

1949 - Novembre

# ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

## ADUNANZA GENERALE STRAORDINARIA DEL 20 APRILE 1949

Per iniziativa della Società Ingegneri e Architetti di Torino di concerto colla Sezione di Torino dell'Associazione termotecnica italiana e col Collegio dei Costruttori Edili di Torino ha luogo nel salone Sociale una conferenza sul tema:

« L'isolamento termo-acustico e antincendio degli edifici e le applicazioni della polvere di vetro ».

L'oratore dott. ing. Alessandro Goldstein Bolocan del Centro studi applicazioni vetro (CISAV) di Milano è alla fine della conferenza, illustrata da proiezioni, vivamente complimentato dal Presidente della Sezione di Torino della Associazione Termotecnica Italiana Prof. Capetti a nome degli intervenuti.

## VISITA AGLI IMPIANTI DEL METANO 30 APRILE 1949

Nelle ore pomeridiane del 30 aprile per gentile concessione della Società SATTI, proprietaria, oltre cinquanta soci hanno visitato lo stabilimento per la produzione del metano biologico sito alle basse di Stura oltre la borgata R. Parco.

Guida cortese, autorevole e competente fu il socio dott. ing. Francesco Giupponi. Direttore della Società SATTI, il quale dopo aver in concettosa sintesi riassunto la storia dello stabilimento, fece assistere illustrando man mano i diversi particolari del complesso impianto, a tutto il ciclo della produzione dall'arrivo nelle vaste vasche dell'ingente massa del liquame di fogna della Città alla spedizione sui camions delle bombole di metano.

Un signorile rinfresco offerto dalla SATTI concluse la visita per la quale il Presidente della SIAT ing. Anselmetti vivamente ringraziò e complimentò l'ing. Giupponi e la sua Società la quale inoltre aveva posto a disposizione dei visitatori comodi mezzi di trasporto.

## ADUNANZA ORDINARIA DEL 3 MAGGIO 1949

Presidenza: ANSELMETTI.

Sono presenti 40 soci.

Letto ed approvato il verbale della seduta 19 febbraio 1949, il Presidente ANSELMETTI, porge ai convenuti il saluto del nuovo Comitato dirigente che si augura di poter corrispondere alla fiducia dimostrategli dai Soci assicurando che farà quanto più gli sarà possibile per il maggior lustro della Società.

Informa i Soci di aver subito posto in esame la questione della sede sociale iniziando anche con diversi enti trattative e, sulle quali a tempo opportuno si riserva di riferire.

Comunica che il Comitato dirigente ha nominato il Consigliere Senatore PANETTI, che ha accettato, rappresentante della

Società nel Consiglio direttivo dell'ANIAI, a termini del relativo statuto, e dà lettura dell'ordine del giorno approvato dal Comitato per la tutela della zona delle Torri-Palatine (vedi « Atti e Rassegna tecnica », fascicolo febbraio 1949 pag. 21).

L'adunanza prende atto delle comunicazioni del Presidente e su proposta ZIGNOLI decide che il conferimento della qualità di Presidente onorario al prof. CHEVALLEY avvenga in forma solenne entro l'anno e sia preceduta da un esame

dello statuto per renderla conforme ad esso.

Vengono quindi ammessi a far parte della Società in qualità di Soci effettivi residenti gli ingegneri BERTOLONE ALFREDO, VANDONI ALDO e ZABERT SECONDO ed in qualità di Socio corrispondente l'ing. SANTAGOSTINO GIORGIO (San Remo).

Viene poscia presentato dal Tesoriere GOFFI il Conto consuntivo dell'esercizio 1948 come segue riassunto:

ENTRATE	ENTRATE	SPESE
1. - Quote sociali . . . . .	L. 560.062 —	
2. - Rimborso dagli Ordini Ingegneri ed Architetti di spese comuni . . . . .	» 43.000 —	
<b>S P E S E</b>		
1. - Personale di segreteria e custodia . . . . .		L. 299.500 —
2. - Cancelleria e stampati . . . . .		» 92.895 —
3. - Spese postali . . . . .		» 29.632 —
4. - Arredamento e conservazione mobili ed affitto locale relativo . . . . .		» 23.619 —
5. - Luce e riscaldamento . . . . .		» 11.432 —
6. - Convegni e congressi . . . . .		» 10.345 —
7. - Telefono . . . . .		» 8.935 —
8. - Contributo stampa Atti e Rassegna Tecnica . . . . .		» 100.000 —
9. - Varie . . . . .		» 7.586,80
	L. 603.062 —	L. 583.944,80
Differenza attiva a pareggio da imputarsi al conto 1949 . . . . .		» 19.117,20
<b>TOTALE</b>	<b>L. 603.062 —</b>	<b>L. 603.062 —</b>

NOTA. — L'esercizio 1947 era chiuso con un disavanzo di L. 19.246,30.

Situazione di cassa al 31-12-1948:

Depositate sul conto corrente postale n. 2/29469 . . . . .	L. 11.079,20
A mani del Tesoriere . . . . .	» 8.038 —
	<b>L. 19.117,20 come sopra</b>

L'adunanza senza discussione lo approva ad unanimità.

Segue una lunga discussione sul piano Fanfani per la costruzione di case di abitazione.

Sul detto piano riferisce ampiamente l'ing. ACHILLE GOFFI e parlano i Soci BOIDO, DEZZUTTI, MOSSI, RONDELLI, PILUTTI, GIAY EMILIO, FRISA e RICHIERI ed il Presidente al quale da ultimo, in conclusione della discussione, pone ai voti per divisione il seguente ordine del giorno presentato dal Socio ZIGNOLI.

La Società degli Ingegneri e Architetti in Torino, riaffermando il constatato miglior rendimento dell'iniziativa privata nel campo produttivo.

fa voti affinché nel perfezionamento dell'atteso regolamento sulla legge Fanfani sia dato il più ampio campo alla collaborazione fattiva degli Ingegneri ed Architetti liberi professionisti e costruttori locali utilizzando nel miglior modo le grandi possibilità tecniche e realizzative.

Prendono parte alla votazione 39 Soci col seguente risultato:

Voti favorevoli al primo capoverso dell'Ordine del giorno . . . . .	18
Voti contrari al primo capoverso dell'Ordine del giorno . . . . .	14
Astenuti . . . . .	7
Voti favorevoli al secondo capoverso dell'Ordine del giorno . . . . .	39

Il Presidente proclamando l'esito della votazione essendo esaurito l'ordine del giorno dell'adunanza scioglie la seduta alle ore 24.

## ADUNANZA GENERALE STRAORDINARIA DEL 14 GIUGNO 1949

Presidenza: ANSELMETTI.

Sono presenti 47 Soci e due ingegneri non soci.

Dopo l'approvazione del verbale della Adunanza 3 maggio 1949 il Presidente comunica che l'ing. GIOVANNI CANOVA, antico Socio vitalizio, ha fatto una oblazione di 50.000 alla Società e gli rivolge un vivissimo ringraziamento al quale, con unanimi applausi, l'Adunanza si associa.

Su proposta del Presidente a voti unanimi e senza discussione l'Adunanza ammette a far parte della società in qualità di Soci effettivi residenti i signori: Ghigi arch. Alberto, Bisiani Dececco ing. Carlo, Boggio Bertinet ing. Ernesto, Allitto ing. Michele, Brambilla ing. Amedeo, Prestipino Giarritta ing. Vincenzo, Dolza ing. Casimiro, Loria ing. Mario, Ferrari ing. Eugenio Carlo, Foà arch. Arturo, Moretto ing. Anselmo, Rossi ing. Giulio Cesare, Rosani arch. Nino, Magnoni ing. Danilo, Minervini ing. Franco, Ricci ing. Augusto, Levi ing. Riccardo, Verino arch. Edoardo, Altieri ing. Raffaele, Cambria ing. Carmelo e Balzarelli ing. Mario.

e in qualità di Soci corrispondenti i signori: Olivetti ing. Adriano (Ivrea), Brun ing. Flavio (Pinerolo) e La Marca ing. Giovanni (Santhià).

*Proposta di costituzione del Sindacato degli Ingegneri e degli Architetti.*

Il presidente ANSEMETTI da lettura

della seguente mozione pervenuta alla presidenza:

« I sottoscritti Ingegneri ed Architetti, liberi professionisti e dipendenti di Enti pubblici e di Amministrazioni private residenti nella Provincia di Torino, Soci e non Soci della Società degli Ingegneri ed Architetti in Torino, chiedono alla Società stessa di farsi promotrice della costituzione nel suo seno del Sindacato degli Ingegneri e degli Architetti della Provincia di Torino, ripartito in Sezioni a seconda della categoria e dell'attività specifica di ognuno ed estensibile eventualmente a tutto il Piemonte, e si impegnano sin d'ora a farne parte. P. MUSSO, GARELLI, CERIA, RENACCO, MELIS A. MOLLI ».

Avverte che colla soppressione della frase « nel suo seno » e colla precisazione che i Sindacati Ingegneri ed Architetti devono essere separati analoga mozione è stata presentata dai Soci MIDANA, GRASSI, ASTENGO, MORELLI, SERENO, RAGAZZONI e RICHIERI.

Aggiunge che gli ingegneri CAPUTO, CENERE BALDIZZONE e PANIZZA lo hanno informato che in una riunione privata di 24 Ingegneri liberi professionisti tenutasi l'8 giugno, questi hanno proclamata la costituzione del Sindacato degli Ingegneri liberi professionisti della Provincia di Torino dando mandato ad apposito Comitato degli incompetenti necessari per rendere operante tale proclamazione.

Conclude esprimendo l'avviso che l'argomento sia di grande importanza e che il suo esame rivesta carattere d'urgenza dato che è in preparazione una legge sui Sindacati ed incitando l'Adunanza a pronunciarsi sulla questione.

La lunga ed animata discussione che ne consegue ed alla quale oltre al Presidente prendono parte CAPUTO, MORTARINO, DEZZUTTI, CHINAGLIA, PITTINI, MIDANA, CENERE, POGATSCHEG, SERENO, RONDELLI, GAY, GOFFI A. e RICHIERI si conclude colla approvazione della mozione più sopra riportata con 24 voti favorevoli e 15 contrari.

## ORDINE DEGLI ARCHITETTI DEL PIEMONTE

Assemblea generale degli iscritti all'Albo per l'elezione del Consiglio.

Il 9 novembre 1949 ebbe luogo l'assemblea degli iscritti all'Albo degli Architetti del Piemonte. Erano all'ordine del giorno:

1) Comunicazioni del Consiglio uscente.

2) Elezione del Consiglio dell'Ordine. Il Presidente uscente, Arch. Morelli, apre la seduta ed illustra l'attività svolta nell'ultimo biennio dal Consiglio dell'Ordine. Attività intesa alla tenuta dell'Albo professionale, alla nomina (su indicazioni di assemblee appositamente convocate) dei delegati alle varie Commissioni in rappresentanza dell'Ordine, all'intervento presso Amministrazioni, Enti e Privati per la tutela degli interessi degli iscritti e all'iniziativa di incontri interordini per determinare le attribuzioni degli Ordini e trattare altre questioni importanti, come quella della tariffa professionale.

Accenna alla recente legge sulla costituzione dei Sindacati nei riflessi alle attribuzioni professionali; rileva che molti Enti non si sono avvalsi dell'opera dei vincitori dei Concorsi banditi e dichiara che tale opera, perfezionando l'esecuzione delle costruzioni, riuscirebbe anche a vantaggio della città.

Ricchiama l'intervento del Consiglio presso l'Intendenza di Finanza per una tassazione volontaria, in relazione all'attività professionale degli iscritti, e l'opera svolta dall'ing. Barbero nel campo tributario a favore dei colleghi; riferisce sulla questione, sollevata in altra riunione, della concorrenza fatta da altre categorie professionali a quella degli architetti, e presenta una statistica di paragone circa i progetti redatti da architetti, ingegneri e geometri, sottoposti all'approvazione del competente Servizio Tecnico Municipale, traendone specifiche considerazioni. In merito accenna al proficuo intervento dell'Ordine presso il Ministero perchè venis-

sero riconosciuti gli architetti fra i tecnici di ordine superiore in confronto di altri diplomati.

Ha parole di lode per la continua opera svolta dalla Commissione parcelle presieduta dall'arch. Decker; per quella faticosissima di rappresentanti in seno alla Commissione Municipale Igienico Edilizia degli architetti Dezzutti, Levi-Montalcini e Renacco e per quella dell'arch. Ressa nel Consiglio Nazionale degli Architetti.

Illustra l'azione svolta, in unione agli ordini degli Ingegneri e dei Geometri, presso il locale Comando dei Vigili del Fuoco per venire ad una chiarificazione delle norme sulla prevenzione degli incendi specie nelle alte costruzioni.

Il Presidente conclude dichiarandosi grato ai colleghi della fiducia concessagli per due volte di seguito ed esprime il fermo

intendimento di rinunciare ad una eventuale propria rielezione, invitando l'Assemblea a non disperdere voti sul suo nome.

L'architetto Sottsass si rende interprete del grato saluto dell'Assemblea al Consiglio uscente ed in particolare al Presidente Arch. Morelli per la fattiva opera svolta a vantaggio dell'Ordine e l'Assemblea si associa per acclamazione.

Si procede quindi all'elezione del nuovo Consiglio, che risulta così composto:

Dr. Arch. GRASSI Ferruccio (*Presidente*).  
Dr. Arch. LEVI MONTALCINI Gino.  
Dr. Arch. DECKER Emilio.  
Dr. Arch. PASSANTI Mario (*Tesoriere*).  
Dr. Arch. DEZZUTTI Mario.  
Dr. Arch. MIDANA Arturo.  
Dr. Arch. VAIRANO Norberto (*Segretario*).

## CONVEGNI E CONGRESSI

### Convegno per le Applicazioni della Termotecnica alla Casa Moderna

Ha avuto luogo sabato 18 giugno 1949 presso il Palazzo delle Esposizioni al Valentino.

La riunione antimeridiana ha avuto inizio alle ore 9 nel salone delle Conferenze ed è stata aperta da parole di saluto e di augurio rivolte ai convenuti dal prof. ANTONIO CAPETTI, Presidente della Sezione Piemontese dell'Associazione Termotecnica Italiana, e dall'ing. ACHILLE GOFFI, in rappresentanza del Comitato ordinatore della Mostra Internazionale della Casa Moderna.

Hanno poi svolto interessanti relazioni il dr. ing. GIORGIO VECCO di Torino su *Accorgimenti costruttivi per impianti civili di riscaldamento*; il dr. ing. FEDERICO DOUGLAS SCOTTI di Firenze su *Recenti*

*progressi nel condizionamento dell'aria per edilizia civile*; il dr. ing. AURELIO VACCANEO di Torino su un *Nuovo tipo di impianto per riscaldamento autonomo a termosifone*. Le relazioni, illustrate con chiari grafici, sono state vivamente applaudite e seguite da discussioni.

L'ing. BOLE della Società Escher di Sciaffusa, che con altri tecnici stranieri assisteva alla manifestazione, ha voluto porgere il saluto dei termotecnici svizzeri ed il suo personale compiacimento per lo sviluppo della tecnica italiana.

Nel pomeriggio ha avuto luogo una visita collettiva alla Mostra della Casa Moderna, di cui furono particolarmente ammirati gli impianti termici a pompa di calore ed a radiazione come pure le varie e ingegnose strutture portanti ed isolanti.

C. C.

# RASSEGNA TECNICA

La "Rassegna tecnica", vuole essere una libera tribuna di idee e, se del caso, saranno graditi chiarimenti in contraddittorio; pertanto le opinioni ed i giudizi espressi negli articoli e nelle rubriche fisse non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino

## L'ORDINE NEL TERRITORIO E I CONSORZI URBANISTICI

L'ordine territoriale delle nostre regioni si è formato nei secoli passati in tempi successivi, con alterni periodi di intensa attività e di stasi quasi completa, con cambiamenti a volte molto lenti e dovuti alla naturale evoluzione umana, e a volte improvvisi provocati di solito da fattori bellici.

L'organizzazione ha preso corpo poco per volta, a pezzi susseguenti, nella ricerca di risolvere i problemi che venivano affacciandosi; le varie soluzioni erano di solito imperniate unilateralmente sui bisogni locali senza alcuna visione generale dell'intero territorio, delle sue necessità e del suo migliore sfruttamento nell'interesse collettivo.

Cose queste naturali in regioni, come le nostre, intensamente abitate, già da parecchi secoli facenti parte di civiltà avanzate, e soggette a frazionamenti politici e amministrativi variabili secondo le alterne vicende guerresche di vari signori; facilmente comprensibili quando si pensi alla base e alla massima parte dello sviluppo dell'attuale organizzazione precedenti di molto i periodi delle scoperte e delle invenzioni che in certo qual modo rivoluzionarono nei secoli più vicini a noi l'ordine mondiale.

In special modo nei riguardi delle comunicazioni: le vecchie strade dettate più che altro dalle accidentalità del terreno, le più recenti strade ferrate obbligate a deviazioni e a lunghi percorsi per collegare i vari centri dislocati in tutte le parti nella regione, i servizi pubblici di trasporto per necessità portati a unire, con spreco di tempo, di materiale e di energia, nuclei abitati e nuclei industriali in cattiva posizione reciproca.

Anche i servizi pubblici distributivi (acqua potabile, fognatura, gas illuminante, energia elettrica, ecc.) risentono, nelle nostre regioni, di una frammentarietà illogica e irrazionale di fronte alle esigenze e all'economia collettiva.

Per ultimo la distribuzione della popolazione e il collegato frazionamento del lavoro umano sono derivati ancora direttamente o da situazioni di fatto già sorpassate in gran parte (posizione topografica per antiche necessità di lavorazioni, posizioni strategiche secondo vecchie teorie belliche, posti di tappa o passaggi obbligati per sorpassati mezzi di trasporto) o da successive modificazioni dovute quasi sempre a concetti e a organizzazioni ormai superate.

Perciò i nostri territori non sono oggi certamente nelle condizioni ideali per poterne facilmente affrontare l'ordinamento completo secondo le necessità attuali, sfruttando al massimo i mezzi che la tecnica moderna mette a disposizione.

Non possiamo d'altra parte buttare via tutto quanto è stato fatto nel corso dei tempi, non è possibile sprecare le grandissime ricchezze reali e potenziali contenute nell'attuale ordinamento, nella sola ricerca di un ordine teorico fondato su un'idea di collaborazione collettiva e unitaria e avente per base il massimo sfruttamento dei mezzi oggi in mano all'uomo.

Necessariamente sarà perciò in ogni caso opportuno ricorrere a soluzioni che partano da quanto effettivamente esiste ed è ancora utilizzabile: oculati e pazienti lavori di innesto e di miglioria, piuttosto che drastici sistemi di annullamento e seguente creazione ex novo.

E questo specialmente nella nostra nazione dove la ricchezza è già ridotta al minimo, dove non esiste nessuna di quelle fonti delle materie prime oggi indispensabili.

Organizzazioni totali e unitarie potranno solo essere realtà dove l'ordine territoriale esistente è ancora allo stato rudimentale (come in vaste regioni russe o americane, e in qualche zona limitata dell'Italia meridionale), oppure dove intervenga un nuovo fattore di eccezionale importanza che accenti a sé l'intera vita economica regionale (come è avvenuto, per esempio, per lo scavo del Canale Alberto nel Belgio che ha permesso di riorganizzare completamente in funzione della nuova poderosa arteria tutta la regione della Campinia).

Si aggiunga a questo lo stato della proprietà terriera agricola quasi ovunque in Italia frazionata (salvo qualche regione ancora sotto il dominio del latifondo) e a volte sminuzzata fino all'inverosimile e specialmente in vicinanza delle grandi città e nelle regioni industriali.

Le colture tipiche e i sistemi di coltivazione adottati, oltre che dal frazionamento, spesso sono obbligati dalla giacitura topografica, dalla composizione chimica e granulometrica dei terreni e dalle costanti climatiche.

Ne risulta che in moltissimi casi una organizzazione territoriale diversa da quella tradizionale sarebbe in contrasto con l'economia collettiva proprio nel campo per noi più importante della produzione agricola.

A tutto questo si è accennato per riportare il problema sotto un preciso angolo di vista, spesso in questi ultimi anni falsato da idee e da tipologie veramente attraenti ma che nel passaggio indispensabile dalla teoria alla pratica porterebbero sconvolgimenti tali da mettere in serio pericolo il buon risultato dell'impresa.

Anche qui giova ripetere che specialmente in urbanistica un piano nato a tavolino, partente da presupposti troppo teorici o da spunti troppo polemicamente destinati a rimanere — e diremmo, per fortuna, — una pura esercitazione accademica, e l'arte di cui s'imbeve in ogni momento l'urbanistica ricadrebbe fatalmente nella banale calligrafia.

Non potendo concepire e realizzare un ordinamento ex novo dei nostri territori, vediamo quanto e fino a quale punto è possibile fare per dare un decisivo impulso allo sviluppo regionale, per fare un passo avanti verso un ordinamento che miri ad aumentare al massimo il benessere collettivo senza per altro danneggiare o abolire completamente l'interesse privato.

È solo infatti in un giusto equilibrio fra bene pubblico e privato che si può prevedere impostato il nostro futuro: occorre che le mete del singolo e quelle della collettività siano comuni e concordi. Solo allora la sistemazione potrà essere duratura.

Una delle prime realizzazioni nel campo dell'urbanistica territoriale ha messo in luce un pericolo che, per fortuna, pare oggi allontanato ma non ancora del tutto scomparso: il formarsi delle città-mastodonti, riunione di parecchi piccoli comuni contermini al comune principale.

Il nome della città preceduto dall'aggettivo «grande» così assomava un sempre più vasto territorio e l'organismo urbano in luogo di trovare in tale sistema una soluzione ai propri problemi diventava sempre più pesante e complicato e nella maggior parte dei casi accentuava ancora di più le deficienze prima lamentate.

Nato da una vaga e falsa idea di decentramento, il «grande comune» si è invece dimostrato un potente fattore di accentramento; da uno scopo teorico di suddivisione delle attività si è arrivati in pratica a un più stretto vincolo; per combattere il male della «urbs» si è caduti nel peggiore male della «metropoli».

Si aggiungano ai temi di ordine prettamente tecnico-urbanistico (circolazione,

suddivisione della popolazione, servizi pubblici, proporzionamento fra le varie zone, ecc.) anche quelli derivanti dal complesso amministrativo: infatti se sulla carta è ancora abbastanza facile tracciare il limite di un agglomerato di comuni di tali misure, molto complicato risulta invece la sua attuazione dal punto di vista del trapasso delle ricchezze, degli espropri, del sistema fiscale, con danni evidentissimi a qualcuna delle parti annesse, danni che in ultima analisi si riflettono su tutta la comunità.

Non è su questa via perciò che si deve procedere, in generale, per iniziare un ordinamento territoriale, pur ammettendo che il nucleo principale debba esercitare sui comuni minori un'influenza quasi sempre predominante e debba essere uno dei punti di partenza dell'ordine totale.

Non si può nemmeno, d'altra parte, pretendere che la città più importante del territorio, in seguito a un movimento di decentramento residenziale e industriale, ceda senz'altro ai comuni vicini parte delle proprie attività e veda il proprio organismo depauperato di attrezzature e di popolazione a beneficio dei centri minori più o meno prossimi, e senza alcun vantaggio proprio immediato o futuro, tecnico o amministrativo.

Se prima si correva il pericolo di dare vita a un elemento già in partenza esagerato di volume, con questo secondo sistema si può arrivare a due risultati opposti ma ugualmente pericolosi. O il movimento di decentramento previsto sulla carta in pratica non può avere luogo per la fortissima attrazione che seguita a esercitare il nucleo urbano principale, oppure tale movimento una volta incominciato e facilitato può assumere fuori dell'ambito del centro maggiori sviluppi incontrollabili con la formazione di nuovi nuclei fortemente accentratori in posizione privilegiata, destinati poco per volta ad assorbire e conseguentemente a riaccentrare attorno a sé la maggior parte delle attività.

In tutti e due i casi il danno sarebbe irreparabile per la città principale e per la regione tutta, e il prospettato decentramento porterebbe in ultima analisi a un accentramento ancora maggiore.

Più adatto per i nostri paesi ci pare il metodo dei consorzi di comuni contigui o vicini, consorzi effettuati sotto l'egida del comune maggiore o maggiormente interessato, e riflettenti norme tecniche, organizzative e amministrative.

A base di tali consorzi, il piano regolatore territoriale determinato come un complesso di piani intercomunali fra comune maggiore (sempre interessato) e uno o più comuni minori contermini o no.

In luogo di un assorbimento completo effettuato dal «grande comune» o di piccole e minute convenzioni staccate e isolate fra loro e singolarmente contratte fra comuni vicini (piani intercomunali isolati), si verrebbe a formare un gruppo di elementi ancora autonomi e perciò con la massima spinta vitale, ma collegati strettamente da scopi comuni in una vasta organizzazione tecnica

ed economica collettiva e perciò avente la più duratura potenza.

Il consorzio sul piano tecnico e sul piano amministrativo offre tutte le garanzie possibili, presenti e future, per la vita dei grandi e dei piccoli nuclei urbani; è un elemento che può essere costretto in spazio rigidamente limitato come può essere invece ampliato anche oltre gli stessi limiti regionali o territoriali appena ne se presenti l'opportunità; senza nessun postulato programmatico o polemico vede ugualmente, secondo le necessità, il suo realizzarsi in una direzione preferita (organizzazione lineare) o in tutte le direzioni (organizzazione stellare o solare), lega qualcuna o tutte le attività a seconda della convenienza reciproca.

Infine il consorzio di comuni ha uno sviluppo progressivo che bene si adatta ai nostri territori più bisognosi di un ordinamento ben suddiviso nel tempo che non di un rivolgimento immediato e completo.

I piani regolatori generali dei vari comuni interessati vengono così a essere le cellule formanti e determinanti i più complessi piani intercomunali che a loro volta formano l'ossatura principale del piano territoriale.

Il consorzio generale dei comuni di un territorio ha nella sua creazione un'unità di intenti e scopi ben precisi, ma le forze che attraggono e uniscono i diversi comuni fra loro sono di ordine molto diverso e prendono tutte origine da fattori particolari e immediati.

Se per esempio la causa dominante è data dalla comunanza di un'asta di comunicazione importante (canale navigabile, tronco ferroviario) sarà naturale seguire uno sviluppo lineare e prolungare le relazioni di interdipendenza anche oltre la zona diretta d'influenza del centro più importante fino ad avere una completa saldatura nella direzione voluta fra regioni e territori contigui.

Se, invece, il nucleo principale è rappresentato da un centro di raccolta e di smistamento dei prodotti provenienti da zone contigue ecco che sorgerà la necessità di dare vita a un'organizzazione stellare che si irradia ogni direzione nel territorio fino ai limiti in cui si farà praticamente sentire la forza di attrazione del nucleo.

Naturalmente non è qui il caso di parlare di limiti assoluti di regioni e di territori, e specialmente dei limiti fissati dalle circoscrizioni amministrative. Questi possono sempre esistere, se ciò è necessario per altre ragioni, ma non sono più un ostacolo alla libera unione di comuni con identiche finalità.

Una delle prime difficoltà a cui si andava incontro nell'allestimento di un piano territoriale era infatti quello di fissarne i contorni. La forza di attrazione del centro principale si andava affievolendo man mano che ci si allontanava da esso e verso i confini del territorio si manifestavano altre forze di attrazione sempre più sensibili provenienti dalle vicine regioni. Di qui interminabili discussioni per includere nel proprio territorio un sempre maggior numero di centri a danno delle regioni confinanti: ragioni geografiche, topografiche, amministrative, tradizionali, venivano vol a a volta citate per avvalorare le

varie tesi. Lunghe polemiche, lenti lavori di propaganda, interessi indirizzati e spostati verso una delle parti, davano vita a una serie di incidenti e di intralci che fermavano il piano territoriale fin dal suo nascere oppure ne travisavano le finalità alterando l'equilibrio regionale preesistente.

Il consorzio di comuni sorpassa, nell'interesse collettivo queste beghe di campanile, raduna intorno a sé gli enti interessati ricercandone il reciproco massimo vantaggio.

Si dovrebbe insomma procedere sulla via già frequentemente seguita in quasi tutte le nostre regioni. In esse troviamo in atto piccoli consorzi a base molto limitata dovuti più che altro a fatti contingenti e che interessano un solo ramo dell'economia e della vita collettiva: consorzi sanitari, irrigui, di acquedotti, hanno oggi una infinita serie di esempi.

Non c'è che da ampliare la base e formare i «consorzi urbanistici» destinati a investire tutte le attività di interesse collettivo, a ordinare gli impianti di pubblica utilità, a regolare le reciproche funzioni territoriali e organizzative dei centri e dei comuni interessati.

Nel consorzio ognuno porta la propria ricchezza, le proprie attività e passività che nella collaborazione collettiva verranno bilanciate in confronto con gli apporti degli altri enti.

Il piano territoriale derivante da un tale modo di procedere non ha limiti esatti e definiti a priori, non si sa con quanta competenza ed equilibrio, da organi periferici o peggio da un organo centrale ministeriale (come è previsto nella legge urbanistica n. 1150), ma è un elemento nato direttamente sul luogo interessato secondo le effettive necessità reciproche e secondo le cause che lo hanno determinato.

Esso è nella forma più adatta per il suo ulteriore sviluppo (come tutti i piani regolatori non può essere un organismo statico ma deve avere per prima qualità un carattere eminentemente dinamico) e per il suo collegamento con altri piani contermini nell'intento di preparare il terreno alla più vasta organizzazione riflettente tutto il territorio nazionale.

Il vecchio istituto della «regione» elemento tradizionale ma oggi spesso anacronistico non pone più un limite insormontabile allo sviluppo di un «consorzio urbanistico»: al nazionalismo a oltranza è subentrata nelle relazioni internazionali la nuova formula della collaborazione reciproca, la stessa evoluzione delle finalità deve per forza esistere nei rapporti interni fra le varie regioni.

Queste non cesseranno di prosperare, potranno utilmente vedere il proprio istituto rafforzato da una maggiore autonomia nei confronti degli organi centrali, ma la loro vita deve essere inquadrata e organizzata nell'ambito delle effettive necessità e dei precisi scopi risultanti dall'adeguamento dell'ordine interno alle forze vitali che provengono dalle regioni vicine nello scopo della massima valorizzazione di tutte le attività.

Il piano regolatore territoriale che parte come premessa assoluta dall'unità

regionale è un elemento che risente fatalmente dei gravi inconvenienti accennati, è un piano troppo astratto e anche troppo vago per la sua stessa vastità e complessità, è un piano che se può anche essere raggruppato in tavole vistose può offrire in pratica solo un elemento organico troppo schematico e impreciso.

Si propone perciò che venga data la massima importanza ai piani intercomunali, come logica continuità dei piani regolatori comunali generali, fondati sul raggruppamento di comuni con finalità affini o dipendenti, ottenuti attraverso «consorzi urbanistici» facili a realizzarsi su ampie basi di collaborazione

reciproca in tutti i campi organizzativi, tecnici e amministrativi.

Questo come primo e più facile passo verso un ordinamento territoriale completo sia in sede di progetto che in fase di realizzazione.

Giorgio Rigotti

## APPROVVIGIONAMENTO IDRICO DEI SISTEMI COLLINARI

Una delle questioni più dibattute quando si deve provvedere di acqua potabile un complesso di centri abitati, è quella della convenienza o meno del sistema consorziale in confronto alle iniziative singole.

Indubbiamente il superamento della ristretta visuale di campanile e degli interessi particolari impone notevoli sforzi per raccogliere i vari interessati attorno al concetto della unificazione dei servizi e della conseguente maggiore economia globale d'impianto, di esercizio e di manutenzione. Ma si tratta sempre di difficoltà psicologiche e amministrative, se pur notevoli e preoccupanti, che non possono a lungo andare prevalere sulla realtà di fatto della convenienza di un servizio unificato. Difficoltà che si manifestano non solo nella tendenza anticonsorziale dei piccoli Comuni ma anche nell'ambito di una stessa Città, dove talvolta si arriva addirittura a creare una sovrapposizione di servizi amministrativamente e funzionalmente indipendenti.

E questo è quanto di più assurdo si possa immaginare dal punto di vista dell'economia generale.

Un caso particolare dove la convenienza del Consorzio si presenta di una evidenza intuitiva è quello dei sistemi collinari nei quali ben raramente si può disporre di sorgenti locali o di acque profonde sfruttabili paese per paese e dove molto spesso non vi è nemmeno la possibilità, per la natura e l'orografia del terreno, di creare dei piccoli laghetti artificiali.

In tal caso non vi è che da orientarsi sulla più prossima e sicura possibilità di approvvigionamento idrico dalla regione circostante e da quella trarre profitto al fine di risolvere consorzial-

mente il problema del complesso collinare.

Rimane il problema essenzialmente tecnico. Anche su questo punto varie sono le tendenze. Sebbene, più che di tendenza, si debba parlare di «forza di circostanze». A seconda cioè che l'alimentazione del complesso collinare avvenga, attraverso gli anni, per progressiva ed empirica estensione del servizio idrico a zone sempre più elevate e lontane, oppure in conseguenza di qualche fortunata iniziativa che abbia permesso di attuare razionalmente ex novo la grossa travatura almeno del sistema di alimentazione.

Nel primo caso ci troviamo quasi sempre di fronte ad una gradinata di successivi sollevamenti di portata sempre più piccola; nel secondo caso è più probabile trovarsi in presenza di un sollevamento unico.

La prima disposizione consente, per evidenti ragioni, la massima economia di energia di sollevamento ma moltiplica, con gli impianti «in serie», le possibilità di interruzione del servizio e le spese di esercizio e manutenzione, sulle quali incidono soprattutto il personale e il macchinario delle successive stazioni di sollevamento.

La seconda disposizione assicura la maggior continuità del servizio, riduce ad un minimo le spese del personale e del macchinario ma conduce ad un consumo di energia sensibilmente più gravoso.

Fra i casi estremi del sollevamento a gradini con portate decrescenti (fig. 1) e del sollevamento totale alla più alta quota (fig. 3), sta il caso intermedio del sollevamento a quota adeguata per il maggior numero degli abitati, con sollevamenti secondari per le quote più alte (fig. 2).

Sulla scelta di questa «quota adeguata» può essere impiantato un elegante calcolo di massima economia basato sull'equazione:

*Spese d'impianto + spese future di esercizio e manutenzione capitalizzate all'epoca presente = minimo,*

calcolo che tuttavia e specialmente in certe epoche, è reso aleatorio sia per l'impossibilità d'introdurre in equazione certi coefficienti di natura incerta e variabilissimi come la durata della gestione, il tasso di capitalizzazione, le paghe del personale, il costo dei materiali ed il prezzo dell'energia elettrica, sia perchè il problema rimane il più delle volte inquadrato da condizioni limitative dalle quali non si può prescindere.

Infatti, in sede di progettazione, durante la ricerca della quota suddetta, si arriva ad un certo punto per cui un abbassamento di qualche metro provoca l'esclusione di numerosi paesi dalla rete di primo sollevamento, mentre un innalzamento anche sensibile non determina l'inclusione di alcun altro centro abitato di qualche importanza. Su quella quota conviene fissare la posizione del serbatoio principale.

Esempio tipico di alimentazione di un sistema collinare realizzato col criterio del sollevamento unico, integrato da sollevamenti supplementari per le quote più alte, è quello dell'Acquedotto del Monferrato che approvvigiona ben cento Comuni.

In esso tutta la portata viene sollevata di circa 250 metri fino a due serbatoi principali che presiedono all'alimentazione, per gravità naturale, del grosso degli abitati.

Rimangono escluse le zone alte di Ponzano, Santuario di Crea, Oddalengo grande, Robella, Cocconato, Albugnano,



Fig. 1

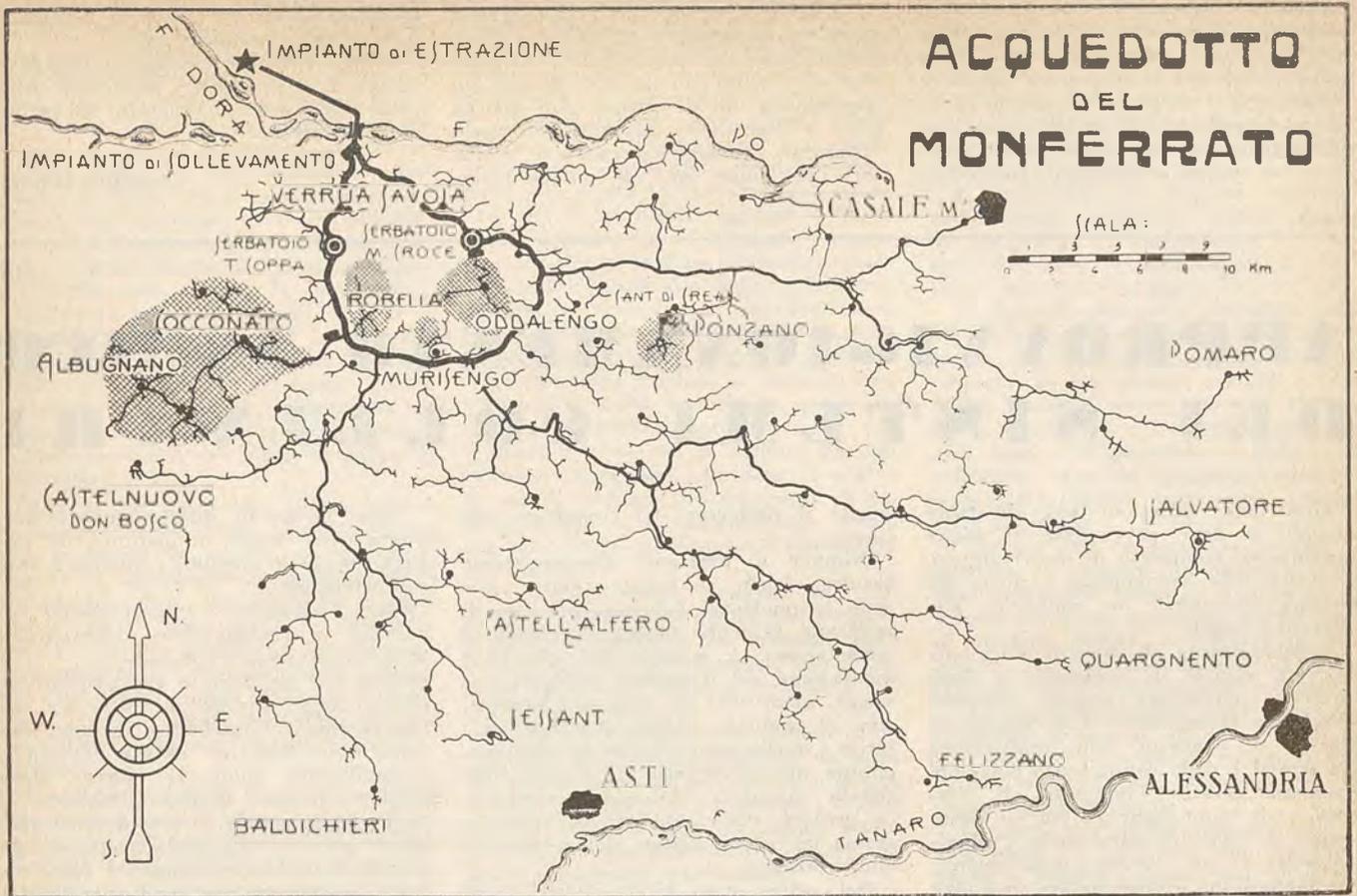


Fig. 2



Fig. 3

Fra i casi estremi del sollevamento a gradini con portate decrescenti (fig. 1) e del sollevamento totale alla più alta quota (fig. 3), sta il caso intermedio del sollevamento a quota adeguata per la maggior parte degli abitati, con sollevamenti supplementari per le quote superiori (fig. 2).



Tav. I



Tav. II

Biocca di Murisengo, alle quali viene provveduto a mezzo di sollevamenti supplementari. Soluzione che l'esercizio di quasi venti anni ha dimostrato tecnicamente perfetta (vedi Tav. I).

Altra zona il cui approvvigionamento idrico potrebbe essere vantaggiosamente considerato dal punto di vista consorziale è quella della collina torinese di cui da tanto tempo e da tante parti si auspica la valorizzazione (ved. Tav. II).

Nessun dubbio che un'alimentazione con risorse locali è impossibile e che le acque debbono essere prelevate dalla rete di Torino.

La cosa è talmente evidente che non è il caso di soffermarsi a dimostrarla.

La località più adatta di presa è costituita dalla Val Salice dove condotte di grosso diametro fanno capo ai serbatoi di compenso della rete cittadina.

Da queste condotte o serbatoi può essere facilmente alimentata una centrale con pompe a stantuffo che spinga le acque fino al punto chiave dell'alimentazione collinare e precisamente al valico dell'Eremo dal quale l'acqua, dopo un sollevamento di 350 metri, potrebbe defluire per gravità naturale in ogni direzione e per entrambi i versanti della collina, con esclusione naturalmente delle zone più alte come quelle della Maddalena, di Superga, di Bardasano, ecc., che aggraverebbero eccessivamente, senza utile contropartita, il costo del sollevamento e alle quali conviene invece provvedere con i sollevamenti accessori caratteristici della soluzione intermedia precedentemente illustrata (fig. 2.).

Sul beneficio di questo acquedotto per la collina torinese è superfluo parlare.

Su tre fattori si basa in effetti la possibilità della tanto auspicata valorizzazione:

1) Strade e servizi di rapida comunicazione con la Città.

2) Acqua e fognature per rendervi possibile la vita civile.

3) Contemporaneità dei provvedimenti su tutto il sistema collinare e specialmente su tutti i versanti, in modo da equilibrare le varie attrattive della zona che non sono dovunque profuse con pari abbondanza ma che possono, l'una con l'altra, costituire un complesso turistico e di soggiorno singolarmente attraente e a gran torto ignorato o trascurato da coloro stessi che, vivendo quotidianamente col potenziale tesoro sotto gli occhi, vanno tuttavia a cercarlo lontano.

Ugo Barbetti

# Il fattore d'acqua nei riguardi della resistenza dinamica

Nello studio della resistenza dinamica dei calcestruzzi, condotto presso il Laboratorio di costruzioni in legno ferro e cemento armato del Politecnico di Torino, si dedicò attenzione anche alla influenza della quantità d'acqua d'impasto; cioè si studiò accuratamente il problema del rapporto tra la quantità in peso dell'acqua e quella del legante (rapporto che in termini tecnici vien detto *fattore di acqua* e che è già molto noto nei riguardi della resistenza statica dei calcestruzzi).

La bibliografia scientifica in argomento rivelava una notevole disparità di opinioni, ed anzi la prevalenza di concetti erronei. Ad esempio, da tempo era stato notato che l'abbondanza d'acqua di impasto conferiva alle parti esterne superficiali dei getti maturati, sollecitate a pressione dinamica una deformabilità che, interpretata come duttilità perchè sprovvista dei segni rivelatori della fragilità, veniva interpretata come attitudine a meglio resistere all'urto. Tale era l'avviso di Feret (1); ed anche quello di Guttman (2). Però la collaborazione di Guttman e di Wenzel (3), portò ad una timida constatazione che resistenza all'urto e resistenza statica sono ambedue decrescenti per incrementi del fattore di acqua; tale constatazione però passò pressochè inosservata negli ambienti interessati al problema.

Le prove torinesi, data l'abbondanza dei valori del fattore d'acqua sperimentati sistematicamente in ambedue le circostanze, statica e dinamica, e data la maggiore sicurezza d'indagine offerta dal nuovo tipo di attrezzatura per le prove all'urto usata dal Politecnico di

**Tabella riassuntiva delle prove statiche e dinamiche**  
(effettuate nel Laboratorio di Costruzioni in legno ferro e cemento armato del Politecnico di Torino)

Fattore d'acqua	Quantità d'acqua l/mc	Quantità delcemento norm. 500 kg/mc	Qualità dell'inerte	Altezza di caduta di snervamento m.		Carico di rottura statico a 28 giorni kg/cm <sup>2</sup>		Fragilità % cubetti rotti	
				a 28 giorni	a 3 mesi	a 28 giorni	a 3 mesi		
0,25	120	500	Granulometrie varie: pietrisco di frantoio.	6,1 ÷ 6,3	—	306,3	—	8 %	
0,26	120	450		6,0 ÷ 6,1	7,0 ÷ 7,1	316,3	339,6	23 %	
0,30	150	480		5,5 ÷ 5,6	—	271,2	—	8 %	
0,33	150	450		4,7 ÷ 4,8	6,7 ÷ 6,8	277,2	295,5	18 %	
0,30	120	400		7,0 ÷ 7,1	—	319,0	—	25 %	
0,34	120	350		5,4 ÷ 5,5	6,0 ÷ 6,1	185,5	268,9	5 %	
0,34	120	350		6,5 ÷ 6,6	—	396,2	—	25 %	
0,37	150	400		5,9 ÷ 6,0	6,6 ÷ 6,7	262,0	326,0	45 %	
0,37	150	400		6,2 ÷ 6,3	—	379,3	—	20 %	
0,40	120	300		4,8 ÷ 4,9	—	250,2	—	10 %	
0,40	120	300		4,9 ÷ 5,0	5,5 ÷ 5,9	245,5	278,2	0 %	
0,40	180	450		5,4 ÷ 5,5	—	257,0	—	3 %	
0,45	180	400		5,7 ÷ 5,8	—	300,0	—	0 %	
0,48	120	250		—	6,4 ÷ 6,5	—	271,0	10 %	
0,48	250	500		5,3 ÷ 5,4	—	221,1	—	2 %	
0,48	120	250		5,7 ÷ 5,8	—	236,9	—	5 %	
0,50	150	300		4,7 ÷ 4,8	5,3 ÷ 5,5	205,0	281,0	0 %	
0,50	200	400		5,2 ÷ 5,3	6,2 ÷ 6,3	236,0	245,0	0 %	
0,55	220	400		—	6,2 ÷ 6,3	—	—	—	—
0,60	120	200		—	4,6 ÷ 4,7	—	235,0	—	4 %
0,60	150	250	3,5 ÷ 3,6	—	172,7	—	0 %		
0,67	201	300	2,1 ÷ 2,2	—	162,0	—	0 %		
0,68	240	350	3,8 ÷ 3,9	—	148,8	—	—		
0,72	180	250	2,8 ÷ 2,9	—	151,0	—	0 %		
0,73	219	300	2,3 ÷ 2,4	2,6 ÷ 2,7	98,9	144,0	0 %		
0,75	150	200	3,0 ÷ 3,1	4,0 ÷ 4,1	110,0	127,6	0 %		
0,80	240	300	4,7 ÷ 4,8	—	124,0	—	0 %		
0,80	240	300	3,5 ÷ 3,6	—	96,2	—	0 %		
0,90	180	200	3,3 ÷ 3,4	—	124,2	—	—		
0,96	240	250	3,1 ÷ 3,2	—	80,9	—	0 %		
1,00	200	200	1,4 ÷ 1,5	—	77,3	—	0 %		
1,20	240	200	2,1 ÷ 2,2	—	95,8	—	0 %		
1,20	240	200	1,8 ÷ 2,0	—	83,0	—	25 %		
0,37	150	400	Granulometrie varie: ghiaia tondeggiante di fiume.	4,8 ÷ 4,9	6,1 ÷ 6,3	253,6	345,8	17 %	
0,40	120	300		5,3 ÷ 5,4	5,7 ÷ 5,8	233,0	277,3	30 %	
0,45	180	400		—	4,9 ÷ 5,0	—	243,6	—	
0,50	150	300		4,8 ÷ 4,9	—	205,0	—	23 %	
0,50	150	300		—	4,0 ÷ 4,1	—	175,9	2 %	
0,60	200	300		—	3,4 ÷ 3,6	—	164,1	0 %	
0,75	—	—		1,9 ÷ 2,0	—	—	99,8	—	
0,73	220	300		—	4,4 ÷ 4,5	—	158,0	0 %	
0,80	240	300		4,3 ÷ 4,4	—	208,7	—	50 %	
0,80	240	300		—	2,7 ÷ 2,8	—	112,1	—	
0,90	180	200		3,9 ÷ 4,1	—	139,7	—	0 %	
1,20	240	200		2,0 ÷ 2,1	—	70,1	—	0 %	

N. B. - Normalmente nelle prove all'urto sui calcestruzzi il dato "fragilità", non viene segnalato perchè fonte di troppe incertezze (tra le quali, essenzialmente, la variazione di velocità di caduta tra prova e prova e l'incostanza nel numero delle cadute d'approccio all'altezza di snervamento). Qui sono raccolte le percentuali dei cubetti rotti sui 12 provati in ogni indagine; e solo a scopo vagamente indicativo, ma con ampie riserve circa le possibili interpretazioni, le quali dovranno anche tener conto che i provini non avevano vincoli laterali.

(1) R. FERET, *Résistances des bétons au choc, à l'usure et au décollement comparées à la flexion et à la traction*, Paris, 1930.

(2) A. GUTTMANN, *Die Stossfestigkeit von Baustoffen, insbesondere von Märiel, Beton und Schotter*, «Tonind. Zeitg.», 1931, Nr. 59.

(3) A. GUTTMANN u. WENZEL, *Beitrag zur Stossfestigkeit von Baustoffen*, «Zement», 1934.

Torino per queste ricerche su proposta di chi scrive (4), ci permettono di concludere con la chiarezza realizzata già in affini argomenti (5).

La percentuale dei cubetti (da centimetri  $16 \times 16 \times 16$  di lato) spaccati dalla cima al fondo secondo piani ortogonali al piano d'appoggio sotto l'azione d'urto della caduta singola e diretta della sfera (kg.7,05) diminuisce effettivamente col crescere della quantità d'acqua contenuta nell'impasto, però, se si assume, com'è necessario in questo tipo di prove, come elemento di orientamento l'altezza di snervamento (cioè l'altezza di caduta per la quale la sfera non rimbalza dopo avere urtato contro il cubetto) si constata che questa viene abbassata in conseguenza di incrementi del fattore d'acqua con legge analoga a quella riscontrata nella resistenza statica.

Prevalendo questo ultimo dato nei problemi del proporzionamento delle strutture, l'abbondanza d'acqua d'impasto è perciò svantaggiosa nei riguardi della resistenza dinamica; e tuttalpiù si può dire che altezza di snervamento ed altezza di rottura (quell'altezza che non utilizziamo perchè troppo difficile da stabilirsi), vengono ad essere quasi coincidenti nei calcestruzzi ottenuti con poca acqua e sono invece un po' differente negli impasti umidi.

La tabella allegata è facilmente interpretabile. E parimenti il diagramma, che porta in ascisse i fattori d'acqua ed in ordinate le resistenze statiche e le altezze di snervamento all'urto per un considerevole numero di impasti nei quali era variato il fattore d'acqua. Nel diagramma sono anche riportate a titolo di confronto tre note curve di previsione riferentesi alla resistenza statica dei calcestruzzi in funzione del fattore d'acqua e le tre curve da quelle derivate in sede dinamica valendosi d'una legge di dipendenza tra resistenza statica e dinamica che ho indicata in altro articolo (6).

La prima legge di previsione diagrammata è quella data nel Politecnico di Milano dal Santarella (7), nella quale  $w$  è il fattore d'acqua,  $R_m$  la resistenza della malta normale ed  $R_s$  la resistenza statica del calcestruzzo in kg/cmq:

$$R_s = \frac{R_m}{3 - 5w + 10w^2}$$

La seconda è della forma (8)

$$R_s = \frac{R_m}{6w^2}$$

che ha andamento più ripido della precedente e per tale motivo sembra rispondere meglio alla definizione del fenomeno coi nostri attuali leganti.

La terza ha la forma

(4) A. CAVALLARI-MURAT, *Un procedimento di prova all'urto dei conglomerati*, "L'ingegnere", aprile 1948.

(5) A. CAVALLARI-MURAT, *Ricerche granulometriche per calcestruzzi resistenti all'urto*, in «Atti e Rassegna Tecnica» marzo-aprile 1948.

(6) A. CAVALLARI-MURAT, *Relazione tra comportamento statico e dinamico dei calcestruzzi*, "Le strade", dicembre 1947.

(7) L. SANTARELLA, *Il cemento armato*, Hoepli, Milano.

(8) O. GRAF, *Der Aufbau des Mörtels und des Betons*, Berlin, Springer, 1930.

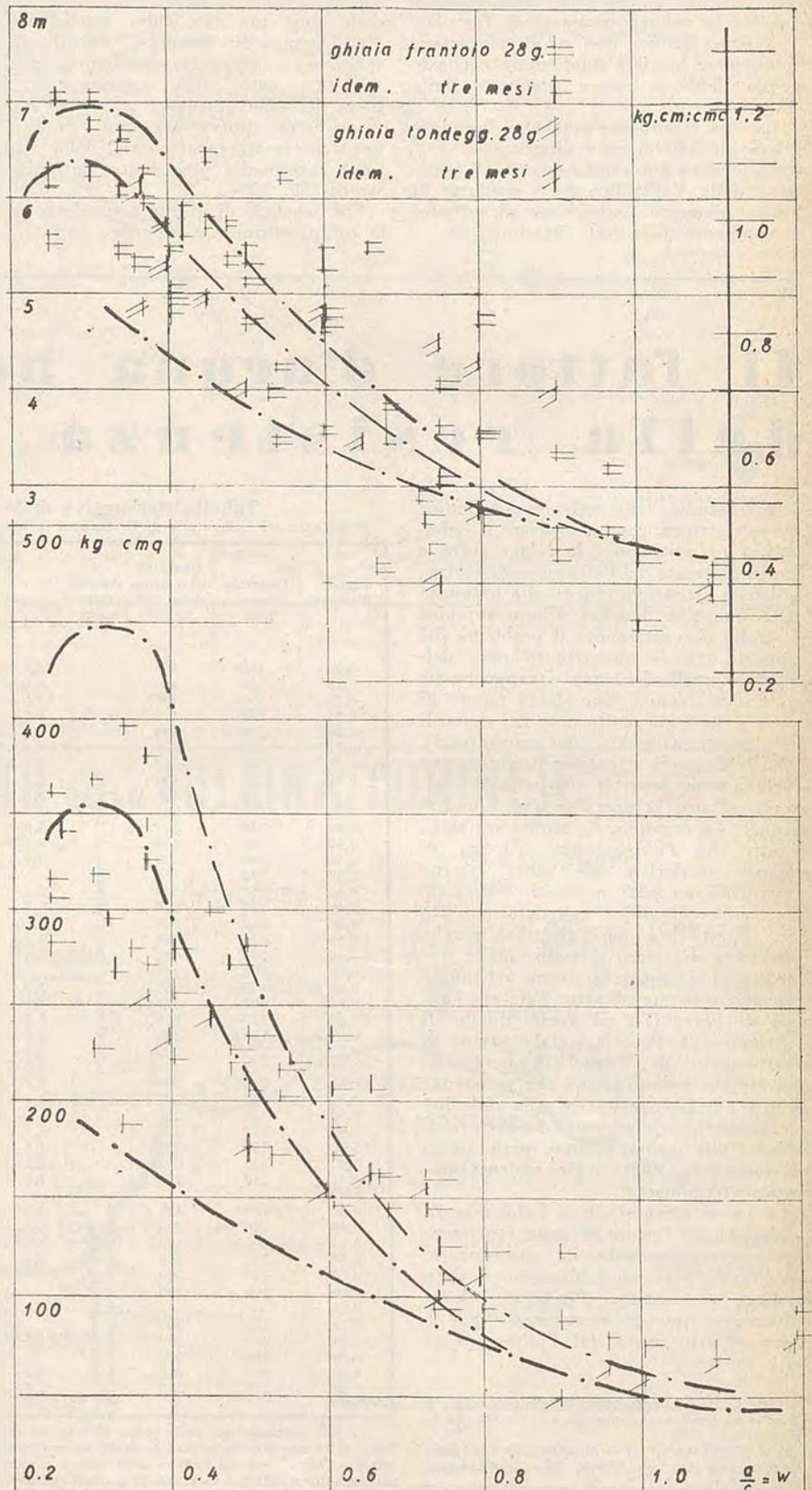
$$R_s = \frac{R_m}{400} \left( \frac{1300}{7^{2w}} + 20 \right)$$

che offre un altro esempio aderente alla realtà.

Si ha pure concordanza tra i dati torinesi e le più valide curve di previsione nella brusca variazione dell'andamento dei diagrammi in corrispondenza e prima

dei fattori d'acqua  $0,35 + 0,45$ . Ed è degno di nota che anche nel caso dell'urto una forte deficienza d'acqua provoca una diminuzione della resistenza.

A ben ponderare i dati sperimentali raccolti si direbbe che quella controcurva che si inserisce sulla curva ad andamento iperbolico a sinistra debba andare spostato leggermente a destra. E risponderebbe



Resistenze statiche e dinamiche dei calcestruzzi in funzione del fattore d'acqua  $w = a : c$

alla logica interpretazione di altre cognizioni che abbiamo in argomento. Sappiamo con Walz (10) che analogo spostamento a destra si verifica in condizioni statiche se si passa dalla resistenza cubica a compressione alla resistenza a trazione sotto flessione. E sappiamo anche con Klokner (11) che esisterebbe una dipendenza di proporzionalità tra la resistenza all'urto dei conglomerati cementizi maturati sott'acqua e la radice quadrata del prodotto tra resistenza a compressione e resistenza a trazione (si ricordi che secondo Mohr tale radice quadrata rappresenta il valore della resistenza teorica al taglio e si ricordi anche che nell'urto le manifestazioni degli effetti di taglio sono sempre più vistose di quelle proprie agli effetti d'inflessione). Klokner però non trovò gli stessi dati con calcestruzzi maturati parzialmente fuori d'acqua.

Veniamo a trarre conclusione. In pratica è preferibile adoperare impasti a consistenza di terra umida (fragili e molto

resistenti a compressione) oppure impasti plasmabili e fluidi (meno fragili ma meno resistenti alla compressione sotto urto)?

La risposta non è facile da formularsi. poichè la resistenza dinamica delle strutture cementizie è fenomeno molto complesso dipendente da molti fattori, ma principalmente dalla maggiore o minore velocità d'applicazione delle azioni di inergia e dalla diretta od indiretta applicazione di tali azioni.

Il corpo estraneo che urta contro un blocco di calcestruzzo ed inizia una corsa di penetrazione nella massa del bersaglio, evidentemente penetra tanto più profondamente quanto meno il materiale è resistente alla compressione; cioè si hanno le massime penetrazioni nei calcestruzzi ottenuti con impasti freschi plasmabili: però, specialmente nei casi di colpi ripetuti, la fragilità esalta il distacco di ampi crateri e menischi, oltre la creazione di fessurazioni radiali (in superficie attorno al punto di impatto) e di fratture lungo le superfici di ripresa dei getti, per cui gli impasti secchi sarebbero invece meno adatti. Per contro occorre aggiungere che le penetrazioni profonde agevo-

lano la formazione ed il distacco dei menischi (12).

Analoghe sono le considerazioni circa gli effetti di esplosioni dirette.

Quando invece l'urto può essere considerato indiretto o lontano, (esplosioni con mezzi interposti, onda esplosiva, ripercussioni di martellamenti di macchine pesanti, ecc.) allora è chiaro che un eccesso d'acqua non è svantaggioso, tanto più se se ne tiene conto nel dimensionamento delle sezioni resistenti.

Sembra quindi che la giusta via stia nella scelta di impasti non troppo umidi ma neppure troppo secchi; e perciò i regolamenti dovranno prescrivere fattori d'acqua competenti a consistenza di terra umida (13), anche tenendo conto che la pratica di cantiere suole errare nel senso opposto non valutando mai sufficientemente la considerevole umidità contenuta nelle sabbie.

Augusto Cavallari-Murat

(12) A. CAVALLARI-MURAT, *I cementi armati per la fortificazione (studio sperimentale)*, « Bollettino dell'Istituto storico e di Cultura dell'Arma del Genio », Giugno 1948.

(13) A. CAVALLARI-MURAT, *Verso nuovi metodi di valutazione della lavorabilità dei calcestruzzi*, 1942.

(10) WALZ, *Strassenbautagung*, 1938.  
(11) F. KLOKNER, *Rapport entre la ténacité et la résistance de différentes sortes de ciment*, Congress - Bericht, Zürich, 1932, Bd. I.

## Equilibrio del materiale incoerente in recipienti con pareti verticali

Nei numeri precedenti n. 5 - 6 del 1948 e n. 2 del 1949 abbiamo esposto la teoria generale dell'equilibrio dei materiali incoerenti dotati di attrito, dandone una applicazione nella determinazione della spinta delle terre sui muri di sostegno. I principi esposti permettono anche di studiare l'equilibrio di materiali incoerenti contenuti in recipienti. Limiteremo lo studio al caso di celle a pareti verticali e derivati da questo, che più interessano la pratica.

Siano:

- L'area della sezione orizzontale della cella . . . A in mq.
- Lo sviluppo del perimetro di tale sezione . . . P » m.
- Il rapporto tra il perimetro e l'area . . . n » m<sup>-1</sup>
- La profondità del punto considerato rispetto al piano orizzontale che delimita superiormente il materiale . . . h » m.
- Il peso specifico del materiale incoerente . . . g » Kg/mc.
- L'angolo di attrito sulla parete . . . r » °
- Il sovraccarico *zavorra*, uniformemente distribuito . . . Q<sub>0</sub> » Kg.
- La forza verticale che si esercita attraverso un piano orizzontale a quota h . . . Q » Kg.
- La pressione unitaria sulla parete del recipiente . Σ » Kg/mq.

La sua componente normale alla parete . . . Σ<sub>n</sub> in Kg/mq.  
La sua componente tangenziale . . . Σ<sub>t</sub> » » »

Supporremo che il materiale incoerente contenuto nel recipiente venga caricato dalla parte superiore e scaricato dalla parte inferiore. Questa condizione è sufficiente a determinare lo stato di equilibrio del materiale, perchè tra le pareti del recipiente ed il materiale viene a stabilirsi uno stato di scorrimento. Data la minima velocità si avrà uno stato di equilibrio molto prossimo allo stato di equilibrio limite. Questo stato di equilibrio si potrà considerare persistente, in quanto che, anche quando non avvenga estrazione del materiale, il suo assetamento naturale dà luogo ad un calo che conduce al medesimo effetto. L'ipotesi che sopra è stata fatta, che il materiale venga caricato superiormente e scaricato inferiormente, riesce quindi utile per chiarire il fenomeno, ma non è strettamente necessaria perchè esso si determini.

Ammessi lo stato di equilibrio limite allo scorrimento sulle pareti, il regime statico assunto dal materiale deve essere coerente con questo. In particolare dovrà verificarsi quanto segue:

1° In ogni punto della parete il rapporto tra le pressioni principali ha il valore dato dalla (18)

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \tan^2 \theta$$

2° L'asse maggiore dell'elisse delle pressioni sarà orientato in modo da formare l'angolo  $\theta$  con le pareti del recipiente.

3° Le pressioni sulla parete sono dirette in modo da formare l'angolo di attrito  $r$  con la normale alla parete stessa.

4° Il valore della pressione sulla parete è dato dalla (19) o dalle (20' - 20'').

5° Le stesse condizioni statiche che si verificano sulla parete, hanno luogo sui piani reciproci alla parete stessa.

Tali piani fanno con la direzione della parete (verticale) l'angolo

$$2 \theta = 90^\circ - r$$

e quindi con la normale alla parete (orizzontale) l'angolo  $r$ .

Il carico  $Q$  che grava sulla sezione orizzontale  $A$  a quota  $h$  è dato dal sovraccarico  $Q_0$  e dal peso del materiale soprastante alla sezione, diminuiti, della componente tangenziale (verticale) della reazione della parete.

Il peso del materiale contenuto nella cella, fino a quota  $h$  è dato da

$$g h A$$

Il valore della componente tangenziale della reazione della parete, per una striscia orizzontale di altezza infinitesima  $dh$  presa lungo il perimetro  $P$  a quota  $h$  è

$$\Sigma_t P dh$$

e per l'intera parete, dall'integrale di tale espressione, tra i limiti 0 ed  $h$ . Dimodochè risulta

$$Q = Q_0 + g h A - P \int_0^h \Sigma_t dh \quad [39]$$

Dividendo questa espressione per l'area  $A$  si ha la pressione unitaria, media,  $q$  sul piano orizzontale alla profondità  $h$ .

$$q = q_0 + g h - n \int_0^h \Sigma_t dh \quad [40]$$

Occorre ricordare che la pressione relativa ai piani aventi direzione reciproca a quella delle pareti, è verticale. La espressione ora trovata di  $q$  dà il valore della pressione verticale, riferita alla unità di superficie orizzontale. Ora l'unità di superficie distesa sui piani reciproci copre un'area orizzontale pari a

$$l \times \cos r$$

Quindi la pressione unitaria (verticale) relativa a tali piani ha il valore

$$q \times \cos r$$

Poichè la pressione  $\Sigma$  che agisce sulle pareti deve avere lo stesso valore, si ha

$$\Sigma = q \cos r \quad [41]$$

e la componente tangenziale di tale pressione

$$\Sigma_t = q \cdot \cos r \cdot \sin r \quad [42]$$

Introducendo questo valore nella (40) derivando ed ordinando si ha la equazione differenziale lineare:

$$q' + n q \cdot \sin r \cdot \cos r - g = 0 \quad [43]$$

la quale ha per integrale generale

$$q = C e^{-ah} + \frac{g}{a}$$

in cui per brevità si è messo:

$$a = n \cdot \sin r \cdot \cos r \quad [44]$$

Il valore della costante di integrazione  $C$  si ottiene mettendo la condizione che per  $h = 0$  sia  $q = q_0$ . Si ottiene in definitiva:

$$[45]$$

Da questa, per mezzo della (41) si può risalire al valore della pressione  $\Sigma$  sulla parete

$$\Sigma = m e^{-ah} + p \quad [46]$$

in cui si è messo

$$m = \left( q_0 - \frac{g}{a} \right) \cos r \quad p = \frac{g}{a} \cos r$$

Nel caso particolare che non esista sopraccarico

$$[45']$$

$$[46']$$

Esame delle relazioni trovate (fig. 10).

La (45') e la (46') danno rispettivamente la pressione sul fondo e la pressione sulla parete della cella in funzione della profondità.

Assegnando ad  $h$  valori successivi si possono tracciare le rispettive curve delle pressioni. Con il crescere della profondità  $h$  le due pressioni tendono ai valori limiti

$$q = \frac{g}{a} \quad \Sigma = \frac{g}{a} \cos r$$

vale a dire nella cella le pressioni sul fondo e sulla parete tendono a divenire costanti ed indipendenti dalla profondità.

In pratica questi valori limiti sono raggiunti per profondità relativamente esigue (due o tre volte le dimensioni trasversali della cella).

Su tali proprietà è basato il funzionamento della antica clessidra a polvere, la quale appare quindi molto più razionale di quanto potrebbe far pensare la primordiale semplicità del congegno.

Nel caso di cella munita di sopraccarico i valori delle pressioni sul fondo e sulla parete sono date rispettivamente dalla (45) e dalla (46).

Assegnando ad  $h$  il valore infinito si trova che le due pressioni rendono ancora ai due limiti sopra indicati: l'effetto del sopraccarico, con la profondità, tende ad attenuarsi, fino a diventarlo nullo.

Se al sopraccarico assegniamo il valore particolare

$$q_0 = \frac{g}{a}$$

la pressione sul fondo  $q$  e la pressione sulla parete  $\Sigma$  assumono valori costanti per tutta l'altezza della cella e tali valori sono precisamente i valori limiti di cui sopra.

Costruiamo ora la tangente all'origine ( $h = 0$ ) della curva della pressione di parete di una cella priva di sopraccarico, data dalla (46').

Questa tangente ha per equazione, come è facile verificare

$$\Sigma = g h \cos r$$

Dal confronto con la (34) si può rilevare che questa espressione rappresenta la pressione di un terrapieno su di un muro di sostegno a parete verticale. La coincidenza è spiegabile: per una altezza infinitesima della parete il materiale contenuto nella cella deve comportarsi come un terrapieno di estensione illimitata, sostenuto da un muro di altezza finita.

Supponiamo ora nella (46') di fare  $A = \infty$ . Rendendo la sezione di area infinita anche il perimetro  $P$ , in generale, diventa infinito. Ma il valore di

$$u = \frac{P}{A}$$

rappresentando il rapporto di due infiniti di ordine differente, tende a zero. La (46') assume allora un valore indeterminato; risolvendo la indeterminazione si ottiene di nuovo

$$\Sigma = g h \cos r \quad [34]$$

ciò che significa che le pareti di una cella di estensione infinita, in rapporto alla profondità, possono calcolarsi come muri di sostegno. Risultato analogo al precedente.

Analoghe osservazioni possono farsi con la (46).

È opportuno mettere in rilievo che alle equazioni (46) e (46') si poteva giungere considerando l'azione del materiale incoerente sulla parete della cella, come la spinta di un terrapieno data dalla (34) (e cioè con la espressione scritta sopra) tenendo però conto che al carico  $g h$  quale si avrebbe nel caso di terrapieno,

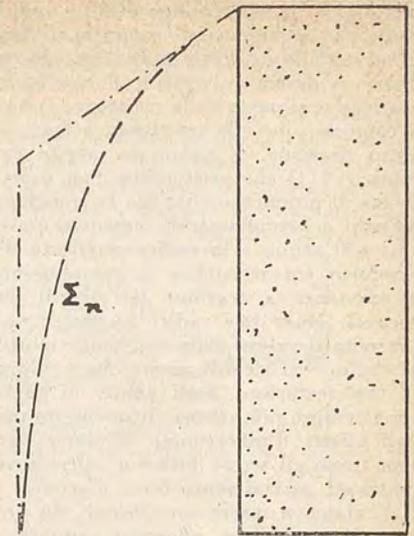


Fig. 10

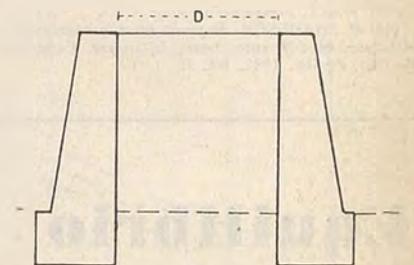


Fig. 11

di estensione illimitata, si deve sostituire il carico  $g h'$  (minore) quando si tratti di una cella, di area finita, per tener conto della perdita di carico dovuta agli attriti di parete. Il valore del carico effettivo  $g h'$  corrisponde, nella trattazione svolta, al valore di  $q$  dato dalla (40).

Volendo esprimersi nel linguaggio dell'idraulica, possiamo pensare la cella come un condotto verticale percorso da una lenta corrente di fluido (materiale incoerente). Se l'area del condotto è infinita, le perdite di carico per l'attrito delle pareti non hanno influenza sull'equilibrio del fluido essendo di un ordine di grandezza inferiore a quello del peso del materiale contenuto nella condotta. Ma se l'area del condotto è finita esse sono dello stesso ordine di grandezza delle forze da cui dipende il carico e quindi di esse deve tenersi il debito conto.

Queste osservazioni valgono a rendere intuitive le conseguenze cui si era giunti con le discussioni precedenti:

Da quanto si è esposto appare poi evidente che il problema della spinta delle terre sui muri di sostegno non rappresenta altro che un caso particolare del problema dell'equilibrio dei materiali incoerenti immagazzinati in recipienti.

Per chiudere la discussione osserviamo finalmente che se nella (46) si suppone di far diminuire l'attrito  $r$  fino al limite  $r = 0$  la pressione sulla parete diventa indeterminata: risolta la indeterminazione si trova

$$\Sigma = g \left( \frac{q_0}{g} + h \right)$$

corrispondente alla pressione idraulica di un mezzo liquido (perfetto) avente peso specifico  $g$  e soggetto ad un sopraccarico unitario  $q_0$ . Un mezzo incoerente privo di attrito si comporterebbe quindi come un liquido perfetto.

Reciprocamente, se noi pensiamo un liquido reale, dotato di attrito, come un mezzo incoerente, il suo regime statico risulta retto dalla (46) o dalla (46'). Il regime idrostatico deve quindi considerarsi come un caso limite, teorico, di un regime più complesso, proprio dei mezzi incoerenti. In pratica dato il basso valore dell'attrito dei liquidi le differenze sono minime e l'osservazione ha solo un valore concettuale.

Facendo l'integrale delle pressioni unitarie sulla parte della cella, date dalla (46), tra i limiti  $h = 0$  ed  $h = H$  si ha il valore della spinta  $S$  che agisce su di una striscia di parete di altezza  $H$  e di larghezza unitaria

$$S = p H + \frac{m}{a} (1 - e^{-aH}) \quad [47]$$

che nel caso di cella priva di sopraccarico si riduce a

$$S = p H - \frac{P}{a} (1 - e^{-aH}) \quad [47']$$

Il punto di applicazione della spinta  $S$  si trova facendo l'eguaglianza dei momenti delle pressioni e della loro risultante rispetto al lembo superiore della parete. La distanza  $L_0$  del punto di applicazione da tale lembo risulta in generale

$$L_0 = \frac{1}{S} \left\{ \frac{p}{2} H^2 + \frac{m}{a^2} [1 - (1 + aH) e^{-aH}] \right\} \quad [48]$$

Passiamo ora all'esame di alcuni casi di equilibrio di materiali incoerenti dotati di attrito, che si possono derivare dal caso trattato.

#### Muri paralleli a sostegno di rilevati.

Nello studio dell'equilibrio di materiali incoerenti contenuti in celle a parete verticale interviene il rapporto  $n$  tra il perimetro e l'area della sezione orizzontale della cella, ma non è stata fatta alcuna ipotesi limitativa circa la forma di tale sezione. Le conseguenze ricavate sono quindi applicabili anche al caso di sezioni non delimitate da perimetro chiuso. Tale è il caso di due muri paralleli (fig. 11) a sostegno di rilevato. Supponiamo questa costruzione di lunghezza indefinita e consideriamo l'equilibrio di un metro lineare. Se  $D$  è la distanza tra i due muri l'area della sezione orizzontale è

$$A = l \times D m q.$$

ed il perimetro reagente è

$$P = 2 \text{ metri}$$

Il valore di  $n$  diventa

$$n = \frac{P}{A} = \frac{2}{D} m^{-1}$$

Si suppone che i muri abbiano parete interna verticale. La pressione unitaria sui muri, la spinta  $S$  e la distanza del suo punto di applicazione possono essere calcolate con le formule ricavate precedentemente.

Come per i muri di sostegno, allo scopo di diminuire la spinta, converrà adottare i provvedimenti necessari per assicurare l'aderenza tra muro e terrapieno (riseghe, superficie scabra ecc.). Se il rilevato è destinato alla viabilità stradale o ferroviaria se ne terrà conto assegnando al sopraccarico unitario un valore conveniente.

In questo caso sarà opportuno tener conto del fatto che il sopraccarico è di natura tale da provocare delle trepidazioni nel terrapieno. E poichè le vibrazioni nei mezzi incoerenti hanno per effetto di diminuire l'angolo apparente di attrito, in misura tanto più ingente quanto più sono intense, converrà nello studio dell'equilibrio adottare un angolo di attrito alquanto minore del reale.

#### Muri di sostegno di rilevati stradali a mezza costa.

Riferendosi alla fig. 12 la spinta del rilevato e relativo sopraccarico sul muro di sostegno possono essere ricondotti al caso precedente e considerando dapprima il tratto  $MA$  del muro e calcolando su di esso l'azione del materiale corrispondente al rettangolo  $MAN$ . Ricavata la pressione unitaria  $q$  sul fondo  $AB$  si passerà all'esame del tratto di muro sottostante  $AP$  considerando la pressione  $q$  come sopraccarico unitario relativo al materiale di cui al rettangolo  $APQB$ .

Il caso rappresentato in fig. 13 di un rilevato stradale incoerente  $AOB$  con relativo sopraccarico, impostato sulla superficie piana coerente  $OB$  e sostenuta dal muro  $O$  può essere ricondotto al caso generale con il seguente procedimento.

Supposta la parete  $AO$  verticale in modo che siano applicabili le relazioni che hanno servito di base per l'impostazione del problema, si può considerare il sistema come una cella ad area variabile in funzione della profondità  $h$ . Chiamata  $A_0$  l'area della sezione orizzontale in corrispondenza ad  $h = 0$  l'area della sezione generica a quota  $h$  è data da

$$A = A_0 \frac{H-h}{H} = A_0 \left(1 - \frac{h}{H}\right)$$

in cui  $H$  è l'altezza del muro.

Essendo il perimetro reagente costante, il valore di  $n$  diventa

$$n = \frac{P_0}{A_0} \frac{1}{(1 - h/H)}$$

Si giunge così ad una equazione differenziale analoga alla (43) ma in cui  $n$  è funzione di  $h$ . Integrando questa equazione differenziale e tenuto conto che la costante di integrazione assume il valore

$$C = q_0 + \frac{gH}{1 - a_0H}$$

(in cui  $a_0$  è il valore che assume  $a$  per  $h = 0$ ) si giunge alla espressione

$$q = \left( q_0 + \frac{gH}{1 - a_0H} \right) \left( 1 - \frac{h}{H} \right)^{a_0H} - \frac{gH}{1 - a_0H} \left( 1 - \frac{h}{H} \right) \quad [49]$$

che nel caso di sopraccarico nullo si riduce a

$$q = \frac{gH}{1 - a_0H} \left[ \left( 1 - \frac{h}{H} \right)^{a_0H} - \left( 1 - \frac{h}{H} \right) \right] \quad (49')$$

e la pressione  $\Sigma$  sul muro  $AO$ , essendo ancora valida la relazione (41)

$$\Sigma = \left[ \left( q_0 + \frac{gH}{1 - a_0H} \right) \left( 1 - \frac{h}{H} \right)^{a_0H} - \frac{gH}{1 - a_0H} \left( 1 - \frac{h}{H} \right) \right] \cos r \quad [50]$$

e nel caso di sopraccarico nullo:

$$\Sigma = \frac{gH}{1 - a_0H} \left[ \left( 1 - \frac{h}{H} \right)^{a_0H} - \left( 1 - \frac{h}{H} \right) \right] \cos r \quad [50']$$

Il valore della pressione in questo caso cresce dapprima con la profondità, presenta un massimo, e poi si annulla.

La spinta  $S$  su di un metro lineare di parete di altezza  $H$  diventa in generale

$$S = \left[ \frac{1}{1 + a_0H} \left( \frac{q_0}{gH} + \frac{1}{1 - a_0H} \right) - \frac{1}{2(1 - a_0H)} \right] g H^2 \cos r \quad [51]$$

e per  $Q_0 = 0$

$$S = \frac{1}{2(1 + a_0H)} g H^2 \cos r \quad [51']$$

La forza  $S$  fa con la normale alla parete del muro  $AO$  l'angolo  $r$ . Il punto di applicazione si potrebbe determinare in modo analogo a quello seguito nel caso precedente o ricavare graficamente dal diagramma delle pressioni.

Si può passare dal caso delle fig. 13 al caso di un ordinario muro di sostegno di terrapieno, diminuendo gradatamente la inclinazione del piano di fondo  $OB$ . Essendo il perimetro reagente  $P_0$  costante, mentre l'area  $A$  aumenta, il valore di  $a_0$  tende a zero.

Al limite il valore di  $\Sigma$  diventa, per la (50').

$$\Sigma = gh \cos r$$

espressione propria del muro di sostegno a parete verticale.

La trattazione svolta è valida, naturalmente, solo nel caso che il piano di fondo  $OB$  sia costituito di materiale coerente, e cioè non deformabile nè soggetto a calo.

La teoria svolta si presta a numerose ed interessanti applicazioni pratiche: ne illustreremo qualcheduna.

## APPLICAZIONI

### 1° Tubo verticale.

In un tubo verticale è contenuto del materiale incoerente. Il fondo del tubo è costituito da un pistone mobile. Si vuole conoscere:

a) La pressione del materiale sul fondo, nel caso questo sia fermo od abbia tendenza a discendere:

b) La pressione come sopra, nel caso il fondo abbia tendenza a salire.

Dati del problema:

Sezione del tubo . . . . . circolare  
 Diametro interno . . . . . 12,30 cm.  
 Altezza  $H$  del materiale . . . . . 28,00 cm  
 Natura del materiale . . . . . sabbia  
 Peso specifico del materiale . . . . . 1,42 gr/cm<sup>3</sup>  
 Angolo di attrito sulla parete. . . . . 32° 20'

Si ottiene:  $n = 0,325$ ;  $a = 0,904$ ;  
 $e^{aH} = 61,2$ ;  $1 - e^{-aH} = 0,9837$ .

Nel caso a) è applicabile la [45']

$$q = \frac{g}{a} (1 - e^{-aH}) \quad [45']$$

ed il carico sul pistone risulta

$$Q = 1.130 \text{ kg}$$

Nel caso b) la pressione sul fondo si ottiene cambiando nella (40) il segno degli attriti, che diventano concordanti con l'azione del peso. Ciò equivale a cambiare il segno di  $a$  nella (45'). L'equazione diventa

$$q = \frac{g}{a} (e^{aH} - 1) \quad (52)$$

ed il carico sul pistone raggiunge il valore

$$Q = 69,17 \text{ kg.}$$

### 2° Lunghezza di intasamento di una mina.

Si vuole calcolare la lunghezza teorica di intasamento necessaria per assicurare il buon funzionamento dell'esplosivo in una mina. Si suppone trattarsi di un pe-

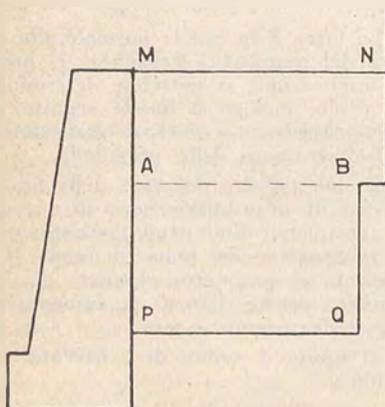


Fig. 12

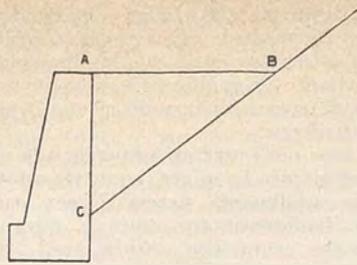


Fig. 13

tardo praticato nella roccia, del diametro di cm. 3, caricato con polvere nera. L'angolo di attrito del materiale incoerente (argilla sabbiosa) impiegato per l'intasamento, sulla parete rocciosa è di 26°. La pressione specifica  $q_0$  della polvere nera è di circa 3000 kg/cmq. Per l'efficienza dell'intasamento occorre che la pressione residua, alla bocca del petardo,  $q$ , sia trascurabile. Si stabilisce che tale pressione, in eccesso a quella atmosferica, non superi 1/1 000 000 della pressione dell'esplosivo. Di fronte alla distanza  $q_0$  che dà luogo ad una spinta  $q_0 A = 21 205 \text{ kg}$ , il peso proprio del materiale di intasamento può essere trascurato. Facendo nella (45)  $g = 0$  si ottiene

$$q = q_0 e^{-aH} \quad [53]$$

Si ha  $n = 1,33$ ;  $a = 0,538$ ;

Risolviendo l'equazione si ottiene:

$$H = 26 \text{ cm.}$$

La lunghezza di intasamento teorica risulta quindi di 26 cm. circa, corrispondente ai valori sperimentali.

*Osservazione.* — L'equazione (53) che lega la pressione iniziale e finale, relative a materiale incoerente che tende a scorrere dentro ad un tubo, con attrito sulle pareti, quando il peso del materiale sia trascurabile di fronte alle forze esterne, è analoga all'equazione che lega la tensione iniziale e finale di una cinghia che tenda a scorrere con attrito su di una puleggia. È facile riconoscere che si tratta di due problemi meccanici del tutto analoghi.

### 3° Terrapieno contenuto tra due muri paralleli.

Si vuole calcolare la spinta che un terrapieno sostenuto da due muri paralleli esercita sui muri stessi. Si suppone si tratti di un rilevato di raccordo con una opera d'arte, per una strada ordinaria. (Fig. 11). Dati relativi:

Altezza utile dei muri . . .  $H = 12 \text{ m}$   
 Distanza tra i muri . . .  $D = 12 \text{ m}$   
 Paramento interno dei muri . . . . . verticale  
 Peso specifico delle terre . . . . .  $g = 1 600 \text{ kg/mc}$   
 Angolo di attrito . . .  $r = 45^\circ 20'$   
 Sopraccarico uniformemente distribuito. . .  $q_0 = 1000 \text{ kg/mq}$

Si suppone che le pareti dei muri siano sufficientemente scabre per assicurare l'aderenza. Per tener conto del fatto che il sopraccarico dovuto al transito stradale imprime al terrapieno delle vibrazioni, apporteremo all'angolo di attrito

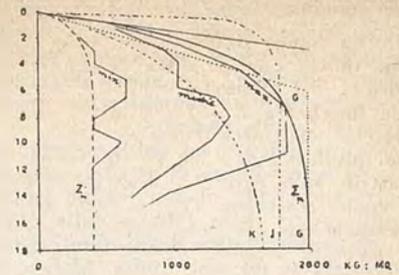


Fig. 14

una riduzione del 5% circa assumendo  $r = 43^\circ$ . Consideriamo l'equilibrio di un metro corrente di muro.

Il valore dell'area è  $A = 1 \times 12 = 12 \text{ mq}$ .

Lo sviluppo del perimetro reagente è  $P = 2 \text{ m}$ . I valori da introdursi nella [47] sono  $n = 1,667 \text{ m}^{-1}$ ;  $a = 0,0831 \text{ m}^{-1}$ ;  $p = 14 080 \text{ kg/mq}$ ;  $m = -13 349 \text{ kg/mq}$ .

La spinta  $S$  su di un ml. di muro risulta

$$S = 69 480 \text{ kg/ml.}$$

La distanza  $L_0$  del punto di applicazione della spinta dal ciglio superiore del muro, data dalla (49) è

$$L_0 = 8,35 \text{ m.}$$

La spinta fa con la normale al muro l'angolo di attrito.

L'azione che il terrapieno esercita su ciascuna dei due muri paralleli risulta così determinata in tutti i suoi elementi.

Può essere interessante di confrontare questi risultati con quelli che si otterrebbero calcolando i muri come ordinari muri di sostegno di un terrapieno con la (36). La pressione  $s$  al lembo superiore del muro, dovuta alla presenza del sopraccarico, essendo il paramento del muro verticale è data semplicemente da

$$s_0 = q_0 \cos r$$

La spinta sul muro di sostegno risulterebbe:

$$S = 93 023 \text{ kg/ml.}$$

notevolmente maggiore della precedente. Il caso ora esaminato si verificherebbe quando la distanza tra i due muri paralleli diventasse infinita.

### 4° Muro di sostegno di rilevato stradale a mezza costa.

Sia da calcolarsi il muro di sostegno di rilevato stradale a mezza costa rappresentato dalla fig. 13.

Altezza del muro . . .  $H = 6,50 \text{ m}$ .  
 Parete interna . . . . . verticale  
 Larghezza del rilevato ( $AB$  in fig. 13) . . .  $D = 6,50 \text{ m}$ .  
 Sopraccarico . . . . .  $q_0 = 1000 \text{ kg/mq}$ .  
 Peso specifico del materiale di riempimento . . . . .  $g = 1800 \text{ kg/mc}$ .  
 Angolo di attrito . . .  $r = 42^\circ 30'$   
 per tener conto della natura del sopraccarico l'angolo di attrito viene ridotto del 5% circa e cioè  $r = 40^\circ$

I valori da introdurre nella (51) sono:  $P = 2 \text{ m}$ ;  $A_0 = 6,50 \text{ mq}$ ;  $n_0 = 0,3076 \text{ m}^{-1}$ ;  $a_0 = 0,1517 \text{ m}^{-1}$ ;

Si ottiene, per un ml. di muro

$$S = 13 580 \text{ kg/ml.}$$

5° Palafitte.

In un banco di materiale incoerente viene infitta una palafitta di legno, cilindrica, del diametro  $D = 30$  cm. e della lunghezza  $L = 11.50$  m. Il materiale che costituisce il banco, sabbia, ha peso specifico  $g = 1500$  kg/mc. L'angolo di attrito sulla parete del palo è  $r = 40^\circ$ . Si vuole conoscere l'entità del carico necessario per provocare l'affondamento del palo. Si suppone che il banco non sia soggetto ad invasione d'acqua e si intende prescindere dall'effetto di costipamento che la infissione delle palafitte potrebbe produrre nel banco.

Se la estensione del banco è piuttosto grande e se le palafitte sono sufficientemente intervallate, il rapporto  $n = P/A$  ( $P$  perimetro della palafitta.  $A$  area del banco) ha un valore molto prossimo a zero. In tal caso la spinta del terreno su di una striscia della parete della palafitta di larghezza unitaria è data dalla (35). Il senso dello scorrimento è in questo caso negativo, e quindi l'angolo  $r$  deve considerarsi negativo, ma essendo la parete verticale ( $d = 0$ ) il risultato non cambia.

La forza che reagisce all'affondamento è la componente verticale (tangenziale) della spinta presa per tutto il perimetro  $P$  del palo.

Quindi il carico necessario per l'affondamento è

$$R = \frac{P}{4} g L^2 \operatorname{sen} 2r \quad 54$$

Risulta

$$R = 46 \text{ tonnellate.}$$

A questo sarebbe poi da aggiungere il carico occorrente per la penetrazione della punta.

6° Silos granari.

Si vuole conoscere la pressione normale alla parete di un silos da grano, in cemento armato, della sezione orizzontale quadrata di m.  $4 \times 4$  e della profondità di m. 19. I dati relativi sono i seguenti:

Peso specifico del grano  $g = 796,8$  kg/mc.  
 Angolo di attrito interno . . . . .  $r = 26^\circ 45'$   
 Angolo di attrito sulla parete . . . . .  $r' = 24^\circ 21'$

Osserviamo che la parete interna del silos con l'uso tende a levigarsi; inoltre il materiale contenuto è soggetto a scuotimenti e vibrazioni dovuti al funzionamento del macchinario di sollevamento del grano. Converrà pertanto adottare un angolo di attrito un po' minore di quello suindicato, a cui porteremo una riduzione del 10% circa, assumendo  $r' = 22^\circ$ .

La pressione di parete è calcolabile con la (46'). La componente normale alla parete è data da

$$\Sigma_n = \Sigma \cos r'.$$

Il valore di  $a$  per la cella del silos risulta  $a = 0,3482 \text{ m}^3$ .

Calcoliamo i valori di  $\Sigma_n$  alle varie quote: questi sono indicati nella seguente tabellina.

$h =$	1	2	3	4	5	$=$
$\Sigma_n =$	583	988	1245	1480	1730	$=$
	6	7	8	9	18	M.
	1835	1915	1950	1965	1967	kg/mq.

Si può osservare che dagli 8 metri di profondità in poi si può ritenere praticamente raggiunto il regime limite corrispondente al valore.

$$\frac{g}{a} \cos^2 r' = 1967 \text{ kg/mq.}$$

Nella fig. 14 è rappresentata a tratto pieno la curva delle pressioni normali  $\Sigma_n$  dianzi calcolata.

Nella stessa figura sono riportati i risultati sperimentali effettuati su silos granari aventi le caratteristiche sopra indicate, dal Prof. Ing. Vittorio Zignoli e riportati negli Atti della Accademia delle Scienze di Torino (1941). Tali risultati sono rappresentati dalle linee spezzate: quella con l'indicazione « max » rappresenta le pressioni massime riscontrate alle varie quote, in successive misure; quella con l'indicazione « min » le pressioni minime; ed infine quella con la indicazione « medie » i valori ottenuti facendo le medie delle varie misure.

Per interpretare correttamente i risultati sperimentali e confrontarli con i risultati teorici, occorre tener presente quanto segue.

La teoria dell'equilibrio dei materiali incoerenti contenuti in celle presupposte che la discesa del materiale avvenga con moto di insieme e quindi lo scorrimento si determini alla superficie di contatto del materiale con le pareti della cella.

A perturbare questo stato di cose sta però la circostanza che nei silos la estrazione si effettua per mezzo di una bocca, applicata sul fondo, le cui dimensioni sono molto piccole rispetto a quelle della sezione trasversale del silos. Ne viene che nonostante le superfici di raccordo e le alette di avviamento, il materiale è obbligato a scorrere entro la stessa massa incoerente. Si forma nell'interno del silos una specie di condotto, chiamato « camino » dentro il quale il materiale affluisce alla bocca. In questa situazione, lo stato di equilibrio del materiale è ben diversa da quella supposta per la risoluzione del problema. Se fossero note la forma, dimensioni ed altezza, del « camino » questo stato di equilibrio potrebbe ricostituirsi, almeno teoricamente, considerando il camino come una cella, le cui pareti sono costituite dallo stesso grano che non partecipa al movimento e calcolando le pressioni di parete. Se non che le caratteristiche di questi camini dipendono in modo non precisabile dalla forma e dimensione della bocca e da altri elementi non ben noti.

A loro riguardo si può dire però che il valore di  $n = P/A$  relativo ad essi è maggiore che per l'intero silos. In conseguenza, dei due regimi che si possono stabilire nel silos il primo (quello in cui la discesa del grano avviene per l'intera sezione) dà luogo alle pressioni di parete massime. Il secondo, (quello in cui la discesa avviene per il camino) dà luogo alle pressioni minime.

Se noi esaminiamo la curva, delle pressioni « min » relativa alla esperienza

riportata in fig. 14, troviamo che verso il fondo del silos tale curva tende ad assumere un andamento verticale. Il fatto è di carattere generale riscontrandosi anche nelle altre esperienze, con silos di diverse dimensioni. Interpretando questo fatto come una indicazione che nel fondo del silos, quando avviene lo scorrimento lungo il camino, viene a stabilirsi una pressione limite, letta l'ordinata della verticale assintotica della curva delle pressioni (che per il caso di fig. 14 è di 390 kg/mq.) possiamo scrivere l'eguaglianza

$$\frac{g}{a} \cos^2 r' = 390 \text{ kg/mq.}$$

che permette di ricavare il valore di  $a'$  relativo al « camino ».

Nota il valore di  $a'$  riesce possibile di costruire il diagramma delle pressioni  $Z_n$  normali alle pareti (rappresentata in figura 16 dalla curva tratteggiata) relativa al caso si sia stabilito nel silos il secondo regime (discesa per camino).

Premesso ciò osserviamo che, in definitiva, il materiale immagazzinato nel silos può venirsi a trovare in due distinti stati di scorrimento, ognuno dei quali capace di determinarne le condizioni di equilibrio, ma diversi l'uno dall'altro. Il materiale può assumere accidentalmente l'uno o l'altro regime, secondo le casualità del momento. Vibrazioni, urti, carico o scarico delle celle vicine ecc. possono determinare cambiamenti bruschi del regime statico. In conseguenza, nei vari punti del silos le pressioni dovranno oscillare tra due limiti estremi, rappresentati dai due diagrammi  $\Sigma_n$  e  $Z_n$ . Per ragioni di continuità le pressioni potranno anche assumere valori intermedi. Potrà anche avvenire che talvolta, per fenomeni di inerzia dipendenti dalla rapidità con cui si manifestano i cambiamenti di stato, i due diagrammi limite siano di qualche poco oltrepassati, ma ciò deve considerarsi eccezionale. Non si deve poi dimenticare che la teoria dà le pressioni medie sul piano e sulle pareti: potrà quindi avvenire che per sezioni di silos quadrati le pressioni agli spigoli risultino un po' differenti dalle sezioni al centro delle pareti, che per sezioni rettangolari le pressioni sulle pareti lunghe siano alquanto diverse dalle pressioni sulle pareti corte ecc. ecc.

In linea di massima si può però affermare che sulle pareti del silos saranno possibili tutte le pressioni comprese tra i due diagrammi limiti, ed in un dato momento sono possibili tutte le curve di pressione comprese tra le due curve limiti.

In pratica avverrà poi che nella parte superiore del silos, lontano dalla bocca di estrazione, tendano a prevalere i moti di insieme (1° regime) mentre nella parte inferiore la presenza della bocca renderà più probabili e frequenti gli scorrimenti locali (2° regime). Quindi le curve delle pressioni ricavate sperimentalmente nella parte alta avranno tendenza ad avvicinarsi alla curva delle  $\Sigma_n$ , assumendo valori più prossimi ai massimi, mentre nella parte bassa avverrà l'opposto e le curve delle pressioni si avvicineranno alla curva delle  $Z_n$ , assumendo valori più prossimi ai minimi.

Quanto sopra appare evidente dall'esame delle tre curve « max » « medie » e « min » che riflettono lo stato effettivo del materiale, e ciò nonostante le irregolarità che conseguono dal fatto che si tratta di fenomeni probabilistici.

Ai fini della stabilità della costruzione si deve ad ogni modo tener presente che le pressioni  $\Sigma_n$  previste teoricamente sono sempre possibili anche nella parte inferiore del silos. Anche ammettendo che questo fatto possa difficilmente avvenire nel silos in esercizio, è da pre-

vedere che in caso di lunga inattività per assestamento naturale e per effetto di vibrazioni debba stabilirsi in tutta la cella il regime primo che conduce alle sollecitazioni massime.

Nella progettazione delle celle per silos sarà quindi necessario attenersi ai risultati previsti dalla teoria svolta.

Nelle fig. 14 sono anche rappresentate riportandole dai disegni originali, le curve contraddistinte dalle lettere K (Können) — J (Jansen) — G (Guidi).

Esse corrispondono ai valori delle pressioni normali alle pareti quali risulterebbero dalle teorie degli autori indicati. Delle attuali teorie quella che più si avvicina alla nuova è la teoria del Guidi, la quale sostituisce alla curva una spezzata di approssimazione. Queste due teorie coincidono nella determinazione dei valori massimi raggiungibili in corrispondenza del fondo della cella.

Borelli Romolo

## Per la valutazione dell'usura dei materiali da costruzione

Caratteristiche di usura "u", dei materiali da costruzione.

Le richieste di prove di usura sono frequenti presso tutti i Laboratori di prova di materiali, ma sovente il richiedente non è in grado di comprendere i dati forniti e, il più delle volte, si sorprende che i vari Istituti di prova esprimano i coefficienti di usura con numeri assolutamente diversi.

La macchina più comunemente usata eseguisce la prova imprimendo ai due campioni da sperimentare un moto di rotazione attorno al loro asse verticale ed un moto di rivoluzione attorno all'asse parallelo mediano (moto planetario). I campioni strisciano così su un anello sul quale è disposto del materiale abrasivo e percorrono un percorso  $l$  misurato in Km.; essi sono compressi sull'anello con la pressione unitaria  $p$ . Terminata la prova si misura lo strato asportato  $h$  in mm.

In qualche Laboratorio l'indice di logoramento è espresso dalla formula del Canevazzi:  $g = h / (l + p)$ . Ad es. nel Laboratorio Prove Materiali del Politecnico di Torino. l'indice di logoramento è

$$g = 0.789 h$$

Ma purtroppo non tutti gli Istituti usano la stessa macchina e, quel che è peggio, non usano lo stesso materiale abrasivo: nel Laboratorio del Politecnico di Torino molti anni addietro si adoperava la limatura di ferro, poi, per la difficoltà che si incontrava a trovare la limatura, si è usata la sabbia litografica; altri Istituti usano diverse sostanze abrasive; si comprende quindi facilmente come l'indice di logoramento non dica assolutamente nulla a chi lo richiede. È forse per ciò che nei Manuali più usati non compare mai una tabella che fornisca questi dati utilissimi al progettista ed al costruttore.

Pare allo scrivente che, per eliminare gli inconvenienti citati, sarebbe opportuno di ricorrere a dati di confronto con un materiale tipo le cui proprietà di resistenza al logoramento siano praticamente note, perchè di uso comune fin dai tempi antichi, ed alla portata dell'osservazione di tutti.

Si potrebbe ad es. chiamare resistenza al logoramento o più semplicemente « usura » il numero  $u = u' g' / g$  dove  $g'$  è l'indice di logoramento del

OGGETTO	QUALITÀ	USURA
Marmi . . . . .	Carrara buono . . . . .	1
	» scadente . . . . .	0.60
	Valle Strona . . . . .	0.89
	Arona rosa . . . . .	0.50
	» giallo . . . . .	0.29 ÷ 0.22
	Mondovì chiaro . . . . .	1.23
Graniti . . . . .	» giallo . . . . .	1.23
	» scuro . . . . .	1.94 ÷ 1.75
	Maddalena . . . . .	5.83 ÷ 4.38
	S. Remo . . . . .	4.40 ÷ 1.75
	Biella . . . . .	4.40
	Vari . . . . .	4.40 ÷ 2.80
Pietre . . . . .	Porfido rosso . . . . .	7.00
	Gneis Borgone . . . . .	2.90
	Diorite . . . . .	2.20 ÷ 1.45
	Granatite Ferrero . . . . .	1.94
	Aosta . . . . .	2.30 ÷ 0.87
	Conglomerati cem. .	2.33
Piastrille . . . . .	Metallico Gorza . . . . .	2.20 ÷ 1.50
	Damas . . . . .	1.75 ÷ 1.40
	Cementite . . . . .	1.40
	Durite . . . . .	1.75
	Calcestruzzo stradale . . . . .	1.75 ÷ 1.40
	Apeca (Borini) . . . . .	1.40
Ceramiche . . . . .	Cemento fuso . . . . .	0.17 ÷ 0.14
	Argilla cotta . . . . .	0.54 ÷ 0.41
	Cemento . . . . .	0.50 ÷ 0.39
	Marmette (graniglia) . . . . .	0.35 ÷ 0.28
	Cemento colorato . . . . .	0.82
	» scuro . . . . .	1.10 ÷ 0.50
Gomma . . . . .	Sabla (Roma) . . . . .	7.80 ÷ 3.50
	Grés scuro . . . . .	4.70
	» smaltato . . . . .	3.50 ÷ 2.30
	» rosso . . . . .	4.70 ÷ 2.60
	Plinthos . . . . .	1.40
	Fire Clay . . . . .	70.00
Legno . . . . .	Cavi agricoli . . . . .	4.60 ÷ 1.75
	» normali . . . . .	3.50 ÷ 2.30
	Gomma usuale . . . . .	3.50
	Quebracho (Argentina) . . . . .	1.00
	Legno santo (Argentina) . . . . .	2.90
	Palma Dum (Etiopia) . . . . .	0.39 ÷ 0.33
Sughero . . . . .	Rovere . . . . .	0.39
	Faggio . . . . .	0.28
	Larice . . . . .	1.15 ÷ 0.78
	Suberit . . . . .	1.00
	Eubolit . . . . .	1.62
	Atlas (cotto e compresso) . . . . .	3.50 ÷ 1.00
Vari . . . . .	Buxus (cellulosa) . . . . .	2.90 ÷ 1.50
	Cuoio . . . . .	0.70 ÷ 0.47
	Linoleum . . . . .	

materiale tipo ed  $u' = 1$  la sua resistenza.

Ad esempio, scelto il miglior tipo di marmo bianco di Carrara usato per pavimentazione che, per il percorso di un km. con la pressione unitaria  $p = 0,1267$  kg/cmq, usando sabbia litografica perde uno strato di circa  $h = 0,09$  mm., ed ha quindi per indice di logoramento  $g' = 0,0007$ ; la resistenza ad

usura dei comuni graniti risulta  $u = 4-5$  cioè la resistenza del granito è da 4 a 5 volte maggiore di quella del marmo scelto come campione.

Naturalmente si tratta sempre di dati molto approssimati il che succede daltronde per tutti i dati simili.

I diversi Laboratori dovrebbero usare come campione lo stesso tipo di materiale, senza preoccuparsi nè del tipo di mac-

china nè del materiale abrasivo: sarebbe interessante vedere se i rapporti «  $U$  » si mantengono praticamente eguali.

Si presenta qui, come esempio un tipo di Tabella assolutamente incompleta augurandosi che i Laboratori interessati istituiscano le esperienze necessarie a fornire dati ai costruttori.

Benedetto Zunini

## UN ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEGLI ESTENSIMETRI ELETTRICI

### Cenni sugli estensimetri elettrici.

Sono ormai ben note le caratteristiche degli estensimetri elettrici a resistenza che la Ditta Baldwin di Filadelfia ha perfezionato durante la guerra e che alcune Ditte Europee producono ormai su scala industriale (1). Ci basti dunque ricordare che si tratta di piccole resistenze elettriche formate da un filo metallico di sezione ben uniforme, ripiegato più volte, fissato su un rettangolo di carta isolante e opportunamente protetto. La carta viene accuratamente incollata sul pezzo in osservazione in modo che la resistenza sia resa solidale del pezzo e ne segua la deformazione. Le variazioni che la resistenza subisce per effetto di tali deformazioni sono misurate a mezzo di un ponte di Wheastone di grande sensibilità. Ad evitare gli effetti delle variazioni di temperatura un estensimetro « cieco », incollato su un pezzo dello stesso materiale, e disposto nelle immediate vicinanze dell'estensimetro « attivo » (e cioè di quello che misura la deformazione), viene inserito in un altro lato del ponte.

Ricordiamo altresì quali sono i vantaggi più notevoli di questo procedimento di misura:

— elevata sensibilità (non è difficile superare la sensibilità del classico estensimetro a specchi tipo Martens);

— grande precisione (quando si osservano con scrupolosa cura gli accorgimenti indispensabili),

— ingombro ridotto. Nulla vieta di fissare su una struttura molte decine di estensimetri, anche in posizioni che sarebbero irraggiungibili con qualsiasi altro dispositivo;

— piccolezza della base di misura (sino a 6 mm.). Ciò che rende il metodo particolarmente adatto alle prove su modelli.

### Condizioni particolari del problema.

La prova che ci proponiamo di descrivere qui molto brevemente faceva appello in particolar modo alle ultime due caratteristiche elencate.

(1) Fra le numerose descrizioni delle apparecchiature per misure estensimetriche a resistenza citiamo: M. Ros, G. Ceradini, O. Schmidt: Gli estensimetri elettrici a resistenza. Ricerca scientifica n. 5 - 1947. C. Castiglia, Tecnica ed applicazione degli estensimetri elettrici a variazione di resistenza. Giornale del Genio Civile n. 7-8, 1949.

Si trattava di proporzionare una serie di serbatoi orizzontali in alluminio (2), lunghi metri 4,50 ed aventi un diametro di metri 2,50, previsti per le seguenti condizioni di carico: peso proprio; peso e pressione idrostatica del liquido di riempimento (densità 1); sovrappressione di 1 Kg/cm<sup>2</sup>; sovraccarico formato da un serbatoio eguale direttamente appoggiato alla parte superiore del serbatoio stesso. Bisognava inoltre stabilire quale fosse la migliore posizione da assegnare alle selle di appoggio.

Date le difficoltà quasi insormontabili che avrebbe presentato uno studio teorico del regime statico del serbatoio in oggetto, si pensò di studiarne il comportamento mediante una prova di carico eseguita su un modello.

Il modello riproduceva il serbatoio reale alla scala 1/5. Erano stati riprodotti anche il foro di visita e la tubazione di ammissione; si era inoltre fatto in modo che il modello comportasse tante saldature quante ne dovevano comportare i serbatoi reali.

Uno studio completo avrebbe richiesto la determinazione delle linee isostatiche; per questo, sarebbero occorsi numerosissimi estensimetri disposti, in ognuno dei punti osservati, secondo tre orientamenti, onde consentire la determinazione delle direzioni principali. In pratica, ci si accontentò di effettuare

una verifica statica intesa ad accertare che in nessun punto venissero superate le sollecitazioni ammissibili. A questo fine, si collocarono nei punti e nelle direzioni che presumibilmente dovevano riuscire più sollecitati, dodici estensimetri elettrici aventi una base di misura di 12 mm. (Tale base corrisponde al vero ad una lunghezza di 60 mm.). Nel fissare i margini di sicurezza si tenne poi conto del fatto che localmente, e per certi orientamenti, le tensioni principali potevano superare quelle misurate?

### Condizioni di similitudine.

Riassumiamo brevemente le nozioni essenziali sulle quali si fonda la teoria dei modelli meccanici.

Sia:

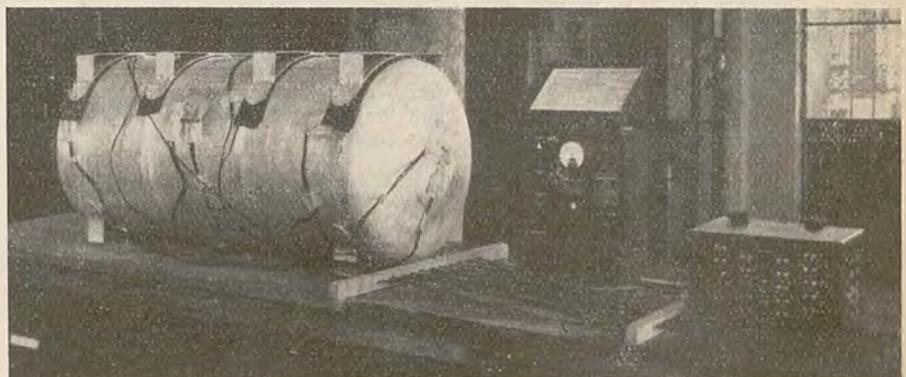
$$Q = L^{\alpha} \cdot T^{\beta} \cdot M^{\gamma} \quad [1]$$

l'espressione dimensionale di una qualsiasi grandezza  $Q$  ( $L$ , lunghezze;  $T$ , tempi;  $M$ , massa) e, rispettivamente  $1/\lambda$ ,  $1/\tau$ ,  $1/\mu$  le scale delle lunghezze, dei tempi e delle masse adottate per l'esecuzione del modello. La misura  $q$  di una grandezza relativa al modello sarà legata alla misura reale  $Q$  della stessa grandezza dalla relazione:

$$Q = \lambda^{\alpha} \cdot \tau^{\beta} \cdot \mu^{\gamma} \cdot q \quad [2]$$

La [2] è tuttavia esattamente verificata solo se tutte le regole di riduzione sono rigorosamente osservate. Ora, in pratica, le condizioni particolari dei singoli problemi impongono sempre alcune

(2) Il problema era stato posto al Laboratorio Prove Materiali del Politecnico di Torino dalla Ditta Guinzio Rossi di Torino alla quale porgiamo i nostri ringraziamenti per averci autorizzato a pubblicare queste note.



restrizioni che impediscono che la similitudine sia rispettata sotto tutti gli aspetti.

Nel caso particolare, tali condizioni restrittive sono le seguenti: serbatoio reale e modello sono costituiti dello stesso materiale. Rimangono dunque invariati il modulo elastico e la densità. Per queste grandezze si avrà dunque:  $Q = q$ , e cioè:

$$\frac{Q}{q} = 1$$

Se si tien conto della [2], questa relazione si traduce, per quanto si riferisce al modulo elastico, (dimensioni  $L^{-1} T^2 M$ ) nella relazione:

$$\lambda^{-1} \cdot \tau^{-2} \cdot \mu = 1 \quad [3]$$

e, per quanto si riferisce alla densità, (dimensioni  $M L^{-3}$ ) nella:

$$\lambda^{-3} \cdot \mu = 1 \quad [4]$$

Si avrà dunque necessariamente:

$$\mu = \lambda^3 \quad \tau = \lambda$$

Dopodichè la relazione fondamentale [2] diventa:

$$Q = \lambda^\gamma \cdot \lambda^\beta \cdot \lambda^{3\alpha} \cdot q = \lambda^{\alpha + \beta + 3\gamma} \cdot q \quad [5]$$

e dunque, nel nostro caso, con  $\lambda = 5$ :

$$Q = 5^{\alpha + \beta + 3\lambda} \cdot q \quad [6]$$

Vediamo allora quale sarà la situazione per le varie grandezze:

Lunghezze:			
$\alpha = 1$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$Q = 5 q$
Aree:			
$\alpha = 2$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$Q = 25 q$
Volumi:			
$\alpha = 3$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$Q = 125 q$
Deformazioni relative:			
$\alpha = 0$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$Q = q$
Densità:			
$\alpha = -3$	$\beta = 0$	$\gamma = 1$	$Q = q$
Tensioni:			
$\alpha = -1$	$\beta = -2$	$\gamma = 1$	$Q = q$
Pressione idrostatica:			
$\alpha = -1$	$\beta = -2$	$\gamma = 1$	$Q = q$
Forze:			
$\alpha = 1$	$\beta = -2$	$\gamma = 1$	$Q = 25 q$

Su questa tabella faremo le seguenti osservazioni.

Se il modello fosse sottoposto solo alla pressione idrostatica tensioni e deformazioni sarebbero identiche a quelle del serbatoio reale. Affinchè ciò avvenga anche in presenza di forze occorre che queste siano ridotte di 25 volte rispetto a quelle agenti in realtà. Il sovraccarico sarà dunque ridotto 25 volte. Invece, poichè, per forza di cose, peso proprio del serbatoio e peso proprio del liquido sono ridotti nel rapporto 125, la similitudine non sarà rispettata per quanto riguarda l'effetto di queste due azioni. Di ciò bisognerà tener conto nell'interpretare i risultati delle misure.

Descrizione delle misure (cfr. fotografia del dispositivo).

Le misure estensimetriche furono effettuate a mezzo di una attrezzatura

Baldwin di proprietà del Centro di Studio sulle Coazioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Le esperienze furono condotte in ambiente a temperatura quasi costante. Si constata infatti che, malgrado il dispositivo di compensazione, le rapide variazioni di temperatura sono suscettibili di diminuire notevolmente la precisione del procedimento.

Per due diverse posizioni delle selle di appoggio, e precisamente: due selle inferiori e due superiori collocate alle estremità in prossimità dei fondi; quattro selle inferiori e quattro superiori disposte due alle estremità, due lungo il serbatoio a  $1/1$  e  $3/1$  della lunghezza, si misurarono le tensioni nelle seguenti condizioni di carico:

- serbatoio vuoto scarico
- serbatoio vuoto caricato col sovraccarico calcolato
- serbatoio pieno scarico
- serbatoio pieno caricato col sovraccarico calcolato
- serbatoio pieno, con pressione interna di 1 Kg/cm<sup>2</sup>, caricato col sovraccarico calcolato.

Infine, per separare l'effetto della pressione idrostatica da quello del peso proprio del liquido, si misurarono le tensioni anche nel caso del serbatoio

pieno scarico, sopportato inferiormente su tutta la sua lunghezza. Facendo la differenza fra queste letture e quelle relative al serbatoio pieno, scarico, appoggiato sulle selle si poté così individuare l'effetto del peso del liquido. Per tener conto delle incongruenze dovute alle condizioni di similitudine tale effetto venne poi amplificato nel rapporto 5.

Combinando le condizioni più gravose di carico, e maggiorando infine le tensioni ottenute per avvicinarsi ai probabili valori delle tensioni principali, si poté allora effettuare la verifica statica della struttura.

Nel caso particolare, lo studio consentì di ridurre, nella proporzione del 15%, gli spessori delle lamiere che erano stati in un primo tempo previsti. Come era prevedibile le misure dimostrarono inoltre la superiorità della soluzione a 2 selle.

Per gentile concessione della Ditta Guinzio Rossi, che ha messo a disposizione il modello di cui sopra, chi scrive sta ora iniziando una serie molto estesa di misure estensimetriche intese a determinare l'andamento delle linee isostatiche nel serbatoio disposto orizzontalmente e sottoposto alle normali condizioni di carico (peso proprio e pressione interna).

Franco Levi

## R E C E N S I O N I

**Prof. Dalberto Faggiani: ELETTRIFISICA - pag. 570, con 80 esercizi svolti e 409 figure - Libreria Editrice Politecnica - Milano, 1949.**

Il Prof. Faggiani, autore di altri noti ed apprezzati volumi, ci ha dato con questa « *Elettrofisica* » un'ampia e aggiornata trattazione della vastissima materia, scritta con grande chiarezza, illustrata da numerose e ben scelte figure, corredata da una serie preziosa di esercizi e di tabelle numeriche.

L'opera si compone di 4 parti: *Elettrostatica*, *Elettrodinamica*, *Elettromagnetismo*, *Elettronica*. Accanto alle esposizioni classiche, condotte fino agli sviluppi più approfonditi, si rilevano capitoli dedicati alle applicazioni più recenti, di cui vengono dati i fondamenti scientifici insieme colle nozioni tecnologiche più importanti e colla descrizione dei procedimenti e degli strumenti di misura.

Si veda ad esempio, nella 1<sup>a</sup> parte il capitolo dedicato alle macchine e misure elettrostatiche e ai metodi di produzione delle altissime tensioni (fino a 5 milioni di volt); nella 2<sup>a</sup> parte il capitolo relativo alle applicazioni al riscaldamento elettrico, alla illuminazione, all'accumulazione di energia, all'elettro-

chimica e quello riguardante i sistemi anomali (conduzione nei gas ionizzati; raddrizzatori) ed i bipoli; nella 3<sup>a</sup> parte il capitolo relativo ai principi di funzionamento delle macchine elettriche e quello relativo alla propagazione delle onde elettromagnetiche.

Molto interesse susciterà la 4<sup>a</sup> parte dedicata all'elettronica. Ciò che di più rilevante presenta lo sviluppo della fisica moderna è qui trattato in forma piana e cogli sviluppi analitici essenziali.

La costituzione dell'atomo, i fenomeni di radioattività naturale e artificiale fino alla fissione dell'uranio, i raggi cosmici, la fisica dell'elettrone, i principi su cui si fondano i tubi e gli apparecchi elettronici e infine una concisa, ma notevole trattazione dei circuiti per radio e per applicazioni fotoelettriche; ecco i punti principali toccati in questa parte, in cui maggiormente si rivela la maestria dell'Autore nell'espone in modo efficace e sintetico argomenti complessi e astrusi.

Oltre agli esercizi ed alle tavole numeriche di cui già si è parlato, figurano in appendice brevi ed utilissime esposizioni del calcolo vettoriale e dei sistemi di misure elettriche.

Il volume è di quelli che goveranno molto agli ingegneri.

C.

# INFORMAZIONI

## L'assistenza dei tecnici negli atti legali e notarili e nella consulenza tributaria

Io ho avuto occasione proprio in questi ultimi tempi di constatare quanto sarebbe stata opportuna ed utile ed anzi indispensabile (e per conseguenza lo sarà sempre più) l'assistenza di tecnici attenti e competenti nella stipulazione degli atti legali e notarili di compra-vendita, divisione, costituzione di condominii, ecc. È noto che molte controversie relative ai passaggi di proprietà, alle assegnazioni, alla stipulazione dei diritti e doveri fra condomini trovano origine e sviluppo nella oscurità degli atti relativi, quando non addirittura in errori grossolani e in vere dimenticanze delle cose essenziali.

Io stesso ho avuto occasione in tre successive controversie, di cui una particolarmente grave per gli interessi, che coinvolgeva, di constatare che erano tutte tre originate dalla imprecisione dei termini, dalla genericità delle espressioni adottate, dalla non rispondenza dei riferimenti degli oggetti del contratto e dalla ignoranza delle norme specifiche del Codice e dei Regolamenti Cittadini. Troppe volte questi atti sono stipulati come se fossero delle pure formalità necessarie, ma senza pensare al futuro ed al loro eventuale richiamo in contestazioni, che dovessero sorgere nel seguito.

In uno dei tre casi ultimi si trattava del trapasso di proprietà di una parte di fabbricato o meglio della metà circa di un completo isolato. Anche la proprietà dell'ampio cortile unico, la cui area aveva servito a permettere in base al regolamento la elevazione di varie sopraelevazioni, doveva essere divisa in due parti da una linea che il contratto dichiarava con termine anzichè ermetico: *virtuale*. Ma a quali effetti tale virtualità? Di qui una costosa controversia, nata 40 anni dopo la stipulazione del contratto, mentre se il Contratto avesse parlato con termini semplici e tecnici, non ci sarebbe stato luogo a controversie senza disquisizioni filologiche e sottigliezze di legulei.

Nel secondo caso si trattava di un Condominio e relativo Regolamento. Mentre l'atto di acquisto dei singoli alloggi del condominio dichiarava di proprietà comune il corridoio di disimpegno del sottotetto, pel regolamento allegato allo stesso atto e destinato a regolare i rapporti fra i condomini era tutto il sottotetto di proprietà indivisa del condominio, restando quindi a tutto il condominio la manutenzione del sottotetto al completo.

Ma il bello si è che il sottotetto fin dall'origine è impraticabile sia perchè troppo basso, sia perchè il piano sottostante è coperto con sottilissime volte di tavelle a grande luce e grande monta senza rinfianchi e quindi assolutamente da non poterle praticare dal disopra. Inoltre fin dall'origine il sottotetto è impraticabile perchè tutto trapassato da grandi lucernari a cassone per la illuminazione delle camere dell'alloggio sottostante. È proprio il caso tipico in cui

lo spazio fra il tetto e la copertura isolante degli alloggi dell'ultimo piano è di assoluta proprietà, secondo il Codice, degli alloggi sottostanti e come tale già vincolato. Il compilatore dell'atto di vendita e del regolamento non era mai stato nel sottotetto e non si era curato che ci fosse almeno rispondenza fra atto e regolamento e fra questo e lo stato di fatto.

Nel terzo caso le prescrizioni del regolamento del condominio erano tutte in contrasto e non sempre per motivi ragionati con le prescrizioni del Codice Civile, tanto da dare l'impressione che chi le aveva stilate non sapesse che il Codice Civile ha già cercato di disciplinare la materia del Condominio delle case divise in parti e non avesse coscienza della delicatezza della materia. Ricordo fra l'altro che le Norme del Regolamento sulla ripartizione delle spese di manutenzione della scala erano in pieno contrasto con il Codice e che al momento di pagare le spese di ricostruzione della scala distrutta per cause belliche alti furono i lagni di chi veniva a pagare di più a causa delle norme del regolamento.

La esemplificazione potrebbe conti-

nuare così da poter concludere a buon diritto che atti di vendita, di acquisto, di condominio, di divisione, ecc., devono essere considerati nella loro delicatezza e nel loro valore per il futuro, affinché essi non possano dare origine a interpretazioni diverse da quanto si volle stipulare. Essi devono essere studiati caso per caso e non su schemi generici, con ponderazione e precisione di termini, con conoscenza di Codice e di regolamenti edilizi e igienici quando si tratti di immobili, tutte cose che sono non sempre famigliari nei precisi significati ed estensioni pratiche dagli uomini puramente di legge e in special modo dai notai. A queste deficienze potrà ovviare l'assistenza dei tecnici, ingegneri e geometri, ai quali con sopralluoghi e accertamenti spetta di chiarire ed esporre nei vari termini la materia dei contratti e dei regolamenti, lasciando ai legali il compito di rendere legalmente valide le pattuizioni così convenute e chiarite.

Un identico discorso sarebbe da fare anche per le questioni di ordine fiscale e tributario. Il tecnico, raramente vi partecipa, mentre la sua parola e il suo consiglio di speciale competente in moltissimi casi potrebbe chiarire e portare a buon termine pratiche non sempre ben introdotte e svolte dai consulenti tributari appunto per mancanza di conoscenze e concetti tecnici. È un discorso però, che è bene riprendere altra volta e a parte, perchè ne vale la pena e il tempo.

Achille Goffi

## NOTIZIARIO

### COMUNICAZIONI DELL'A.N.I.A.I. COMITATI CENTRALI PROFESSIONALI INGEGNERI

Si trascrivono i testi dei provvedimenti riguardanti l'applicazione della tariffa nazionale per casi particolari.

#### 1) Onorari per prestazioni relative alla costruzione di case popolari.

*Decreto 18 giugno 1949 del Ministero dei LL. PP. concernente la liquidazione degli onorari spettanti agli Ingegneri ed Architetti, per le prestazioni professionali relative alla costruzione di case di tipo popolare con contributo statale:*

#### REPUBBLICA ITALIANA

*Il Ministro Segretario di Stato - Per i Lavori Pubblici - XVI 14319.*

visto l'art. 9 del R. D. 8 febbraio 1923, n. 345;

visto il R. D. Legge 2 dicembre 1923, n. 2654;

ritenuta l'opportunità di modificare le disposizioni del D. M. 1° maggio 1923 concernenti la liquidazione degli oneri spettanti agli Ingegneri e agli Architetti per le prestazioni professionali relative alla costruzione di case di tipo popolare, che fruiscono di contributi statali.

#### DECRETA :

ART. 1. - Gli onorari, che potranno gravare sui mutui e sui contributi dello

Stato, spettanti agli ingegneri ed architetti per prestazioni relative alla costruzione di case di tipo popolare non potranno superare l'importo derivante dalla applicazione della tariffa professionale (classe 1<sup>a</sup> - Categoria b) di cui alla legge 2 marzo 1949, n. 143, con la detrazione del 25 % (venticinque per cento) e con le norme di cui ai successivi articoli.

ART. 2. - Qualora l'incarico sia affidato a più professionisti riuniti in collegio, sui mutui e sui contributi statali potrà gravare un solo compenso, in deroga all'art. 7 della tariffa nazionale predetta.

ART. 3. - Nei casi di prestazioni parziali, ai fini del presente decreto la valutazione dei compensi a percentuale dovrà essere fatta sulla base delle aliquote specificate nella tabella B, annessa alla tariffa nazionale, con esclusione degli aumenti previsti all'art. 18 della tariffa stessa.

ART. 4. - Qualora il committente ed il professionista si accordino di conglobare i compensi accessori, a norma dell'art. 13 della tariffa nazionale la somma concordata non dovrà superare, ai fini del presente decreto, il 30 % (trenta per cento) degli onorari a percentuale.

ART. 5. - Le disposizioni del presente decreto si applicano anche per le liquidazioni non ancora definite degli oneri relativi ad incarichi affidati anteriormente alla data del decreto stesso.

ART. 6. - Il presente decreto sarà registrato alla Corte dei Conti e pubblicato

nella « Gazzetta Ufficiale » della Repubblica Italiana.

Roma, li 18 giugno 1949.

Il Ministro F.to Tupini

Reg.to Alla Corte dei Conti

addi 17-12-1949, Reg. 10 LL. PP. fogl. 148

F.to Salvatori

B. - Estratto della delibera n. 2 del 27 marzo 1949, I.N.A.-Casa.

20°

La Gestione INA-CASA si atterrà per le costruzioni da affidarsi alle stazioni appaltanti di cui al punto 6° della Delibera n. 1 in data del 27-4-1949, per il piano sperimentale, alle seguenti norme relative ai progetti:

Per i progetti presentati a titolo gratuito, qualora il progetto non risultasse idoneo, il Consiglio Direttivo chiederà al progettista di apportare le opportune modifiche; ove tali modifiche risultassero insoddisfacenti, il Consiglio Direttivo potrà avocare a sé la modifica del progetto presentato, affidandola ad ingegneri od architetti liberi professionisti, da compensarsi come specificato al comma quarto.

Nei casi in cui la spesa di progetto debba fare carico alla Gestione, sia che si tratti di costruzioni da affidare alle stazioni appaltanti di cui al punto 6° della Delibera del Comitato in data 27-4-1949, sia che si tratti di costruzione diretta da parte della Gestione INA-CASA, la progettazione sarà preferibilmente affidata, rispettivamente dalla stazione appaltante o dalla Gestione stessa, ad ingegneri od architetti liberi professionisti.

L'INA-CASA compenserà tale prestazioni in base alla tariffa nazionale professionale categoria b) di cui alla legge 2-31-1949, n. 143, con la decurtazione del 20 % e senza dare luogo all'applicazione dell'art. 18 della legge suddetta. L'onere relativo sarà computato in aggiunta alle spese sostenute dalla stazione appaltante, ed al compenso corrisposto alle medesime, per determinare il costo di cui al successivo punto 25.

La liquidazione sarà limitata agli importi relativi alle parti di lavoro effettivamente sviluppate dal progettista ed accettate, mentre saranno liquidate in altra Sede le parti di lavoro professionale eventualmente stralciate, a favore di chi Vi abbia provveduto.

Omissis

## 2) Tariffa professionale eccezionale.

Lettera inviata dai Comitati Centrali professionali a tutti i Ministeri e ai vari Enti interessati per l'applicazione della tariffa nazionale approvata con legge 2 marzo 1949, n. 143.

Prot. 3404

25 luglio 1949.

Oggetto: Tariffa professionale.

Con legge 2 marzo 1949, n. 143, è stata approvata la Tariffa professionale degli Ingegneri ed Architetti con decorrenza dal 1° gennaio 1949.

L'Assemblea dei Delegati dell'A.N.I.A.I. chiede che codesto Ministero voglia impartire a tutti gli Uffici dipendenti precise disposizioni per la esatta osservanza delle norme previste nella legge suddetta

per quanto concerne gli affidamenti di incarichi agli ingegneri ed architetti liberi professionisti. Il Presidente

Comitati Centr. Profess. Ingegneri  
F.to ing. Mario Pinchera

## 3) Incarichi dati dagli Enti locali - Tariffe.

Per quanto riguarda gli incarichi dati dagli Enti locali, come è noto, la legge 3-8-1949, n. 589 dispone l'applicazione della tariffa nazionale col coefficiente di riduzione del 20 %. I C.C.P. non hanno mancato di indirizzare ai Presidenti delle Commissioni Legislative delle due Camere ed al Ministero dei LL.PP. in data 23 luglio 1949, un vibrato telegramma di protesta per la riduzione apportata che contrasta con lo spirito della legge 2 marzo 1949, n. 143.

Il Ministero dei LL.PP. con lettera del 29 luglio u. s., dopo aver premesso che l'emendamento è stato apportato in Parlamento, ha precisato il suo punto di vista nella questione, inquadrando la riduzione alla tariffa per gli Enti locali sullo stesso piano delle riduzioni apportate a favore del Ministero e degli Enti Costruttori di Case Popolari.

Comunque con la legge per gli Enti locali si è raggiunto, sia pure con qualche sacrificio, il fine di ottenere la unificazione delle tariffe per tutte le Amministrazioni.

È questa una conquista basilare per la quale l'A.N.I.A.I. rivendica l'esclusivo merito.

## 4) Direzione Tecnica delle imprese.

Circ. n. 15218-61 - A.I. del Ministero dei LL.PP. in data 27 giugno 1949, relativa alla direzione tecnica delle Imprese: Roma, 27 giugno 1949.

e indirizzato:

Agli Ingegneri Capi degli Uffici e delle Sezioni Autonome del Genio Civile e p. c.

Ai Capi dell'Amministrazione Centrale e decentrata del Ministero dei LL.PP.

Oggetto: Esecuzione di opere pubbliche.

Nell'esecuzione di lavori pubblici a carico totale o parziale dello Stato, in relazione alla loro importanza e natura, può rendersi necessario, a maggiore garanzia della Amministrazione, che le Imprese assuntrici siano assistite nella direzione tecnica dei lavori stessi da un ingegnere laureato.

Le SS.LL. dovranno pertanto considerare, caso per caso, l'esistenza di tale necessità, od anche soltanto di una adeguata opportunità, per ammettere alle gare per l'appalto dei lavori predetti soltanto imprese che abbiano come direttore tecnico un ingegnere laureato, iscritto negli albi professionali.

Naturalmente una tale prescrizione si riferisce a quei casi in cui, per effetto delle vigenti disposizioni, non sia già obbligatorio l'intervento di un ingegnere.

Per copia conforme

Il Capo di Gabinetto F.to Russi

È fatto impegno alle ns/ Associazioni di sorvegliare che gli Uffici pubblici locali si attengano alla circolare sopra riportata.

## 5) Tasse.

Sull'importante problema delle tasse, i Comitati Centrali Professionali hanno iniziato una azione secondo quanto deliberato dall'ultimo Convegno di Roma.

Al Ministro delle Finanze è stato indirizzato il seguente telegramma:

« Ingegneri ed Architetti convocati Assemblea Nazionale Roma fanno voti che imposta ricchezza mobile sia riordinata per loro categoria secondo sistema organico legge fondamentale equiparando redditi professionali ad altri redditi di puro lavoro ed in attesa di tale riordinamento pregano disporsi transitoriamente sostituzione minimo imponibile cat. C1 con minimo esente riduzione aliquota C1 seguendo sistema adottato per C2 et determinazione imponibile IGE su base imponibile R. M.

F.to A.N.I.A.I. Ing. Battista

Contemporaneamente sono stati presi contatti con il Consiglio Nazionale degli Ordini Forensi ed è stata concretata una azione comune presso i Ministeri competenti.

La questione è allo studio ed è in elaborazione uno schema di legge di iniziativa parlamentare che sarà presto discusso.

Terremo informati sui successivi sviluppi della questione.

## 6) Questioni dei geometri.

Sulla questione dei geometri, in esecuzione di quanto deliberato nell'ultimo Convegno, è stata inviata la seguente lettera al Ministero dei LL.PP.:

Prot. 3414.

2 agosto 1949.

Oggetto: Dimissione accordi preliminari con i Geometri.

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI  
ROMA

« In relazione all'atteggiamento assunto dai rappresentanti dei Geometri, che hanno dichiarato di non poter continuare le conversazioni iniziate con i Rappresentanti della ns/ Categoria, l'Assemblea dei Delegati dell'A.N.I.A.I. ha deciso di considerare come privi di ogni effetto gli accordi preliminarmente raggiunti tra le parti in seno alla apposita Commissione.

« A tal fine l'Assemblea dei Delegati dell'A.N.I.A.I. si ritiene unicamente agganciata alle disposizioni di legge vigenti e rivolge invito perchè codesto Ministero voglia impartire disposizioni agli Uffici periferici, in maniera da evitare qualsiasi infrazione alle disposizioni suddette di legge, sia per quel che concerne gli incarichi che si affidano ai geometri dipendenti dall'Amministrazione di codesto Ministero, sia per ciò che concerne la vigilanza che gli uffici del Genio Civile esplicano nel complesso di opere pubbliche di competenza degli Enti locali o comunque sottoposti alla loro vigilanza.

« In particolare si richiama l'attenzione sulla Legge n. 2229 del 1° febbraio 1939, per ciò che concerne il cemento armato ».

Comitati Centrali Professionali

Il Segretario Generale

F.to dr. ing. Cesare Fantò

Dopo tale lettera la questione può considerarsi giunta ad un punto morto.

## 7) Dotazione del Min. LL.PP. per retribuzioni a tecnici provati.

In data 19 luglio 1949 l'A.N.I.A.I. chiedeva telegraficamente al Ministero dei LL.PP. un congruo aumento sulle dotazioni per il pagamento delle retribuzioni ai tecnici provati.

Il Ministro Tupini ha risposto comunicando che per il bilancio 1949 le dota-

zioni sono state portate da 18 milioni a 60 milioni.

Abbiamo risposto insistendo perchè al prossimo bilancio tali dotazioni siano portate a 600 milioni.

Comitati Centrali Professionali

Il Segretario dott. ing. Cesare Fantò

L'ISTITUTO NAZIONALE PER IL COMMERCIO ESTERO con nota n. 110820/11/1 comunica che la Ditta Indiana Mckanzies Limited — Sewri — Post Box 925 — Bombay, desidera assumere un ingegnere italiano per la progettazione ed il montaggio di carrozzerie per autobus.

Gli interessati potranno chiedere informazione sulla su citata Ditta all'Istituto medesimo indicando il n. e la sigla, sopra riportati, della nota sopra indicata.

Il sopradetto tecnico dovrà avere almeno cinque anni di esperienza in una grande fabbrica di carrozzerie.

#### MUNICIPIO DI PALERMO

Appalto concorso per l'utilizzazione dei sottosuoli comunali del rione di Villarosa.

La utilizzazione deve prevedere una sistemazione a teatro di prosa o a cinema o ad auditorium o ad usi plurimi o a

qualunque altra si vorrà, anche di natura accessoria.

Le costruzioni e gli impianti fissi saranno fin dall'inizio di proprietà del comune: l'offerente avrà soltanto il diritto alla concessione in uso ed allo sfruttamento dei locali e degli impianti fissi.

Cauzione provvisoria L. 2.000.000; cauzione definitiva altri otto milioni.

Durata della concessione non inferiore a 35 anni.

Presentazione dell'offerta entro 75 giorni dal 20 settembre 1949.

Termine per l'ultimazione dei lavori: 25 marzo 1955.

## FONDAZIONI SUBACQUEE: Estrazione dei materiali di scavo

La migliore prova dell'esito lusinghiero del Convegno dei Tecnici per l'organizzazione dei cantieri civili, tenutosi il 22 giugno u. s. in Torino nel Teatro Nuovo, è fornita dalle feconde discussioni cui diede origine.

E se tutte le relazioni ebbero i loro favorevoli commenti, è pur anche vero che una di esse specialmente suscitò un movimentato dibattito: quella dell'Ing. Franco Borini. Il che è anche facilmente spiegabile trattandosi di un argomento a carattere generale, le cui ripercussioni investono tutte le imprese, giungendo anche nel campo scientifico-scolastico.

Ebbi quindi buon gioco, nel corso stesso della discussione durante il convegno, a fare notare che in altri Paesi l'organizzazione studiata dall'Ing. Borini è stata in parte realizzata e feci riferimento al caso occorsomi in Francia poco tempo or sono, allorchè, illustrando un nuovo ritrovato nel campo delle fondazioni subacquee ad aria compressa, ebbi la possibilità di seguire passo per passo il sistema francese.

Orbene, sia il Ministero dei Lavori Pubblici che la Fédération Nationale des Travaux Publics (corrispondente alla nostra A.N.C.E.), dopo attento esame di tale sistema di estrazione del materiale di scavo dai cassoni di fondazione ad aria compressa, ci indirizzarono dai loro consulenti Tecnici in materia. Altre discussioni, e infine ecco giungere la risoluzione dell'invio ai nostri cantieri in Italia dello specialista in fondazioni in aria compressa, il quale, dopo la visita

effettuata nello scorso mese di agosto ai nostri cantieri di Roma e di Pavia, riferì al Ministero e alla Federazione dei Lavori Pubblici, e prossimamente farà una pubblica relazione all'Institut e relativa pubblicazione di uno studio sul bollettino «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.»

Ad ogni modo, fu tale l'interessamento e l'incoraggiamento ricevuto che a giorni sarà costituita a Parigi una società italo-francese per l'esecuzione di scavi di fondazioni ad aria compressa.

Ecco quindi dimostrato come in Francia sia attentamente seguito il progresso scientifico, anche nel campo delle macchine edili, per cui si può agevolmente affermare che il primo provvedimento proposto dall'Ing. Borini ha in quel Paese piena attuazione.

Gli elementi essenziali di tanto interesse sono facilmente individuabili: la riduzione dei costi di lavorazione, l'accelerazione del ritmo di produzione, il massimo sollievo della fatica fisica degli operai.

A seguito della mia breve esposizione al Convegno fui da molti amici sollecitato ad illustrare il ritrovato, la cui applicazione interessa evidentemente e si inserisce negli argomenti delle relazioni del Prof. Zignoli, del Prof. Becchi e dell'Ing. Vian, per quanto ha attinenza ai cantieri edili in genere, ai cantieri stradali e ai cantieri per opere marittime. («Atti e Rassegna Tecnica» n. 5-6, maggio - giugno 1949).

Si tratta in sostanza di una pompa ad

aria compressa atta ad espellere il materiale di scavo dall'interno dei cassoni di fondazione, caratterizzata da speciali organi, eminentemente statici, di adduzione e utilizzazione dell'acqua e dell'aria d'alimentazione, nonchè dalle tramogge adduttrici del materiale di scavo nel recipiente costituente il corpo di miscelazione della pompa.

Vediamo brevemente com'è composta la pompa:

- 1) Un corpo di pompa D.
- 2) Una tramoggia M.
- 3) Un tubo C di arrivo dell'acqua di alimentazione.
- 4) Un tubo U di arrivo dell'aria compressa.
- 5) Un tubo O di scarico della miscela acqua e materiale di scavo.

Ciascun tubo è munito di speciali saracinesche per le regolazioni necessarie, mentre un sistema di chiusure automatiche sui tubi di alimentazione e scarico offre l'assoluta garanzia che in nessun caso possa avvenire la comunicazione diretta dall'interno del cassone con l'ambiente esterno. Dal che deriva la piena sicurezza per gli operai nella camera di lavoro.

La tramoggia, in posizione simmetrica rispetto al corpo di pompa, è girevole attorno a questa. È composta di due ali, ciascuna a sua volta formata di più elementi facilmente applicabili l'uno all'altro, in modo da variare la lunghezza per l'adattamento alle dimensioni del cassone in affondamento.

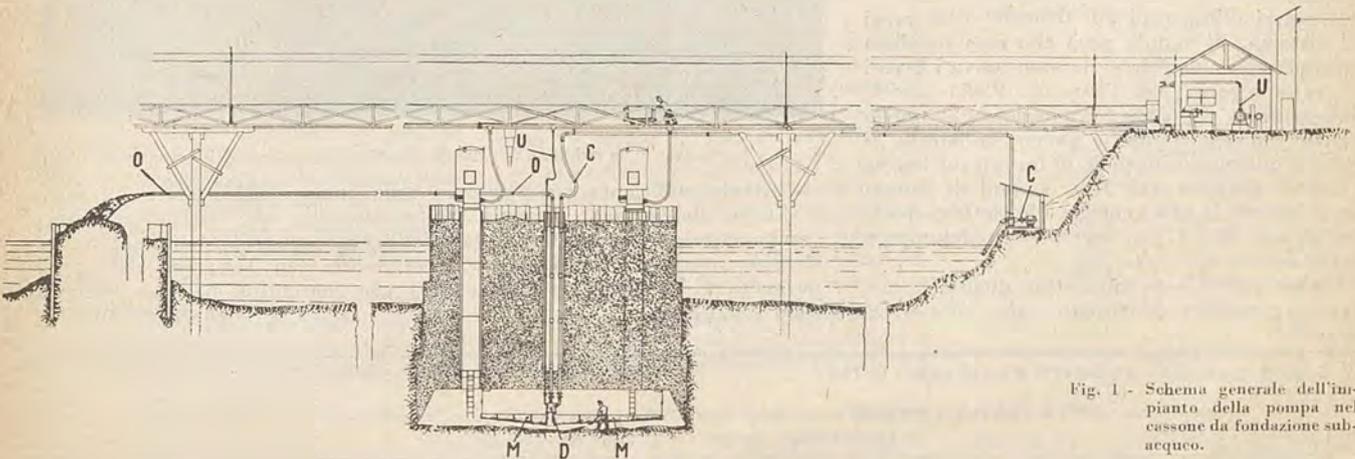


Fig. 1 - Schema generale dell'impianto della pompa nel cassone da fondazione subacqueo.

La tramoggia girevole consente di orientare le ali nella posizione più comoda agli operai spalatori, in modo che essi possano versare direttamente il materiale di scavo nella tramoggia senza dover ricorrere alle operazioni intermedie di avvicinamento.

Ecco quindi un altro grande vantaggio: la notevole riduzione del poleggio: vantaggio che si aggiunge all'altro pure cospicuo della continuità dell'estrazione della pompa, in confronto alla discontinuità delle normali operazioni di estrazioni a sollevatori meccanici.

Notasi che il materiale versato nelle tramogge viene convogliato nel corpo di pompa sia per gravità in conseguenza dell'inclinazione delle tramogge stesse, sia perchè sollecitato anche dall'acqua di alimentazione che viene portata a mezzo di opportuni tubi flessibili all'estremità superiore delle alidelle tramogge.

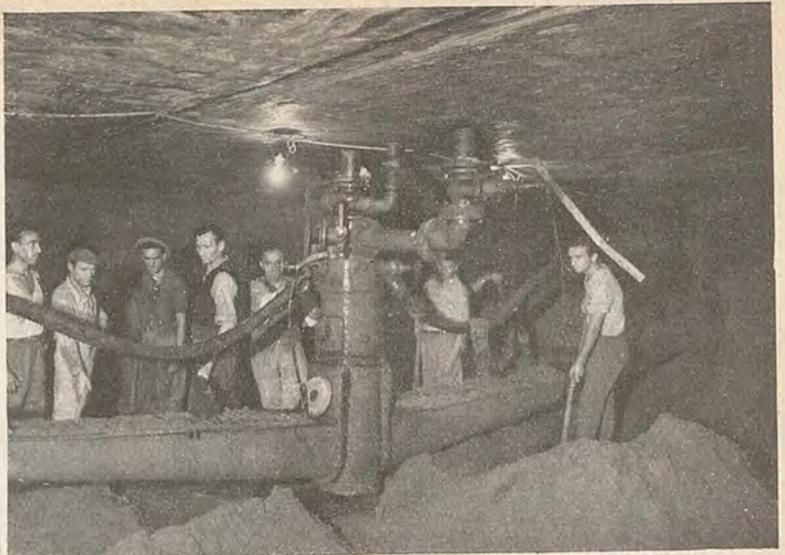


Fig. 2 - La pompa in funzione per lo scavo in un cassone pneumatico per le fondazioni del ponte ferroviario sul Ticino.

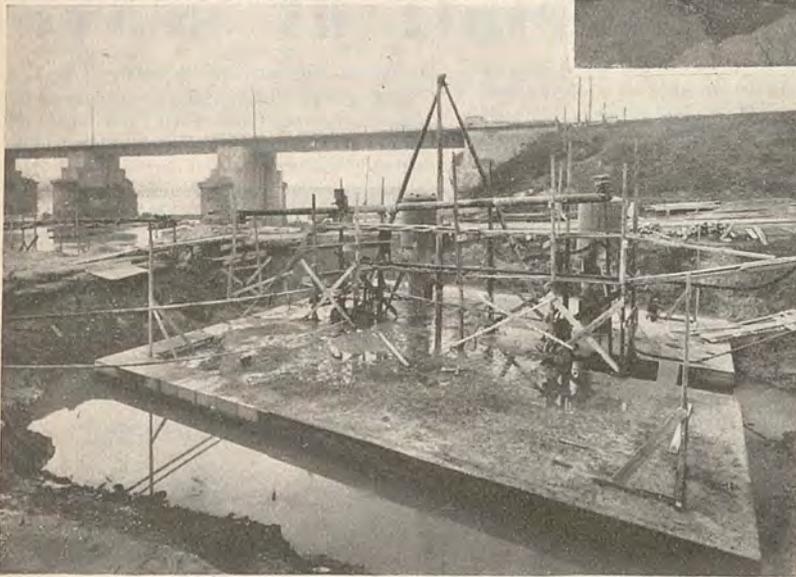


Fig. 3 - Le pompe applicate al cassone di spalla in affondamento.

La pompa è applicata alla volta del cassone. Al termine dell'operazione di scavo ed estrazione, essa si smonta e attraverso le caminate e le camere d'equilibrio viene totalmente riportata a..... «riveder le stelle», pronta al nuovo impiego in un altro cassone.

Altro vantaggio della pompa è che il materiale estratto, attraverso il tubo di scarico, può essere convogliato a qualsiasi distanza dal cassone, e più precisamente può servire a formare l'isolotto per l'impostazione di un altro cassone.

E potrei dilungarmi ad elencare altri pregi del sistema. Si sappia però che esso funziona con qualunque materiale: ne sono prova i lavori di scavo eseguiti nel Ticino a Pavia per le fondazioni sia del ponte ferroviario che di quello stradale coperto, (sabbia e ghiaia con banchi di argilla e qualche formazione di torba); sul Tevere a Castel Giubileo (15 Km. a nord di Roma) per i cassoni di una centrale idroelettrica (cassoni di mt. 30x17) in terreno completamente argilloso.

D'altra parte la pompa estrae qualsiasi materiale, purchè le dimensioni siano inferiori al

tubo di scarico, che viene costruito di diametro variabile dai 100 ai 200 millimetri.

Si noti ancora che in caso di trovanti è sempre possibile funzionare contemporaneamente con la pompa e con i sollevatori meccanici delle camere di equilibrio.

Termino con la seguente conclusione:

La mano d'opera impiegata per ogni mc. di materiale scavato ed estratto con la pompa dell'AFS è sempre inferiore ad almeno la metà di quella necessaria per effettuare la stessa operazione con campane e sollevatori meccanici, giungendo a un sesto in terreni sabbiosi e ghiaiosi e con inizio



Fig. 4 - Formazione di un isolotto a distanza con il materiale estratto con le pompe dalla spalla. a battente sufficiente per l'impiego della pompa (cioè a metri 2,5 sotto il livello dell'acqua). Tengasi inoltre presente che dall'impiego della pompa consegue la minore durata dell'esecuzione dei lavori di scavo, che si riduce a circa la metà di quella necessaria con l'impiego dei mezzi normali. È in istudio un'altra pompa che consentirà lo scavo anche a cielo libero!

Giuseppe Fulcheri

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