre non è assolutamente valida per diametri anche lievemente superiori ai 60 μ .

Per l'interpretazione analitica della composizione granulometrica dei cementi è anche stata proposta in qualche caso

(19) la legge di Roller, espressa dalla:

$$(II) \quad P = a d^{1/2} e^{-b/d}$$

essendo

$P = \%$ in peso con particelle $\leq d$ (in μ).

$a, b =$ costanti.

Detta relazione fornisce:

$$\log \frac{P}{d} = \log a - 2,303 \frac{b}{d}$$

ossia una relazione lineare tra il logaritmo del 1° membro ed il reciproco di d , che però (come risulta dai diagrammi della Fig. 6, che rappresentano graficamente la suddetta relazione per tre cementi, tra quelli precedentemente considerati, non è verificata praticamente se non per diametri minimi (inferiori ai 10 μ) ed anche in questo caso solo con scarsa approssimazione. (Fig. 6).

Un più vasto campo di applicabilità presenta invece la legge di Rosin-Ramler (ricavata per la macinazione dei carboni). Tale legge è rappresentata dall'equazione:

$$(III) \quad R = 100 e^{-b x^n}$$

in cui:

$R =$ percentuale in peso delle particelle con diametro $\geq x$ (in μ).

$b, n =$ costanti del materiale.

Dalla (III) si deduce:

$$(IV) \quad \log (\log R - \log 100) = -(\log 2,303 b + n \log x)$$

ossia una relazione lineare tra $\log (\log \frac{100}{R})$ e $\log x$.

Rappresentando graficamente tale relazione per le composizioni granulometriche dei cementi considerati (fig. 7) si ottengono diagrammi che si possono ritenere rettilinei con sufficiente approssimazione per tutti i vari diametri presenti in un cemento fino ad 88 μ . (Fig. 7.)

Effettivamente le composizioni granulometriche contrassegnate coi n. 4-5-6 presentano un diagramma non rettilineo, tale cioè da far ritenere non verificata la legge di Rosin-Ramler. In proposito però si deve osservare che la composizione granulometrica n. 4 è relativa ad un materiale finissimo, corrispondente ad una superficie specifica = 3260 cmq/gr. quale non si riscontra comunemente nei cementi, anche se macinati ad alto grado di finezza.

Per quanto riguarda la insufficiente corrispondenza delle composizioni granulometriche nn. 5-6 (con superfici specifiche di 1800 e 2156 cmq/gr.) alla legge citata, come risulta dalla memoria da cui sono riportate, sono state ricavate (analogamente alla n. 4) impiegando il turbidimetro di Wagner, le rimanenti (nn. 1-2-3-7-8-9) che soddisfano con sufficiente esattezza alla (IV) risultano dedotte impiegando l'apparecchio di Andreasen-Esenwein. La relazione tra

$\log (\frac{100}{R})$ e $\log x$ per le suddette com-

posizioni nn. 5-6 presenta un andamento rettilineo unicamente oltre i 20 μ , allontanandosene invece per i diametri minori, per i quali si riscontrano percentuali inferiori a quelle fornite dalla legge di Rosin-Ramler. Ciò porta a concludere che per i diametri inferiori ai 20 μ la determinazione turbidimetrica può fornire risultati inferiori ai reali in special modo per materiali finissimi.

Giorgio Dardanelli

Percentuale peso con diametro maggiore di :	Cemento n.								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
200 micron	0,06	0,7	6,8	—	—	—	0,—	0,—	0,—
88 »	1,8	10,1	26,1	—	—	—	8,—	0,2	0,3
60 »	7,2	21,8	38,1	5,—	9,6	14,5	17,6	3,6	3,8
50 »	—	—	—	8,8	14,9	19,2	—	—	—
45 »	—	—	—	—	—	—	—	10,7	11,6
40 »	29,3	43,6	55,7	3,4	23,2	28,3	38,4	—	—
30 »	—	—	—	0,8	32,9	39,9	—	30,2	32,9
20 »	52,5	63,9	73,4	31,4	47,4	55,2	63,4	—	53,—
17,4 »	—	—	—	—	—	—	—	58,—	—
15,7 »	—	—	—	—	—	—	—	63,—	—
12,4 »	—	—	—	—	—	—	—	76,5	74,8
10 »	71,8	81,7	86,—	46,0	66,8	72,—	80,—	—	—
9,3 »	—	—	—	—	—	—	—	86,5	—
8 »	—	—	—	—	—	—	—	—	86,2
7,5 »	—	—	—	52,—	72,—	77,2	—	—	—
5 »	86,1	91,7	93,5	—	—	—	90,—	—	92,5
3 »	92,3	95,3	96,2	—	—	—	—	—	—
2 »	95,6	97,—	97,4	—	—	—	97,5	—	—

(18) Le composizioni granulometriche utilizzate sono riportate integralmente dalle seguenti memorie:
Cementi 1-2-3: P. HALLER, memoria citata nota 3.
» 4-5-6: A. GIANNONE, memoria citata nota 17.

Cementi 7 : F. GUYE, memoria citata nota 11.

» 8-9 : F. MATOUSCHEK, memoria citata nota 4.

(19) R. ARIANO, *Le caratteristiche dei granuli di cemento di diverse dimensioni*, Istituto Sper. Stradale, « Ricerche e Studi », 1938.

LA SCIENCE DU BÉTON

L'ensemble des connaissances sur les propriétés mécaniques et physiques des bétons, commence de nos jours, à sortir de l'empirisme et à mériter le nom de Science du béton. On a pu mettre en évidence un ensemble de lois qui relient entre elles, les propriétés mesurables. Lorsque les faits et les expériences s'accumulent, on finit par constater que ces lois qui paraissent embrouillées, à longue deviennent de plus en plus simples et accessibles au calcul courant.

L'exposé de la science du béton mérite d'y consacrer un volume, c'est ce que je ne manquerai pas de faire un jour, si le temps me le permet; cependant, on peut essayer d'en dégager les grandes lignes, et je vais tenter de le faire dans cet article.

La composition du béton en vue de sa qualité.

Le béton est composé de différentes matières premières qui sont l'agrégat (cailloux, graviers et sable), le liant hydraulique pulvérulent et l'eau qui en se combinant chimiquement au liant doit former un solide continu et résistant. Le premier problème qui se pose donc au constructeur est de rechercher quelle meilleure combinaison des éléments conduira au solide final possèdent les meilleures qualités.

Mais il faut savoir préalablement quelles sont les qualités cherchées.

La qualité habituellement considérée comme primordiale est la *résistance mécanique* à la compression. Or, on sait que la résistance à la compression croît avec la compacité, c'est à dire que le volume relatif des vides doit être réduit au minimum.

Une seconde qualité qui paraît avoir aussi une grande importance est l'*étanchéité*. C'est elle qui s'opposera à la pénétration des agents corrosifs du béton lui-même, donc à sa décomposition lente sous des eaux et des atmosphères diverses. C'est elle encore qui s'opposera à l'attaque et à l'oxydation des armatures dans les ouvrages en béton armé. Le corrosion des armatures est un grave danger, car ce phénomène s'accompagne d'un gonflement du métal et de l'éclatement du béton qui l'entoure, c'est-à-dire qu'il conduit à la ruine de l'ouvrage à plus ou moins longue échéance.

Cet accident est d'autant plus fréquent que la construction se trouve dans des ambiances corrosives, dans les eaux de mer ou les atmosphères marines en particulier. Là également, un béton est d'autant plus étanche qu'il est plus compact. Cependant le contact entre l'armature et le milieu peut encore se faire directement par l'intermédiaire des fissures et la qualité du béton doit être recherchée dans l'élimination de ces derniers. Il est certain que les fissures peuvent être provoquées par le manque de résistance du béton aux efforts mécaniques extérieurs et qu'elles peuvent être évitées par une judicieuse disposition des armatures. Cependant, elles sont souvent dues aux tensions internes provoquées par le retrait, raccourcissement

spontané du béton pendant son durcissement.

Il s'agit ici d'un phénomène complexe dans lequel interviennent non seulement la résistance et la compacité, mais encore la *ductilité* du béton, capacité d'allongement avant rupture. Nous reviendrons plus loin sur ce sujet.

Il semble bien, en résumé, que la plus grande compacité soit la qualité primordiale que l'on est amené à rechercher dans la composition d'un béton. C'est dans ce sens qu'ont travaillé les nombreux auteurs et c'est ce qui forme la base de cette technique maintenant courante que l'on appelle « Etude granulométrique ». Cependant, la plus haute compacité qui conduit à la plus haute résistance ne provoque pas à coup sûr, la plus faible fissurabilité. Or, dans beaucoup d'ouvrages, dans le bâtiment en particulier, la résistance est généralement surabondante pour les besoins de l'architecte, tandis qu'aucune garantie n'est donnée quant à la fissurabilité et même la perméabilité qui, en dernier ressort, assurent la durée de la construction. L'étude granulométrique enseigne que le meilleur béton est obtenu avec le minimum d'eau de gâchage, mais ne risque-t-on pas que ce béton sec soit mal mis en place, qu'il reste poreux et que les armatures soient mal protégées?

Il est loin de ma pensée de dire que l'étude granulométrique soit superflue, c'est au contraire une excellente et indispensable précaution. Elle doit cependant être faite avec le sens du praticien qui doit tenir compte des possibilités de mise en oeuvre, fournir une composition compatible avec les aléas du chantier, ne pas forcer l'obtention d'une résistance théorique incertaine, risquer des accidents plus probables. J'ai malheureusement l'impression qu'il n'en est pas toujours ainsi. Nous devons donc ajouter à la liste des qualités nécessaires que nous avons énumérées, celle de *possibilité de mise en oeuvre* de la fabrication à la mise en place.

La première phase de la mise en oeuvre est le mélange ou malaxage des agrégats. Ils sont versés à l'intérieur d'un ma-

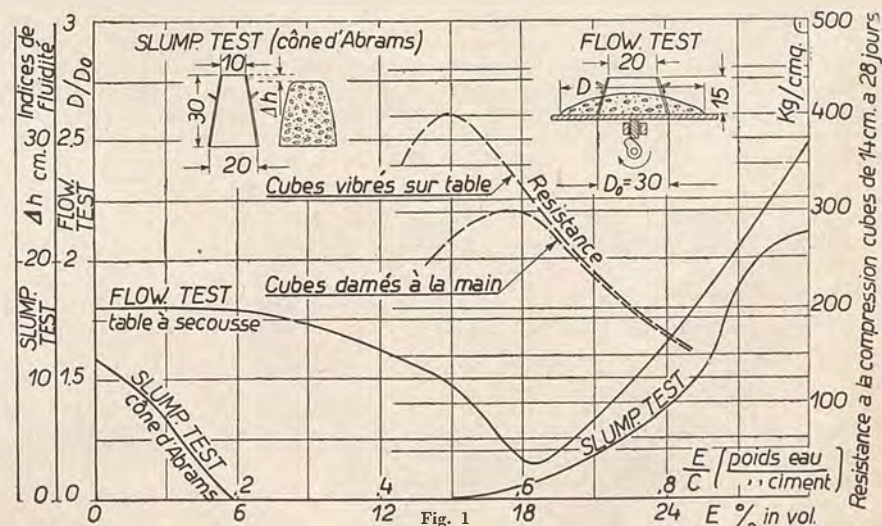
laxeur ou d'une bétonnière dans le but d'obtenir à la sortie, un mélange aussi uniforme que possible. L'expérience montre que cette opération sur laquelle on n'a pas toujours apporté une attention suffisante a une importance considérable. Les quelques essais que nous avons effectués montrent que le temps de malaxage ne doit être ni trop court, ni trop long, et cette durée dépend du type de béton utilisé.

Une durée de deux à trois minutes paraît en tout cas être indispensable, et contrairement à ce que l'on pourrait supposer, certains bétons perdent leur homogénéité sous l'influence d'un malaxage trop poussé; c'est le cas de bétons à granulométrie discontinue par exemple. Pour fixer les idées, disons qu'il est à peu près impossible d'obtenir un béton dont l'homogénéité soit garantie à moins de 5 % près. On obtient couramment une métérogénéité comprise entre 5 et 10 %, c'est à dire que les quantités retirées de chacune des classes de l'agrégat peuvent varier entre $\pm 10\%$ de la moyenne prévue. Jusqu'à 25 et 30 % d'hétérogénéité l'aspect du béton ne change pas et l'oeil ne peut suffire à reconnaître la variation de qualité. Or une telle hétérogénéité peut avoir des conséquences désastreuses quant à la qualité du béton durci. C'est pourquoi, il est nécessaire de faire appel à une technique capable de fournir une mesure précise de la régularité de composition du béton frais. Nous y reviendrons plus loin à propos du contrôle.

L'ordre d'introduction des éléments dans la bétonnière a également une influence sérieuse. Le mode de remplissage le plus efficace paraît être dans l'introduction préalable des éléments du mortier: eau, liant et sable, puis finalement les gros agrégats.

L'opération faite en sens inverse a pu donner dans certains cas une hétérogénéité allant jusqu'à 70 %.

Lorsque le béton est sorti de la bétonnière, il est conduit jusqu'au moule et subit pendant le transport des sollicitations diverses. Celles-ci ne peuvent avoir pour effet que d'accroître l'hétéro-



(D'après Giovanni Tournon. La vibration du béton frais - II Partie - Circulaire de l'Institut Technique du B.T.P. Février 1948).

généité sous l'influence d'un phénomène bien connu que l'on désigne sous le vocable de ségrégation. La ségrégation est le déplacement dans le sens de la gravité de plus gros grains de l'agrégat, et la remontée en sens inverse du mortier. La ségrégation est d'autant plus accentuée que le béton est moins visqueux, c'est à dire plus fluide. On a donc avantage à posséder un béton le plus visqueux possible et l'étude granulométrique doit en tenir compte. On peut y arriver par réduction de la quantité d'eau ou encore par adjonction d'une charge telle que le Kieselguhr, ou une résine synthétique émulsionnée. La mesure de la « ségrégabilité » peut être faite facilement en remplissant de béton un moule cylindrique, dont la hauteur est un multiple du diamètre. On mesure la hauteur du centre de gravité du moule aussitôt rempli, et on le soumet à un régime de sollicitations dynamiques approprié. Sous l'influence des vibrations, les éléments les plus volumineux descendent vers le fond du moule et, puisqu'ils sont plus denses que le mortier, le centre de gravité baisse. L'indice de ségrégabilité est alors proportionnel à la chute du centre de gravité rapportée à sa hauteur initiale. (Fig. 2).

Enfin la mise en place du béton dans le moule nécessite certaines qualités que l'on a groupées sous le nom générique de « *workability* ». On a pris l'habitude de la définir par un essai purement empirique qui consiste à mouler un tronc de cône: le cône d'Abrams, et à déterminer son affaissement au démoulage on peut encore mesurer l'aplatissement d'un pâté de béton en forme de marmite renversée, posé sur une table à laquelle on imprime un certain nombre de secousses. Mais ces mesures sont purement empiriques, car l'affaissement peut correspondre pour le même résultat à des bétons visiblement différents, et conduire pour un expérimentateur non averti à des erreurs grossières. (Fig. 1).

Elles ont l'inconvénient de tous les tests technologiques sans bases physiques suffisantes, et dont le chiffre ne peut se faire dans un système d'unité courant. C'est pourquoi nous avons cherché à rapporter les propriétés du béton frais à des notions exprimables dans un langage mécanique. A cet effet, nous avons construit un appareil grâce auquel on peut déterminer l'angle de frottement interne du béton par un procédé analogue à celui que l'on emploie pour la mesure de l'angle de frottement interne des terres. On constate alors que la valeur de cet angle donne avec celle de la viscosité,

les coordonnées suffisantes au classement des bétons, d'après leurs propriétés de mise en oeuvre.

Finalement, nous pouvons conclure que la composition d'un béton qui doit tenir compte de toutes les qualités à l'état initial, et à l'état final, est une question extrêmement complexe, et que la plupart des chercheurs qui se sont penchés sur le problème de la granulométrie, n'ont pas tenu compte de l'ensemble des besoins à satisfaire. Ils ont principalement laissé de côté le facteur d'hétérogénéité qui, nous l'avons vu, est loin d'être négligeable. Il paraît nécessaire dans une étude granulométrique de faire intervenir les erreurs probables qui peuvent être comptées pour un ordre de grandeur moyen de 20% et de voir quelle est la conséquence de ces erreurs sur la compacité, la résistance, la fissurabilité et les qualités de mise en oeuvre. Il ne faut pas oublier qu'un problème de granulométrie a généralement plusieurs solutions, et qu'il y a lieu de choisir celle qui permet le plus de latitude sur le chantier, celle pour laquelle une erreur accidentelle ne conduit pas à une catastrophe.

La mise en place du béton et la vibration.

Les qualités mécaniques d'une pâte fraîche de béton, nous venons de le voir, doivent être telles, qu'elles permettent une mise en place facile et homogène. La granulométrie doit tenir compte de la dimension des coffrages, de l'importance et de l'écartement des armatures. Ceci conduit à définir la grosseur des plus gros agrégats et amène à la notion d'effet de paroi. En effet, les grains du mélange touchent la paroi par leur surface, et leur centre s'en trouve obligatoirement éloigné d'une distance correspondante. Comme cette distance est différente suivant la grosseur, il ne résulte près des surfaces limites, une zone de granulométrie perturbée. Il est d'ailleurs facile d'en tenir compte, mais il faut cependant s'en préoccuper.

Le mode de mise en place le plus courant a lieu par simple piquage qui permet l'introduction de la matière dans tous les vides du moule, à condition que l'opération soit bien conduite. On constate cependant que le béton le plus sec et qui, en principe doit être le plus résistant est aussi le plus difficile à placer. Il possède un angle de frottement interne élevé qui s'oppose à son déplacement. Les praticiens ont donc tendance à diminuer cet angle de frottement, à augmenter la fluidité par un accroissement de la quantité

d'eau de gâchage. Ils sont arrivés de cette manière de remplir convenablement les coffrages, mais au détriment de la résistance, bien entendu. Il y a donc là à trouver un compromis que l'on doit laisser à l'appréciation du constructeur. Mais, cette eau supplémentaire qui a servi à améliorer le coulage peut être enlevée par la suite, et le béton serré par une opération encore peu répandue (à peu près inusitée en France pour le moment) que l'on appelle la succion (Vacuum Concrete). Sur la surface libre du béton et même à l'intérieur, des coffrages peuvent être placées de larges ventouses formées par un treillage métallique fin derrière lesquelles on fait le vide et qui absorbent une partie de l'eau en excédent, tout en laissant le ciment en place.

Ce procédé ne semble pas, malheureusement, pouvoir être employé d'une manière courante sur les chantiers, et l'effet de la succion ne se fait pas sentir très loin en profondeur. Mais il y a tout lieu de croire qu'il peut rendre des services intéressants pour les pièces de faible épaisseur, telles que les dalles par exemple, et les éléments fabriqués en atelier.

On peut encore envisager le serrage du béton, grâce à un essorage par centrifugation et par compression. La compression cependant ne permet pas un gain considérable de compacité à cause, justement, des frottements internes qui s'opposent aux mouvements relatifs des grains, et qui conduisent rapidement à leur écrasement si la pression devient trop élevée.

Il reste heureusement une dernière ressource qui réside dans la vibration. Ce procédé est bien connu, il est même très employé, mais son mécanisme intime reste encore assez mystérieux. On peut même dire que les constructeurs qui vibrent le béton, savent que cette opération améliore sa qualité, mais en ignorent la raison. Il en résulte que la vibration est souvent mal employée, que souvent elle ne conduit pas à l'effet escompté, et que quelquefois, elle fait plus de mal que de bien. C'est cette lacune que j'ai cherché à combler lorsque, il y a quelques années, j'ai entrepris aux laboratoires des recherches à ce sujet. Nous sommes arrivés maintenant à une conception précise et utilisable du phénomène de vibration que nous allons résumer.

Commençons par une expérience simple en remplissant de béton frais une boîte coupée en deux par un plan horizontal AB, (fig. 3), la partie inférieure de cette boîte étant solidement fixée sur une table. En supposant que le frottement

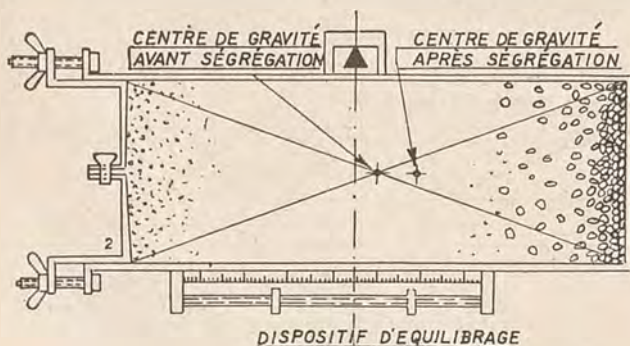


Fig. 2

(D'après Giovanni Tournon - v. note fig. 1).

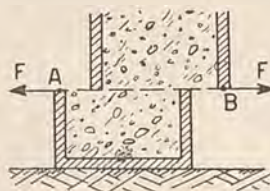


Fig. 3

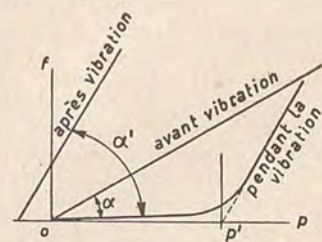


Fig. 4

du béton sur les parois soit nul, ou négligeable, la pression P qui agit sur le plan AB est égale au poids du béton qui se trouve au-dessus. Faisons agir une force F longitudinale qui aura pour effet de cisailier le béton suivant le plan AB . La force F , soit f par unité de section augmente jusqu'à une certaine valeur, puis le mouvement de cisaillement se poursuit pour f constant. Nous avons provoqué la rupture par cisaillement du béton.

Nous écrivons alors le rapport $K = \frac{f}{P}$.

Si nous augmentons la hauteur du béton dans la boîte, ou que nous plaçons sur celle-ci un couvercle coulissant en forme de piston et que nous surchargions ce couvercle, nous obtiendrons une nouvelle valeur de p et une nouvelle valeur de f . Nous constaterons que $K = \frac{f}{P}$ est

constant. Nous appellerons K le coefficient de frottement interne du béton. Nous en avons d'ailleurs parlé antérieurement en disant que c'était une caractéristique précise de sa nature mécanique. Si nous portons sur deux axes rectangulaires p en abscisses et f en ordonnées, toutes les valeurs de f dépendant de celle de p s'alignent sensiblement sur une droite (fig. 4) qui fait avec l'axe des abscisses un angle α , que l'on nomme angle de frottement interne. Pour un béton contenant 50% d'eau du poids de ciment, il est de l'ordre de 30° par exemple.

Mettons maintenant cette boîte sur une table vibrante et recommençons la suite des mesures en faisant croître p . Nous voyons que pour les premières valeurs de la pression on peut cisailier le béton sous un effort horizontal F nul ou négligeable. Le coefficient de frottement interne K s'annule. Cependant lorsqu'on atteint une pression assez élevée (entre 0,5 et 1 kg./cm² dans nos expériences) le cisaillement f nécessaire à produire la rupture devient mesurable, puis croît très vite (fig. 4). Entre une pression O et une pression p , le béton possède un coefficient de frottement nul: il réagit comme un liquide. Il est capable de s'écouler dans tous les sens et de pénétrer dans un moule comme un métal qui serait entré en fusion. Si nous arrêtons la vibration, et que nous recommençons l'opération du début, nous trouvons un nouveau coefficient de frottement plus élevé que celui de l'origine. Le béton à été serré, les grains qui le composent se sont imbriqués d'une manière plus intense les uns dans les autres. Il peut tenir sous un angle de talus naturel plus élevé, il possède une cohésion faible mais telle qu'on peut le décoffrer sans qu'il s'écroule. Mais ce qu'il y a de remarquable est que l'angle de frottement interne après vibration est le même que l'angle que fait la branche ascendante de la courbe établie pendant la vibration. Tout se passe donc comme si le béton était sous l'influence de la vibration, soumis à une pression négative qui aurait pour effet de la dilater et de s'opposer à la pression extérieure p . Tant que p est inférieure à cette pression d'expansion, le béton ne peut avoir de frottement interne, les grains tendent à s'écarter les uns des autres pendant des intervalles de temps suffisants pour que puisse se produire un déplacement relatif sans frottement.

Mais lorsque la pression p qui règne à

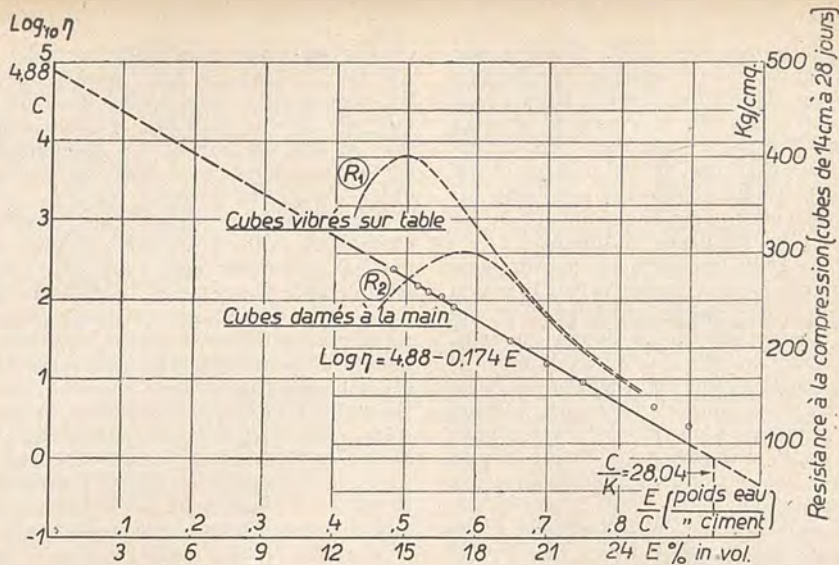


Fig. 5
(D'après Giovanni Tournon - v. note fig. 1).

un endroit déterminé et dans une direction déterminée devient supérieure à la pression d'expansion, ce phénomène de frottement interne apparaît à nouveau, le béton a perdu sa propriété de liquidité à la faveur de laquelle il peut posséder des mouvements relatifs internes et se serrer, la vibration n'a plus d'effet.

Nous avons recherché la cause intime de cette pression d'expansion qui est la clef de la vibration, et nous avons constaté qu'elle était due aux chocs mutuels des grains entre eux, at aux impulsions qui en résultent. Il y a ici quelque chose d'analogue à l'agitation des molécules d'un gaz activé par la chaleur qui par les chocs qu'elle provoque sur les parois du récipient conduit à une pression qui augmente avec la température. Cette analogie entre l'énergie calorifique et l'énergie vibratoire est d'autant plus éloquente qu'elle se poursuit jusqu'à la fusion apparente du béton, de l'état de terre humide à l'état liquide.

On peut d'ailleurs aller assez loin dans l'analyse du phénomène et l'on trouve mathématiquement que la pression d'expansion est proportionnelle au volume des vides, et à la racine carrée de l'énergie vibratoire qui régit dans l'élément de volume considéré. Mais ce milieu en vibration qu'est le béton ne voit pas tous les grains qui le composent se mouvoir périodiquement d'une manière analogue. Certains grains qui possèdent des liaisons et une masse appropriée vibrent en harmonie avec le vibreur. Ils ont une amplitude plus grande que ce dernier. Ils

sont en agitation et pour cela même sont les générateurs des impulsions et de la pression d'expansion qui en découle. Par contre, les grains de plus faible diamètre ont une amplitude plus faible qui tend à devenir égale à l'amplitude de mouvement moyen du milieu. Les grains plus gros ont eux aussi une amplitude plus faible, mais qui tend à devenir nulle quand la grosseur augmente. Il existe donc, dans la granulométrie une classe de grains nettement active. Par analogie avec la théorie générale des vibrations des systèmes amortis, nous l'avons appelée *bande passante*. On trouve alors que le diamètre moyen de la bande passante est d'autant plus petit que la fréquence est plus élevée. On peut s'en rendre facilement compte lorsque l'on constate que la vibration à haute fréquence d'un béton laisse les gros grains sensiblement immobiles, tandis que le mortier qui les entoure entre en liquidité, tout à l'apparence d'une gangue entourant les cailloux entrant brutalement en fusion, ceux-ci s'écoulant alors sous l'effet de la gravité.

La recherche de la vibration à utiliser ne doit donc pas être une augmentation à tout prix de la fréquence, mais la recherche de celle ou de celles qui intéressent une bande passante représentant un volume continu capable par sa fluidification de libérer les liaisons du squelette formé par les grains de diamètres supérieurs. Il faut choisir la gangue dont nous parlons et la faire fondre. La vibration à très haute fréquence (20.000 périodes par minute) agira sur le ciment et les fines, la vibration à

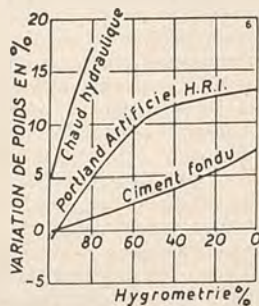


Fig. 6
(Aux ordonnées variations de poids, à 50 jours environ, de pâtes pures de différents ciments).

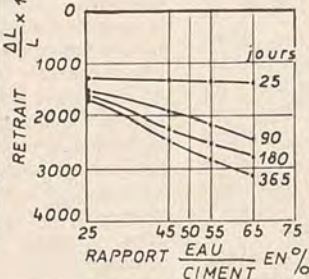


Fig. 7

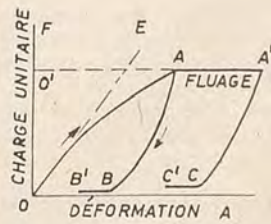


Fig. 8

fréquence moyenne (8000 périodes par minute) agira sur le mortier, la vibration à basse fréquence (3000 périodes par minute) agira sur le gravillon. Il peut même être intéressant, dans certains cas de superposer plusieurs fréquences, ce qui aura pour objet d'accroître le volume mis en mouvement par l'agitation et de lui assurer une meilleure continuité.

Nous avons vu que pour une pression inférieure à une certaine valeur (pression qui peut être simplement le poids propre des couches situées au dessus du point considéré) le béton devenait liquide. Il s'agit maintenant de spécifier les propriétés de ce liquide et ceci peut se faire par la mesure d'une propriété très simple qui est la viscosité. La méthode la plus simple que nous avons employée pour la détermination de la viscosité, est la mesure de la vitesse de déplacement d'une bille lestée à travers le béton. La viscosité (Fig. 5) est inversement proportionnelle à cette vitesse de déplacement qui représente par ailleurs la vitesse de ségrégation des cailloux les plus gros dans le sens de la gravité. Lorsque la pression augmente, la viscosité croît et tend vers une valeur très grande quand cette pression atteint la valeur limite de la pression d'expansion. Mais ce qui est plus intéressant encore est que la vitesse de serrage du béton pendant la vibration est inversement proportionnelle au coefficient de viscosité. Elle peut d'ailleurs s'exprimer par la formule:

$$V = -Q e p \left[1 - \frac{p}{p'} \right]$$

où e est le volume de vides à l'instant donné, p la pression hydrostatique qui règne au point considéré, p_1 la pression limite d'expansion (fig. 4) et Q une constante qui dépend du béton. On voit que la vitesse de serrage devient nulle quand $p=p'$. Il ne peut y avoir serrage que si le béton se trouve dans l'état de liquidité et la vitesse maximum a lieu lorsque $p=\frac{p'}{2}$.

Il reste un dernier point à examiner, c'est celui de la propagation de la vibration. L'énergie vibratoire est en effet appliquée à partir d'une source qui peut être la surface du coffrage ou celle d'une aiguille vibrante par exemple. Or une partie de cette énergie est absorbée au travers de chaque couche du béton qu'elle traverse et l'amplitude des vibrations qui en résulte va en s'amortissant.

Le coefficient d'amortissement, rapport entre l'énergie absorbée et l'énergie fournie permet de calculer le rayon d'action du vibreur. Disons que pour les bétons courants il est compris entre 5 et 15% par centimètre, et qu'il est proportionnel au volume des vides (eau comprise).

L'ensemble des principes que nous venons de citer, se traduit en lois simples et en formules qui s'expriment dans les unités mécaniques de la science de l'Ingénieur. Elles permettent donc le calcul préalable d'un système vibrant en tout état de causes.

Le durcissement et le retrait.

Le béton dont nous venons d'étudier la composition et la mise en oeuvre est destiné à faire prise et à durcir. Son durcissement dû à la réaction chimique qui se produit entre l'eau et le liant a pour

effet de provoquer un accroissement de la résistance mécanique à la rupture, mais il s'accompagne d'une variation de volume que connaissent tous les constructeurs sous le nom de retrait. Ce phénomène est extrêmement complexe et mérite qu'on s'y arrête quelques instants.

Commençons par faire une bouillie claire de ciment et d'eau que nous plaçons dans un ballon surmonté d'un tube capillaire de telle façon que la bouillie monte dans le tube et que nous puissions en repérer le niveau. Nous avons constitué ainsi une sorte de thermomètre que nous désaérons avant de sceller la partie supérieure du tube. Nous constatons en premier lieu une ségrégation de la poudre de liant vers le fond du vase, puis lentement, une baisse du niveau de l'eau dans le tube. Ceci vient de ce que les sels résultant de la combinaison eau-ciment ont un volume absolu plus faible que celui des constituants. Au bout d'un certain temps, nous sommes surpris de voir que le ballon éclate à l'emplacement où le ciment a fait prise. Cette rupture du verre est une conséquence de l'augmentation du volume apparent de la pâte devant un excès d'eau. Cette pâte est comme une sorte d'éponge dont le volume extérieur irait en augmentant tandis que le volume absolu de son squelette irait en diminuant. Il y a donc diminution de sa compacité. Par contre, si cette pâte avait été laissée en milieu sec, nous aurions vu son volume apparent augmenter pendant les premières heures, puis diminuer constamment: c'est le retrait.

Or, le retrait est d'autant plus élevé que l'atmosphère est plus sèche, c'est à dire que son hygrométrie et sa tension de vapeur sont plus faibles. Il est accompagné d'une perte de poids due à l'évaporation de l'eau qui varie dans le même sens.

Sans entrer dans les détails d'une théorie que nous avons récemment exposée (*) nous pouvons dire que l'explication du mécanisme du retrait se trouve dans la structure même de la pâte de ciment hydraté, mise en compression par les pellicules d'eau adsorbée qu'elle contient. Or, la tension de l'eau est d'autant plus grande que l'hygrométrie est plus faible et la compression qu'elle produit dans le squelette donne des déformations élastiques réversibles, et plastiques irréversibles. Mais on voit tout de suite que le phénomène de retrait est directement commandé par l'évaporation et la mise en équilibre des vides intérieurs du ciment avec l'atmosphère ambiante. Cette évaporation en un point déterminé, est d'autant plus lente que le point est plus éloigné de la surface libre. Il en résulte que les parties situées près de la périphérie raccourcissent plus vite que le noyau. Elles peuvent alors se mettre en traction, tandis que le noyau est comprimé. Des fissures se manifestent en surface si l'hygrométrie est trop sèche et que l'on ne prend pas de précautions spéciales d'humidification avant que les résistances aient atteint une valeur suffisante. Il en résulte encore que le retrait moyen d'une pièce se produit d'autant plus lentement que la pièce est plus volumineuse.

(*) L'HERMITE. Le retrait des ciments mortiers et bétons. Circulaire F. 37 de l'Institut Technique du B. T. P.

Toutes ces constatations expérimentales sont maintenant interprétées mathématiquement et font l'objet de lois et de formules dont les principales sont les suivantes:

1. - Le retrait est d'autant plus élevé que la tension de vapeur de l'air ambiant est plus faible. Pour les tensions de vapeur relatives θ supérieures à 60 % on trouve que:

$$\Delta = \lambda [1 - \theta]$$

où Δ est le retrait, λ une constante (voir fig. 6).

2. - Dans un mortier ou un béton, le retrait augmente en même temps que le dosage. Si Δ_c est le retrait de la pâte pure, le retrait Δ_b du béton sera:

$$\Delta_b = \frac{\Delta_c}{1 + \alpha \frac{V_a}{V_c}}$$

où V_a et V_c sont les volumes de l'agrégal et du ciment, et α un coefficient dépendant de la quantité d'eau de gâchage et de la nature des agrégats. Pour les bétons courants, on prendra $\alpha = 2.4$.

3. - A dosage égal le retrait augmente avec la quantité d'eau de gâchage suivant un rapport qui en première approximation peut être pris égal à $\left[\frac{E_a}{V_a} \right]^{5/3}$ (voir fig. 7).

4. - Le retrait augmente avec la finesse du ciment.

5. - Tous les sels minéraux connus et mis en solution dans l'eau de gâchage augmentent le retrait; il en est de même pour les poudres minérales incorporées au ciment.

6. - Le temps nécessaire pour obtenir un retrait moyen déterminé d'une pièce de béton est proportionnel au carré du rapport $\frac{\text{volume}}{\text{surface libre}}$

A titre d'exemple si une barrette de 5 cm de côté obtient les trois quarts de son retrait total en 80 jours, il faudra 8000 jours, soit 22 ans, pour qu'un poteau de 50 x 50 cm parvienne au retrait moyen.

Le retrait tel que nous venons de l'envisager, suppose qu'il s'agit sur des pièces libres de toutes liaisons externes ou internes. Dans le bâtiment, la plupart du temps, les éléments de construction ne sont pas libres de se contracter à cause de leurs liaisons réciproques. Il en résulte qu'elles subissent des tensions internes pouvant aller jusqu'à la fissuration ou à la rupture, ainsi que nous le disons plus haut. Considérons par exemple, un enduit placé sur un mur en maçonnerie. Cet enduit est sollicité par le retrait mais ne peut pas le suivre, car il est lié au mur. Il se met alors en traction et subit par rapport à sa forme libre des allongements élastiques et plastiques.

Si la plasticité est insuffisante et le retrait trop élevé, il se produit une rupture de traction et l'enduit fissure, il craquelle. Il se passe quelque chose de analogue dans la gaine de béton qui entoure une barre d'acier et la rupture peut alors avoir lieu par glissement de la barre ou par fissuration transversale.

Pour se rendre compte exactement de ce phénomène, nous avons imaginé une expérience qui consiste à mouler deux éprouvettes prismatiques du béton ou du mortier étudié, ces éprouvettes possédant des têtes élargies aux extrémités.

L'une des éprouvettes est laissée dans le moule, l'autre est démoulée. Le moule qui entoure la première s'oppose au retrait, la barrette de béton se met donc en traction sur les têtes élargies et le moule en compression. A l'aide d'extensomètres, on mesure la compression dans le moule et l'on en déduit le taux de travail de mise en traction spontanée du béton.

Au bout d'un temps plus ou moins long, l'éprouvette fissure. La courbe de mise en traction étant tracée, on en tire la charge de rupture. Il reste l'éprouvette témoin sur laquelle nous avons mesuré, entre temps, le retrait spontané et qui nous donne le jour de la rupture, l'allongement correspondant. Nous sommes donc en possession de trois chiffres: charge de rupture, allongement de rupture et âge de rupture sous longueur constante pour l'hygrométrie dans laquelle ont été conservées les éprouvettes.

Cette expérience, un peu compliquée peut être remplacée par un essai beaucoup plus simple et facilement réalisable au chantier. Il consiste à prendre un disque d'acier de 20 cm de diamètre par exemple et de 5 cm d'épaisseur, ou un anneau suffisamment épais. Ce disque étant posé à plat sur une tôle bien dressée, on coule tout autour une couronne de 5 cm d'épaisseur. (Ces dimensions peuvent être réduites ou augmentées à volonté). On démoule alors la paroi extérieure seule de la couronne après début de prise et on l'observe de temps à autre. Au bout d'un nombre de jours quelconque, on aperçoit une fissure. Ce nombre de jours est le temps de fissuration sous longueur constante qui peut éventuellement être rapporté au retrait au même âge d'une éprouvette témoin et à la résistance à la traction mesurée aussitôt. Ce temps de fissuration peut passer de 24 heures à une durée illimitée et peut très bien servir à caractériser un béton.

La déformation du béton.

Prenons une éprouvette de béton prismatique par exemple, et chargeons-la d'une manière uniforme et progressive: mesurons les déformations correspondant à ce chargement et sur deux axes rectangulaires portons en ordonnées les efforts unitaires F et en abscisses les déformations. Nous obtenons ainsi le diagramme de déformation. Celui-ci est constitué par une courbe $O A$ (voir fig. 8).

Déchargeons maintenant l'éprouvette, nous obtenons une nouvelle courbe $A B$.

$O'A$ est la déformation totale pour la charge OO' et pour la vitesse de chargement employée.

OB est la déformation résiduelle instantanée.

$(O'A - OB)$ est la déformation élastique instantanée.

Laissons maintenant l'éprouvette au repos. Nous constatons que, toute question de retrait étant mise à part, elle continue à se raccourcir et, au bout d'un temps assez long, la déformation résiduelle tend vers une valeur OB' qui est la déformation permanente ou déformation plastique. La grandeur de $(O'A - OB')$ est la déformation élastique totale. En général, si le chargement est rapide (quelques minutes), BB' est petit et peut être négligé devant OB . Mais, devant ces

multiples déformations qui se superposent, que nous devons appeler « Module d'élasticité »?. Il est en réalité multiple et l'on peut en distinguer en premier lieu plusieurs:

La pente de la droite AB donne le *modul d'élasticité instantané apparent* entre la charge correspondant à O' et zéro.

La pente de la droite AB' donne le *modul d'élasticité apparent différé* pour la même charge.

La pente de la droite OA donne le *modul de déformation apparent instantané* pour la même charge. Ce n'est pas un module d'élasticité puisqu'il comprend des déformations élastiques que nous avons éliminées dans la courbe de déchargement.

La pente de la droite OE , tangente à l'origine de la courbe de déformation est généralement considérée comme le module d'élasticité vrai. Cependant, il n'en est pas tout à fait ainsi. En réalité, on peut obtenir le *modul d'élasticité vrai sous charge nulle*, en appliquant un grand nombre de fois une très faible charge afin d'éliminer les déformations plastiques qui peuvent subsister, et en déterminant la déformation correspondante. Pratiquement, on opère par une méthode acoustique qui consiste à faire vibrer longitudinalement un prisme de béton et à déterminer la fréquence propre de résonance. On opère en attaquant à une extrémité un haut-parleur, à l'autre extrémité un « pick-up ». Pour une certaine fréquence de haut parleur, le pick-up passe par une amplitude maximum que l'on détecte par un oeil électrique de radio. Ce maximum signifie que le prisme résonne. Un calcul simple permet de connaître alors la vitesse de propagation de son dans le béton, d'où connaissant la densité, on tire le module.

L'intérêt de la mesure du module suivant ce procédé est que l'on a affaire à un essai non destructif qui peut être répété autant de fois qu'il est nécessaire. En outre, la variation du coefficient d'élasticité est corrélative à la variation de compacité d'une part, et de résistance de l'autre. On peut, de cette manière suivre aisément, l'accroissement ou la diminution de résistance d'une manière très économique. Il y a là, quelque chose d'analogue à l'opération qui se pratique souvent sur le chantier, et qui consiste à sonner le béton à l'aide d'un marteau. C'est d'ailleurs jusqu'ici nous avons cherché à étendre ce procédé de mesure du module d'élasticité à un contrôle en oeuvre de la qualité du béton. Deux « pick-up » sont placés à la surface de la pièce à une certaine distance l'un de l'autre, et en ligne avec ces appareils on provoque un choc quelconque. L'onde sonore produite par le choc est détectée par le premier « pick-up », puis un court instant après, par le second. Si l'on mesure exactement avec un appareillage approprié le temps qui sépare les deux impulsions, on en déduit la vitesse de propagation de l'onde sonore, puis le module. C'est donc à une espèce de « Radar » à béton que nous avons affaire, et qui lorsqu'il sera pratiquement mis au point pourra rendre aux constructeurs de grands services.

Disons pour illustrer cet exposé que les modules élastiques du béton sont

compris entre 2500 et 3500 kg/mm² à partir de 7 jours, et puis peuvent augmenter jusqu'à 4500 pour les qualités exceptionnelles.

Nous avons vu que l'ensemble de la déformation du béton comportait une partie élastique réversible que nous venons d'examiner, et une partie plastique irréversible. Cette dernière comporte une fraction instantanée et une fraction différée. Si en effet, nous maintenons la charge en A pendant une longue durée, nous constatons que la déformation se poursuit pendant un temps très long, soit pendant plusieurs années. Elle est pratiquement arrêtée après 3 ans de chargement pour une mise en charge faite avant 2 mois d'âge. Mais pour évaluer la valeur de cette déformation lente, appelée *fluage* ou *écoulement*, il faut que nous possédions une éprouvette témoin gâchée en même temps que la première, sur laquelle nous ferons des mesures comparatives. Il importe en effet, de déduire de la déformation sous charge la déformation spontanée qui a lieu sans charge. Si après une durée de chargement, l'éprouvette est déchargée on observe une courbe de déchargement $A'C$ et une déformation résiduelle instantanée OC . Mais cette déformation résiduelle n'est pas fixe, elle diminue pendant un certain temps et tend vers une limite OC' .

La déformation plastique finale d'un béton après un chargement très long, est une grandeur bien définie qui possède un certain nombre de propriétés simples:

Elle dépend de la température et principalement de l'hygrométrie de l'atmosphère ambiante. Elle est d'autant plus élevée que l'atmosphère est plus sèche et suit ainsi une loi analogue au retrait à laquelle elle est liée.

Elle dépend de la charge appliquée et jusqu'à un taux de travail relativement élevé lui est sensiblement proportionnelle (fig. 9 et 10).

Elle diminue quand l'âge du béton au moment du chargement croît.

Si nous appelons ΔR le retrait jusqu'à stabilisation d'une éprouvette conservée à l'eau jusqu'à l'âge du chargement, puis mise dans la même atmosphère. Si F est la charge appliquée et E le module d'élasticité instantanée dynamique du béton, on peut écrire que la déformation plastique Δp répond approximativement à l'expression:

$$\Delta p = \frac{F}{E} [K_1 + K_2 \Delta R]$$

Pour les bétons que nous avons essayés, nous avons trouvé K_1 voisin de l'unité et K_2 voisin de 10^4 soit 10.000. Supposons par exemple un béton qui, entre l'âge de chargement et la stabilisation ait un retrait de 300×10^{-6} soit 0,3 mm par mètre. La déformation plastique sera: $\Delta p = \frac{F}{E} [1 + 10^4 \times 300 \times 10^{-6}] = 4 \frac{F}{E}$. La déformation plastique est, pour ce béton égale à quatre fois la déformation élastique.

La déformation totale est:

$$\Delta t = \frac{F}{E} [1 + K_1] + \Delta R \left[1 + K_2 \frac{F}{E} \right]$$

elle comprend un terme indépendant du retrait et un terme qui augmente avec le retrait. On voit donc que toute déformation du béton peut être calculée

à partir de la déformation élastique d'une part et le retrait d'autre part, et que ce dernier varie avec l'hygrométrie suivant une loi simple puisqu'il est proportionnel à $[1 - \theta]$. Les lois générales de la déformation du béton peuvent être exprimées d'une manière simple qu'il est facile de faire entrer dans les calculs aussi bien que les lois de l'élasticité.

La rupture, le durcissement et le chauffage du béton.

La rupture du béton peut avoir lieu sous chacun des genres de sollicitations auquel il se trouve soumis, mais on s'occupe plus généralement de la traction et de la compression. Ces résistances croissent avec l'âge depuis le début de la prise, et pendant plusieurs années. Cette variation est liée au phénomène chimique du durcissement du liant, c'est pourquoi elle en a été prise comme critère. On peut d'ailleurs avec la même qualité de liant hydraulique, obtenir des durcissements plus ou moins rapides suivant la température ambiante. En dessous de 40°, la vitesse de durcissement devient extrêmement lente et la définition de cette vitesse qui sert à caractériser un liant se fait à 18°. Lorsqu'on cherche à accélérer le durcissement par chauffage, on peut arriver à assurer en quelques heures une résistance équivalente à celle que l'on obtiendrait après plusieurs jours de conservation normale. Il faut cependant prendre garde à éviter l'évaporation de l'eau de gâchage, et il est indispensable de réaliser le chauffage en atmosphère saturée d'humidité. Pour la pression atmosphérique, la température qui semble convenir le mieux est de 80°, et la durée de chauffage doit atteindre 8 ou 10 heures, si l'on veut obtenir des résistances équivalentes à une semaine de durcissement normal. On peut diminuer cette durée jusqu'à 2 ou 3 heures par un traitement à l'autoclave sous pression de vapeur de plusieurs atmosphères, on bénéficie d'ailleurs d'un accroissement supplémentaire de résistance dû à la réaction chimique qui se produit entre la chaux du ciment et la silice des agrégats connue sous le nom d'effet « Silico-calcaire » et qui est utilisé dans la fabrication des briques du même nom. Disons encore

que le début de chauffage doit être antérieur au début de prise si l'on veut éviter un gonflement ultérieur du béton et une chute de qualité. L'étude détaillée du chauffage a été entreprise au Laboratoire per M. Brocart qui fera d'ici très peu de temps une publication sur ce sujet. Elle rendra certainement de grands services aux personnes désireuses d'employer un traitement thermique du béton, et qui risquent sans être avertis, d'aller au devant de graves mécomptes.

Si une température modérée accélère le durcissement du béton, son maintien à température élevée a pour effet de faire baisser les résistances d'une manière sensible. Ceci est dû à une deshydratation progressive des cristaux, à des transformations chimiques diverses et à une fissuration interne due en premier lieu à un retrait exagéré, et à des dilatations non uniformes, mais qui se traduit bientôt par un gonflement. L'étude de l'action des températures élevées a été faite au laboratoire par M. Lepingue. Il a trouvé les résultats suivants après quatre heures de cuisson:

Température	Baisse de résistance en	
	compression	traction
100°	10-15 %	10-15 %
200°	20-30 %	30 %
300°	30-45 %	40-45 %
400°	40-65 %	55-65 %
500°	50-80 %	70-80 %
600°	60-85 %	85-90 %
800°	65-95 %	95 %

Les baisses de résistance les plus élevées correspondent à un béton jeune (7 jours) et les plus faibles à un béton vieux. En gros on peut dire que le béton perd 10 % de sa résistance par 100°. On a pu remarquer cependant que le béton se raffermissait sensiblement après cuisson par une conservation dans l'eau ou dans l'air humide.

Si la résistance statique des bétons est assez bien connue, il n'en est pas de même de la résistance dynamique aux efforts répétés. Rappelons que l'on appelle endurance ou résistance à la fatigue d'un solide, son comportement sous l'action d'efforts répétés un certain nombre de fois, mais où la grandeur de ces efforts est inférieure à la charge permettant d'obtenir la rupture en une seule fois.

La limite de fatigue ou limite d'endurance est l'amplitude de charge maximum qui peut être répétée indéfiniment sans conduire à la rupture. Pour le béton, les travaux faits au laboratoire par M. Le Camus et moi-même ont montré que cette limite d'endurance était comprise entre 50 et 70 % de la charge de rupture statique mesurée sur la même éprouvette. En d'autres termes, si cette charge de rupture est R on peut répéter indéfiniment l'application d'un charge $R/2$ avant que la rupture se produise.

Ceci se traduit pour le constructeur à un principe simple qui conduit à multiplier les efforts dynamiques par deux pour les faire entrer dans le calcul au même titre que les charges statiques et avec le même coefficient de sécurité.

Propriétés physique du béton.

Les propriétés physiques du béton sont assez mal connues en général. Son coefficient de dilatation thermique par exemple est, prétend-on, voisin de celui de l'acier. Rien ne prouve que ceci soit exact, et aucune expérience sérieuse n'est venu le confirmer. La raison est dans la difficulté de réaliser une mesure de dilatation capable d'éliminer le retrait qui se produit sous l'influence de l'évaporation lorsque la température augmente et qui vient se déduire de la dilatation réelle. Pour combler cette lacune, nous avons construit un appareil où la dilatation est mesurée d'une part dans l'eau et, d'autre part, dans le mercure. Il faut espérer que les essais qui doivent commencer dans un très court délai donneront des résultats incontestables.

La conductibilité thermique par contre est facile à mesurer sur un matériau sec. Le coefficient de conductibilité varie beaucoup avec la porosité et la composition. Pour une pâte pure de ciment, il est aux environs de 50° de 0,0014 en C·cm²·sec. Pour les bétons pleins il varie avec l'humidité et la qualité de l'agrégat. Il est généralement compris entre 0,0030 et 0,0040 soit deux à trois fois celui de la pâte pure.

La conductibilité électrique a été étudiée par M. Barrée et Decoux. Elle est extrêmement variable avec la composition et surtout avec l'humidité. Pour un béton courant 400/800 et 300 kg de dosage,

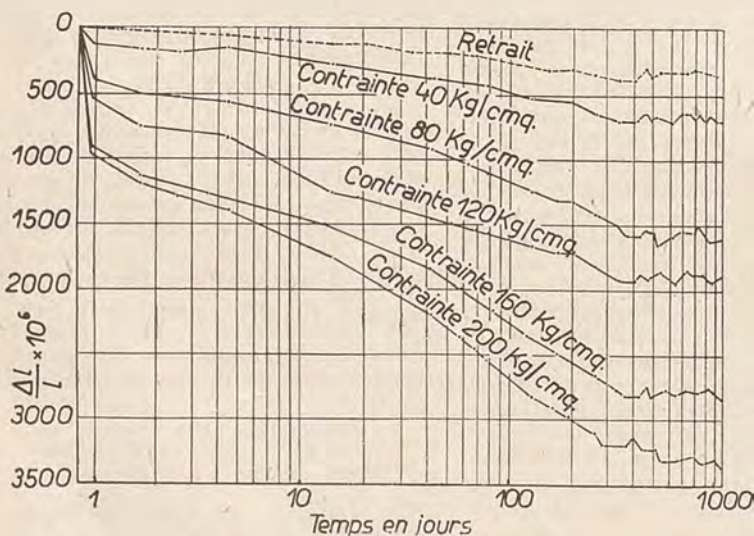


Fig. 9

(D'après B. Le Camus - Recherches expérimentales sur le déformation du béton et du béton armé. Circulaire de l'Institut Technique du B.T.P. - Janvier 1947).

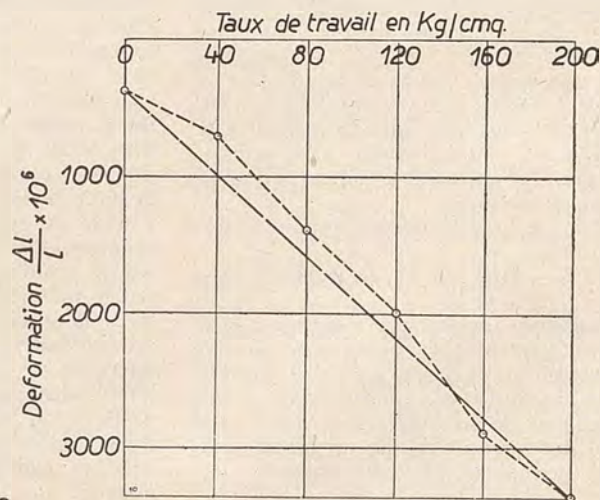


Fig. 10

elle a varié entre 10^4 et 10^7 ohm/cm/cm² entre l'âge de 1 jour et celui de 800 jours. Soit une augmentation de plus de 1000 fois sa valeur. Après cette période de séchage, l'humidification des éprouvettes a produit un retour de la résistivité à sa valeur initiale, soit 10^4 ohm/cm/cm².

La perméabilité à l'eau et aux différents liquides est de premier importance au point de vue pratique. La perméabilité à l'eau s'exprime par la quantité d'eau qui traverse la surface unité sous l'épaisseur unité pendant l'unité de temps.

Si les choses étaient si faciles à mesurer, la technique serait très simple, mais pour la perméabilité à l'eau, on se trouve en présence de deux anomalies:

1. - La perméabilité croît plus vite que la pression.

2. - L'eau a pour effet, par gonflement du béton, de le rendre moins perméable et par dissolution des sels solubles et de la chaux en particulier, de transporter ces sels dans le sens du courant. Il en résulte que la perméabilité diminue avec le temps, lorsque le liquide est maintenu sous pression. Il y a colmatage partiel des pores.

Voici d'ailleurs quelques exemples qui fixeront les idées:

Béton de réservoir à haute compacité dosé à 300 kg de ciment au m³. Âge 3 mois: perméabilités.

Après conservation à l'air:

sous 1 kg pendant 2 jours: 0;

sous 1,5 kg pendant 2 jours: 0;

sous 2 kg pendant 2 jours: 0,10

cm³/cm/cm²/heure;

sous 5 kg pendant 3 jours: 0,12

cm³/cm/cm²/heure.

Après conservation à l'eau:

sous 1 kg pendant 2 jours: 0;

sous 1,5 kg pendant 2 jours: 0;

sous 2 kg pendant 2 jours: 0,025;

sous 5 kg pendant 3 jours: 0,10.

Pour une série de bétons courants, nous avons trouvé sous 5 kg, des perméabilités variant entre: 0,30 et 0,01 comme valeurs unitaires en cm³/cm/cm²/heure.

La perméabilité du béton à l'essence est beaucoup plus grande que celle de l'eau, environ 10 fois plus à cause de la plus faible viscosité du liquide.

Il serait intéressant de relier la perméabilité du béton et sa porosité, rapport entre le volume des vides et le volume total ou à sa capillarité. Mais toutes ces tentatives faites dans ce sens jusqu'à présent ont échoué. La capillarité est une propriété intéressante à connaître car elle indique quel peut être «l'effet buvard» du béton, capable de pomper l'eau par sa partie inférieure plongée dans l'eau. On réalise d'ailleurs l'expérience en plaçant un prisme de béton le pied dans un vase contenant quelques millimètres de eau. On voit alors cette eau faire l'ascension du béton jusqu'à une hauteur variable suivant la texture mais difficile à apprécier. Il paraît plus simple, par des pesées périodiques de mesurer l'augmentation de poids P en fonction du temps t qui est représentée par une fonction:

$$P = K S \sqrt{t}$$

où S est la section verticale, t le temps et K un coefficient caractéristique que l'on détermine de cette manière et que l'on nomme coefficient de capillarité. Il est très variable d'un béton à l'autre et tout ce que l'on peut dire est qu'à

porosité égale il est d'autant plus grand que les vides sont plus petits. Pour un béton léger type caveaux, où les vides ont de fortes dimensions, il est très faible bien que ce genre de béton présente en général une grande perméabilité.

Conclusions. - Le contrôle du béton.

Nous avons vu depuis le début de cet article que le béton est un corps solide aux propriétés extrêmement variables et qui, suivant sa composition et sa fabrication peut présenter des propriétés fort différentes. Il est donc nécessaire de pouvoir disposer de méthodes aussi simples que possible, susceptibles d'être employées au chantier, à l'entreprise ou dans un laboratoire élémentaire et capables de renseigner à chaque instant l'utilisateur sur les qualités de sa fabrication. Il pourra de cette manière le rectifier ou le faire évoluer dans le sens désirable.

La première partie du travail doit consister dans l'étude des agrégats, leur teneur en matières diverses argileuses ou terreuses et leur analyse granulométrique. Puis la recherche de la composition granulométrique optimum d'après les méthodes courantes.

Il est nécessaire d'autre part, d'étudier le ciment afin de reconnaître ses qualités chimiques et mécaniques et constater s'il répond aux qualités escomptées. Ce contrôle de ciment comporte une suite d'essais normalisés: gâchage d'un mortier plastique au sable de Leucate, mesure du temps de prise à l'aiguille de Vicat, confection d'éprouvettes de compression et éventuellement de traction qui sont conservées dans l'eau et essayées à différentes âges, mesure du gonflement à chaud pour déceler la présence d'expansifs. Les méthodes actuelles d'essais sont malheureusement imparfaits et ne répondent pas toujours d'une façon suffisante à la question posée. Les résultats des essais mécaniques sont entachés d'une dispersion qui vient du mode de gâchage, et la granulométrie du mortier normal ne permet pas de prévoir, comme il serait souhaitable, la résistance d'un béton convenablement réalisé. Il est d'ailleurs question de remplacer l'agrégat trop uniforme du sable de Leucate par une granulométrie plus continue qui serait une sorte de microbéton. Des études sont actuellement en cours sur la mécanisation complète des opérations de malaxage et de mise en place du mortier dans les éprouvettes qui élimineront une partie de la dispersion due au facteur manuel. Enfin, peuvent être ajoutées quelques mesures complémentaires telles que l'essai de retrait, l'essai de flexion, sur une barrette, l'essai du gonflement à l'autoclave; ce dernier étant fait dans le but de mettre en évidence éventuellement une expansion retardée susceptible d'expliquer la chute de résistance de certains bétons au delà de 28 jours.

Le ciment est l'agrégat étant connus, il reste à étudier le béton frais et ses propriétés de mise en oeuvre. La première mesure doit consister dans l'examen du malaxage et de l'homogénéité du produit obtenu. La composition étant fixée il reste à savoir dans quelle mesure elle est observée et ceci est, à notre avis, le contrôle le plus important et le plus efficace, car il donne des résultats im-

médiats. Des mesures de résistance dont les résultats ne sont connus qu'à longue échéance ne permettent pas de faire une correction rapide, de passer à une variation brusque de composition. Nous avons donc imaginé un dispositif très simple qui permet de faire en quelques minutes l'analyse d'un béton frais et de voir de combien elle s'écarte de la composition optimum en granulométrie des agrégats, eau et dosage. Cette analyse effectuée à la sortie de la bétonnière à l'arrivée au coffrage et dans le coffrage même, montrera si les écarts sont acceptables, s'ils ne dépassent pas, par exemple 10 %.

Le béton devra, par ailleurs, être examiné quant à sa ségrégabilité et à son coefficient de frottement interne, grâce aux procédés qui ont été exposés plus haut. Ces mesures fixeront sur la workability qui peut, à la rigueur, être évaluée approximativement par l'essai au cône d'Abrams ou à la table à secousses.

Les essais qui restent à faire ont trait au béton durci ou en cours de durcissement. Ce sont la fissurabilité, essai très simple comme nous avons pu le voir, la résistance, la perméabilité et la capillarité. Les essais de résistance pourront alors être beaucoup moins nombreux qu'on le fait habituellement, puisque la mesure de l'homogénéité du béton frais nous aura renseigné sur la constance de sa qualité. L'essai de compression est généralement fait sur un cube de 15 ou 20 cm de côté que l'on envoie au laboratoire pour écrasement. A ce propos, il est bon de savoir qu'une résistance unitaire à l'écrasement sur cube n'est pas la véritable résistance à la compression. Le cube entre les faces de la presse se trouve en effet dans un état de sollicitation complexe comprenant une sorte de frottement latéral des extrémités dû au frottement des plateaux. Les comparaisons que nous avons faites nous ont montré que la véritable résistance à la compression que l'on peut faire entrer dans le calcul d'un pilier par exemple est de 10 à 20 % inférieur à celle donnée par le cube.

L'essai mécanique le plus simple à réaliser sur chantier est la rupture par flexion d'un prisme, car elle ne nécessite qu'une machine de faible puissance et beaucoup plus économique d'une presse. Plusieurs types de machines de ce genre existent dont le plus précis est celui qui a été étudié au laboratoire et qui dispose d'un dynamomètre pendulaire. L'éprouvette a généralement 7 × 7 cm de section et 28 cm de longueur, elle est soumise sur les 2/3 de sa longueur à un moment de flexion constant. De la connaissance de ce moment, on déduit la résistance à la traction par une formule semi-empirique:

$$R_t = 3,6 \frac{M}{l b^3}$$

où b est le côté du prisme soit 7 cm dans le cas général. Cette formule se montre pratiquement satisfaisante à 10 % près au maximum comme l'ont montré les essais comparatifs nombreux que nous avons faits il y a quelques années entre les essais de flexion sur prismes et les essais sur cylindres tendus soumis à une traction pure (éprouvettes champignon). D'après les études de R. Feret la résistance à la traction R_t et la résistance à

la compression R_c sont reliées par une formule empirique simple:

$$R_T = 2 \sqrt{R_c} - 9 \text{ soit: } R_c = \left[\frac{R_T + 9}{2} \right]^2$$

Le chantier a donc la possibilité d'évaluer, grâce à un essai simple, la résistance à la compression du béton.

Il reste enfin le contrôle en oeuvre. Celui-ci peut se faire grâce à des prélèvements de témoins laissés en saillie pendant le bétonnage qui seront taillés en laboratoire, essayés mécaniquement et

dont l'analyse chimique permettra éventuellement de retrouver le dosage et même la composition granulométrique.

Lorsque la méthode de sondage acoustique actuellement en cours de mise au point sera définitivement industrialisée, on disposera comme d'un moyen de reconnaissance par la mesure du module d'élasticité et la recherche des défauts et des irrégularités de composition.

La multiplicité des contrôles que nous venons de citer peut paraître exagérée,

mais la plupart ne sont en réalité que des mesures initiales qui sont principalement destinées à la recherche de la meilleure composition. Celle-ci étant trouvée une fois pour toutes, la mesure la plus efficace est celle de la régularité, mesure simple et qui doit, par sa simplicité même, pouvoir être rapidement introduite dans la pratique des chantiers.

Robert L'Hermite

Il ferro cementato e le sue possibilità costruttive

Il ferro cementato, pur essendo costituito dalla intima collaborazione di un impasto cementizio e di ferro si differenzia fondamentalmente per le sue qualità meccaniche e per le sue modalità costruttive ed applicative dal comune cemento armato.

Il suo nome non è forse felice, ma mi sono permesso di proporlo e di adottarlo in mancanza di una più esatta locuzione che evidentemente, qualora come penso, il procedimento potrà affermarsi, sarà sempre possibile trovare ed accettare.

Il concetto fondamentale su cui si basa il ferro cementato è notevolmente diverso da quello del cemento armato. Infatti il ferro anziché essere disposto esclusivamente o quasi esclusivamente nelle zone tese, è distribuito nella massa cementizia in modo che se non proprio uniforme, potendosi evidentemente avere concentramenti di armatura in corrispondenza di zone particolarmente sollecitate, tende ad essere tale e ad ogni modo non discende mai in nessun punto al di sotto di un certo limite.

Altra caratteristica fondamentale è data dall'essere l'armatura metallica, formata da sovrapposti strati di rete metallica (vedi fig. 1) ai quali possono o no essere aggiunti tondini, fermo restando in tutti i casi il fatto che l'armatura metallica costituisce un tutto che riproduce fedelmente la struttura finita. La malta cementizia infatti non fa che ricoprire e collegare l'ordito metallico.

Lo spessore di malta al di sopra della armatura è limitato al minimo indispensabile, circa uno o due m/m; in sostanza non si ha nessuna parte cementizia che non sia intessuta di ferro.

La struttura così costituita si può forse meglio paragonare ad un vero e proprio feltro formato da numerose e diversamente disposte fibre metalliche conglobate tra loro dalla malta cementizia.

Questa disposizione permette di esal-

tare e sfruttare pienamente una qualità importantissima degli impasti cementizi, perfettamente nota a tutti i costruttori in cemento armato, ossia la possibilità che hanno i conglomerati armati di seguire gli allungamenti elastici delle armature senza manifestare crinature apparenti, possibilità che cresce con il diminuire del diametro dei ferri e con l'aumentare la loro distribuzione nel conglomerato.

Si potrebbe quasi dire al riguardo che attorno ad ogni barra immersa nel conglomerato cementizio si stabilisce una zona in cui il conglomerato stesso viene dominato e trascinato nelle sue deformazioni dalla elasticità e allungabilità del ferro; qualora le armature siano sufficientemente vicine l'influenza si estende a tutta la massa.

È evidente che da una struttura nella quale la distribuzione del ferro e la sottigliezza dei suoi elementi sono spinte all'estremo, fosse logico attendersi caratteristiche meccaniche assolutamente eccezionali rispetto a quelle raggiunte nelle ordinarie costruzioni in cemento armato.

Come dimostrano queste fotografie (fig. 2) solettine di 1 cm. di spessore hanno una elasticità e una flessibilità che a priori sembrerebbero assolutamente contrastanti con le caratteristiche meccaniche cui siamo abituati con il comune cemento armato.

Con numerose prove sperimentali ho cercato di stabilire i carichi di rottura e le modalità resistenti di campioni di ferro cementato.

Una prima serie di prove è stata eseguita a Viareggio nell'estate del 1943 alla presenza dei dirigenti del Registro Navale, una seconda a Roma all'Istituto Nazionale per gli studi e la sperimentazione nell'Edilizia. Le prove di Viareggio hanno dato risultati particolarmente buoni per la eccezionale qualità delle malte formate da sabbia silicea di Torre

del Lago e da super cemento di ottima qualità.

Alle prove di rottura su cubetti queste malte hanno dato valori superiori ai 500 kg. a cm².

Dai risultati delle prove a flessione su solette di 3 e 6 cm. si è potuto dedurre un comportamento meccanico in tutto analogo a quello dei corpi omogenei.

Le prime lesioni visibili sulle facce tese delle solette sono apparse poco prima della rottura e per valori del momento flettente tali che, considerando il materiale omogeneo, corrispondevano a carichi unitari di oltre 500 kg. a cm² tanto in tensione che in compressione. Verificando poi la sezione parzializzata secondo la usuale ipotesi di calcolo delle strutture in cemento armato, si sarebbero avuti carichi unitari sul ferro decisamente superiori al valore di rottura. Questo fatto e il conservarsi integra la sezione fino a sollecitazioni assai prossime alla rottura rendono lecita la supposizione che il ferro cementato entro limiti molto grandi si comporti effettivamente come un materiale omogeneo.

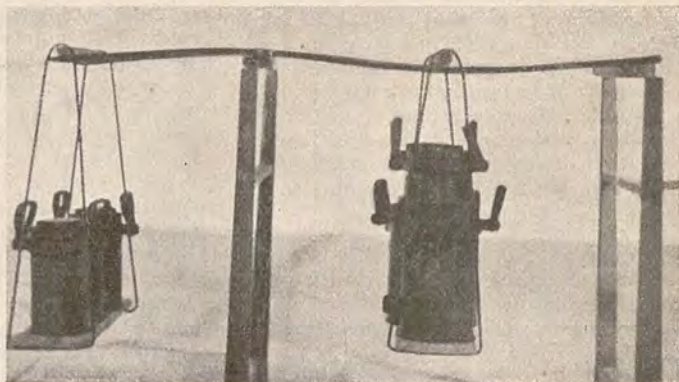
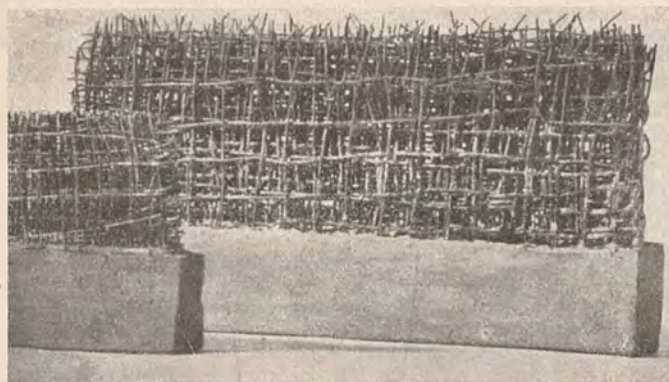
Le prove eseguite a Roma hanno confermato quelle di Viareggio se pure con risultati massimi dei carichi di rottura un po' inferiori dovuti alla minor resistenza della malta cementizia segnalata anche dai risultati dei cubetti.

Interessanti prove all'urto furono anche eseguite a Viareggio con un maglio di quasi 300 kg. che provocò la rottura, ma non lo sfondamento, di una soletta di 3 cm. di m. 1,50 x 1,50 di luce, con caduta da una altezza di m. 2,00.

Le prove in oggetto, dato il loro specifico indirizzo volto a definire le attitudini del materiale per la confezione di scafi, hanno inoltre messo in evidenza l'importantissima caratteristica delle strutture in ferro cementato che anche profondamente lesionate conservano una quasi completa consistenza poichè il

Fig. 2

Fig. 1



groviglio di fili delle armature se pure deformati dall'urto mantengono una capacità resistente tutt'altro che trascurabile.

L'impasto cementizio deve evidentemente essere formato di sola sabbia e cemento.

La diffusione dell'armatura metallica annulla completamente, almeno a quanto mi risulta nelle prove e applicazioni fatte, gli effetti del ritiro durante l'indurimento per cui, con evidente vantaggio per la resistenza meccanica, si possono adoperare malte molto ricche.

Ho fatto delle prove anche con malta di puro cemento sia con cemento Portland che con cemento fuso e salvo una cavillatura superficiale, la massa della soletta è risultata ancora compatta.

La dosatura migliore per cementi normali mi è risultata quella di $10 \div 11$ q.li di cemento per m^3 di sabbia abbastanza granita. Evidentemente per determinare

le migliori composizioni saranno necessarie metodiche ricerche anche in relazione alle particolari caratteristiche delle costruendo strutture.

Ma la qualità più importante e direi veramente decisiva del ferro cementato è di carattere costruttivo e deriva direttamente dalla modalità delle armature metalliche e dalla presenza di multipli strati di rete.

Infatti le armature così disposte diventano capaci di ricevere e trattenere la malta cementizia qualora questa, portata alla voluta consistenza e plasticità, venga fatta penetrare nello spessore dell'armatura in modo da compenetrarla in ogni sua parte.

Le casseforme, il vero punto debole di tutto il cemento armato, diventano assolutamente superflue; la più complicata costruzione non richiede casseri di alcun genere. La conseguente libertà di

forma apre alla fantasia progettistica campi fino ad ieri assolutamente preclusi. Strutture resistenti spaziali, a membrane semplici ondulate o a guscio che nella forma complessa trovano la sostanza della soluzione statica, strada maestra del futuro ed illimitato sviluppo della tecnica edilizia), trovano possibilità realizzative semplici ed economiche assolutamente irraggiungibili con le comuni strutture, non solo cementizie, ma anche metalliche.

Se non mi fa velo l'entusiasmo verso una modalità costruttiva che mi ha già dato ottime prove delle sue intrinseche qualità, starei per dire che alle possibilità costruttive del ferro cementato potranno e dovranno corrispondere forme statiche ed architettoniche assolutamente nuove e di una illimitata fecondità realizzativa.

Pier Luigi Nervi

Contributo della ricerca sperimentale al progetto delle grandi costruzioni in calcestruzzo semplice ed armato

1. - Possiamo ben asserire che l'avvento delle strutture in c. a. contribuì in larga misura a far passare la Scienza delle Costruzioni dalle semplici considerazioni basate sull'equilibrio delle forze in gioco al più approfondito esame della congruenza delle deformazioni.

E anzi furono sostanzialmente le audaci opere che il c. a. consentì ai primi costruttori dotati di particolari doti d'intuito a dimostrare coi fatti (ponte di Ourthe, Calvene, del Risorgimento) che non si doveva neppure restare ostinatamente ristretti alla classica teoria dell'elasticità, ma bensì si dovevano rivedere le basi stesse della ns. Scienza mettendo in conto la plasticità del conglomerato, come successivamente fu fatto, la quale consente quegli adattamenti che fanno rispettare la congruenza senza far eccedere gli sforzi.

Lo studio delle strutture iperstatiche apparve sotto nuova luce in quanto la natura sceglie sapientemente tra gli infiniti sistemi tutti equilibrati non l'unico congruente che l'ipotesi elastica definirebbe, ma invece quello più conveniente tra i congruenti che l'introduzione degli adattamenti plastici sicuramente consente.

Alla plasticità propriamente detta, aggiunge il calcestruzzo la virtù di fluire lentamente nel tempo per viscosità, consentendo così di trasferire gradualmente sforzi alle armature in esso incorporate ed alleviando inoltre i cementi ai quali sarebbe chiamato dal complesso delle azioni indipendenti dai carichi, purché esse abbiano luogo con sufficiente lentezza e nel periodo giovanile dell'opera: ritiro, variazioni termiche, cedimenti di vincolo.

E infine abbiamo visto anche qui come la precompressione anche se per ora specialmente ristretta ad elementi costruttivi (travi, tubi) più che a strutture intiere, ha recentemente ancora ampliato l'evoluzione della tecnica delle opere in c. a. e quindi anche della teoria verso nuovi più ampi orizzonti. Ma tali sviluppi del c. a. fanno sorgere sempre più impellente la necessità della specializzazione e della sperimentazione per raggiungere una razionale economia delle

opere progettate; e la conseguente opportunità di affiancare all'architetto non soltanto il tecnologo, lo statico, ma il ricercatore.

Collaborazione preziosa per il buon rendimento tecnico ed economico della costruzione, purché non sia mai la specializzazione intesa come isolamento e differenziazione di linguaggio bensì come necessità per le applicazioni razionali della tecnica, lasciando però sempre libera la via ai confronti e alle sintesi alle quali anzi — ciascuno nel proprio campo — deve aspirare per rendere comprensibili e sfruttabili i propri risultati ai colleghi con lui chiamati alla elevatissima responsabilità di creare una nuova opera.

2. - Mi sia concesso qui di richiamare l'attenzione non soltanto sulla opportunità ma sulla convenienza, anche e specialmente economica, della ricerca sperimentale: sia essa eseguita attraverso i modelli sia — e anzi meglio quando possibile — attraverso le stesse costruzioni. Ricerca limitata però non soltanto alla misura degli spostamenti dei punti più importanti ma (e soprattutto) estesa, attraverso la ricerca delle deformazioni locali, al controllo dell'intensità delle sollecitazioni esistenti nella costruzione. Ricerca che attualmente i mezzi sperimentali consentono di spingere sulle costruzioni molto oltre a quanto d'ordinario ancor oggi si fa nelle semplici operazioni di collaudo: sia estendendola nel tempo, cioè controllando l'evolversi delle sollecitazioni per azione degli adattamenti lenti del materiale; sia svelando le autotensioni già esistenti per effetto del peso proprio e delle altre azioni che comunque ebbero a cimentare la costruzione in esame. Ed è specie per questa via che attualmente dirigo la mia attività di ricercatore.

Ma particolarmente preziosa si manifesta la ricerca sperimentale in fase di progetto. Una più che decennale esperienza di sperimentatore mi ha dimostrato in molti casi di importanza eccezionale — grandi dighe a gravità o ad arco, condotte forzate, ponti, coperture, volte — come si riesca in tali casi a

illuminare la via ai progettisti: favorendone le più sane intuizioni, controllando l'attendibilità e le previsioni dei calcoli, rilevando infine le inevitabili discrepanze tra realtà e schematizzazioni teoriche.

3. - Si può concludere asserendo che nessun progetto di nuove importanti strutture dovrebbe farsi senza ricorrere preliminarmente al modello che interpreta bene il comportamento elastico della costruzione effettiva — comunque complessa sia la sua configurazione spaziale — e può talora consentire di prevederne anche il comportamento in regime elastoplastico, adottando materiali convenienti.

Giova rammentare che ogni progetto ben fatto deve essere sempre frutto di successivi tentativi, i quali sarebbero assai gravosi nello sviluppo teorico. Il modello con la sua adattabilità facilita e sprona — direi — la successione di quei tentativi, mantiene sempre la mente del progettista aderente alla realtà del problema, avverte anche sulle condizioni di instabilità che talora possono affiorare e che il calcolatore invece sa cogliere solo in casi estremamente semplici.

Naturalmente il modello non esaurisce la ricerca sperimentale. Copiose di insegnamento infatti possono risultare le indagini svolte successivamente sulla stessa costruzione: non soltanto per controllare semplicemente gli effetti dei sovracarichi ma bensì, come accennammo, per estendere e completare la ricerca agli stati di autotensione preesistenti che gli effetti della plasticità, dei cedimenti di vincolo, delle azioni termiche possono variamente indurre e modificare.

Le spese fatte saranno largamente remunerate dalla possibilità di indirizzare e disciplinare i progetti futuri consentendo di basarli su ipotesi più razionali e circostanziate in quanto più aderenti alla realtà. E questo va detto specie pensando alla ricostruzione che impone di riedificare innumeri opere le quali potrebbero beneficamente risentire — sia sotto l'aspetto economico sia sotto quello puramente tecnico — del contributo sperimentale specie in fase di progetto.

G. Oberti

Il calcolo degli impalcati a lastra dei ponti

Tra i vari metodi proposti per il calcolo delle lastre piane, quello maggiormente usato per la sua semplicità e praticità è certamente il cosiddetto «metodo semplificato» di H. Marcus (1) e del quale, nel caso di carichi uniformemente ripartiti, sono riportati gli sviluppi per diverse condizioni di vincolo anche nei più noti trattati sul Cemento Armato.

Nel caso di carichi concentrati non esiste invece una trattazione altrettanto completa da servire di guida a chi si ac-

cinge a progettare un impalcato a lastra. Lo stesso Marcus si limita ad esporre il calcolo per la lastra semplicemente appoggiata e per la lastra incastrata sui quattro lati, soggette ad un carico concentrato in mezzzeria, mentre W. Gehler (2) tratta la lastra appoggiata su due lati opposti ed incastrata sugli altri due rimanenti, nei due casi di un carico concentrato in mezzzeria e di due carichi concentrati simmetrici rispetto alla mezzzeria. Scopo della presente nota è quello di

raccogliere i diversi casi che possono presentarsi nei comuni impalcati dei ponti sviluppando il procedimento semplificato del Marcus per ogni condizione di posa della lastra in presenza di carichi concentrati, dando così al progettista delle norme di calcolo precise a cui attenersi in base alle recenti prescrizioni del Reg. Italiano.

Le notazioni usate nel seguito sono le stesse dell'opera fondamentale del Marcus: anche se talune di esse possano sembrare poco adatte, non si è voluta creare una confusione di simboli inopportuna per coloro che desiderino consultare le altre opere in argomento.

Come condizione di carico viene assunta quella corrispondente al rullo compressore da 18 t. di cui alla «Normale N. 1 del 9 giugno 1945 del Ministero dei LL. PP.» trattando separatamente il caso del rullo anteriore e quello delle due ruote posteriori agenti in mezzzeria.

In accordo col metodo del Marcus, per una lastra di lati l_x ed l_y ($l_y < l_x$) comunque vincolata ai bordi, si ha che il carico complessivo P si ripartisce nelle due direzioni x , y in modo tale che risultino eguali le frecce z_x , z_y delle fibre parallele rispettivamente ai lati x ed y :

Le due equazioni:

$$\begin{cases} z_x = z_y \\ P_x + P_y = P \end{cases} \quad [1]$$

permettono di ricavare le quote di carico P_x e P_y .

Le reazioni totali sul contorno V_x e V_y risultano una certa frazione dei carichi P_x e P_y dipendente dalle condizioni di vincolo.

Ammissa per le reazioni totali una distribuzione lineare (triangolare nel caso di un solo carico concentrato, trapezia nel caso di due carichi), ed una ripartizione su di un tratto eguale al lato minore della lastra, con semplici considerazioni di equilibrio relative alle due travi ideali di luce l_x ed l_y rispettivamente, si perviene alla determinazione dei momenti totali in mezzzeria R_x ed R_y e dei momenti totali d'incastro K_x e K_y .

Allo scopo di tener conto dell'eventuale effetto d'incastro lungo i bordi, i valori dei momenti calcolati come se le travi ideali fossero semplicemente appoggiate, dovranno essere moltiplicati per un coefficiente che il Marcus e successivamente W. Gehler pongono eguale a 0,5 per il caso di un carico concentrato agente in mezzzeria, onde il valore del momento risulta identico a quello corrispondente per la trave incastrata.

(1) H. MARCUS, *Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten*, Berlin, 1929.
(2) W. GEHLER, *Balkenbrücken*, «Handbuch f. Eisenbetonbau», VI B, S. 326. Berlin, 1931.

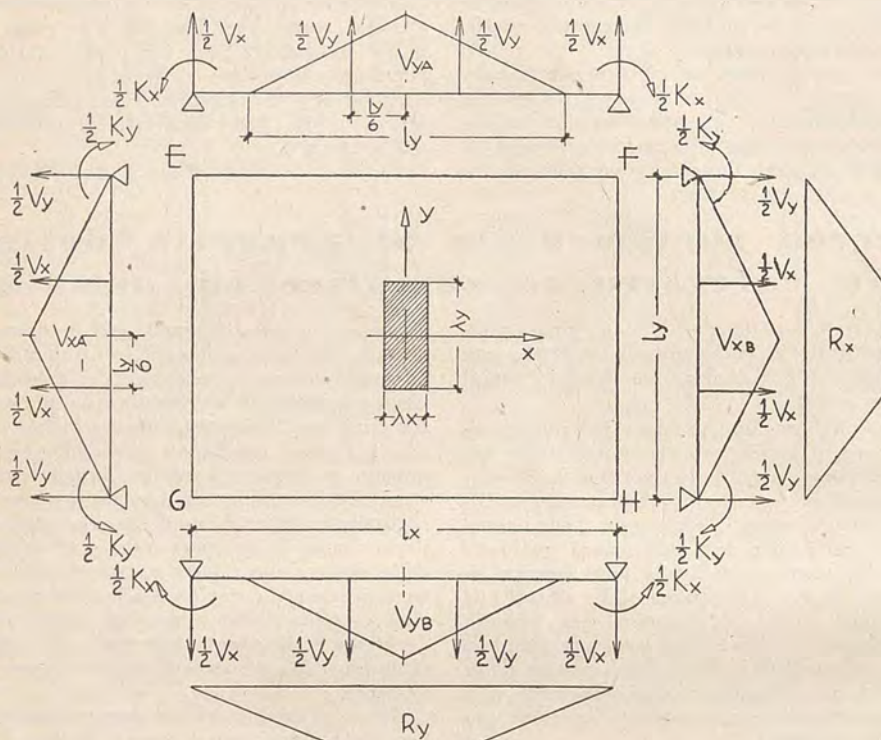


Fig. 1

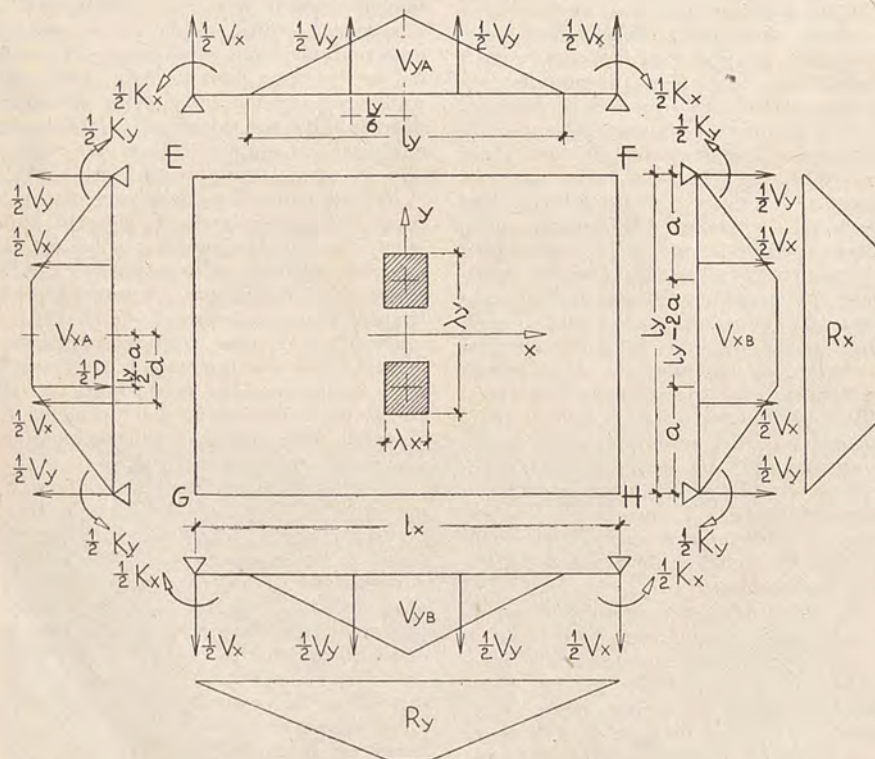


Fig. 2

Per la condizione di due carichi concentrati simmetrici (ruote posteriori del rullo compressore in mezzzeria) lo stesso Gehler non tiene in alcun conto l'effetto d'incastro lungo i bordi.

È sembrato invece opportuno di estendere anche a tale caso le considerazioni sopra accennate moltiplicando il momento relativo alla trave semplice per un coefficiente α espresso dal rapporto tra il momento in mezzzeria della trave ideale supposta incastrata ed il momento in mezzzeria della trave supposta appoggiata e nelle stesse condizioni di carico.

Si ottiene in tal modo:

$$\text{per un carico concentrato P: } \alpha_1 = \frac{Pl/8}{Pl/4} = \frac{1}{2}$$

$$\text{per due carichi concentrati } \frac{P}{2} \quad \alpha_2 = \frac{Pa/2l}{Pa/2} = \frac{a}{l}$$

essendo a la distanza dal bordo di ognuno dei due carichi simmetrici $P/2$.

Naturalmente questo modo di procedere è solo approssimato e sembrerebbe desiderabile una ricerca più approfondita sull'effettivo valore dell'incastro ai bordi. Si osservi però che la posizione introdotta rientra nel quadro della approssimazione conseguita col «metodo semplificato» e giustificata dalla trattazione della lastra come reticolato di travi (1).

L'effetto dei momenti laterali dovuti alla rigidità torsionale delle fibre, e che in definitiva comporta una riduzione del valore dei momenti totali R_X ed R_Y , viene computato mediante coefficienti del tipo:

$$\nu = 1 - \beta \frac{l_X^2 l_Y^2}{\gamma l_X^4 + \delta l_Y^4}$$

con β , γ , δ coefficienti numerici dipendenti dalle condizioni di vincolo.

Con riferimento alle fig. 1 e fig. 2, la trattazione generale di una lastra comunque vincolata conduce alla determinazione dei momenti totali come specificato nel seguito, una volta ottenute le reazioni totali:

$$\begin{aligned} V_{XA} \text{ e } V_{XB} \text{ sui lati EG e FH rispettivamente} \\ V_{YA} \text{ e } V_{YB} \text{ sui lati EF e GH rispettivamente} \end{aligned}$$

Condizione di carico relativa alla ruota anteriore agente in mezzzeria (fig. 1).

$$R_X = \nu \left[\alpha_1 V_{XA} \frac{l_X}{2} + \left(\alpha_1 \frac{V_{YA}}{2} + \alpha_1 \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{l_X}{6} \right]$$

$$R_Y = \nu' \left[\alpha_1 V_{YA} \frac{l_Y}{2} + \left(\alpha_1 \frac{V_{XA}}{2} + \alpha_1 \frac{V_{XB}}{2} \right) \frac{l_Y}{6} \right]$$

$$\begin{aligned} K_X &= \frac{R_X}{\nu} - \frac{V_{XB} \cdot l_X}{2} - \left(\alpha_1 \frac{V_{YA}}{2} + \alpha_1 \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{l_Y}{6} = \\ &= - \left(V_{XB} - \alpha_1 V_{XA} \right) \frac{l_X}{2} \end{aligned}$$

Tipo a): Lastra semplicemente appoggiata sui quattro lati.

$$\nu_a = 1 - \frac{5}{6} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + l_Y^4}$$

1) *Rullo anteriore in mezzzeria:*

$$z_X = \frac{1}{48} \frac{P_X l_X^3}{EJ}$$

$$P_X = \frac{l_X^3}{l_X^3 + l_Y^3} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_a l_X}{2} \left[V_{XA} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = 0$$

$$\begin{aligned} K_Y &= \frac{R_Y}{\nu'} - \frac{V_{YB} \cdot l_Y}{2} - \left(\alpha_1 \frac{V_{XA}}{2} + \alpha_1 \frac{V_{XB}}{2} \right) \frac{l_Y}{6} = \\ &= - \left(V_{YB} - \alpha_1 V_{YA} \right) \frac{l_Y}{2} \end{aligned}$$

Condizione di carico relativa alle ruote posteriori agenti in mezzzeria (fig. 2)

$$R_X = \nu \left[\alpha_1 V_{XA} \frac{l_X}{2} + \left(\alpha_1 \frac{V_{YA}}{2} + \alpha_1 \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{l_X}{6} \right]$$

$$\begin{aligned} R_Y &= \nu' \left[\alpha_2 V_{YA} \frac{l_Y}{2} + \left(\alpha_2 \frac{V_{XA}}{2} + \alpha_2 \frac{V_{XB}}{2} \right) \frac{l_Y}{6} \right] \\ &\quad d - \frac{P}{2} \left(\frac{l_Y}{2} - a \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_X &= \frac{R_X}{\nu} - \frac{V_{XB} \cdot l_X}{2} - \left(\alpha_1 \frac{V_{YA}}{2} + \alpha_1 \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{l_Y}{6} = \\ &= - \left(V_{XB} - \alpha_1 V_{XA} \right) \frac{l_X}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_Y &= \frac{R_Y}{\nu'} - \frac{V_{YB} \cdot l_Y}{2} - \left(\alpha_2 \frac{V_{XA}}{2} + \alpha_2 \frac{V_{XB}}{2} \right) \frac{l_Y}{6} + \frac{P}{2} \\ &\quad \left(\frac{l_Y}{2} - a \right) = - \left(V_{YB} - \alpha_2 V_{YA} \right) \frac{l_Y}{2} \end{aligned}$$

essendo:

$$d = \frac{3 l_Y^2 - 6 a l_Y + 4 a^2}{12 (l_Y - a)}$$

la distanza del baricentro di metà del diagramma trapezio V_{XA} o V_{XB} dalla mezzzeria.

I momenti unitari in mezzzeria: $\max M_X$ e $\max M_Y$ ed i momenti unitari di incastro: $\max M_{RX}$ e $\max M_{RY}$ risultano dai diagrammi dei momenti totali R e K , il cui andamento trapezio è dovuto alla prevista ripartizione del carico su di un'area di lati λ_X e λ_Y .

$$\max M_X = \frac{2 R_X}{l_Y + \lambda_Y} \quad \max M_Y = \frac{2 R_Y}{l_X + \lambda_X}$$

$$\max M_{RX} = \frac{2 K_X}{l_Y + \lambda_Y} \quad \max M_{RY} = \frac{2 K_Y}{l_X + \lambda_X}$$

L'area di ripartizione si ottiene in base alle regole usuali di ripartizione del carico attraverso una massicciata stradale.

Dalla precedente trattazione generale si deducono i 6 casi particolari considerati, come possono presentarsi in relazione alle condizioni di vincolo delle lastre negli impalcati dei ponti stradali: per ognuno di essi sono studiati separatamente gli effetti dovuti al rullo anteriore ed alle ruote posteriori agenti in mezzzeria.

$$\alpha_1 = 1, \quad \alpha_2 = 1 \text{ su tutti i lati}$$

$$z_Y = \frac{1}{48} \frac{P_Y l_Y^3}{EJ}$$

$$P_Y = \frac{l_Y^3}{l_X^3 + l_Y^3} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu_a l_Y}{2} \left[V_{YA} + \frac{V_{XA}}{3} \frac{l_X}{l_Y} \right]$$

$$K_Y = 0$$

(1) H. MARCUS, *Elastischer Gewebe*, Berlin, 1932.

2) Ruote posteriori in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{48} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{a (3l_Y^2 - 4a^2)}{l_X^3 + a (3l_Y^2 - 4a^2)} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_a l_X}{2} \left[V_{XA} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = 0$$

$$z_Y = \frac{1}{48} \frac{P_Y}{E J} a (3l_Y^2 - 4a^2)$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + a (3l_Y^2 - 4a^2)}$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu_a l_Y}{2} \left[V_{YA} + 2V_X \frac{d}{l_Y} - \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2a}{l_Y} \right) \right]$$

$$K_Y = 0$$

Tipo b) : Lastra incastrata sui quattro lati.

$$\nu_b = 1 - \frac{5}{18} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + l_Y^4}$$

1) Rullo anteriore in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{192} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{l_Y^3}{l_X^3 + l_Y^3} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_b l_X}{4} \left(V_{XA} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right)$$

$$K_{RX} = -\frac{V_{XA} l_X}{4}$$

$$z_Y = \frac{1}{192} \frac{P_Y l_Y^3}{E J}$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + l_Y^3} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu_b l_Y}{4} \left(V_{YA} + \frac{V_{XA}}{3} \right)$$

$$K_Y = -\frac{V_{YA}}{4}$$

2) Ruote posteriori in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{192} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{a^2 (3l_Y - 4a)}{l_X^3 + a^2 (3l_Y - 4a)} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_b l_X}{4} \left(V_{XA} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right)$$

$$K_X = -\frac{V_{XA} l_X}{4}$$

$$z_Y = \frac{1}{48} \frac{P_X}{E J} a^2 (3l_Y - 4a)$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + a^2 (3l_Y - 4a)} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu_b l_Y}{2} \left[V_{YA} \frac{a}{l_Y} + 2V_{XA} \frac{a \cdot d}{l_Y^2} - \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2a}{l_Y} \right) \right]$$

$$K_Y = -\frac{V_{YA} l_Y}{2} \left(1 - \frac{a}{l_Y} \right)$$

Tipo c): Lastra appoggiata su tre lati ed incastrata sul quarto.

$$\nu_c = 1 - \frac{75}{32} \frac{l_X^2 l_Y^2}{2l_X^4 + 5l_Y^4} \quad \nu'_c = 1 - \frac{5}{3} \frac{l_X^2 l_Y^2}{2l_X^4 + 5l_Y^4}$$

1) Rullo anteriore in mezzeria:

$$z_X = \frac{7}{768} \frac{P_Y l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{16l_Y^3}{7l_X^3 + 16l_Y^3} P$$

$$V_{XA} = \frac{5}{16} P_X \quad V_{XB} = \frac{11}{16} P_X$$

$$\alpha_1 = 1, \quad \alpha_2 = 1 \quad \text{sui lati appoggiati EF, EG, GH}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2}, \quad \alpha_2 = \frac{a}{l_Y} \quad \text{sul lato incastrato FH}$$

$$z_X = \frac{1}{48} \frac{P_Y l_Y^3}{E J}$$

$$P_Y = \frac{7l_X^3}{7l_X^3 + 16l_Y^3} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_c l_X}{2} \left(V_{XA} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right)$$

$$K_X = - (V_{XB} - V_{XA}) \frac{l_X}{2}$$

2) Ruote posteriori in mezzeria:

$$z_X = \frac{7}{768} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{16a (3l_Y^2 - 4a^2)}{7l_X^3 + 16a (3l_Y^2 - 4a^2)} P$$

$$V_{XA} = \frac{5}{16} P_X \quad V_{XB} = \frac{11}{16} P_X$$

$$R_X = \frac{\nu_c l_X}{2} \left(V_{XA} + \frac{V_{YB}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right)$$

$$K_X = - (V_{XB} - V_{XA}) \frac{l_X}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu'_c l_Y}{2} \left[V_{YA} + \left(V_{XA} + \frac{V_{XB}}{2} \right) \frac{1}{6} \right]$$

$$K_Y = 0$$

$$z_Y = \frac{1}{48} \frac{P_Y}{E J} a (3l_Y^2 - 4a^2)$$

$$P_Y = \frac{7l_X^3}{7l_X^3 + 16a (3l_Y^2 - 4a^2)} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu'_c l_Y}{2} \left[V_{YA} + \left(V_{XA} + V_{XB} \frac{a}{l_Y} \right) \frac{d}{l_Y} - \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2a}{l_Y} \right) \right]$$

$$K_Y = 0$$

Tipo d): Lastra appoggiata su due lati opposti ed incastrata sugli altri due.

$$\nu_d = 1 - \frac{25}{18} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + 5l_Y^4} \quad \nu'_d = 1 - \frac{5}{6} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + 5l_Y^4}$$

$$\alpha_1 = 1, \quad \alpha_2 = 1 \quad \text{sui lati appoggiati EF, GH}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2}, \quad \alpha_2 = \frac{a}{l_Y} \quad \text{sui lati incastrati EG, FH}$$

1) Rullo anteriore in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{192} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{4l_Y^3}{l_X^3 + 4l_Y^3} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_d l_X}{2} \left[\frac{V_{XA}}{2} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = - V_{XA} \frac{l_X}{4}$$

$$z_Y = \frac{1}{48} \frac{P_Y l_Y^3}{E J}$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + 4l_Y^3} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu'_d l_Y}{2} \left[V_Y + \frac{V_X}{6} \right]$$

$$K_Y = 0$$

2) Ruote posteriori in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{192} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{4a (3l_Y^3 - 4a^2)}{l_X^3 + 4a (3l_Y^2 - 4a^2)} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{\nu_d l_X}{2} \left[\frac{V_{XA}}{2} + \frac{V_{YA}}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = - \frac{V_{XA} l_X}{4}$$

$$z_Y = \frac{1}{48} \frac{P_Y}{E J} a (3l_Y^2 - 4a^2)$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + 4a (3l_Y^2 - 4a^2)} P$$

$$V_{YA} = V_{YB} = \frac{P_Y}{2}$$

$$R_Y = \frac{\nu'_d l_Y}{2} \left[V_{YA} + \frac{2V_{XA} \cdot a \cdot d}{l_Y^2} - \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2a}{l_Y} \right) \right]$$

$$K_Y = 0$$

Tipo e): Lastra appoggiata su due lati adiacenti ed incastrata sugli altri due.

$$\nu_e = 1 - \frac{15}{32} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + l_Y^4}$$

$$\alpha_1 = 1, \quad \alpha_2 = 1 \quad \text{sui lati appoggiati EF, EG}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{2}, \quad \alpha_2 = \frac{a}{l_Y} \quad \text{sui lati incastrati GH, FH}$$

1) Rullo anteriore in mezzeria:

$$z_X = \frac{7}{768} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$z_Y = \frac{7}{768} \frac{P_Y l_Y^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{l_Y^3}{l_X^3 + l_Y^3} P$$

$$V_{XA} = \frac{5}{16} P_X \quad V_{XB} = \frac{11}{16} P_X$$

$$R_X = \frac{v_c l_X}{2} \left[V_{XA} + \left(V_{YA} + \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{1}{6} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = - (V_{XB} - V_{XA}) \frac{l_X}{2}$$

2) Ruote posteriori in mezzeria:

$$z_X = \frac{7}{768} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{4a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)}{7l_X^3 + 4a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)} P$$

$$V_{XA} = \frac{5}{16} P_X \quad V_{XB} = \frac{11}{16} P_X$$

$$R_X = \frac{v_c l_X}{2} \left[V_{XA} + \left(V_{YA} + \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{1}{6} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = - (V_{XB} - V_{XA}) \frac{l_X}{2}$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + l_Y^3} P$$

$$V_{YA} = \frac{5}{16} P_Y \quad V_{YB} = \frac{5}{16} P_Y$$

$$R_Y = \frac{v_c l_Y}{2} \left[V_{YA} + \left(V_{XA} + \frac{V_{XB}}{2} \right) \frac{1}{6} \right]$$

$$K_Y = - (V_{YB} - V_{YA}) \frac{l_Y}{2}$$

$$z_Y = \frac{1}{192} \frac{P_Y}{E J} a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)$$

$$P_Y = \frac{7l_X^3}{7l_X^3 + 4a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)} P$$

$$V_{YA} = \frac{5}{16} P_Y \quad V_{YB} = \frac{5}{16} P_Y$$

$$R_Y = \frac{v_c l_Y}{2} \left[V_{YA} + \left(V_{XA} + V_{XB} \frac{a}{l_Y} \right) \frac{d}{l_Y} - \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2a}{l_Y} \right) \right]$$

$$K_Y = - (V_{YB} - V_{YA}) \frac{l_Y}{2}$$

Tipo f): Lastra appoggiata su di un lato ed incastrata sugli altri tre.

$$v_f = 1 - \frac{5}{9} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + 2l_Y^4}$$

$$v'_f = 1 - \frac{15}{32} \frac{l_X^2 l_Y^2}{l_X^4 + 2l_Y^4}$$

$$\alpha_1 = 1, \quad \alpha_2 = 1 \quad \text{sul lato appoggiato EF}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2}, \quad \alpha_2 = \frac{a}{l_Y} \quad \text{sui lati incastrati EG, GH, FH}$$

1) Rullo anteriore in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{192} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{7l_Y^3}{4l_X^3 + 7l_Y^3} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{v_f l_X}{4} \left[V_{XA} + \left(V_{YA} + \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{1}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = - \frac{V_{XA} l_X}{4}$$

$$z_Y = \frac{7}{768} \frac{P_Y l_Y^3}{E J}$$

$$P_Y = \frac{4l_X^3}{4l_X^3 + 7l_Y^3} P$$

$$V_{YA} = \frac{5}{16} P_Y \quad V_{YB} = \frac{11}{16} P_Y$$

$$R_Y = \frac{v'_f l_Y}{2} \left[V_{YA} + \frac{1}{6} V_{XA} \right]$$

$$K_Y = - (V_{YB} - V_{XA}) \frac{l_Y}{2}$$

2) Ruote posteriori in mezzeria:

$$z_X = \frac{1}{192} \frac{P_X l_X^3}{E J}$$

$$P_X = \frac{a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)}{l_X^3 + a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)} P$$

$$V_{XA} = V_{XB} = \frac{P_X}{2}$$

$$R_X = \frac{v_f l_X}{4} \left[V_{XA} + \left(V_{YA} + \frac{V_{YB}}{2} \right) \frac{1}{3} \frac{l_Y}{l_X} \right]$$

$$K_X = - \frac{V_{XA} l_X}{4}$$

$$z_Y = \frac{1}{192} \frac{P_Y}{E J} a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)$$

$$P_Y = \frac{l_X^3}{l_X^3 + a (3l_Y^2 - 16a^2 + 9aly)} P$$

$$V_{YA} = \frac{5}{16} P_Y \quad V_{YB} = \frac{11}{16} P_Y$$

$$R_Y = \frac{v'_f l_Y}{2} \left[V_{YA} + \frac{2V_{XA} \cdot a \cdot d}{l_Y^2} - \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2a}{l_Y} \right) \right]$$

$$K_Y = - (V_{YB} - V_{YA}) \frac{l_Y}{2}$$

Riccardo F. Baldacci

Restauro di una copertura con travi Vierendeel in cemento armato

Durante l'esecuzione delle opere di restauro di un capannone in cemento armato delle Ferrovie dello Stato offeso dai bombardamenti aerei, l'Impresa Marega e Bennati appaltatrice dei lavori si trovò di fronte ad un caso singolare.

Il capannone era coperto con soletta portata da nervature longitudinali poggianti su una serie di travi Vierendeel col corrente superiore centinato e l'inferiore rettilineo, della luce di m. 16,24 e poste ad interasse di m. 7,00.

Una bomba scoppiata presso la gronda del capannone frantumò la banchina e il pilastro di sostegno di una di queste travi reticolari, la quale si abbassò da quel lato di circa 80 cm. e rimase appesa al groviglio dei ferri che l'ancoravano alla banchina, come appare dall'unita fotografia.

Le due campate adiacenti alla trave Vierendeel furono trascinate nell'abbassamento, e si ruppero, senza rimedio, la soletta e le nervature longitudinali.

Le altre travi non subirono alcun movimento apprezzabile.

Di fronte al costoso e lungo lavoro di demolire e rifare la trave reticolare, l'Impresa avanzò la proposta di sollevarla e riportarla in sito senza demolirla.

L'Amministrazione accolse la proposta, lasciando naturalmente all'Impresa ogni responsabilità; e questa si rivolse al sottoscritto per la necessaria assistenza.

La trave ceduta presentava naturalmente i segni dell'urto ricevuto per la repentina scomparsa di uno dei suoi sostegni. Questi segni apparivano in special modo nei montanti, che presentavano le caratteristiche lesioni inclinate dovute al taglio.

I correnti non presentavano lesioni preoccupanti. Solamente all'estremità opposta a quella del cedimento, presso il pilastro rimasto in sito, si notava un principio di schiacciamento nel corrente inferiore. Inoltre la trave, essendo stata guidata nel suo cedimento dalle nervature longitudinali, mantenne la sua verticalità.

Eseguito un calcolo di verifica in base alle armature metalliche messe a nudo dal dissesto, si riscontrò una forte esuberanza di ferro, capace di assorbire gli sforzi impreveduti che una manovra di sollevamento avrebbe causato. Non si ebbe la possibilità di verificare l'armatura dei montanti; ma la loro forte sezione e la ridottissima altezza di quelli

d'estremità, che sono i più sollecitati, offrivano ogni garanzia sulla loro solidità.

Si decise pertanto di risparmiare la trave e di ricondurla nella sua posizione primitiva con una oculata manovra di sollevamento.

Le operazioni si svolsero nel seguente modo:

Si demolirono dapprima le solette delle due campate adiacenti, allo scopo di alleggerire la trave, mantenendo però in sito (per il momento) i travetti longitudinali che, per quanto lesionati e deformati, avevano l'ufficio di mantenere la trave nel suo piano verticale.

Si piazzarono quindi due sollevatori a vite sul pavimento del capannone e si drizzarono su di essi i puntelli, costituiti da due fasci di antenne legati con moietta, che offrivano la necessaria resistenza al carico di punta. Questi due puntelli furono piazzati sotto il corrente inferiore, nelle sezioni immediatamente adiacenti al 2° e al 3° montante della Vierendeel a partire dall'estremo ceduto. Tra il corrente inferiore e il superiore, e sul prolungamento di questi puntelli, vennero inseriti e incuneati robusti montanti di legno, con l'ufficio di trasmettere al corrente superiore la spinta che si sarebbe esercitata dal basso all'alto contro la catena, senza impegnare i montanti in cemento armato, che essendo lesionati, male avrebbero sopportato uno sforzo assiale.

Vennero eretti infine due castelli appoggiati sul suolo, destinati a reggere

tutto il peso della trave qualora qualche organo avesse ceduto.

Quando, appena messi in azione gli elevatori, i puntelli entrarono in carico, si liberarono tutti i ferri che trattenevano la trave e s'iniziò il sollevamento, avendo cura di assicurare continuamente con l'interposizione di cunei e di tavoloni, l'appoggio sulle incastellature fisse.

Durante la manovra non si notò l'apparizione di nuove lesioni. Solamente si accentuarono in piccola misura le lesioni già esistenti nei montanti.

Quando la trave raggiunse la posizione voluta, cioè il livello delle altre con un sùpero di 2 cm. per gli altri eventuali assestamenti, la si assicurò sui castelli fissi e si procedette con tutta tranquillità a lavorare i ferri sporgenti, ad armare il pilastro, a formare i casseri per il completamento della trave, e si eseguì il getto.

Per ultimo furono demoliti e rifatti i travetti longitudinali e la soletta di copertura e furono rifatti o sigillati con cemento puro i montanti lesionati.

Nei getti venne impiegato calcestruzzo con la dosatura di 400 Kg. di cemento per metro cubo.

L'operazione, eseguita con ogni cura dalle maestranze dell'Impresa Marega e Bennati, non diede luogo al minimo incidente.

Dopo il disarmo si constatò che dei 2 cm. lasciati di giuoco, uno solo era stato assorbito dagli assestamenti.

Guido Benzi



Sul calcolo del guscio cilindrico a base semiellittica

È noto che le equazioni relative al problema del guscio cilindrico riguardato come membrana, ove il carico abbia componente nulla secondo le generatrici, sono (fig. 1) (1):

$$[1] \quad \begin{cases} T_2 = -r Z; & T_1 = -\int \frac{\delta S}{r \delta \varphi} + f_2(\varphi), \\ S = -\int \frac{\delta T_2}{r \delta \varphi} dx - \int Y dx + f_1(\varphi), \end{cases}$$

essendo $f_1(\varphi)$ ed $f_2(\varphi)$ funzioni legate alle condizioni di vincolo.

Se queste importano (fig. 2):

$(T_1)_{x=\pm l} = 0$ (guscio su timpani di estremità semplicemente appoggiati) e se, per essere il carico indipendente da x , è pure:

$(S)_{x=0} = 0$, le [1] prendono la forma:

$$[2] \quad T_2 = -r Z, \quad S = -x S_0, \quad T_1 = -\frac{l^2 - x^2}{2} \frac{\delta S_0}{r \delta \varphi},$$

ove si ponga:

$$S_0 = Y + \frac{\delta T_2}{r \delta \varphi}.$$

Nei calcoli inerenti alle coperture è per lo più sufficiente prendere in esame l'effetto del carico permanente e quello di un sovraccarico di neve.

Supposto il guscio di spessore costante, per la valutazione degli sforzi dovuti al peso proprio basterà porre:

$$Y = g \sin \varphi, \quad Z = g \cos \varphi,$$

essendo g il peso riferito all'unità di superficie cilindrica, nel qual caso le [2] divengono:

$$[3] \quad T_2 = -g r \cos \varphi, \quad S = -x S_0, \quad T_1 = -\frac{l^2 - x^2}{2} \frac{\delta S_0}{r \delta \varphi},$$

(1) F. EMPERGER, *Handbuch für Eisenbetonbau*, vol. VI, Berlino, 1928.

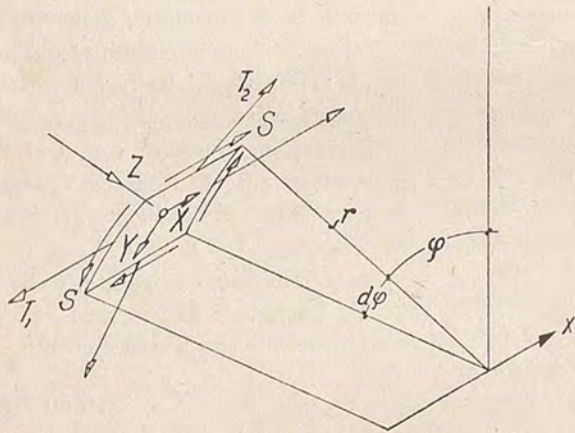
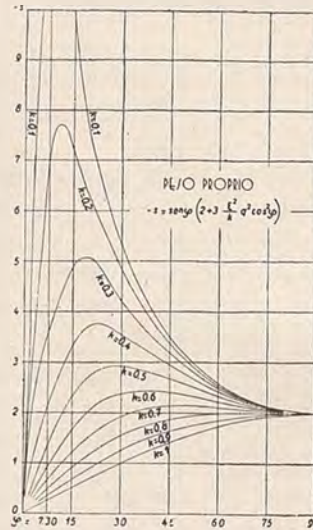
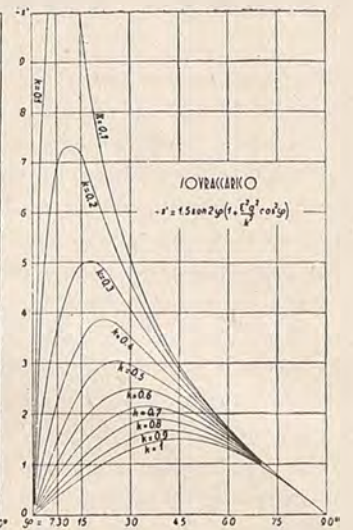


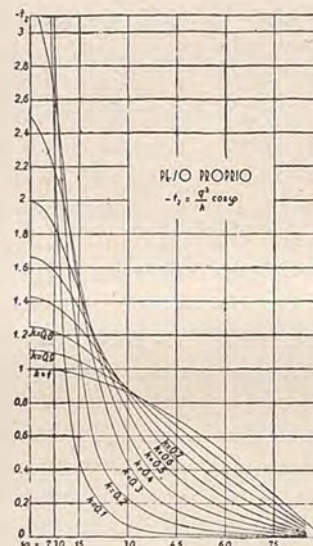
Fig. 1 (in alto) — Fig. 2 (in basso)



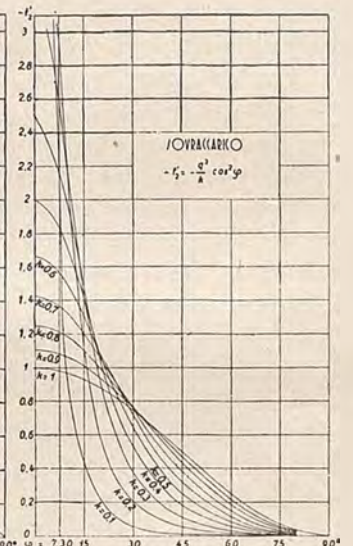
Tav. I



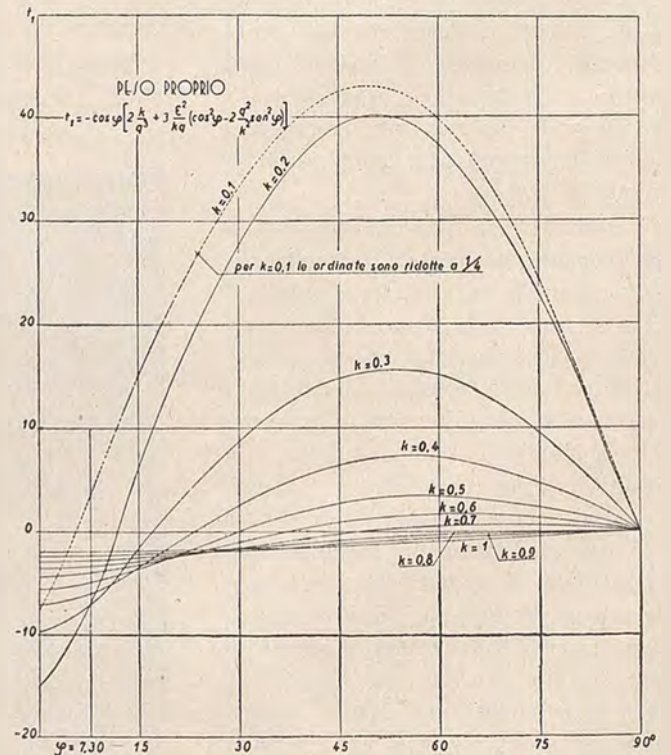
Tav. II



Tav. III



Tav. IV



Tav. V

con:
$$S_0 = g \sin \varphi + \frac{\delta T_2}{r \delta \varphi}.$$

Analogamente per il sovraccarico, ove esso sia ragguagliabile ad un carico p uniformemente distribuito sulla proiezione orizzontale, ponendo:

$$Y = p \sin \varphi \cos \varphi, \quad Z = p \cos^2 \varphi,$$

si viene alle altre relazioni:

$$T_2' = -p r \cos^2 \varphi, \quad S' = -x S_0', \quad T_1' = -\frac{l^2 - x^2}{2} \frac{\delta S_0'}{r \delta \varphi},$$

con:

$$S_0' = p \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\delta T_2'}{r \delta \varphi}.$$

Nel caso particolare della direttrice semiellittica, introdotti per questa (fig. 2) l'eccentricità:

$$e = \sqrt{a^2 - b^2},$$

il raggio di curvatura:

$$r(\varphi) = \frac{a^2 b^2}{(a^2 \sin^2 \varphi + b^2 \cos^2 \varphi)^{3/2}},$$

e tenuto presente che, detto ρ il semidiametro della ellisse coniugato a quello definito dal valore di φ , è pure:

$$r(\varphi) = \frac{\rho^3}{a b},$$

avremo dalle [3]:

$$\begin{cases} T_2 = -g \frac{\rho^3}{a b} \cos \varphi, \\ S = -g x \sin \varphi \left(2 + \frac{3 e^2 \rho^2 \cos^2 \varphi}{a^2 b^2} \right), \\ T_1 = -g \frac{l^2 - x^2}{2} \cos \varphi \\ \quad \left[2 \frac{a b}{\rho^3} + \frac{3 e^2}{\rho a b} \left(\cos^2 \varphi - 2 \frac{\rho^2}{b^2} \sin^2 \varphi \right) \right], \end{cases} \quad [3']$$

e dalle [4]:

$$\begin{cases} T_2' = -p \frac{\rho^3}{a b} \cos^2 \varphi, \\ S' = -1,5 p x \sin 2 \varphi \left(1 + \frac{e^2 \rho^2}{a^2 b^2} \cos^2 \varphi \right), \\ T_1' = -3 p \frac{l^2 - x^2}{2} \left(\frac{a}{\rho b} \cos 2 \varphi - \frac{\rho e^2 \sin^2 2 \varphi}{2 a b^3} \right). \end{cases} \quad [4']$$

Le prime due delle [3]' concordano con le formule date da W. Flügge (1) e da F. Dischinger (2); e così, a meno d'un errore di stampa peraltro ben evidente, concorda anche la terza con la corrispondente di quest'ultimo Autore, quale si legge nella IV edizione del citato volume dell'Handbuch. Non concorda invece quella del Flügge che, tradotta nei simboli qui adoperati, si scrive:

$$T_1 = -g \frac{l^2 - x^2}{2} \cos \varphi \left(3 \frac{\rho}{a b} - \frac{a b}{\rho^3} \right),$$

espressione corretta soltanto per la direttrice semicircolare, nel qual caso si semplifica ovviamente nella:

$$T_1 = -g \frac{l^2 - x^2}{a} \cos \varphi;$$

mentre l'espressione completa, equivalente all'ultima delle [3]', sarebbe:

$$T_1 = -g \frac{l^2 - x^2}{2} \cos \varphi \left[3 \frac{\rho}{a b} \left(1 - \frac{e^2 \sin^2 \varphi}{b^2} \right) - \frac{a b}{\rho^3} \right].$$

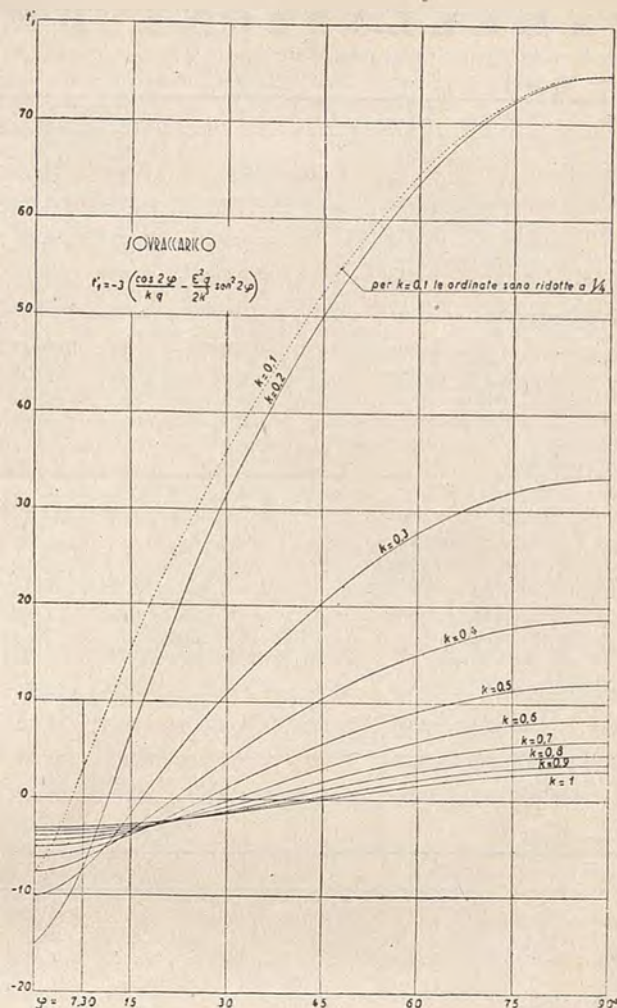
Quanto alle [4]', le prime due sono le formule stesse dell'Handbuch (non è considerata dall'altro Autore la condizione di sovraccarico uniforme sul piano orizzontale); la terza, figura invece qui sotto la forma:

$$\begin{aligned} [5] \quad T_1' = & -3 p \frac{l^2 - x^2}{2} \times \\ & \times \left[\left(\frac{a b}{\rho^3} + \frac{e^2 \cos^2 \varphi}{a b \rho} \right) \cos 2 \varphi + \frac{\rho^2 e^2}{2 a b^3} \sin^2 2 \varphi \right]. \end{aligned}$$

(1) W. FLÜGGE, *Statik und Dynamik der Schalen*, Berlino, 1934.

(2) F. EMPERGER, *loc. cit.*

(3) G. KRALL, *Strutture in foglio, volte travi e volte secondo superfici di traslazione*, «Primo Congresso di matematica applicata» (Roma, 1936), Bologna, 1940.



TAV. VI

alla quale effettivamente l'ultima delle [4]' non può ridursi che a meno del segno del termine $\rho^2 e^2 \sin^2 2 \varphi : 2 a b^3$. Si tratta dunque di un secondo errore di stampa, il quale però, data la lungaggine delle operazioni necessarie per controllare la formula, passa facilmente inosservato, tanto più che per i valori $\varphi = 0$ e $\varphi = \pi/2$ il termine indicato essendo nullo, non influisce sul risultato.

Per poter applicare prontamente le espressioni corrette conviene porle nella forma loro data da G. Krall (3):

$$\begin{aligned} [3]'' \quad & \begin{cases} T_1 = g a t_2, \\ S = g x s, \\ T_1 = g \frac{l^2 - x^2}{2a} t_1, \end{cases} \quad [4]'' \quad \begin{cases} T_2' = g a t_2', \\ S' = p x s', \\ T_1' = p \frac{l^2 - x^2}{2a} t_1'. \end{cases} \end{aligned}$$

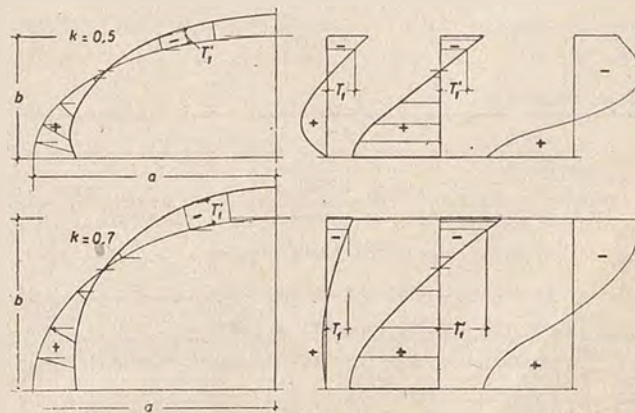


Fig. 3 — Sul calcolo del guscio cilindrico base semiellittica

TABELLAZIONE DELLE FUNZIONI F (k, φ)

k = 0,1

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 10		— 29.900	— 10	0	— 30
7.30'	— 2.2514	— 14.4440	12.897	— 2.2321	— 14.4500	13.182
15	— 0.4582	— 9.9152	61.110	— 0.4425	— 9.8274	62.608
30	— 0.0663	— 5.3253	132.910	— 0.0574	— 5.0448	143.364
45	— 0.0197	— 3.4935	170.150	— 0.0140	— 2.9703	208.968
60	— 0.0077	— 2.5866	159.300	— 0.0038	— 1.7263	258.549
75	— 0.0029	— 2.1377	96.770	— 0.0007	— 0.8033	289.487
90°	0	— 2	0	0	0	300

k = 0,2

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 5	0	— 14.800	— 5	0	— 15
7.30'	— 2.9643	— 6.8178	— 7.074	— 2.9389	— 6.8889	— 7.041
15	— 1.1469	— 7.1851	6.266	— 1.1078	— 7.1903	6.891
30	— 0.2338	— 4.3571	27.757	— 0.2025	— 4.6394	31.182
45	— 0.0754	— 3.3724	38.988	— 0.0533	— 2.8846	49.923
60	— 0.0302	— 2.5325	37.533	— 0.0151	— 1.7093	63.662
75	— 0.0114	— 2.1310	23.028	— 0.0030	— 0.8015	72.143
90°	0	— 2	0	0	0	75

k = 0,3

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 3.3333	0	— 9.7000	— 3.3333	0	— 10
7.30'	— 2.6038	— 3.5810	— 7.2021	— 2.5815	— 3.6798	— 7.3315
15	— 1.4822	— 4.8847	— 1.7772	— 1.4317	— 4.9686	— 1.4503
30	— 0.4357	— 4.2244	8.7658	— 0.3773	— 4.0915	10.8006
45	— 0.1582	— 3.1852	14.8150	— 0.1118	— 2.7523	20.3164
60	— 0.0663	— 2.4972	15.0070	— 0.0331	— 1.6816	27.5381
75	— 0.0256	— 2.1200	9.3745	— 0.0066	— 0.7987	31.8859
90°	0	— 2	0	0	0	33.3333

k = 0,4

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 2.5000	0	— 7.1000	— 2.5000	0	— 7.5000
7.30'	— 2.1797	— 2.1159	— 6.0359	— 2.1611	— 2.2272	— 6.2965
15	— 1.5366	— 3.3314	— 3.4326	— 1.4843	— 3.4679	— 3.3207
30	— 0.6157	— 3.5541	2.5529	— 0.5332	— 3.5109	4.0078
45	— 0.2561	— 2.9503	6.4784	— 0.1811	— 2.5862	10.3413
60	— 0.1139	— 2.4227	7.1517	— 0.0570	— 1.6444	14.9793
75	— 0.0452	— 2.1046	4.5988	— 0.0117	— 0.7947	17.8027
90°	0	— 2	0	0	0	18.7500

k = 0,5

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 2	0	— 5.5000	— 2	0	— 6
7.30'	— 1.8400	— 1.3596	— 4.9715	— 1.8243	— 1.4774	— 5.3534
15	— 1.4678	— 2.3273	— 3.5901	— 1.4178	— 2.4980	— 3.6429
30	— 0.7482	— 2.9286	0.0205	— 0.6479	— 2.9692	1.1390
45	— 0.3578	— 2.6870	2.7392	— 0.2530	— 2.4000	5.6921
60	— 0.1707	— 2.3316	3.5449	— 0.0853	— 1.5988	9.1547
75	— 0.0699	— 2.0851	2.3916	— 0.0181	— 0.7897	11.2822
90°	0	— 2	0	0	0	12

k = 0,6

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 1.1667	0	— 4.4000	— 1.6667	0	— 5
7.30'	— 1.5801	— 0.9252	— 4.1138	— 1.5666	— 1.0467	— 4.6086
15	— 1.3599	— 1.6685	— 3.3356	— 1.3135	— 1.8616	— 3.5300
30	— 0.8314	— 2.3846	— 1.0955	— 0.7200	— 2.4982	— 0.2299
45	— 0.4540	— 2.4125	0.8156	— 0.3210	— 2.2059	3.2306
60	— 0.2338	— 2.2269	1.6148	— 0.1169	— 1.5465	6.0016
75	— 0.0995	— 2.0616	1.1960	— 0.0258	— 0.7836	7.7421
90°	0	— 2	0	0	0	8.3333

k = 0,7

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 1.4286	0	— 3.5857	— 1.4286	0	— 4.2858
7.30'	— 1.3795	— 0.6547	— 3.4246	— 1.3677	— 0.7785	— 4.0288
15	— 1.2472	— 1.2225	— 2.9754	— 1.2047	— 1.4309	— 3.2998
30	— 0.8745	— 1.9291	— 1.5883	— 0.7574	— 2.1037	— 0.8371
45	— 0.5388	— 2.1403	0.2507	— 0.3810	— 2.0134	1.8092
60	— 0.3006	— 2.1117	0.4795	— 0.1503	— 1.4889	4.1836
75	— 0.1396	— 2.0344	0.4785	— 0.0346	— 0.7765	5.6068
90°	0	— 2	0	0	0	6.1224

k = 0,8

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 1.2500	0	— 2.9500	— 1.2500	0	— 3.7500
7.30'	— 1.2217	— 0.4755	— 2.8602	— 1.2113	— 0.6008	— 3.5609
15	— 1.1422	— 0.9103	— 2.6050	— 1.1033	— 1.1293	— 3.0493
30	— 0.8886	— 1.5548	— 1.7692	— 0.7696	— 1.7807	— 1.2616
45	— 0.6095	— 1.8799	— 0.8633	— 0.4310	— 1.8293	0.9321
60	— 0.3686	— 1.9890	— 0.2309	— 0.1843	— 1.4275	2.8994
75	— 0.1718	— 2.0035	0.0164	— 0.0445	— 0.7685	4.2238
90°	0	— 2	0	0	0	4.6875

k = 0,9

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 1.1111	0	— 2.4343	— 1.1111	0	— 3.3333
7.30'	— 1.0950	— 0.3510	— 2.3874	— 1.0857	— 0.4774	— 3.2001
15	— 1.0484	— 0.6849	— 2.2546	— 1.0127	— 0.9116	— 2.8135
30	— 0.8834	— 1.2493	— 1.7922	— 0.7651	— 1.5149	— 1.4271
45	— 0.6653	— 1.6369	— 1.2168	— 0.4704	— 1.6575	0.3610
60	— 0.4357	— 1.8616	— 0.6927	— 0.2178	— 1.3638	2.0749
75	— 0.2137	— 1.9692	— 0.2970	— 0.0553	— 0.7597	3.2757
90°	0	— 2	0	0	0	3.7038

k = 1 (direttrice semicircolare)

φ	t_2	s	t_1	t_2'	s'	t_1'
0°	— 1	0	— 2	— 1	0	— 3
7.30'	— 0.9914	— 0.2611	— 1.9829	— 0.9830	— 0.3832	— 2.8978
15	— 0.9659	— 0.5176	— 1.9319	— 0.9330	— 0.7500	— 2.5981
30	— 0.8660	— 1.0000	— 1.7321	— 0.7500	— 1.2990	— 1.5000
45	— 0.7071	— 1.4142	— 1.4142	— 0.5000	— 1.5000	0
60	— 0.5000	— 1.7321	— 1.0000	— 0.2500	— 1.2990	1.5000
75	— 0.2588	— 1.9319	— 0.5176	— 0.0670	— 0.7500	2.5981
90°	0	— 2	0	0	0	3

e procedere alla tabellazione delle due terne di funzioni:

$$[6] \begin{cases} t_2 = -\frac{q^3}{k} \cos \varphi, \\ s = -\sin \varphi \left(2 + \frac{3}{k} \frac{\varepsilon^2 q^2}{\cos^2 \varphi} \right), \\ t_1 = -\cos \varphi \left[\frac{2}{q^3} k + \frac{3}{k} \frac{\varepsilon^2}{q} \left(\cos^2 \varphi - 2 \frac{q^2}{k^2} \sin^2 \varphi \right) \right]. \end{cases}$$

$$[7] \begin{cases} t_2' = t_2 \cos \varphi, \\ s' = -1,5 \sin 2\varphi \left(1 + \frac{\varepsilon^2 q^2}{k^2} \cos^2 \varphi \right), \\ t_1' = -\frac{3}{k} \frac{1}{q} \left(\cos 2\varphi - \frac{\varepsilon^2 q^2}{2 k^2} \sin^2 2\varphi \right), \end{cases}$$

ove è:

$$k = b : a, \quad \varepsilon^2 = 1 - k^2 = (c : a)^2, \quad q = \rho : a.$$

Per una opportuna gradazione di valori di φ crescenti da 0 a 90° e per valori del rapporto k tra i semiassi crescenti di decimo in decimo da 0,1 all'unità (base semicircolare) è riportata qui di seguito la suddetta tabellazione. Si sono inoltre costruiti i relativi grafici, dai quali risulta più evidente la diversità degli effetti dovuti alle due specie di carico. Com'è logico, per piccoli valori di φ le curve rappresentative delle funzioni relative agli sforzi per il sovraccarico hanno andamenti concordanti con quelli delle corrispondenti curve relative al peso proprio; al crescere di φ la divergenza va accen-

tuandosi, in misura tanto maggiore quanto più alto è il valore di k cui si riferiscono.

La fig. 3 mostra infine ordinatamente i diagrammi degli sforzi corretti T_1 e T_1' (quest'ultimo riportato anche ortogonalmente alla base, in scala metà) nonché quello del T_1' secondo la [5], costruiti per i due valori 0,5 e 0,7 del rapporto k tra gli assi.

È da osservare che l'integrale dello sforzo T_1' tra la chiave ($\varphi = 0$) ed un valore arbitrario dell'angolo φ :

$$\int_0^\varphi T_1' r d\varphi = \frac{3}{2} p (1^2 - x^2) \int_0^\varphi \frac{\sin^2 \varphi - k^2 \cos^2 \varphi}{(\sin^2 \varphi + k^2 \cos^2 \varphi)^2} d\varphi =$$

$$= -\frac{3}{2} p (1^2 - x^2) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg}^2 \varphi + k^2},$$

si annulla per $\varphi = \pi/2$. La risultante degli sforzi normali relativi a una data sezione della volta equivale pertanto ad una coppia: contrariamente a quanto si riscontra per il peso proprio, il momento flettente dovuto al sovraccarico è equilibrato senza concorso di trazioni di bordo. Ciò risulta d'altronde immediatamente dalla seconda delle [7] che dichiara nulla la s' , e quindi il taglio S' , per $\varphi = \pi/2$, confermando così l'esattezza della terza delle [4].

Ne deriva ancora che le isostatiche di compressione per il sovraccarico raggiungono i bordi ortogonalmente, con pressione nulla, come si verifica al lembo teso di una comune trave inflessa; quelle di trazione se ne staccano tangenzialmente, con trazione $T_1' = 1,5 p (1^2 - x^2) : q a k$.

Letterio F. Donato

Hanno dato il loro appoggio per il successo del Convegno e della presente pubblicazione, le seguenti Ditte:

UNIONE CEMENTI MARCHINO & C.

Società per Azioni

Casale Monferrato

ITALCEMENTI

FABBRICHE RIUNITE CEMENTI

Bergamo

FRATELLI BARGERÒ

FABBRICHE DI CALCI E CEMENTI

Casale Monferrato

MILANESE & AZZI SOC. PER AZIONI

SOCIETÀ CEMENTIERA ITALIANA

Casale Monferrato

PALLI CARONI & DEAGLIO - Soc. An.

Casale Monferrato

“ETERNIT,, Soc. per Az.

PIETRA ARTIFICIALE

Genova

GABBA & MIGLIETTA

FABBRICA CALCI E CEMENTI

Casale Monferrato

FRATELLI BUZZI

FABBRICHE CALCI E CEMENTI

Casale Monferrato

“LA VICTORIA,, del Comm. Carlo Piazza

FORNI CALCI e CEMENTI del MONFERRATO

Trino Vercellese

Direttore responsabile: AUGUSTO CAVALLARI - MURAT

Autorizzazione con Decreto Prefettizio N. 1125 S.T. del 4 Febbraio 1947

Casa Editrice: DITTA FRATELLI POZZO della Fratelli Pozzo, Salvati, Gros Monti & C. - Poligrafiche Riunite S. p. A. - Torino

Amministratore Delegato: Col. Domenico Canonica

S C H E D A R I O T E C N I C O

CONCERIE - CINGHIE - CUOI

MASSONI & MARONI

CINGHIE E ARTICOLI TECNICI PER TUTTE LE INDUSTRIE

VIA BERGAMO, 10 - MILANO - TELEF. 50.151

CONCERIE ITALIANE RIUNITE

Pelli per carrozzerie - Autobus, Mobilia

TORINO - VIA STRADELLA, 180 - TEL. 21.739 - 21.740 - 23.574

S.A. Conceria di Borgaro Torinese

Stabilimento e Amministrazione: BORGARO TORINESE

Sede Legale Via Vivaio 11 - MILANO

CONCIA AL CROMO - CONCIA VEGETALE

VASTI ASSORTIMENTI IN QUALITÀ E
COLORE PER TUTTE LE APPLICAZIONI

*Casa di prim'ordine
.. Casa di fiducia ..*

FILATURE E TESSITURE

LANIFICIO

Fratelli Canale & C.

TESSUTI LANA
PETTINATI E CARDATI

ESPORTAZIONE

BALANGERO
(TORINO)

FONDERIE

Ing. BASSANI, MANFREDI & C.

Fonderie

STABILIMENTO IN MONDOVI

TELEFONO 151

SEDE E DIREZIONE - TORINO - VIA PASTRENGO, 17
TELEFONO 40.784

FONDERIE

*Filtropresse con serpentini incorporati
nelle piastre per riscaldamento o raffreddamento
dei materiali da filtrare - pompe
per filtri - recipienti a pressione*

Fonderie Fauser . Novara

FUNIVIE E SIMILI

“AGUDIO,, SOCIETÀ ANONIMA

VIA S. MARINO, 21 - TORINO - TEL. 65.859

COSTRUZIONI DI IMPIANTI E APPARECCHI PER IL
SOLLEVAMENTO E IL TRASPORTO DI MERCI E PERSONE

*Funivie - Teleferiche - Funicolari - Slittovie
Piani inclinati - Blondin - Gru di ogni tipo
Ascensori - Montacarichi - Monorotaie
Elevatori e trasportatori di ogni tipo.*

COSTRUZIONI MECCANICHE E METALLICHE

GOMMA

Superga
S.p.A.
LABBRICHE RIUNITE INDUSTRIA GOMMA TORINO



Via Verolengo, 28 - TORINO - Casella postale 423

CALZATURE - STIVALONI - TUBI - ARTICOLI
TECNICI DI GOMMA PER OGNI APPLICAZIONE
NELL'INDUSTRIA E NELL'AGRICOLTURA -
PNEUMATICI «VELO» - TESSUTI GOMMATI E FOGLIE DI GOMMA

IMPIANTI ELETTRICI

Impianti di elettrificazione ferroviaria e di
linee elettriche • Apparecchiatura, morsetterie
e accessori zincati per linee e cabine elettriche •
Coperture metalliche per capannoni industriali,
aviorimesse, grandi costruzioni • Carpenteria
metallica in genere anche interamente zincata

“S. A. E.”

Società Anonima Elettrificazione

MILANO - Via Larga 8 - Tel. 87.257-83.815
Telegr. ELETTROBRENNERO-MILANO