

# ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

**FIAT**  
TORINO

**SOCIETÀ  
PER AZIONI  
UNIONE  
CEMENTI**

**MARCHINO  
& C.**

≡

**CASALE  
MONFERRATO**

*Car. 305*

NUOVA SERIE . ANNO XXI . N. 1 . GENNAIO 1967

*305*

## SOMMARIO

### ATTI DELLA SOCIETÀ

*Cento anni di vita della nostra Rivista: i frontespizi del secolo scorso* . . . . . pag. 1

### RASSEGNA TECNICA

- G. RIGOTTI - *I vincoli naturali nei piani regolatori delle zone collinari* . . . . . » 3
- M. DE CRISTOFARO ROVERA - *Considerazioni in tema di punzonamento* . . . . . » 19
- F. A. SANTAGATA - *La riproducibilità della prova Marshall* . . . . . » 25

### INFORMAZIONI

- F. A. S. - *Il metodo di progettazione Marshall per le pavimentazioni bituminose* . . . . . » 34

BOLLETTINO N. 1 DELL'ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO

### COMITATO DI REDAZIONE

*Direttore:* Augusto Cavallari-Murat - *Membri:* Gaudenzio Bono, Cesare Codegone, Federico Filippi, Rinaldo Sartori, Vittorio Zignoli - *Segretario:* Piero Carmagnola.

### COMITATO D'AMMINISTRAZIONE

*Direttore:* Alberto Russo-Frattasi - *Membri:* Carlo Bertolotti, Mario Catella, Luigi Richieri.

REDAZIONE: Torino - Corso Duca degli Abruzzi, 24 - telefono 51.11.29.

SEGRETARIA: Torino - Corso Siracusa, 37 - telefono 36.90.36/37/38.

AMMINISTRAZIONE: Torino - Via Giolitti, 1 - telefono 53.74.12 (per la pubblicità 58.71.25).

Pubblicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. — Per i non Soci: abbonamento annuo L. 6.000. - Estero L. 8.000. Prezzo del presente fascicolo L. 600. - Arretrato L. 1.000.

La Rivista si trova in vendita: a Torino presso la Sede Sociale, via Giolitti, 1.

SPEDIZIONE IN ABBONAMENTO POSTALE — GRUPPO III

CALCESTRUZZI

# FORNITURE DI CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO



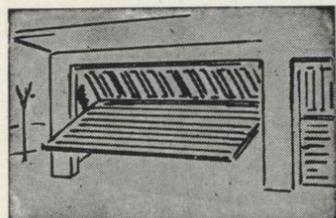
DIREZIONE E SEDE

TORINO □ Via Tirreno, 45 - tel. 502.102 / 502.103 / 599.908

CENTRALI DI BETONAGGIO

TORINO □ Via Nallino (ang. C. Orbassano) tel. 393.996  
 □ Via Sandro Botticelli - telefono 243.010  
 □ Via Pietro Cossa - telefono 737.070  
 MONCALIERI □ Corso Trieste - telefono 667.786

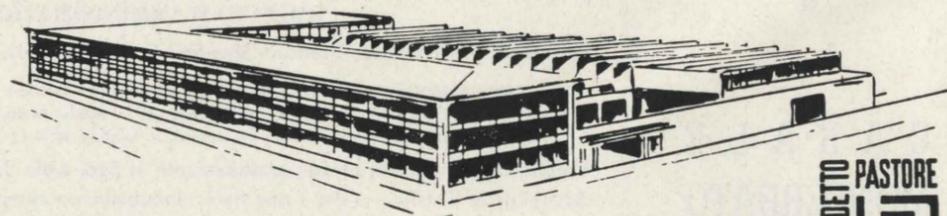
## SERRANDE DI SICUREZZA



**BENEDETTO PASTORE**  
 S.p.A. DI LUIGI E DOMENICO PASTORE  
 Capitale Sociale L. 375.000.000

**ESPORTAZIONE** TUTTI I TIPI DI CHIUSURE DI SICUREZZA, AVVOLGIBILI "CORAZZATA" RIDUCIBILI, RIPIEGABILI, SCORREVOLI A BILICO PER ABITAZIONI, NEGOZI, GARAGES, STABILIMENTI

SERRANDE DI SICUREZZA



SEDE E STABIL.: TORINO - C. NOVARA, 112 - TEL. 233.933 (4 linee)

**BENEDETTO PASTORE**

# ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

## CENTO ANNI DI VITA DELLA NOSTRA RIVISTA

*Un secolo d'attività redazionale!*

*Nel 1866 veniva fondata in Torino la nostra Società e le celebrazioni centenarie sono testè terminate.*

*L'anno successivo, 1867, è l'anno di nascita della pubblicazione sociale edita dalla Società stessa in successive varie vesti e denominazioni.*

*Il 1967 è quindi l'anno centenario di « Atti e Rassegna Tecnica », la cui attuale testata, contraddistinta dalla numerazione annuale di « nuova serie », risale al 1947 ed ha quindi compiuto vent'anni. Nella copertina, appunto, si numerano gli anni totali dall'inizio (Anno 100°) e della nuova serie (XXI°).*

ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI INDUSTRIALI

Fascicolo 1°

DECRETO DI APPROVAZIONE

EUGENIO PRINCIPE DI SAVOIA-CARIGNANO

Luogotenente Generale di S. M.

VITTORIO EMANUELE II

Per grazia di Dio e per volontà della Nazione

RE D'ITALIA

In virtù dell'autorità a Noi delegata;  
 Visto l'atto pubblico 25 marzo 1866 ricevuto dal notaio Gaspare Cassinis, col quale si è costituita in Torino la « Società degli Ingegneri e degli Industriali » allo scopo di promuovere l'applicazione della scienza alle arti ed alle opere di pubblica utilità;  
 Veduto l'articolo 2° del Codice Civile;  
 Sentito il Consiglio di Stato;  
 Sulla proposta dei Ministri di Agricoltura, Industria e Commercio e dell'Istruzione Pubblica,  
 Abbiamo decretato e decretiamo.

Settantadue paginette come queste costituiscono il Fascicolo 1° della « incipiente » rivista intitolata « Atti della Società degli Ingegneri e degli Industriali ». Abbraccia l'arco delle cose notevoli fatte in assemblea nell'anno 1867 e due memorie, una di Prospero Richelmy sulla descrizione idrografica del Piemonte ed una di Giovanni Sacheri sulla rigidità delle funi. Il Fascicolo 2°, uscito nel settembre 1868, va da pag. 75 a 120 e contempla attività dal 24 gennaio al 2 luglio.

## ATTI DELLA SOCIETÀ

### DEGLI INGEGNERI E DEGLI INDUSTRIALI

DI TORINO

ANNO III - 1869

FASCICOLO I

TORINO

TIP. C. FAVALE E COMP.  
1869.

Frontespizio definitivo della rivista dall'anno 1869 stampata nella Tip. C. Favale e Comp. in Torino, nel formato in sedicesimo. Gli Atti della Società degli Ingegneri e degli Industriali di Torino prendono il ritmo quadrimestrale con duecentosedici pagine. Nel 1868 compaiono memorie di Sobrero, Cavalli, Porro e Regis. Sfogliando le annate rilegate di questo secolo d'attività redazionale emergono fatti notevoli che si sintetizzano nella serie di illustrazioni qui radunate.

# 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

## I vincoli naturali nei piani regolatori delle zone collinari

GIORGIO RIGOTTI prende lo spunto per esaminare interventi umani nell'ambiente naturale, empirismo e meccanicismo nel piano regolatore, importanza dei fattori naturali e di quelli geometrici, richiami a indicazioni di alcuni piani regolatori, allo scopo di denunciare l'insufficienza generica dei disposti di P.R.G. nelle zone collinari e per indicare nelle ricerche sul sito un tipo di metodo adatto a porre in evidenza le caratteristiche naturali e a indirizzare, di conseguenza, l'organizzazione urbanistica.

Fra le ricerche e le analisi preliminari atte a individuare, a delimitare e a programmare una qualunque soluzione urbanistica di carattere nazionale, regionale o anche soltanto locale, certamente assumono particolare e fondamentale importanza quelle riguardanti il « sito » interessato dal tema e dipendenti in massima parte, se non del tutto, dai cosiddetti « fattori naturali » (il clima, il terreno) dettati, derivati e plasmati dal secolare ciclo evolutivo del nostro pianeta.

Non che l'uomo non possa con i suoi interventi artificiali, a volte grandiosissimi, variare anche in modo molto profondo le condizioni naturali preesistenti, ma tali variazioni, specialmente se di vasta mole e su ampi comprensori, avvengono di solito in periodi di tempo molto lunghi (qualche generazione) e perciò seguono in certo qual modo il ciclo evolutivo naturale a cui abbiamo accennato e in esso molto sovente si inseriscono quasi insensibilmente in un fenomeno di continua, stretta interdipendenza e simbiosi fra natura e opera umana.

Un caratteristico esempio è dato dal territorio nazionale dell'Olanda che in poco più di cinque secoli ha cambiato completamente fisionomia in molte sue parti per il diretto intervento del lavoro e della volontà degli uomini: prima grandi scavi in torbiere, allagamento e degradazione dei terreni, poi recupero di queste e altre terre con opere di difesa e di prosciugamento.

Un altro esempio — ma che potrebbe definirsi clamoroso, se non addirittura pazzesco — ci sarebbe offerto se si dovesse realizzare il progetto del Sörgel (ideato nel 1929) tendente a chiudere il Mediterraneo con imponenti complessi di dighe e di conche a Gi-

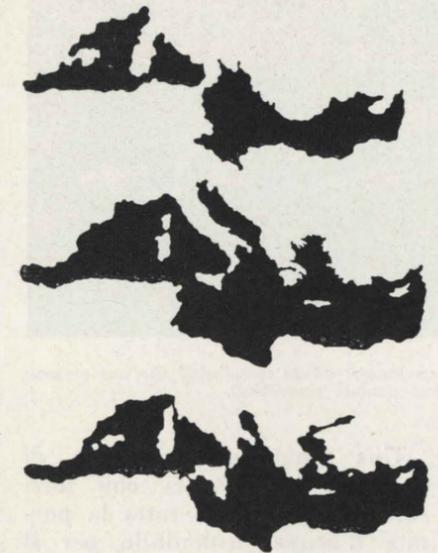


Fig. 1 - Nelle tre piantine a partire dall'alto: il Mediterraneo 5000 anni fa; il Mediterraneo oggi; la riduzione della superficie occupata dal mare secondo il progetto di Herman Sörgel (1929).

bilterra, a Suez e nei Dardanelli, e, dopo aver abbassato di duecento metri il livello del mare, recuperare 660 000 km<sup>2</sup> di territorio, mutando in tutto la geografia del sito (basti considerare, per esempio, anche soltanto il fatto che l'Adriatico verrebbe quasi totalmente annullato!).

Ma l'uomo — e qui volta a volta dobbiamo dire purtroppo, o per fortuna — riesce a mutare condizioni naturali locali anche molto rapidamente, nel volgere di pochi anni, con imprese drastiche e violente; vogliamo accennare al disboscamento di ampie zone e al conseguente dilavamento del terreno; all'inaridimento di corsi d'acqua e di cascate per la formazione di impianti idroelettrici; alla bonifica di comprensori paludosi; al massiccio intervento edilizio su aree prima libere; al rigido e aspro inserimento di nastri autostradali; e anche di tutto ciò abbiamo sott'occhio ogni giorno e ovunque esempi evidenti.

Però, specialmente in questi ultimi casi di limitata estensione, le soluzioni adottate dipendono quasi sempre da presupposti, da programmi o da iniziative che hanno tutti i caratteri della unilateralità: si tende cioè a risolvere un dato problema contingente e limitato — organizzativo, funzionale o economico che sia — senza preoccupazione alcuna di ciò che potrà avvenire a intervento effettuato, senza prevedere le eventuali variazioni all'ambiente naturale preesistente portate direttamente e indirettamente dall'opera costruita, e di conseguenza senza usare quella ponderazione e quell'equilibrio che dovrebbero pur sempre dominare nella nostra vita le azioni del singolo e della collettività; e questo sia che ci si riferisca a privati proprietari o a enti pubblici.

Ne consegue che, risolto il prin-

## ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI INDUSTRIALI DI TORINO

ANNO XXI - 1887

N° 27 della Serie completa degli Atti.



Le Memorie pubblicate negli Atti della Società non si possono né tradurre né riprodurre senza il consenso degli Autori.

TORINO  
TIPOGRAFIA SALESIANA  
1887.

## ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI

IN TORINO

ANNO XXVIII - 1894

N° 34 della Serie completa degli Atti.

LE MEMORIE PUBBLICATE NEGLI ATTI DELLA SOCIETÀ  
NON SI POSSONO NE TRADURRE NE RIPRODURRE SENZA IL CONSENSO DEGLI AUTORI



TORINO  
TIP. E LIT. CAMILLA E BERTELERO  
Via Ospedale, N° 18  
1894.

## REGIO DECRETO D'APPROVAZIONE DEL NUOVO STATUTO UMBERTO I PER GRAZIA DI DIO E PER VOLONTÀ DELLA NAZIONE RE D'ITALIA.

Veduto il disegno di riforma dello Statuto organico della Società degli Ingegneri ed Architetti di Torino, eretta in corpo morale con R. decreto del 18 luglio 1866;  
Sentito il parere del Consiglio di Stato;  
Sulla proposta del Nostro Ministro Segretario di Stato per la Pubblica Istruzione;  
Abbiamo decretato e decretiamo:  
Lo Statuto della Società degli Ingegneri e degli Architetti di Torino, annesso al presente decreto, e firmato d'ordine Nostro dal Nostro Ministro Segretario di Stato per la Pubblica Istruzione, è approvato.

Ordiniamo che il presente decreto, munito del sigillo dello Stato, sia inserito nella Raccolta ufficiale delle leggi e dei decreti del Regno d'Italia, mandando a chiunque spetti di osservarlo e di farlo osservare.  
Dato a Roma, addì 24 giugno 1888.

### SULLA STABILITÀ DI UNA COLONNA NELLA CHIESA DI S. DOMENICO IN ALBA.

In una precedente nota parli delle condizioni generali di questa chiesa, accennando al pericolo che presenta la quarta colonna a destra di chi entra per la porta maggiore; notando che da tempo remoto si cercò di rimediare coll'apposizione di un tirante in ferro alle soprastanti volte. Ora mi propongo di far vedere come questo rimedio non basta per la stabilità; che la colonna è in continuo pericolo di rottura, e come vi si possa provvedere.  
Nella fig. 1 della tavola 4 si vede la pianta della chiesa con in A l'indicazione della colonna in discorso. Nella fig. 2 è disegnata la sezione trasversale, dove si vedono le colonne sorreggenti le volte per via di archi longitudinali, trasversali e diagonali alla maniera gotica; e il tetto per via di muri longitudinali. — La fig. 1, tar. 6 rappresenta la sezione meridiana della colonna, degli archi trasversali e del soprastante muro. L'ala scorta di queste figure è facile spiegare l'accaduto.  
Per la rottura della mezza volta laterale destra, l'arco trasversale della nave centrale presentò una spinta al vuoto; la colonna cedette in alto; la crociera centrale si abbassò; l'arco si ruppe in tre punti A, B, C, alla chiave ed alle reni, e spinse vieppiù la sommità della colonna; la quale si sarebbe senz'altro spezzata se il peso del tetto, del muro e della volta, unitamente alla tenacità della muratura, non avessero opposto una valida resistenza. La colonna, alta m. 9,40 e del diametro di m. 1,15, si infletté tanto da presentare una saetta di 19 centimetri senza rimpersa; ma rimase deformata sotto l'azione di sforzi molto grandi che il tirante di ferro ha bensì limitati, ma che non ha distrutti; i quali pertanto mantengono la colonna in continuo pericolo di rovina.  
Per farci un giusto concetto di questo pericolo dobbiamo prima trovare quali sono gli sforzi a cui la colonna è attualmente soggetta. Questi essenzialmente si riducono ad una spinta esercitata sulla sommità della colonna dall'arco trasversale della nave di mezzo e ad un peso esercitato sulla medesima da tutto il masso murale che esso supporta.  
Spinta dell'arco trasversale. Poiché questo arco si è rotto in modo che i pezzi si possono intendere rimasti a contatto in tre punti A, B, C della sezione meridiana, come vedesi nelle fig. 1, 2 e 3, riesce molto facile la determinazione della spinta.  
Infatti diciamo:  
S, la componente orizzontale della pressione in A, ossia la spinta cercata;  
s' ed s" i suoi bracci di leva rispetto ai punti C e B;  
V la componente verticale;  
v' e v" i suoi bracci di leva rispetto agli stessi punti;  
P' e P" i pesi dei due pezzi AC ed AB dell'arco fra loro a contatto nel punto A, compresi

(In alto a sinistra) Frontespizio della trasformata veste tipografica di « Atti della Società degli Ingegneri e degli Industriali di Torino » nell'anno 1887, XXI. Il formato è in ottavo, con una media di ottanta pagine annuali e moltissime tavole ripiegate fuori testo.

(In alto a destra) Nel corso dell'anno 1888, di punto in bianco, la Rivista trasforma la testata in relazione al mutato statuto sociale con decreto regio.

(In basso a sinistra) Il frontespizio degli « Atti della Società degli Ingegneri e degli Architetti » negli ultimi anni del secolo. La storia delle gloriose annate compare nella esauriente relazione di A. Rey-cend intitolata « La Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino durante i primi dieci lustri dalla sua fondazione » pubblicata a pag. 3-38 dell'annata 1916.

## ANNO XLIX 1915 FASC. I ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

(In basso a destra) Testata del frontespizio quando la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino uscì nella veste di guerra (formato un ottavo) pur con notevoli saggi dall'anno 1915 al 1919.

cipale problema contingente, ci accorgiamo, purtroppo sempre in ritardo, come la soluzione realizzata abbia a sua volta creato numerosi altri problemi secondari e derivati, e come molto spesso i corollari abbiano un'importanza di gran lunga superiore al teorema.

Nascono così le accanite polemiche, l'affanno di ricercare a ogni costo ripieghi, gli adattamenti immediati locali e parziali — ma anche questi, a loro volta, con carattere contingente e unilaterale — tutte cose che non riescono certo a riparare il danno primitivo (sovente, anzi lo accentuano, e di molto) e che si risol-

E forse, se finalmente ci convinciamo che il tecnicismo e l'economia come oggi sono concepiti (cioè lo sfruttamento dei materiali al massimo delle loro possibilità con conseguente riduzione dei limiti di sicurezza, e l'ottenere il massimo utile settoriale con la presunta minima spesa) non sono le sole molle che debbono far scattare i presupposti di un problema verso una determinata soluzione; ma se fossimo veramente consapevoli che anche, e soprattutto, in urbanistica altre ve ne sono, bensì collaterali ma di pari se non di superiore importanza, forse allora incominceremmo a percorrere la strada giusta.

gliaia di persone, non sono soltanto per questo la dimora ideale più atta a soddisfare le esigenze spirituali dell'uomo e il suo anelito verso una continua elevazione.

Un'autostrada, la più funzionale dall'unico punto di vista del movimento dei veicoli, la più breve fra due località, quella con il percorso più uniforme ed economico in planimetria e in altimetria, non è soltanto per questo l'autostrada ideale, quella che soddisfa e maggiormente si adatta alla multiforme intelligenza umana.

Per l'uomo — elemento singolo o collettività, che sia — ci vuole di più, molto di più, di quello che ci possono dare la sola arida tecnica e la sola gretta economia; in tutte le epoche ciò che realmente ha resistito ricade sempre nell'arte a cui gli altri campi dello scibile e delle attività devono sottostare se l'opera dell'uomo vuole certamente sopravvivere nel tempo: ma che cosa vi è allora di più artistico, nel vero senso della parola, e di più duraturo della libera natura? seguiamone gli insegnamenti e adattiamo le nostre realizzazioni alle mutevolissime e sempre originali sue manifestazioni in modo che quanto noi vogliamo e dobbiamo aggiungere o togliere non abbia a stridere, a contrastare negativamente con il meraviglioso sfondo preesistente.

\* \* \*

Il moderno piano regolatore dopo un periodo iniziale di quasi assoluta improvvisazione, purtroppo in special modo in questi ultimi tempi sta diventando — come abbiamo già detto — uno strumento molto sovente soggetto a un eccessivo tecnicismo e condizionato nelle sue varie parti dalla tirannia di troppo rigide e artificiali formule economiche.

Indulgere nelle soluzioni tecnicamente più avanzate — a volte però anche le più azzardate — permesse dall'attuale grandioso sviluppo industriale e dalle più recenti conoscenze tecnologiche, soltanto perchè esse risultano « soluzioni nuove, mai tentate, irrealizzabili nel passato », è un evidentissimo peccato di presunzione che l'uomo in genere paga molto

caro e le cui ripercussioni negative — questo è peggio — si riflettono su tutta la comunità e per parecchie generazioni.

Costringere totalmente l'idea creatrice nel chiuso e ristretto

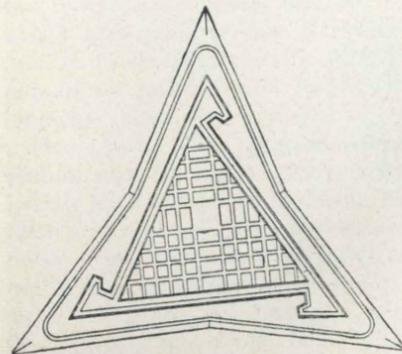


Fig. 3 - Planimetria di « città ideale » triangolare (Anonimo tedesco del 1700).

orizzonte di un semplice deconto del dare e dell'avere, in aride cifre di milioni di lire, è pur esso un peccato di presunzione implicito nella pretesa di fare per un dato prezzo — magari inferiore a quanto sarebbe logico pensare — ciò che altri non sono riusciti a fare; e anche qui ci si espone quasi sempre a pagare molto caro tale peccato in quanto — è evidente e ne abbiamo ogni giorno conferma — la diga artificiale creata per il contenimento dei costi è troppo tenue e fragile, e infiniti sono poi i rigagnoli, visibili e invisibili, da cui sfugge gran parte di quanto si era creduto di risparmiare, se non si arrivi addirittura — e pure per questo gli esempi non mancano — a conti fatti a dover registrare nel bilancio finale un deciso eccesso di voci negative.

Ma oltre a ciò, e quasi in contrapposto al primitivo empirismo, si nota una tendenza a meccanizzare — diremmo — quasi completamente il processo creativo ed evolutivo del piano regolatore, tendenza che ha oggi accaniti sostenitori tanto che da qualcuno si vorrebbe persino ridurre il complesso e affascinante problema della composizione urbanistica alla semplice risoluzione di un sistema di relazioni matematiche, alla materiale lettura di risultanti in diagrammi a più entrate, o, peggio ancora, a una serie di « scelte » programmate e definite

esclusivamente dal vaglio e dalla elaborazione di dati elementari affidati all'impersonale e meccanico lavoro di un cervello elettronico.

Non saremo certo noi a sottovalutare i recenti enormi progressi scientifici, e a escludere a priori le possibilità e l'utilità del calcolo matematico applicato anche al settore dell'organizzazione urbanistica, ma avvertiamo i gravi pericoli che possono derivare se le procedure accennate fossero — come parrebbe si voglia far avvenire — generalizzate e ritenute, loro sole e in ogni caso, indiscutibilmente valide.

La programmazione e l'organizzazione urbanistica si rivolgono in modo esclusivo al futuro — e abbiamo già accennato all'insufficienza assoluta delle soluzioni parziali, attuali e contingenti — pur appoggiandosi saldamente al passato, ma che cosa vi è di più aleatorio dell'avvenire? di quell'av-

venire costantemente soggetto alle reazioni più improvvise e sempre imprevedibili in tutti i settori, e specialmente in quello sociale e umano, di quell'avvenire che in massima parte sfugge costantemente a tutti i calcoli impostati dall'uomo, e a volte pare anzi si diverta a sovvertire a bella posta le previsioni così faticosamente architettate.

Ed ecco dove il piano regolatore sconfinava dal campo della scienza pura e della tecnica per avvicinarsi ed entrare decisamente in quello dell'arte: risolvere matematicamente un problema ben definito è un'operazione che può essere fatta meglio e più rapidamente da una macchina; ricercare, plasmare, proporzionare quello che dovrà essere una forma adatta a un prevedibile sistema di vita dipende invece in massima parte da una spiccata sensibilità artistica che la macchina, qualunque essa sia, non ha oggi, e

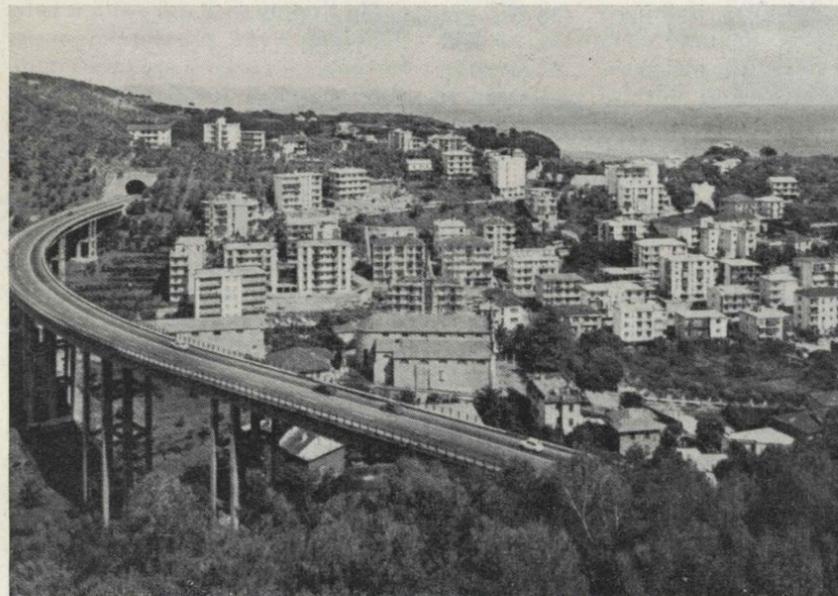


Fig. 2 - Celle Ligure. Inserimento di autostrada e sviluppo edilizio recentissimi che non tengono nessun conto delle condizioni naturali preesistenti.

vono, in complesso, come un'indiscutibile voce negativa nel bilancio della collettività; e il vantaggio — se vantaggio v'è stato — è andato a pochi, pochissimi, privilegiati.

Se le analisi spinte in tutti i campi, ma specialmente in quello riguardante le condizioni attuali del sito, la sua adattabilità alle future progettate situazioni, e le prevedibili reazioni — positive e negative, che siano — agli interventi urbanistici, se quelle analisi fossero state metodicamente approfondite a sufficienza e in tutti i settori di studio, molti errori, per certo, sarebbero ovunque stati evitati.

Una sequenza ininterrotta di impianti idroelettrici che miri soltanto a sfruttare tutta la portata d'acqua disponibile per il massimo salto teoricamente possibile, non è soltanto per questo un qualche cosa che faccia vibrare l'animo umano, o che ci offra la massima utilità.

Un gruppo di case collettive, magari prefabbricate in grande serie, strette le une alle altre, senza spazi liberi, senza sfoghi, che occupi e usi in tutte le sue parti il terreno a disposizione; oppure una megacasa a collina che condensi in un unico mastodontico e compatto volume la residenza, i servizi e la vita di mi-

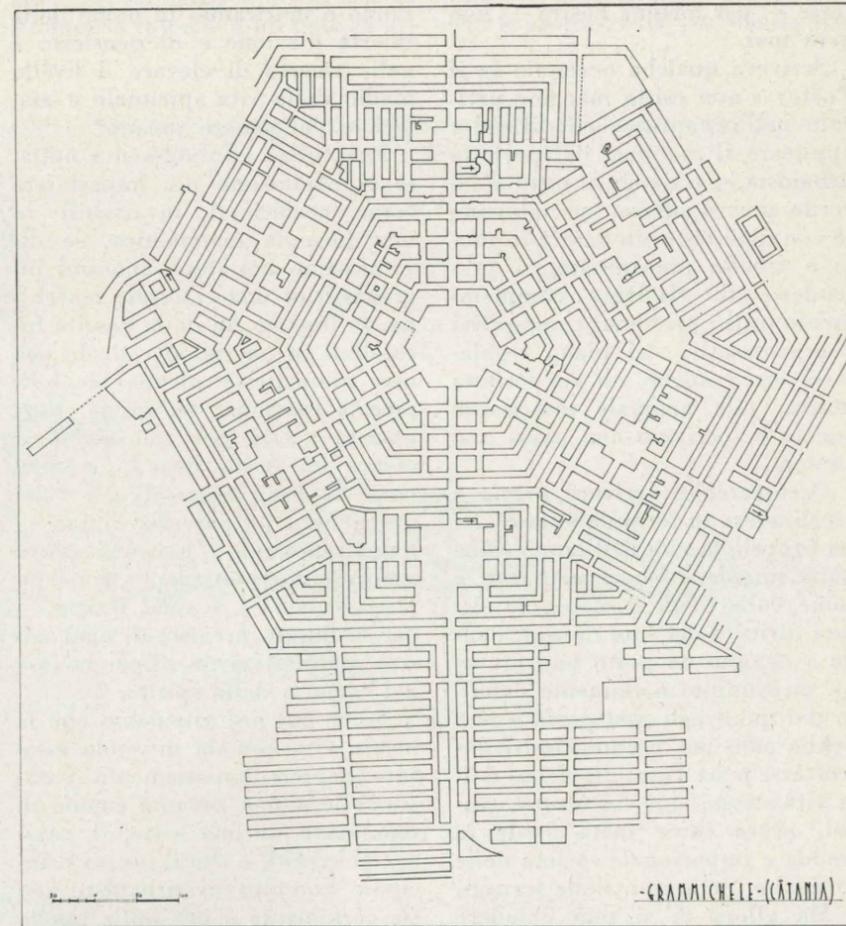


Fig. 4 - Grammichele (Catania); geminazione cristallografica a più assi di simmetria intorno a un polo principale e a poli secondari (fatta costruire al principio del 1700 da Carlo Caraffa, principe di Nocella e Butera, pare su suo disegno).

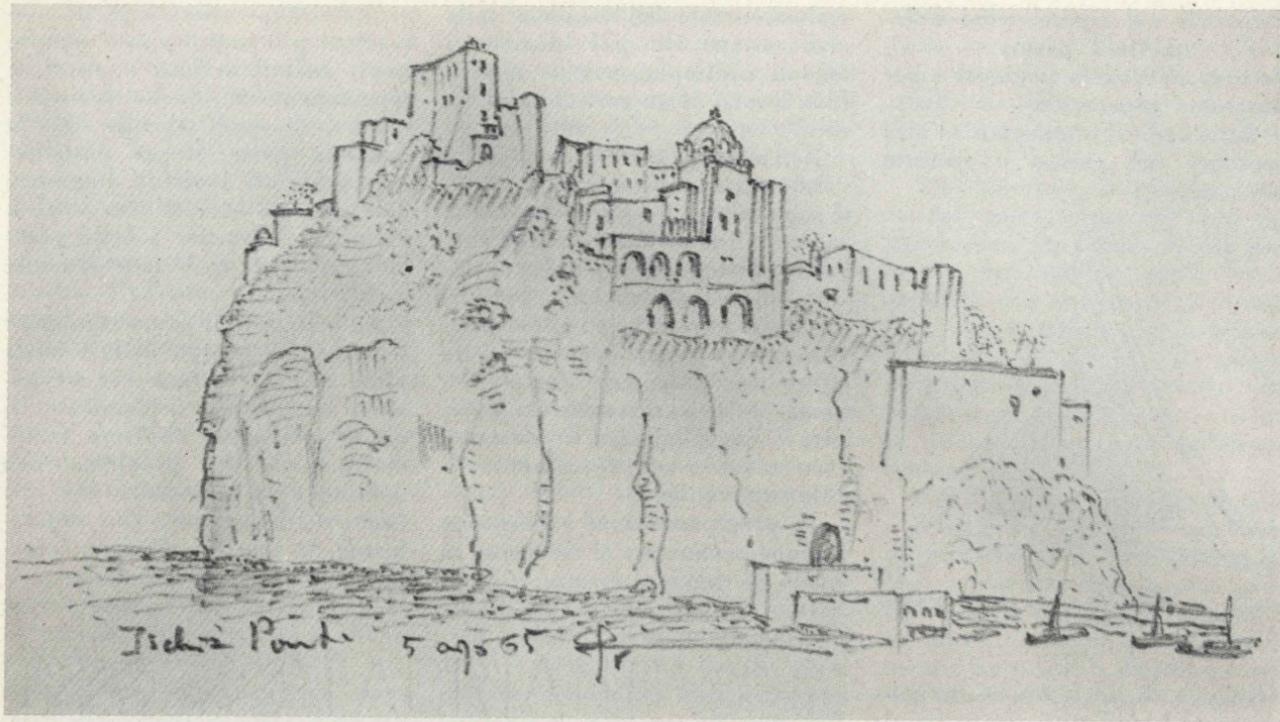


Fig. 5 - Ischia Ponte. Il castello aragonese; drammatizzazione di anomalie territoriali.

forse — per fortuna nostra — non avrà mai.

Scrivere qualche decennio fa il Poëte: « non esiste maggior pericolo nell'urbanistica che il voler applicare il manuale del perfetto urbanista »; e siamo in tutto d'accordo ancora adesso, specialmente se con quel testo, in base a formule e tabelle preordinate, si pretendesse di risolvere completamente tutti i problemi compositivi e organizzativi del piano regolatore; ma, e anche qui per fortuna nostra, tale manuale non esiste ancora e speriamo non possa mai esistere.

Occorrerebbe arrivare prima a racchiudere in formule e diagrammi proprio la vita dell'uomo come unità singola, libera e pensante, e come collettività consapevole dei suoi diritti e dei suoi destini, dando a ognuno un posto ben prefisso, un compito nettamente definito dai quali egli non possa e non debba mai, per nessun motivo discostarsi pena l'annullamento della vita stessa, cioè, in ultima analisi, avere come mèta finale la fredda e impersonale società delle formiche, delle api, delle termiti.

Ma allora ci si può chiedere perchè in tutti i tempi migliaia di persone lottarono e morirono, muoiono tuttora, e sempre lotte-

ranno e moriranno in nome della libertà d'azione e di pensiero, e nella ricerca di elevare il livello medio della vita spirituale e materiale del genere umano?

Per nulla, assolutamente nulla, se ci lasciassimo poi impastoiare come coefficienti invariabili in una formula matematica, se diventassimo noi stessi anonimi ingranaggi di una colossale macchina, se fossimo fin dalla nascita incasellati in un rigido reticolo che non ammettesse alcuna sia pur piccola evasione; se, infine, l'urbanista avesse per solo scopo il creare un posto fisso — e quel posto — per ognuno di noi e dei nostri figli, un percorso rigido — e quel percorso — per ogni nostro preordinato spostamento, un tempo calcolato — e quel tempo — per la durata prevista di ogni nostra manifestazione, dipenda essa dal corpo o dallo spirito.

No, e poi no! riteniamo che la nostra vita non sia in modo assoluto neppure lontanamente paragonabile a una pesante catena di montaggio di una serie di pezzi prefabbricati, e che il nostro principale compito di urbanisti non sia certamente e per nulla quello di preordinare la fredda sequenza e gli immutabili tempi di quella catena!

\*\*\*

Non sempre però, tutti i fattori naturali — e specialmente quelli dipendenti dalle caratteristiche topografiche del terreno — individuabili nel sito che si studia hanno uguale importanza nella composizione dei vari piani regolatori e delle suddivisioni elementari che ne formano parte integrante (comprensori, zone, cellule, quartieri, ecc.).

In qualche caso essi appaiono molto vaghi, poco determinanti e possono subire, sia pure anche soltanto in parte e condizionatamente, la preminenza dei fattori organizzativi e sociali imposti dagli scopi politici e funzionali che si vogliono perseguire; in altri casi invece, sono ben precisi e debbono essere considerati come decisamente dominanti e a essi in principal modo vanno subordinate — per lo meno in linea di principio e senza tener conto per ora degli altri fattori interessanti la urbanistica — le nostre decisioni e le scelte delle soluzioni.

Vogliamo accennare più specificamente alla profonda differenza esistente, sempre partendo dal limitato angolo visuale della morfologia del terreno, fra una zona pianeggiante, porzione di una più

vasta pianura, uniforme, senza caratteristiche vicine o lontane che ne possano individuare le varie parti; e una zona collinosa, plasticamente ondulata, molto variamente coltivata, nella quale quasi ogni punto, ogni costa, ogni profilo hanno una forma, una personalità loro proprie che li individua e li distingue dallo sfondo principale pur essendo di questo elementi costitutivi necessari.

Due temi, come si vede, completamente diversi fra loro e che perciò richiedono procedure del tutto diverse nel profondo studio della organizzazione urbanistica, nel processo sottile di composizione del piano regolatore, e nella oculata graduazione nel tempo e nello spazio degli interventi umani.

Basti pensare anche solamente alle possibilità offerte dai due tipi per le soluzioni del sistema viario interno alla città e di quello immediatamente esterno a essa: in generale la massima libertà di movimento in ogni direzione sul completo arco dei 360° nella pia-

nura; limitatissime, invece, e controllate linee nella collina, definite dalle pratiche possibilità di passaggio (pendenze, valichi, fondovalle, ecc.) in settori ben precisi e molto difficilmente variabili.

Una rigida geometria preordinata in determinati schemi fissi domina molte volte nel primo caso: si direbbe quasi che l'uomo abbia bisogno per le sue realizzazioni di appoggiarsi a qualche cosa di ben definito, di solido, di costretto, e nello stesso tempo sia condotto anche a competere con questo qualche cosa; e quando vengano a mancare altri vincoli naturali contro cui lottare se ne deve creare di artificiali, dati appunto — in questo caso — dalle ferree e immutabili leggi geometriche.

Dalla vecchia, vecchissima, scacchiera ortogonale — quadrata o rettangolare — che ha dettato in tutti i tempi infinite soluzioni, al sistema radiocentrico che può anche svilupparsi come una geminazione cristallografica a più assi di simmetria intorno a un polo di at-

trazione principale e a poli secondari e simmetrici, la casistica è infinita; in essi il tema parrebbe pure sovente teso nella ricerca di creare, di costruire nell'interno della città stessa quei presupposti monumentali, scenografici e, diremmo anche, paesistici che non si potevano evidentemente trovare nelle piatte e monotone forme naturali esistenti nel sito.

Esempi classici e caratteristici sono, fra gli altri numerosissimi, quasi tutte le « città ideali » dei trattatisti che si susseguirono dal '400 al '600 in cui i due temi principali paiono compenetrarsi; le costruite Palmanova, Charleroy, Grammichele; la città romana con i due assi ortogonali dominanti e le sue più recenti derivazioni in cui il tema è ripetuto all'infinito; le monumentali strade porticate di Palmira, di Timgad.

L'immediato e completo adattamento della rete stradale principale e secondaria all'ondulazione del terreno; lo sfruttamento di tutte le accidentalità planimetriche e altimetriche per conseguire



Fig. 6 - Piovà Massaia (Monferrato). Esaltazione del profilo e sfumatura del costruito nella natura.

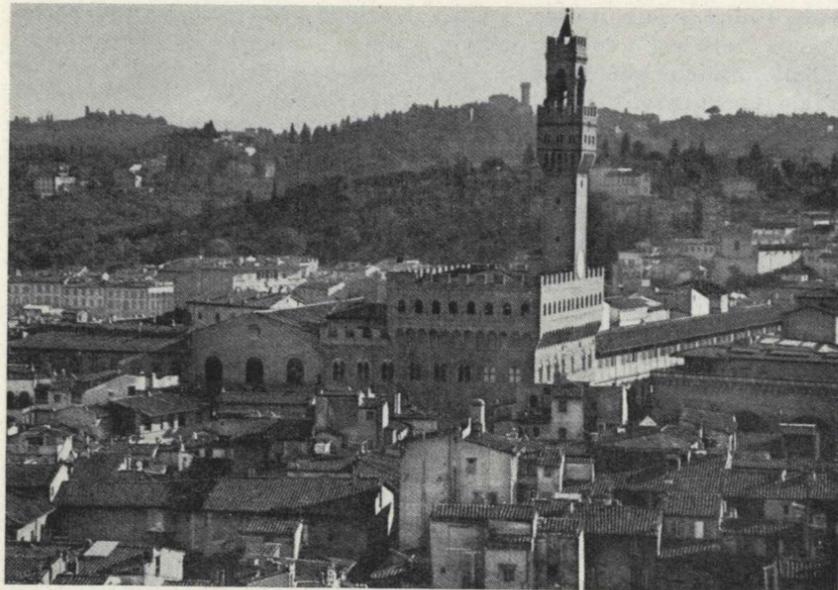


Fig. 7 - Il forte contrasto fra la città costruita addensata e il verde libero delle colline (Firenze); due elementi che si integrano a vicenda.

le diverse finalità prefisse volta per volta, e di conseguenza la mancanza pressochè assoluta di elementi geometrici regolari, ritenuti sempre come accidentali; la valorizzazione di indicazioni paesistiche naturali anche se appena abbozzate; l'esaltazione e la drammatizzazione in certi momenti di tipiche anomalie territoriali, in altri la tenue e leggera sfumatura del costruito nella quasi uniforme natura preesistente; a volte anche soltanto l'estro immediato e l'improvvisazione — pur sempre consapevoli e ponderati — offerti dalla spontaneità di persone affini per pensiero, gusto e bisogni; sono, invece, le caratteristiche quasi sempre individuabili nel secondo caso, quando si tratti di realizzazioni in terreni collinosi: interno ed esterno della città, composizione umana e composizione naturale, tendono a compenetrarsi e nello stesso tempo si completano e ravvivano a vicenda.

Gli esempi? sono infiniti, notissimi, poco noti o del tutto sconosciuti, e fanno parte di quasi tutti i lunghi periodi storici dei popoli; eppure nella loro varietà si riscontrano volta a volta le ricorrenti ragioni e gli scopi dominanti la scelta fatta in quel sito e in quel momento dall'uomo: di-

fesa, sicurezza, visibilità lontana (dall'esterno verso l'interno e viceversa), salubrità dei terreni, facilità di transito, orientamento rispetto al sole e ai venti, e così via.

Con quanto abbiamo accennato non vogliamo certo indicare le condizioni naturali come predominanti sempre — positivamente o negativamente — e condividiamo con lo Smailes che « le città si sviluppano in luoghi particolari per adempiere a funzioni necessarie tra le quali ve ne può es-



Fig. 8 - Accatamento di case in paurosa promiscuità sulle pendici collinari vicine a Torino.

sere una di preminente importanza, tale da essere giustamente considerata come la stessa ragion d'essere della città », cioè, in ultima analisi, si ha sempre una subordinazione più o meno completa, diretta o indiretta, dell'elemento naturale al fattore funzionale.

Una città, un agglomerato di abitanti e di attività, nascono e si sviluppano in un certo periodo storico e in un determinato sito non semplicemente perchè questo è bello, è vario, è panoramicamente interessante, ma principalmente nascono e si sviluppano là dove la organizzazione territoriale, le condizioni di vita, le possibilità di scambi e le necessità umane di quel momento e del prevedibile immediato futuro, lo indicano e lo richiedono.

Sarà poi la particolare forma della città, quella forma creata e plasmata dall'uomo su tema prestabilito o no, a ricevere in maggiore o in minor misura gli impulsi, gli stimoli, gli accenti trasmessi dalla morfologia caratteristica del sito scelto; ed è poi proprio quella forma nel suo complesso generale, nelle parti principali che la costituiscono, e anche nei più piccoli particolari, a definire in certo qual modo il carattere, la « personalità » — se così si può dire — che distinguo-



Fig. 9 - La costruzione per piccoli nuclei compatti e accuratamente distanziati non rompe la continuità del verde e accentua la modellazione plastica del terreno (Collina di Fiesole). (foto Alinari).

no in maniera inconfondibile una città dall'altra.

\* \* \*

Un lato particolare — ma non per questo meno importante e meno di attualità — del problema che stiamo studiando è quello che si presenta quasi sempre quando ci troviamo di fronte a un insediamento residenziale umano che nasce e si sviluppa in un tipico sito definito dalla congiunzione di una pianura, o di una semplice e limitata zona pianeggiante, con un improvviso rilievo collinoso più o meno alto ed esteso, congiunzione accentuata molte volte anche dallo scorrere di un corso d'acqua presso il piede della collina, vera e propria linea di sutura.

Per parecchie città il tema co-

mune è sovente quello di sviluppare le iniziative principali, le più massicce e pesanti, e l'organizzazione prettamente urbana nella pianura, dove vi sono di solito meno impedimenti naturali, dove più facile risulta la soluzione dei problemi stradali e dei trasporti di ogni genere, più comodo il tracciamento e la costruzione di case e di isolati, più aderente alla prevista funzionalità organizzativa può essere la suddivisione delle varie zone, più spontanea e importante è la concentrazione degli scambi umani.

La collina, strettamente aderente a uno o più lati della città piana, allora assume — e specialmente nel tempo passato — i compiti di terreno agricolo per la produzione delle derrate alimentari indispensabili alla vita dei citta-

dini (o di parte di essi), di sfogo e area libera di riserva, di zona per le attività ricreative e di riposo, a volte di sede di abitazioni temporanee, stagionali o permanenti isolate e a gruppi (ville, cascinali, piccoli paesi), e, per la sua posizione dominante e ben visibile da ogni parte della città, anche di vero e proprio sfondo panoramico naturale in contrapposto al complesso cittadino costruito, e, viceversa, di verde e libero belvedere sopraelevato sulla pianura urbanizzata: in questi casi la collina non è perciò soltanto una semplice entità accessoria e paesistica, come parrebbe essere a prima vista, ma entra decisamente a far parte della vita attiva della città come un fattore integrante e indispensabile, e ne segue fatalmente gli sviluppi, le crisi, le ano-

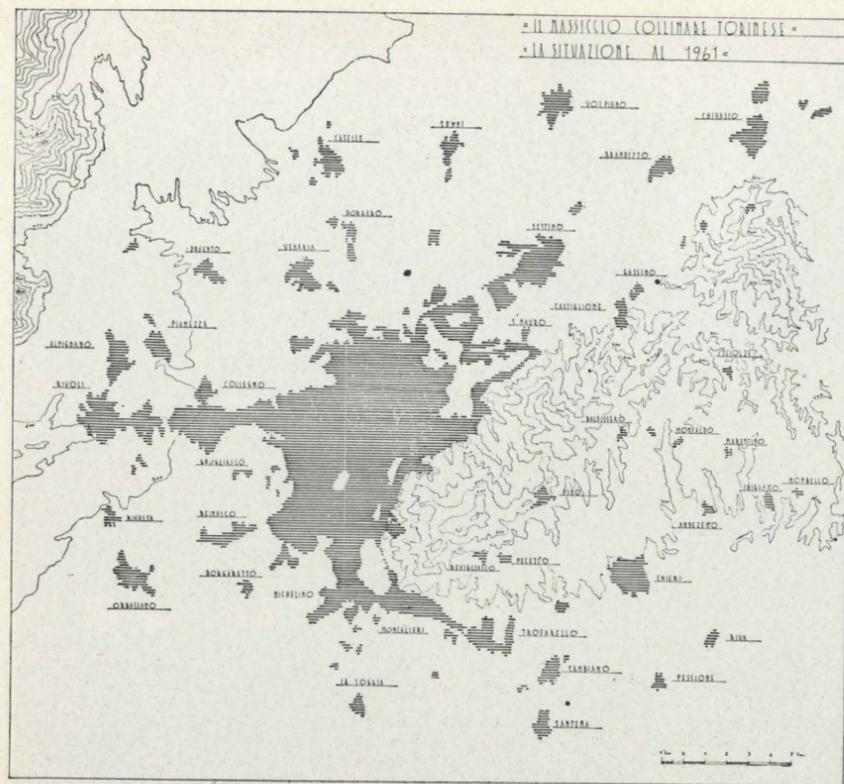


Fig. 10 - La posizione del massiccio collinare torinese rispetto alla città piana e alle appendici di espansione.

color bruno della terra lavorata o al bianco luminoso delle nevi.

Verso la seconda metà del '700 incominciò a prendere stabile corpo il borgo già prima vagamente individuabile, ma allora ancora « extra muros » al di là del Po sulle più vicine rampe della collina, borgo che poi nel secolo successivo si accentrò attorno al monumentale complesso della Gran Madre di Dio e prese sempre maggiore sviluppo ed estensione.

Da allora la città, nel suo continuo espandersi, tende anche — sia pure faticosamente — a risalire la collina in modo sempre più compatto e nell'ultimo decennio abbiamo assistito in parecchi punti al vero e proprio assalto dei terreni collinari da parte di incontrollate iniziative edilizie sempre più potenti e massicce che in poco tempo hanno purtroppo mutato completamente la fisionomia di parecchie zone prima libere e ridenti, oggi ridotte quasi allo stato dei ben noti quartieri di sfrangiamento di un'amorfa e squallida periferia urbana.

Condizioni più o meno simili si ritrovano anche in molte altre città italiane con posizione all'incirca affine alla nostra: il fenomeno infatti è dovuto a cause di carattere generale (accentramento e movimento migratorio, sovraffollamento cittadino, facilità dei trasporti, microclima urbano, ecc.) e non a una situazione particolare di Torino.

Sorge allora la necessità assoluta — purtroppo quasi sempre conseguente, mai preventiva come invece dovrebbe essere — della formazione di piani regolatori collinari che tendano a salvare il salvabile e a dare, o meglio, a restituire alla collina le sue funzioni principali di bene eminentemente collettivo e di primaria importanza nell'organizzazione del territorio urbano, pur considerando la possibilità graduata di limitati innesti residenziali privati in determinate parti, e tenendo sempre validi i presupposti agricoli, pa-

malie a volte anche degeneranti. E l'esempio di Torino è quanto mai caratteristico.

Trattando il tema della utilizzazione dei terreni collinosi, scrivevo qualche anno fa che la collina torinese era nei primi tempi un elemento in pratica quasi completamente distaccato dalla città fortificata sorta nella pianura al di là del fiume; ma già nella seconda metà del Quattrocento, poi più ancora nel Cinquecento e nei secoli successivi, prima forse per sfuggire alle pestilenze, dopo per il solo amore di quelle serene contrade, i torinesi salirono la loro collina e fecero sorgere nei luoghi più ridenti e solatii, o più tranquilli e romantici, le cosiddette « vigne » dove la natura libera, i poderi coltivati, il parco pettinato e disegnato, si avvicendavano e completavano l'un l'altro attorno al nucleo vitale della villa o del palazzotto più o meno strettamente collegato con la parte rustica.

Altri, invece, si raggruppavano nei piccoli centri già organizzati

che, come Pecetto, Revigliasco e Baldissero, formavano all'ombra del campanile piccole comunità semiurbane e ben circoscritte e limitate oasi costruite immerse nel pur sempre dominante verde dei campi e dei boschi.

Altri, infine, salivano e scendevano in giornata le pendici collinari, contenti della passeggiata all'aria aperta, del mazzo di violette o di bucaneeve, del fagottino di funghi, della fascina di rami secchi.

La collina era in definitiva un bene di tutti, ricchi e poveri, cittadini e contadini, e ciascuno a modo suo ne usava con discrezione, con rispetto reciproco, e nel panorama complessivo dominava incontrastato l'avvicinarsi naturale delle stagioni che dava alla città capitale il magnifico sfondo sempre mutevole e suggestivo dal primaverile verde chiaro punteggiato del bianco dei ciliegi in fiore, all'estivo verde scuro tagliato dalle gialle pennellate delle stoppie, alle mille sfumature dell'ocra rossiccia autunnale, all'invernale

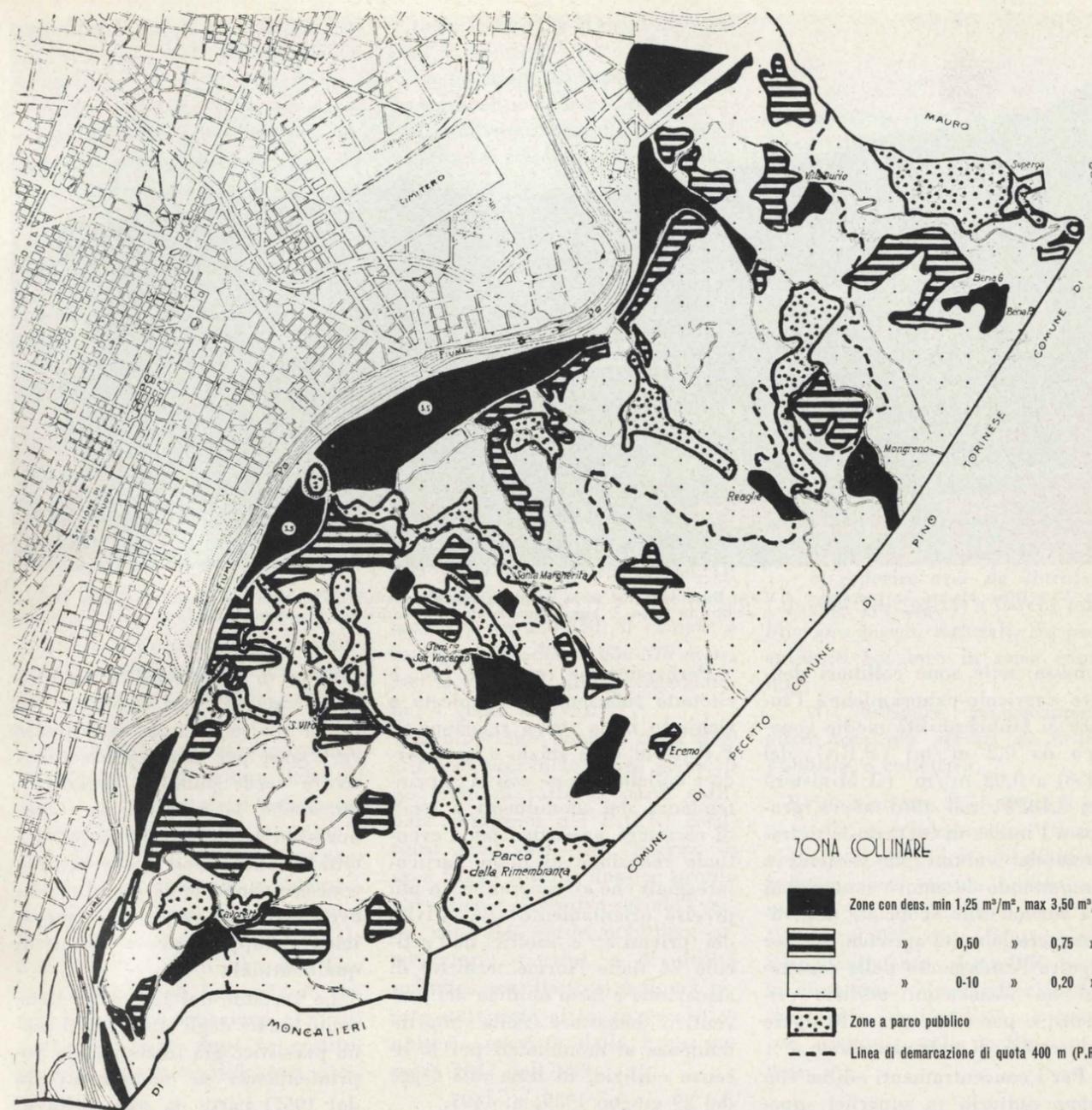


Fig. 11 - I disposti del P.R.G. per la collina di Torino (1959) e la linea a quota m 400 del P.R.I., limite inferiore del « verde pubblico attrezzato ».

noramici, di verde pubblico e quelli sociali di sede di speciali servizi collettivi, presupposti insiti nella natura stessa del particolare territorio considerato.

Piani regolatori che, evidentemente, per la posizione del luogo e per quanto abbiamo già diffusamente accennato devono tenere nel massimo conto le caratteristiche naturali dettate dalla morfologia dei rilievi e dalla reciproca e diretta influenza fra città pianeggiante e collina.

\*\*\*

Quanto è stato fatto per i piani regolatori delle zone collinari? vediamo più da vicino qualche esempio.

A Firenze, e per ciò che ci interessa, il piano del 28 dicembre 1962 prevede di salvaguardare dalla forte spinta edilizia tutta la zona collinare intorno alla città demandando al piano intercomunale (di cui fu richiesta l'autorizzazione ministeriale fin dal 1951) di estendere i vincoli anche fuori

dei limiti del Comune capoluogo in quanto la ristrettezza del territorio comunale è troppo forte per essere sufficiente a mantenere la « prodigiosa struttura urbanistica che si appoggia sulla minuta agricoltura esistente e che costituisce una trama delicatissima dove appunto coesistono una vita a carattere residenziale e quella agricola » (dalla relazione di E. Detti al Congresso INU di Genova del 1954).

Coraggiosamente il nuovo P.R.G.

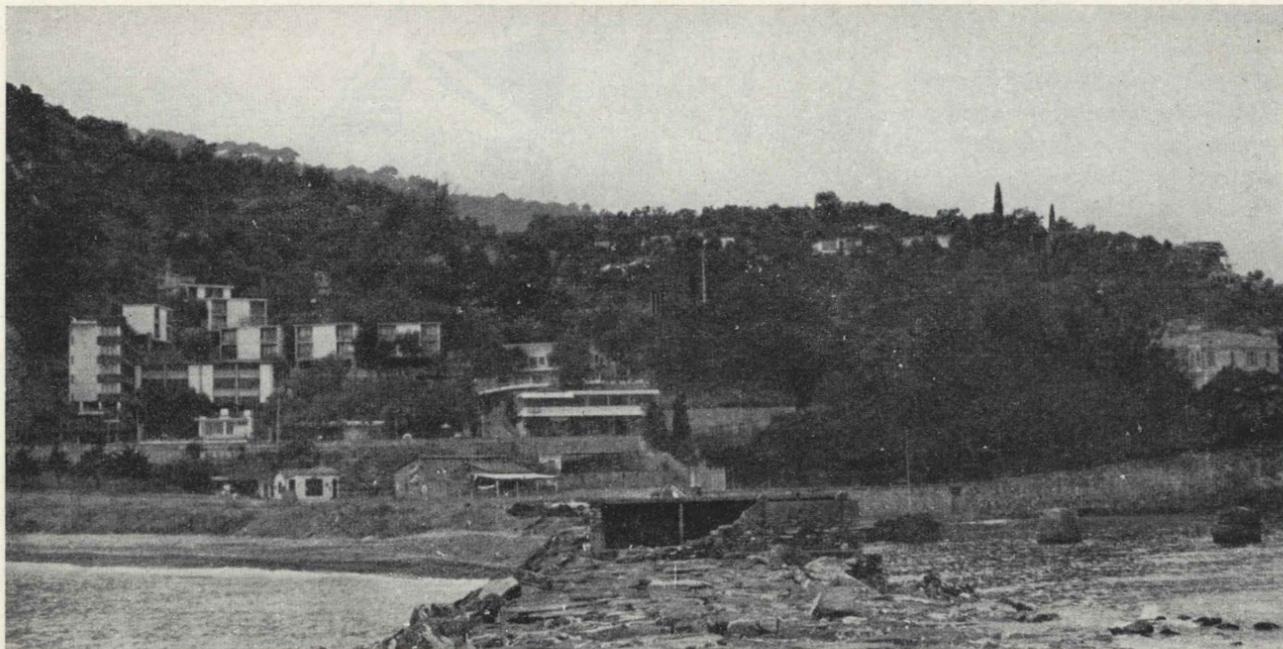


Fig. 12 - Diano Marina. La propaggine di Capo Berta vista dal molo. In alto a destra, perfettamente adattato alla natura preesistente il complesso « Le Casette »; a sinistra in basso, il brusco inserimento delle costruzioni del Motel Landini.

abbassa nelle zone collinari definite «agricolo-panoramiche» l'indice di fabbricabilità medio generico da  $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (P.R.G. del 1958) a  $0,02 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (il Ministero dei LL.PP. nel 1961 aveva proposto l'indice di 0,1) con la detrazione dei volumi già esistenti e ammettendo le nuove costruzioni « a nuclei, allo scopo di non distruggere le unità agricole, sia per seguire l'andamento delle caratteristiche formazioni edilizie esistenti, e per concentrare le opere e i servizi di urbanizzazione ».

Per i concentramenti edilizi con piano unitario su superfici superiori ai tre ettari, i privati, singoli o consorziati, a seguito di accordi con il Comune e con la Soprintendenza ai monumenti, possono usufruire di un aumento dell'indice di fabbricabilità fino a un massimo di  $0,05 \text{ m}^3/\text{m}^2$ .

Nelle zone collinari poi, oltre a una maggiore delimitazione delle superfici agricole-panoramiche, sono individuate ancora aree per attrezzature e servizi in genere, aree a verde pubblico e a verde privato, aree a verde notificato, aree con vincolo speciale (in particolare intorno alle prime), aree da mantenere a boschi.

Però, siccome tutto ciò non è ritenuto sufficiente, è auspicato e richiesto nella stessa relazione al P.R.G. di dare inizio « in accordo e collaborazione con la Soprintendenza dei monumenti a studi di carattere paesistico per l'eventuale redazione di piani particolareggiati che assegneranno un più preciso orientamento alle attività dei privati »; e inoltre nell'articolo 24 delle Norme tecniche di attuazione è fatto obbligo del preventivo benessere della Soprintendenza ai monumenti per le licenze edilizie, in base alla legge del 29 giugno 1939, n. 1497.

Problema analogo a quello di Firenze risorge a Bologna dove ritroviamo l'affermazione della conservazione dell'elemento paesistico della collina sin dal primo piano regolatore del 1889, e poi successivamente nel piano di ricostruzione del 1946, nel P.R.G. del 1958 (quello vigente), nella variante al P.R.G. per la zona collinare del 1960, nelle indicazioni del programma di sviluppo di Bologna e del suo comprensorio del 1962, e, infine, nella recentissima variante al P.R.G. per la zona collinare del 1966.

La variante del 1960 riduceva

l'indice di fabbricabilità generico nelle zone collinari da  $0,2$  a  $0,05 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , e tentava di individuare vaste aree per attrezzature collettive e verde pubblico potenziando anche la viabilità in senso nord-sud (collegamenti diretti fra città e collina) con la conseguente concentrazione della viabilità est-ovest esistente, su un asse panoramico sviluppato più a monte di quelli attuali.

La variante del 1966 (che tiene conto anche degli studi per il piano paesistico già iniziati dalla Soprintendenza ai monumenti fin dal 1957) parte da una scelta di carattere generale, e precisamente che la collina bolognese è considerata come il primo e più importante dei grandi parchi pubblici della città-territorio, affermazione programmatica ben più precisa di quella del P.R.G. del 1958 che prevedeva semplicemente una destinazione prevalentemente a verde.

Nella variante, inoltre, sono previste in collina due categorie di « zone di espansione residenziale molto rada », nella prima sono ammesse soltanto trasformazioni e ricostruzioni di edifici esistenti, nella seconda sono tolle-

rate anche nuove costruzioni con un indice di fabbricabilità di  $0,02 \text{ m}^3/\text{m}^2$ .

Anche a Torino il piano regolatore del 1918 prevedeva una regolamentazione soltanto per la fascia pedecollinare più vicina al Po, la più agevole a essere urbanizzata, mentre il P.R.G. del 1959 estende la sua influenza a tutto il territorio collinare compreso nel Comune, avvertendo però subito che la soluzione integrale del problema non poteva essere che demandata a un piano intercomunale che tenesse in debito conto le esigenze di tutto il massiccio collinoso (il confine amministrativo del Comune di Torino, infatti, in certe zone non arriva neppure al culmine della collina).

Gli interventi di P.R.G. sono rivolti a potenziare la rete stradale e a differenziarla (camionale, tangenziale selezionata, valico e penetrazione, collettori orizzontali, pedonali); a creare fasce di verde pubblico che salgono prevalentemente in direzione delle linee di valico; a dare una bassa fabbricabilità generica a tutta la zona (da  $0,1$  a  $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ) e a raggruppare gli interventi residenziali più importanti in « paesini » dove l'indice di fabbricabilità sale a  $0,75 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , e in certi casi fino a un massimo di  $1,25 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , demandandone l'attuazione ai piani particolareggiati dopo la costituzione di comparti edificatori estesi

a tutta l'area d'influenza di ogni singolo paesino.

La posizione di questi nuclei è normalmente definita da particolari condizioni ritenute favorevoli e cioè: terreni ben soleggiati, non eccessivamente acclivi, defilati dalla vista della città, ben serviti da pubblici servizi.

Il Piano Intercomunale di Torino, adottato nel settembre 1964 e tuttora in fase di approvazione, come era prevedibile potendo agire su un più vasto e completo comprensorio, impone alla collina la sua specifica funzione di grande polmone verde, e come principale intervento propone un vincolo generico a « verde pubblico attrezzato » su tutta la parte superiore alla quota media di 400 m.s.m. (il piede della collina è a una quota media di m 220-250, il crinale a una quota media di 630-670 metri con la cima più alta, la Maddalena, a quota m 716).

L'importante zona di circa 4000 ettari di superficie (poco meno di un terzo di tutta la parte collinare compresa nel P.R.I.) costituirà una vastissima riserva di area libera sotto il duplice profilo paesistico e ricreativo-sociale (verde naturale, verde pubblico, attrezzature sportive e di utilità pubblica e collettiva) e dovrà essere sottoposta al piano paesistico unitario previsto dalla legge numero 1947 del 1939.

\*\*\*

Come si vede ritorna quasi in ogni caso nei P.R.G. il riferimento costante a futuri piani particolareggiati consensuali o coattivi, al piano paesistico, a piani di più ampio respiro quali quelli intercomunali, e, salvo rare eccezioni, gli interventi urbanistici si limitano a:

a) ridurre al minimo possibile l'edilizia generica e indiscriminata, e a individuare qualche zona più adatta a ricevere un'edilizia residenziale qualificata sfruttando però un indice di fabbricabilità più elevato;

b) perfezionare e selezionare la viabilità principale, secondaria e pedonale;

c) reperire aree da vincolare (almeno sulla carta) a parchi pubblici o a boschi naturali, sia pure collegati fra loro in serie continua;

d) destinare genericamente altre aree per servizi di utilità pubblica e collettiva.

Evidentemente il risultato è già notevole, specialmente se riferito ai disposti dei più vecchi piani regolatori, però siamo ancora nel troppo vago e le disposizioni di P.R.G. o di Norme di attuazione sono facilmente aggirabili come lo dimostrano alcuni già ricordati interventi dell'edilizia privata, per esempio, sulla collina torinese.

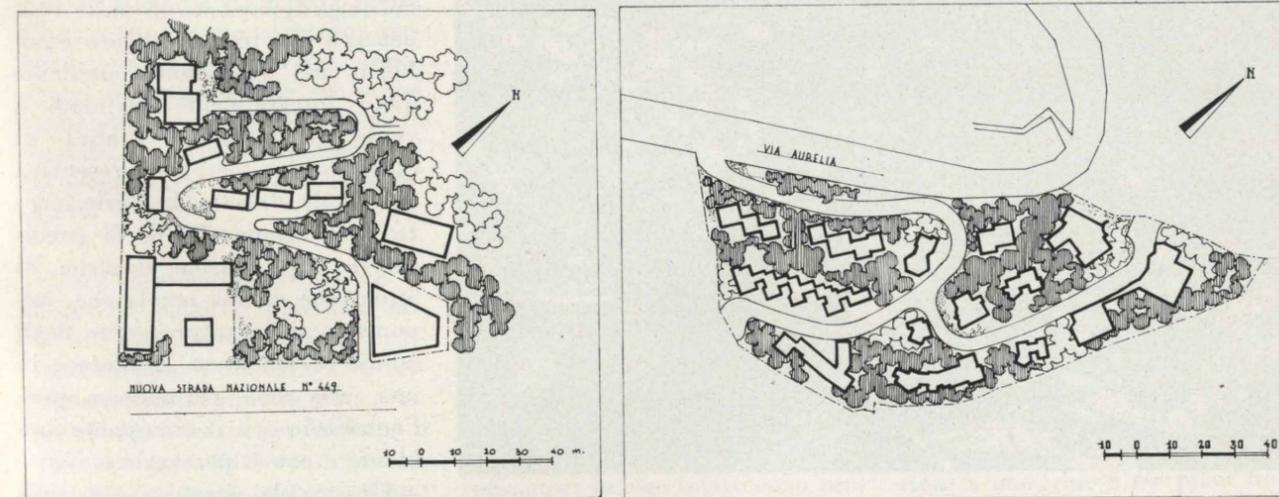


Fig. 13 - Diano Marina. Planimetria del complesso « Le Casette » (a destra) e del Motel Landini.

E quello che più conta, e che più preoccupa, è la povertà concettuale, culturale e compositiva di quanto viene edificato — salvo qualche rara eccezione — sia nel singolo edificio che nell'aggruppamento anche là dove la composizione volumetrica spaziale (saremmo quasi tentati di dire, scenografica) del complesso dovrebbe essere accuratamente studiata e realizzata, come dovrebbe avvenire nelle lottizzazioni di una certa estensione o nei raggruppamenti in nuclei e in paesini.

Il carattere di questi interventi, invece è quasi sempre — e l'abbiamo già accennato — lo stesso di quello che notiamo nelle fasce di sfrangiamento periferico delle città di pianura: ricerca affannosa del massimo sfruttamento possibile, avvicinamento casuale delle costruzioni, accostamenti ibridi, assenza quasi assoluta di elementi ricorrenti, nessuna visione panoramica dell'intero complesso dai

punti in cui esso è più visibile, mancanza di parti dominanti e di altre subordinate, nessun elemento di conclusione a una edilizia che si ferma senza una ragione apparente a un prefisso confine, ma che potrebbe seguitare più oltre o essere interrotta prima, senza per questo variare la piatta e amorfa composizione dell'insieme.

Colpa di chi ordina, di chi progetta, di chi costruisce? oppure di chi convalida con permessi e autorizzazioni quanto è stato progettato? colpa di un'insufficienza culturale congenita nella nostra epoca? oppure di un'arida speculazione privata tutta tesa a un risultato economico immediato?

Forse, anzi certamente, sì di tutti; ma è nostra convinzione sia anche colpa fondamentale e di base del piano regolatore che non pone adatti presupposti, non dà indirizzi validi, per sorpassare di slancio questo punto morto, questo periodo troppo oscuro (se non

del tutto negativo) della nostra edilizia.

Il piano regolatore, infatti, anche quello definito « generale » dalla vigente legge italiana non deve limitarsi a contornare zone a diversa destinazione e a vario sfruttamento, a tracciare reti stradali tecnicamente idonee a soddisfare i presupposti della circolazione, a indicare quantitativamente le aree dei servizi, a vincolare zone verdi praticamente inedificabili.

La funzione del piano regolatore è molto più alta, è, a nostro avviso, una funzione prettamente educativa tesa a innalzare sempre più il livello sociale e culturale di un gruppo di popolazione; nel piano deve esistere già il seme di quanto potrà essere realizzato in un secondo tempo, vi devono essere la spinta verso le soluzioni ritenute le più idonee anche dal punto di vista compositivo, le premesse adatte a condurre le realizzazioni verso gli scopi e i valori più elevati.

E parrebbe invece che la incapacità di disporre norme adeguate sia insita nell'istituto stesso del P.R.G., leggiamo infatti nella relazione alla variante del 1966 per le zone collinari di Bologna: « ... si presentava inoltre il problema della configurazione paesistica delle località (si parla delle nuove unità residenziali) in funzione del nuovo paesaggio che si veniva a creare. Di qui la scelta del raggruppamento in unità residenziali che trovano il loro equilibrio nel circostante ambiente quasi integralmente destinato a verde. L'attuazione pratica di questa scelta, però, si presentava oltremodo difficile da perfezionare data l'impossibilità di predisporre nelle norme tecniche di attuazione di una regola che, imponendo il raggruppamento degli edifici in una certa maniera e in una certa zona, permettesse quell'equilibrio con il circostante ambiente e con il paesaggio ».

Ed ecco che ritorna ancora insistente la possibilità di ricerca di

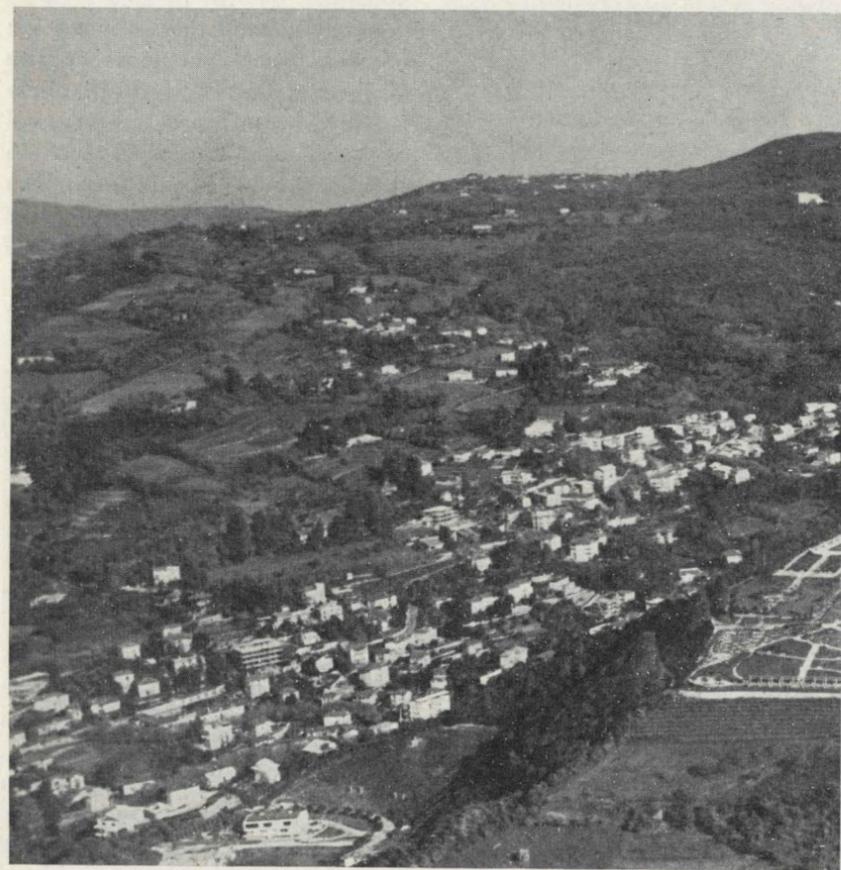


Fig. 14 - Torino. L'amorfo e disordinato aggruppamento di ville e condomini sulla collina presso il Parco Europa.

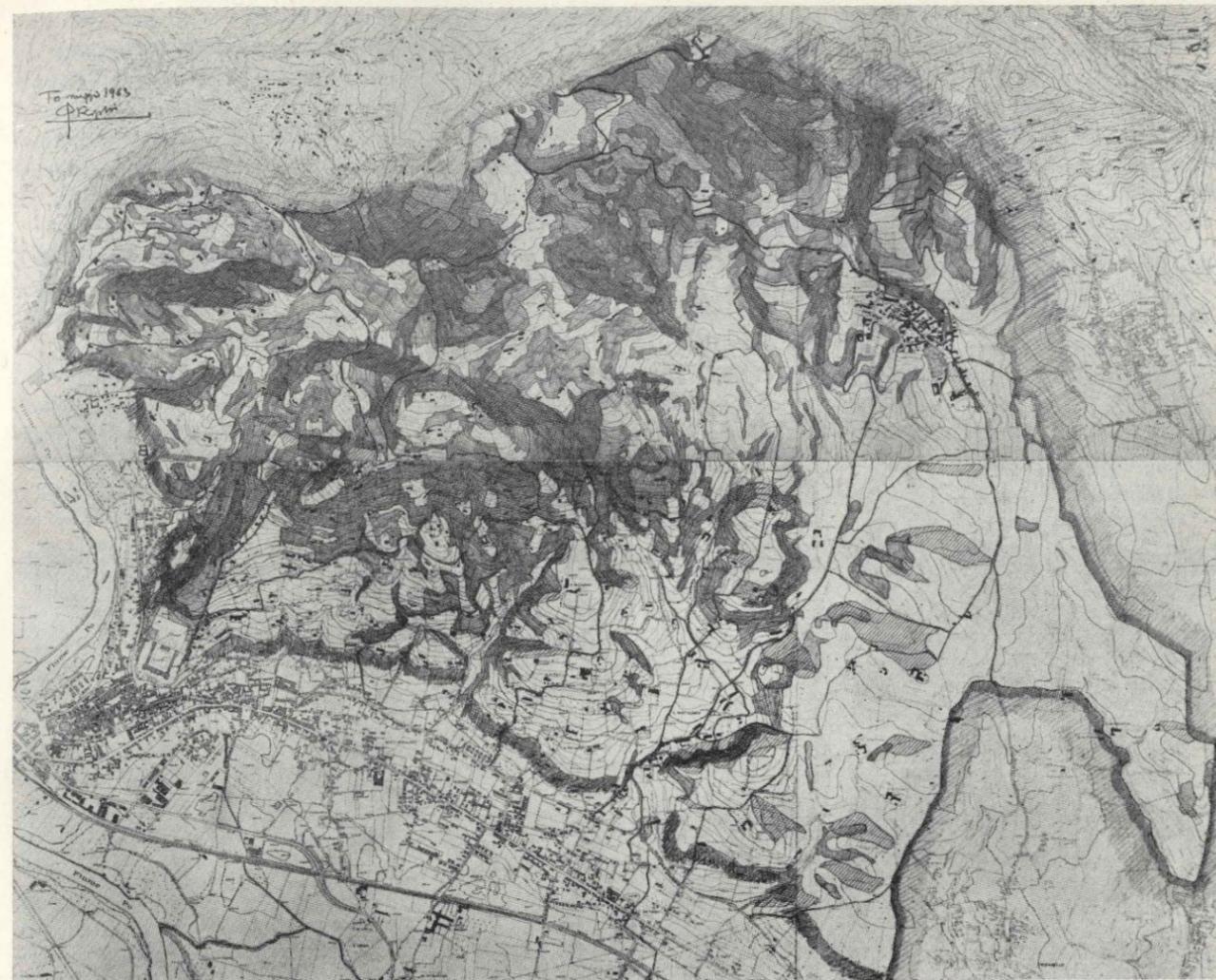


Fig. 15 - La « classificazione naturale » delle aree. In grigio le aree con pendenza superiore a 30°; a tratteggio fitto da sinistra a destra le aree boschive; a tratteggio largo da destra a sinistra le aree orientate a nordest, nord e nordovest; la linea periferica appesantita da tratteggio indica i limiti della zona collinare oggetto di studio (collina di Moncalieri). Scala 1:36.000.

una « regola », di una formula adatta a risolvere genericamente e ovunque uno specifico e mutevolissimo problema compositivo « di equilibrio » fra natura libera e intervento umano costruito, problema che, l'abbiamo già dimostrato, non può per le sue stesse caratteristiche intrinseche essere soggetto ad alcuna uniforme norma esecutiva preconcepita o predisposta.

\*\*\*

Quali possono essere allora le soluzioni? come si può dare anche al P.R.G. le sue funzioni principali di fattore educativo, di elemento-pilota adatto, se non a risolvere totalmente, per lo meno a impostare correttamente i problemi compositivi di cui ci stiamo occupando?

A mio avviso un primo passo può essere fatto proprio approfondendo già in sede di P.R.G. le analisi sul sito e nel senso indicato in principio di questo studio, cioè ricercare e definire le caratteristiche, direi, individuali che distinguono una località da un'altra e così evidenti nelle zone collinari.

Occorre insegnare di nuovo a leggere nel gran libro della natura come facevano gli antichi.

Per esempio — uno fra tanti — si fa notare come nell'attuale P.R.G. di Moncalieri (D. P. 28 settembre 1959) interessante tutta la zona collinare, le disposizioni delle norme di attuazione sono quanto mai labili, inadatte e insufficienti; in esse infatti sono previste:

a) la facoltà di negare costruzioni di complessi in contrasto con la protezione delle bellezze naturali e panoramiche (per altro non indicate);

b) la formazione di due soli centri residenziali collinari a Revigliasco (già esistente e ampliato) e a Monte Calvo (del tutto nuovo);

c) l'indice di fabbricabilità generico medio per i centri di nuova formazione, fissato in  $2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ;

d) il rapporto di copertura dei fabbricati isolati (costruibili quasi ovunque) rispetto all'ampiezza del lotto, pari a  $1/6$ ,  $1/12$ ,  $1/18$  a seconda si tratti di costruzioni a uno, due e tre piani fuori terra;

e) i rapporti di distacco dai confini (min. m 6,00); la massima lunghezza dei corpi di fabbrica (m 24,00); la massima altezza dei fabbricati (m 12,00); norme queste tutte contenute nel Regolamento edilizio.

Per procedere con sicurezza si può, invece, cercare un tipo di « classificazione naturale » dei terreni per zone di ampiezza anche molto ridotta compatibilmente con la genericità degli studi (siamo in tema di P.R.G.) e con la scala dei grafici (scala 1/5000 del rilievo aerofotogrammetrico); questa classificazione tende ad arriva-

re per esclusione a definire le aree più atte alla fabbricazione residenziale.

In queste potrebbe, in un secondo tempo, essere incoraggiata la costruzione anche di nuclei organizzati muniti dei servizi pubblici e collettivi indispensabili, mentre nella rimanente parte dei terreni la fabbricazione sarebbe invece molto ridotta, tanto quasi da annullarsi in certi casi, in modo da salvaguardare nel complesso le caratteristiche panoramiche del verde libero.

La classificazione delle zone si fonda su tre elementi naturali

principali: la pendenza del terreno, l'orientazione della costa, le parti boschive esistenti; elementi che in tutto o in parte sono richiamati — sia pur soltanto nelle norme di attuazione e come generica disposizione vincolativa — già in altri piani regolatori.

Per la pendenza del terreno si è preso come limite discriminatore l'inclinazione di 30° sull'orizzontale, oltre la quale si ritiene, in questo caso, non convenga favorire la costruzione di unità di una certa importanza e neppure la costruzione isolata indiscriminata.

Per l'orientazione della costa si

sono individuati i settori orientati decisamente a nord-est, a nord e a nord-ovest, dove il minimo soleggiamento invernale favorisce il perdurare del gelo e della neve, ed è condizione nettamente negativa per la residenza.

Le parti boschive — siano esse formate da cedui, da piantagioni ordinate o da bassa boscaglia, sempre, naturalmente, esistenti — ci individuano ancora altri terreni in cui non conviene cercare la fabbricabilità residenziale — a meno che sia molto sparsa — per mantenere alla collina il suo carattere paesistico predominante di verde libero.

A questi tre elementi principali altri ne possono essere aggiunti secondo il carattere dei vari comprensori in studio, oppure i limiti possono volta a volta essere mutati, ma l'importante è che la ricerca venga effettuata e venga materializzata in una tavola — che dovrebbe essere sempre richiesta in un P.R.G. — in modo da rendere evidenti le caratteristiche distintive e da dare a esse un limite il più preciso possibile.

La classificazione fatta dipende esclusivamente da condizioni naturali intrinseche al terreno, perciò non esiste a priori alcuna forzata e artificiosa costrizione, nè verso il terreno libero e l'agricoltura da una parte, nè verso il terreno urbanizzato e l'edilizia dall'altra.

Quando il plusvalore dell'area fabbricabile venga in massima parte effettivamente assorbito dal costo di urbanizzazione, anche l'equilibrio economico preesistente non potrà essere arbitrariamente alterato a favore o a sfavore delle singole parti in causa, ma le eventuali variazioni d'uso saranno dettate nel tempo esclusivamente dalle contingenti e fatali necessità umane proprio come capitava — fatte le debite proporzioni e correzioni — una volta per le ville e le vigne che numerose sorgono sulla nostra collina.

È da notare a questo proposito come l'edilizia tradizionale che ci perviene dai tempi passati abbia



Fig. 17 - Le « linee di visuale » interne. Con tratteggio laterale le « linee di quinta » (la parte tratteggiata indica la zona invisibile per chi sale); con tratti alternati dalle due parti le « linee di culmine » che in questo caso coincidono con le « linee di visuale libera bilaterale »; con tratti da una parte sola le « linee di visuale libera unilaterale ». (Collina di Moncalieri, valletta della strada di Revigliasco). Scala 1:17.000.

in collina sempre cercato le posizioni migliori, scartando decisamente e accuratamente i terreni troppo in pendenza o poco soleggiati, e questo appare evidentissimo nel grafico della fig. 15 dove le poche unità costruite su terreni inadatti sono per la massima parte imputabili a tempi recenti e recentissimi.

Se poi alle limitazioni citate aggiungiamo ancora i terreni già vincolati per altra natura, come il vincolo idrogeologico (R. D. 30 dicembre 1923, n. 3267), il vincolo paesistico e panoramico (legge 29 giugno 1939, n. 1497), il vincolo di tutela delle cose d'interesse artistico e storico (legge 1 giugno 1939, n. 1089), quello rela-

tivo a terreni soggetti a frane (legge 25 novembre 1962), e altri di carattere più specificamente locale, veniamo ad avere una massa tale di terreno strettamente controllato per cui le caratteristiche verdi di un comprensorio potrebbero normalmente già essere in massima parte garantite (nel caso di Moncalieri il 50 % circa del territorio collinare ricade nelle varie classificazioni).

Le indicazioni grafiche riportate nella fig. 15 mettono in evidenza alcune delle principali caratteristiche morfologiche del terreno e possono dare uno spunto, una guida sicura alla composizione planivolumetrica delle principali masse di cui si potrà conce-



Fig. 16 - Le « linee di profilo » a visione parallela dalla pianura (futura autostrada, strada statale, ferrovia; direzione della freccia). A tratto continuo le principali; a tratto interrotto le secondarie; il lato tratteggiato indica l'inizio delle zone defilate; in alto a tratteggio continuo le zone sottoposte a vincolo idrogeologico (collina di Moncalieri). Scala 1:36.000.

dere la costruzione, per esempio e volta a volta, la forma allungata lineare lungo una curva di livello ondulata, quella compatta a gruppo (tipo l'esistente Revigliasco), quella a rosario composta da piccoli nuclei intervallati da zone verdi ma in sequenza diretta e concatenata, o quelle a cuneo e a grappolo caratteristiche di coste conoidali con cuspidi centrale e di conche che si aprono verso l'alto.

In molti piani regolatori troviamo poi la norma generica che prescrive gli eventuali insediamenti residenziali del tutto defilati e posti in modo da non essere per nulla visibili da nessun punto della città piana, norma che riteniamo in senso assoluto alquanto assurda. È come ammettere a priori che l'abitazione umana e il nucleo residenziale fabbricato siano in ogni caso un male, ma un male non eliminabile e perciò da mascherare e da nascondere il più accuratamente possibile!

Perché? e, tanto per rimanere entro l'ambito degli esempi ricordati, forse che l'affaccio di Fiesole sulla linea del colle dominato dalla torre merlata del Duomo rovina il quadro naturale preesistente? certo no, anzi lo valorizza, lo definisce meglio e lo accentua con quell'indice puntato verso l'alto.

Ed ecco nascere la necessità di un secondo gruppo di ricerche, quelle tese a individuare l'andamento dei profili delle ondulazioni, brevi o lunghe, ripide o allentate, percepibili da una estesa zona (visione parallela) o da un punto particolare (visione conica), ricerca — del primo tipo in questo caso — riportata, sempre per la collina di Moncalieri, nella figura 16.

Le « linee di profilo » individuano nella loro successione la morfologia principale (linea continua) o secondaria (linea a tratto) del terreno posto sotto analisi e danno anche, se considerate in prospettiva, la profondità del quadro paesaggistico, in quanto da nette e precise — in primo piano — si sfumano gradatamente verso

lo sfondo per poi ridiventare nette nella indicazione del crinale; e il loro distacco visivo è di solito proporzionale alla distanza planimetrica esistente fra due linee consecutive.

Le linee di profilo poi rappresentano la demarcazione naturale fra le zone visibili — quelle immediatamente antistanti — e le zone invisibili — quelle immediatamente retrostanti — sempre dal punto o dalla direzione focale scelti come dominanti.

È evidente che non sempre vi possa essere una sola direzione focale: molte volte sono due o più, e allora la ricerca va effettuata da ciascuna direzione ottenendo profili diversi che però, se sovrapposti, possono individuare i dominanti in quelli che ricorrono — in tutto o in parte — in ciascuno dei casi considerati.

Vi sono poi le « linee di visuale » interne che indicano in particolare i limiti di visibilità imposti dalla natura a chi percorre le zone collinari. Esse sono specificamente:

a) linee di culmine, limitano in alto il panorama a chi segue il fondovalle;

b) linee di visuale libera bilaterale per i crinali, unilaterale per la mezza costa;

c) linee di quinta, limitano successivamente il panorama sullo sfondo.

Completa infine le analisi la ricerca dei punti caratteristici naturali o voluti dall'uomo, di solito molto ben delimitati e individuabili, definiti da elementi isolati come torri, campanili, grandi alberi, cuspidi accentuate e improvvise, oppure da elementi continui e ricorrenti come filari di piante di essenza particolare (ricordiamo i cipressi toscani), terrazzamenti, muri di sostegno di strade.

Con una documentazione di questo genere si può considerare che il P.R.G. possa assolvere il compito di fattore educativo e di guida più sicura per gli interventi urbanistici nelle zone collinari purché si tengano sempre presenti

in tutte le successive fasi di realizzazione due principi generali.

1) al contrario di quello che succede nelle città di pianura dove l'ambiente urbano è di solito frammentato in episodi molto limitati e circoscritti, e le costruzioni vanno viste in relazione al tratto di strada, al crocicchio, alla piazza, da esse direttamente interessati; nelle zone collinari l'ambiente è quanto mai vasto e aperto, e ogni costruzione piccola o grande che sia, isolata o a gruppi, deve sempre essere considerata nel quadro generale formante un unico complesso, in relazione a quanto esiste e a quanto potrà essere in futuro;

2) l'opera dell'uomo, la casa, la costruzione, oltre a essere in armonia con l'ambiente servono anche a dare proporzione al quadro naturale e perciò sono indispensabili e devono essere ben visibili in quella parte e in quella misura che interessano e servono allo scopo, proprio come l'immensità del mare è resa evidente da una vela spiegata al vento o come la grandiosità di un paesaggio pittorico è accentuata dalla presenza della figura umana.

Giorgio Rigotti

#### BIBLIOGRAFIA

- H. SÖRCEL, *Das Mittelmeerprojekt* (Städtebau, sett. 1929).  
 A. KORN, *History builds the Town* (Londra, 1953).  
 M. POËTE, *Introduction à l'Urbanisme* (Parigi) (e nella traduzione italiana di M. Zocca, Torino, 1958).  
 A. E. SMAILES, *The Geography of Towns* (Londra, 1962) (e nella traduzione italiana di M. F. Visco Gilardi, Padova, 1964).  
 G. RIGOTTI, *Il massiccio collinare torinese è un bene di interesse collettivo?* (Rotary, Torino, 1963).  
 M. MORINI, *Atlante di Storia dell'Urbanistica* (Milano, 1963).  
*Lineamenti del P.R.G. della città di Torino* (« Atti e Rassegna Tecnica », luglio 1956).  
 COMUNE DI FIRENZE, *P.R.G. Relazione e norme di attuazione* (Firenze, 1962).  
 COMUNE DI TORINO, *Piano regolatore intercomunale di Torino* (Torino, luglio 1964).  
 COMUNE DI BOLOGNA, *Variante al P.R.G. per la zona collinare* (Bologna, luglio 1966).

## Considerazioni in tema di punzonamento

Quando un forte carico concentrato si trova ad essere applicato ad una superficie di spessore relativamente sottile di calcestruzzo armato, può ad un certo momento verificarsi, in presenza di deformazioni plastiche dell'acciaio e di fessurazioni nel calcestruzzo, il fenomeno del punzonamento. M. DE CRISTOFARO ROVERA illustra tale fenomeno così come è scaturito da indagini teoriche e sperimentali nel Comité Européen du Béton, e fa una relazione sulle proposte cautelative o « Raccomandazioni » formulate dal predetto Comitato relativamente all'argomento. Alla luce di queste Raccomandazioni vengono studiati due casi consueti della pratica costruttiva nelle quali si configura una sollecitazione di punzonamento: le travi in spessore di solaio ed i plinti di fondazione isolati a piastra, traendone opportune conclusioni.

È noto come lo scopo del Comitato Europeo del Cemento armato o C.E.B. sia quello di apportare alcune indispensabili modifiche ai metodi tradizionali di calcolo delle opere in calcestruzzo armato, ed in vista della stesura di un regolamento a carattere internazionale.

L'opportunità di tali modifiche è diretta conseguenza dell'evoluzione della tecnica costruttiva e del grande progresso tecnologico il quale, interessando contemporaneamente la qualità dei calcestruzzi, le caratteristiche meccaniche degli acciai, il miglioramento dell'aderenza acciaio-calcestruzzo, tende a sfruttare sempre meglio i materiali.

I lavori del Comitato, lavori che hanno per base essenziale l'indagine scientifica, teorica e sperimentale onde accertare il comportamento reale del complesso acciaio-calcestruzzo e dedurne leggi opportune, hanno portato, a tutt'oggi, alla stesura di una raccolta di « Raccomandazioni Pratiche » riguardanti tutti gli aspetti del calcolo e della esecuzione delle opere in calcestruzzo armato, e destinate a costituire la base di un regolamento internazionale.

Uno degli argomenti sui quali il C.E.B. è giunto recentemente a formulare una Raccomandazione è quello del « Punzonamento », e vogliamo dare cenno a questo fenomeno così come è scaturito da studi e da indagini sperimentali di alcuni membri del Comitato.

\* \* \*

Un sistema elastico in acciaio-calcestruzzo di qualità, se sottoposto a forti carichi e quindi a tensioni elevate, può, ad un certo punto, presentare deformazioni

plastiche nell'acciaio e fessurazioni nel calcestruzzo. Questi fenomeni di deformazioni irreversibili a loro volta danno luogo ad una redistribuzione di sforzi, cioè ai cosiddetti fenomeni di adattamento. Il punzonamento è da indagare appunto alla luce di questa redistribuzione di sforzi.

Se si considera una lastra appoggiata al contorno e caricata da un carico che agisce su di una piccola porzione della sua superficie in mezzzeria, all'aumentare dell'intensità del carico il comportamento della lastra presenta due aspetti caratteristici in parte interdipendenti, e precisamente:

- la redistribuzione degli sforzi per effetto della flessione nella zona della lastra esterna alla superficie di carico e fino agli appoggi;
- l'evoluzione del regime degli sforzi che si genera al centro della lastra in corrispondenza dell'area di carico per effetto della flessione combinata col taglio.

In particolare, questo secondo aspetto all'aumentare del carico si conclude, passando attraverso varie fasi, nel fenomeno del punzonamento. Queste fasi possono essere riassunte nel modo seguente:

1) fase elastica propriamente detta con stato tensionale caratteristico di questo periodo. La resistenza alle tensioni tangenziali del taglio è assicurata dal calcestruzzo. Il carico esterno corrispondente a questa fase è dell'ordine del 15-20 % del carico di rottura. Questo periodo dura sino all'inizio della fessurazione.

2) fase di fessurazione, la quale si manifesta inizialmente con

fessure verticali dovute alla flessione e si sviluppa sino a che al centro della lastra l'armatura non raggiunge il limite elastico (fig. 1).

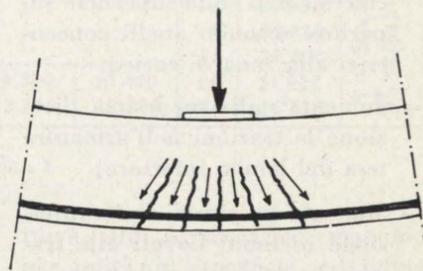


Fig. 1.

La durata di questa seconda fase è funzione anche della superficie di carico, dello spessore della lastra, della quantità d'armatura. L'entità del carico corrispondente è compresa fra il 40-80 % del carico di rottura.

3) fase in cui le fessure per effetto dello sforzo tagliante s'inclinano rapidamente verso il carico, ed in cui vengono a formarsi delle bielle troncopiramidali incapaci di trasmetterlo, dato che la lastra non è munita d'armatura per il taglio e che il calcestruzzo è fessurato (fig. 2). La parte di la-

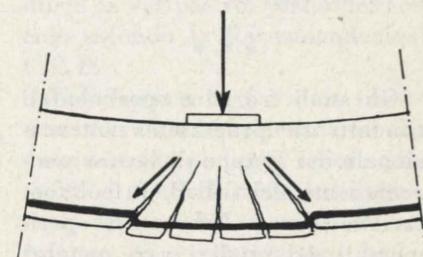


Fig. 2.

stra occupata dalle bielle è inutilizzabile ai fini dei carichi posteriori per cui, all'aumentare di questi e quindi dello sforzo tagliante, la zona centrale della la-

stra è, dal punto di vista della resistenza globale della lastra stessa, eliminata. Un ulteriore aumento di carico può essere assorbito soltanto più dalla parte di lastra non fessurata. La formazione delle bielle, provocando una perturbazione delle isostatiche ottenute in regime elastico, implica altresì un cambiamento del comportamento generale della lastra producendo una redistribuzione degli sforzi, e cioè:

- aumenta la compressione del calcestruzzo sulla superficie superiore secondo anelli concentrici alla zona di carico;
- aumenta nella medesima direzione le trazioni nell'armatura tesa del lembo inferiore;
- aumenta gli sforzi di compressione inclinati dovuti alla trasmissione diretta del carico.

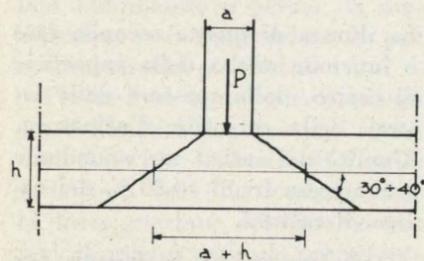


Fig. 3.

4) fase di rottura che coincide con la fine della fase precedente. La lastra è punzonata e da essa si distacca una superficie troncoconica la cui apertura è anche funzione dell'entità della superficie di carico (fig. 3).

\* \* \*

Gli studi teorici e sperimentali condotti su programma internazionale dal gruppo di lavoro punzonamento del C.E.B. in collaborazione con i Laboratori sperimentali dai quali i vari membri provenivano, precisarono l'importanza sia della redistribuzione degli sforzi che si verificano nella lastra al crescere del carico, sia delle deformazioni ad essa strettamente legate, e puntualizzarono le difficoltà che scaturivano dal

volerne tener conto in ogni caso. Per questo motivo i lavori si sono concretati in duplice modo con la stesura di due testi di cui:

1) il primo di carattere generale e manifestamente approssimato il quale non tien conto delle deformazioni dipendenti dalle quantità di armatura.

2) il secondo che, sulla base di studi, ricerche e relative proposte condotte in Svezia, offre un metodo per il dimensionamento dei solai a piastra più preciso e completo perchè condotto tenendo conto delle deformazioni nella lastra condizionate alla ripartizione dell'armatura a flessione.

Il testo si fonda però sull'ipotesi che la ripartizione dei momenti flettenti sulla lastra presenti una simmetria di rivoluzione attorno al centro del pilastro, e pertanto è di applicazione limitata a casi particolari.

Il metodo di cui al punto 1) fa parte del testo R.4,32 da includere nelle Raccomandazioni Pratiche del C.E.B. Per questo è di applicazione e di validità generali, e può essere utilizzato in tutti i casi in cui per effetto di un sovraccarico localizzato o di una reazione d'appoggio, si riscontri la possibilità che il punzonamento si verifichi.

Al fine delle applicazioni che ci proponiamo di illustrare in seguito è necessario riferire, anche in modo succinto, il contenuto del testo di cui sopra.

La resistenza  $P_o^*$  al punzonamento può essere considerata come la somma di due termini (1):

$$P_o^* = P_b^* + P_a^*$$

dei quali,  $P_b^*$  rappresenta il contributo alla resistenza del calcestruzzo, e  $P_a^*$  quello dell'acciaio nell'armatura eventuale di punzonamento.

Al fine di determinare esattamente i valori dei termini  $P_b^*$  e  $P_a^*$  nei vari casi, sarebbe necessario, come già abbiamo accen-

(1) Circa il significato dei simboli si veda in allegato.

nato ed alla luce dei risultati sperimentali, tener conto dei fenomeni di deformazione e di adattamento. Senonchè presentando tuttocì non poche difficoltà si ammette che, per quel che riguarda il termine  $P_a^*$ , il contributo dell'acciaio così variabile al variare sia del tipo che della quantità di armatura, sia da considerarsi nullo, operando a vantaggio della stabilità, e che il restante valore  $P_b^*$  diventi eguale ad una certa quantità  $P_o^*$  la quale contiene un congruo margine di sicurezza derivante dal fatto che non si tien conto delle deformazioni. Allora la

$$P_o^* = P_a^* + P_b^* \text{ ponendo } P_a^* = 0$$

diviene

$$P_b^* = P_o^*$$

ove  $P_o^*$  valore limite dal punto di vista del punzonamento viene considerato espresso dalla:

$$P_o^* = 2\sigma_{bt}^* p' h$$

nella quale:

$\sigma_{bt}^*$  = resistenza convenzionale del calcestruzzo allo sforzo tagliante (si veda in allegato)

$h$  = altezza utile della lastra

$p'$  = perimetro del contorno parallelo a quello di applicazione del carico e distante da questo di  $\frac{h}{2}$ .

La condizione di carico capace di generare il fenomeno in gioco si riscontra in pratica nei seguenti casi strutturali:

- lastre sollecitate da carichi concentrati
- solai a lastra o a travi in spessore su pilastri
- solai a fungo
- plinti di fondazione isolati a piastra.

Dato l'interesse pratico del tema, abbiamo ritenuto utile analizzare i riferimenti pratici delle prescrizioni di cui trattasi con particolare riguardo ad alcuni casi correnti di strutture cementizie e di farne oggetto di alcune considerazioni.

Le comuni ossature in calcestruzzo armato per edifici vengono dimensionate con i consueti metodi del calcolo elastico, ed i materiali in esse impiegati non sempre possiedono quelle caratteristiche di particolare qualità e di elevata resistenza che il progresso tecnologico è in grado di mettere a disposizione dei costruttori. D'altro canto, varie esigenze economiche, distributive o meccaniche spesso impongono soluzioni strutturali nelle quali superfici di spessore relativamente sottile si trovano ad essere sollecitate da carichi concentrati di una certa entità, e vien naturale indagare in esse avendo riguardo al fenomeno del punzonamento.

Abbiamo ritenuto meritevoli di particolare attenzione due casi consueti nella pratica e precisamente:

- le travi in spessore di solaio
- i plinti di fondazione isolati a piastra.

Le travi in spessore di solaio.

Queste costituiscono oramai una soluzione costruttiva di continua attuazione, soprattutto per luci normali e normali sovraccarichi di esercizio. Nei piani alti delle ossature inoltre, i pilastri di sostegno possono essere realizzati con sezioni rette notevolmente ridotte rispetto a quelle necessarie per i piani più bassi perchè ridotti risultano i carichi agenti su di essi. Per questi motivi l'incontro

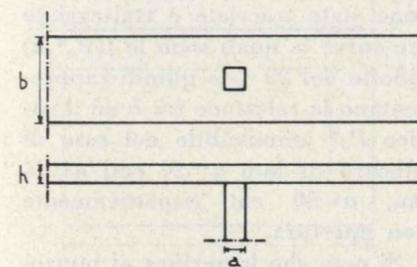


Fig. 4.

pilastro-trave può essere considerato simile allo schema teorico pilastro-lastra, anche se sostanzialmente diversa risulta, nei due casi, il tipo dell'armatura a flessione (fig. 4).

$l = 4 \text{ m}$					$h$	$P_o^*$
$h$	$h_2$	sovracc. + peso proprio	$P$	$P^*$	cm	kg
cm.	cm	$\text{kg m}^{-2}$	kg	kg		
14	12	$400 + 220 = 620$	9'900	13'860	14	13'300
18	16	$400 + 250 = 650$	10'400	14'560	16	16'100
					18	19'110
					20	22'400
					22	25'800
					24	-
$l = 4.5 \text{ m}$					14	15'280
					16	18'350
					18	21'660
					20	25'200
					22	28'900
					24	32'900
$l = 5 \text{ m}$					14	17'300
					16	20'600
					18	24'230
					20	28'000
					22	31'972
					24	36'278

TABELLA I

È pertanto possibile, almeno in via orientativa, applicare a questo caso le sopracitate formule della verifica della resistenza al punzonamento.

L'altezza  $h$  della trave in spessore è ovviamente legata allo spessore del solaio il quale a sua volta dipende dalle luci e dai carichi. Ma stabiliti questi, e quindi il tipo di laterizio necessario, rimane determinata l'altezza da dare alla trave e la reazione dei pilastri. Alla larghezza  $b$  della trave si provvederà con i normali calcoli.

La formula semplificata delle Raccomandazioni del C.E.B. porge:

$$P_o^* = 2 \sigma_{bt}^* p' h$$

da cui deriva che, per un determinato tipo di calcestruzzo, il carico limite di punzonamento è funzione dell'altezza  $h$  della lastra e del perimetro  $p'$  della superficie di carico.

Se si suppone, per speditezza d'indagine una maglia quadrata di lato  $l$  di pilastri, il che significa campate di travi e portate di solai eguali tra loro, attribuendo alla soletta in calcestruzzo sempre lo stesso spessore, per ogni determinato valore di  $l$  compete un certo valore  $h_l$  dell'altezza del laterizio necessario al solaio, e quindi di un valore  $h$  dell'altezza utile di

trave, un sovraccarico massimo per unità di superficie, ed infine un carico  $P$  sul pilastro. Circa il valore di  $h$  tenuto conto che esso è computato dall'armatura inferiore al bordo superiore si avrà in genere:

$$h = h_l + s - 2 \text{ cm.}$$

Nella tabella I sono stati raccolti per determinate luci  $l$  l'altezza  $h_l$  necessaria del laterizio ed il relativo carico massimo sopportabile (sovraccarico più peso proprio) con spessore  $s$  di soletta costante, la conseguente altezza  $h$  della trave in spessore, il carico  $P$  che viene a gravare sul pilastro della maglia di lato  $l$ , il carico  $P^* = P \cdot \gamma_s$  con  $\gamma_s = 1,4$  (si veda in allegato) al fine di poter condurre la verifica sul piano del calcolo secondo le Raccomandazioni C.E.B.

Nel diagramma I è stata trasferita in grafico la medesima tabella considerando per ogni valore prescelto di  $l$  la relazione fra l'altezza  $h$  di trave ed il carico  $P^*$  sul pilastro. Si è considerato: luci  $l$  di 4, 4,5, 5 metri, tenuto conto che nel caso di luci maggiori è difficilmente realizzabile una trave in spessore; spessore  $s = 4 \text{ cm}$ ;  $\sigma_t = 1400 \text{ kg.cm}^{-2}$ .

Valutiamo ora il carico ammissibile dato dalla formula di pun-

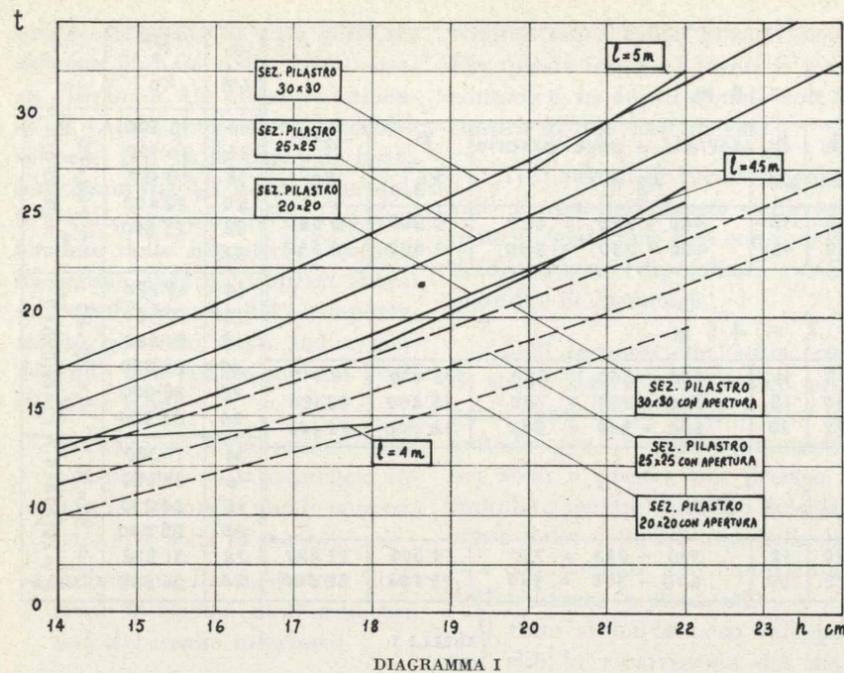


DIAGRAMMA I

zonamento. Esso diviene funzione della sola altezza  $h$  di trave una volta prefissato il valore della  $\sigma_{bt}^*$  ed il lato  $a$  della sezione trasversale del pilastro.

Riguardo il termine  $\sigma_{bt}^*$  se si tien conto che l'esecuzione delle opere non sempre è curata, e che il controllo e la sorveglianza in cantiere non sempre sono continui, è bene considerare condizioni precarie, e si può porre:

$$\sigma_{bt}^* = 3,5 \text{ kg.cm}^{-2}$$

Riguardo il lato  $a$  del pilastro, questo può essere prefissato considerando il carico massimo sopportabile in regime di semplice compressione e per un determinato valore della  $\sigma_c$  del calcestruzzo (nel caso in esame  $\sigma_c = 45 \text{ kg.cm}^{-2}$ ).

Cosicché, tenuto conto del già specificato significato del termine  $p'$  si ha:

$$P_o^* = 2 \sigma_{bt}^* p' h = 2,3,5,4 (a+h) h = 28 (h^2 + a h)$$

Per ogni prefissato valore di  $a$  si ottiene una relazione fra l'altezza  $h$  della trave ed il carico  $P_o^*$  limite di punzonamento.

Sempre nel diagramma I sono state tracciate le curve  $f(P_o^*, h)$  per i valori  $a=20 \text{ cm}$ ,  $a=25 \text{ cm}$ ,  $a=30 \text{ cm}$  rispettivamente.

Un confronto fra le due famiglie di curve permette di concludere quanto segue: il pericolo di punzonamento è:

- molto limitato per travi in spessore relative a maglie  $l=4 \text{ m}$
- allontanabile nelle travi relative a  $l=4,5 \text{ m}$  a patto di aver pilastri con lato  $a$  non minore di  $25 \text{ cm}$
- imminente nelle travi relative a  $l=5 \text{ m}$  se i pilastri hanno lato  $a$  non maggiore di  $30 \text{ cm}$ .

Esaminiamo ora il caso in cui in vicinanza del pilastro la trave

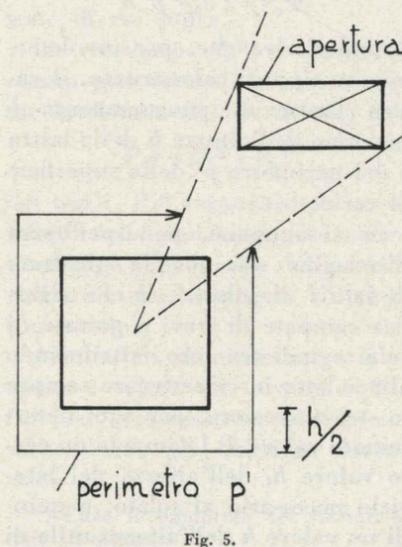


Fig. 5.

venga ad essere per esigenze varie d'impianti, forata da una apertura. Dal punto di vista del punzonamento secondo le Raccomandazioni del C.E.B., se ne terrà conto diminuendo il valore del perimetro  $p'$  della lunghezza intercettata sul contorno relativo da due semirette condotte dal centro della sezione del pilastro e tangenti all'apertura (fig. 5).

Al fine di verificare le conseguenze generate dalla possibilità che questo si verifichi, si è pensato di esaminare il problema dal punto di vista più pericoloso, e cioè per apertura situata molto vicina al pilastro (fig. 6), con lato di lunghezza eguale al lato del pilastro stesso. In questo caso, che è il peggiore che si possa verificare, il perimetro  $p'$  risulterebbe inferiore del 25 % di quello relativo al caso senza apertura, ed il carico  $P_o^*$  ammissibile risulterebbe ridotto anch'esso della stessa per-

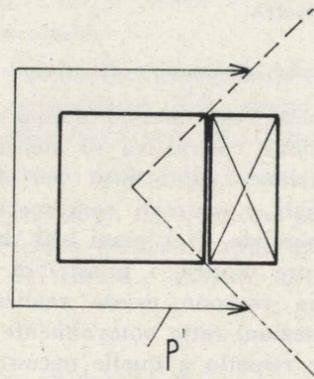


Fig. 6.

centuale. Sempre nel diagramma I sono state tracciate e tratteggiate tre curve le quali sono le  $f(P_o^*, h)$  ridotte del 25 % e quindi rappresentano la relazione fra  $h$  ed il carico  $P_o^*$  ammissibile nel caso di pilastro di lato  $a=20 \text{ cm}$ ,  $a=25 \text{ cm}$ ,  $a=30 \text{ cm}$  rispettivamente con apertura.

Si nota che la verifica al punzonamento è, fra i casi esaminati, parzialmente soddisfatta soltanto per travi relative a  $l=4 \text{ m}$  su pilastri di lato  $a$  non minore di  $30 \text{ cm}$ . Allontanando la posizione delle aperture dal pilastro, il pericolo di punzonamento si allontana.

### Plinti di fondazione isolati a piastra.

È noto come questo tipo costruttivo venga particolarmente adottato quando si presenti la necessità di distribuire opportunamente un carico sul terreno per ridurre su di esso il più possibile la pressione ed allargando la superficie di carico. In questo caso la base del plinto costituisce una vera e propria piastra armata nelle due direzioni, sulla quale lo sforzo proveniente dal pilastro configura una sollecitazione di punzonamento.

Si prenda infatti in esame un plinto su piastra (fig. 7). Il carico che il pilastro è in grado di portare è proprio un tipo di carico che si distribuisce su di una piccola porzione di superficie. Lasciando da parte l'assorbimento delle componenti orizzontali ed il dimensionamento dell'armatura, ci occupiamo soltanto della verifica al punzonamento determinato dalla componente normale al piano di posa. A tal fine si può ammettere che il carico  $P$  portato dal pilastro si diffonda a  $45^\circ$  attraverso il plinto stesso, ciò che consente di determinare l'estensione dell'area d'impianto.

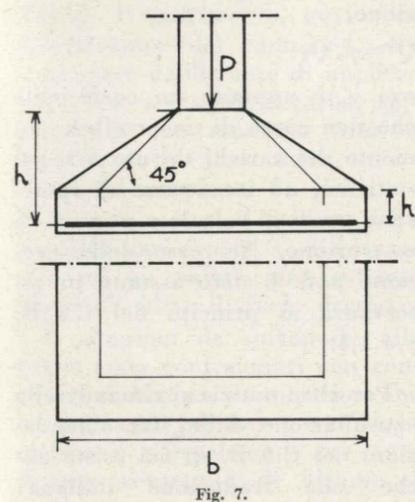


Fig. 7.

Ci troviamo dunque di fronte ad una piastra di una certa altezza  $h_1$  sollecitata da un forte carico concentrato agente su di una area d'applicazione ben definita.

Il problema si può pertanto trattare con i metodi precedentemente illustrati.

Prima di procedere dobbiamo tuttavia osservare che gli usuali metodi di progettazione dei plinti consentono bensì di determinare l'altezza totale del plinto, ma non danno alcuna indicazione circa lo spessore che si deve attribuire alla piastra. Ora è invece evidente che ai fini della verifica al punzonamento tale spessore assume importanza di primo piano.

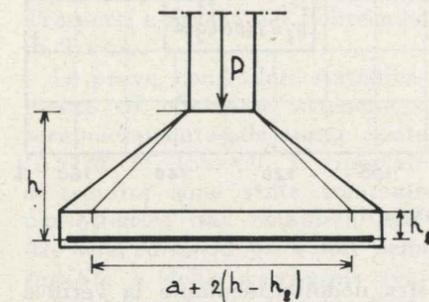


Fig. 8.

Infatti si prenda in esame un certo pilastro sollecitato da un carico assiale  $P$  e per il quale si debba dimensionare il plinto su piastra. Detti:  $a$  il lato del plinto quadrato,  $b$  il lato della piastra pure quadrata,  $h$  l'altezza calcolata del plinto a partire dal baricentro dell'armatura tesa,  $h_1$  l'altezza della piastra, alla luce delle Raccomandazioni del C.E.B. il lato del perimetro di carico sarà (fig. 8):  $a + 2(h - h_1)$ , ed il lato del perimetro  $p'$  interessato sarà:  $a + 2h - h_1$ . Volendo quindi calcolare il carico limite di punzonamento  $P_o^*$  al fine di confrontarlo con il carico assiale del pilastro  $P^* = \gamma_s P$  onde accertare che sia  $P^* \leq P_o^*$ , con le notazioni della fig. 8 la formula

$$P_o^* = 2 \sigma_{bt}^* p' h$$

diviene

$$P_o^* = 8 \sigma_{bt}^* (a + 2h - h_1) h_1$$

ed essendo per un determinato carico  $P^*$  fissa e nota la quantità  $a + 2h$ , ponendo  $a + 2h = B$  si ha

$$P_o^* = 8 \sigma_{bt}^* (B - h_1) h_1$$

Dalla formula si vede che se  $h_1$  è piccolo anche il valore  $P_o^*$  di-

minuisce, cioè aumenta il rischio di punzonare per piastre sottili. Esisterà un certo valore di  $h_1$  per il quale si avrà  $P_o^* = P^*$ , e questo vorrà dire che il plinto sarà tale da assolvere il suo compito anche per quanto riguarda l'effetto tagliante sulla piastra.

Se dunque s'impone  $P_o^* = P^*$  si può dedurre immediatamente il valore minimo di  $h_1$  da assegnare allo spessore della piastra. E dal momento che ad ogni plinto dimensionato per portare sul terreno un determinato carico compete un ben determinato valore del carico limite  $P_o^*$ , ad ogni piastra relativa competerà un determinato spessore  $h_1$  minimo.

È stato possibile raccogliere in una tabella e trasferire in un grafico i risultati di questo studio in base al quale per un determinato valore della  $\sigma$  ammissibile per il calcestruzzo e per l'acciaio è possibile immediatamente progettare un plinto su piastra con particolare riguardo al carico di punzonamento.

P t	b cm	a cm	h cm	P* t	B=a+2h cm	h <sub>1</sub> cm
20	118	21.5	35	28	91.5	12.5
25	133	22.5	39	35	100.5	14.4
30	145	25	42	42	109	16
35	158	27	45	49	117	17.4
40	167	28	48	56	124	18.5
45	176	30	51	63	132	20
50	187	32	54.5	70	141	21
55	197	33.5	56.5	77	146.5	22
60	205	35	59	84	153	23.5
65	213	36.5	61.5	91	158.5	24
70	220	38	64	98	166	24.8
75	229	39.5	66	105	171.5	25.8
80	239	41	68.5	112	178	26.5
85	245	42	70.5	119	183	27
90	252	43	73	126	189	28
95	258	44	75	133	194	28.8
100	264	45	77	140	199	29.4
105	272	46.5	78.5	147	203.5	30
110	278	47.5	80.5	154	208.5	30.8
115	284	49	82.5	161	214	31
120	290	50	84	168	218	32

TABELLA II

Nella tabella II le prime quattro colonne riguardano, in ordine da sinistra verso destra, il carico  $P$  portato a terra dal pilastro, la base  $b$  della piastra, il lato  $a$  del

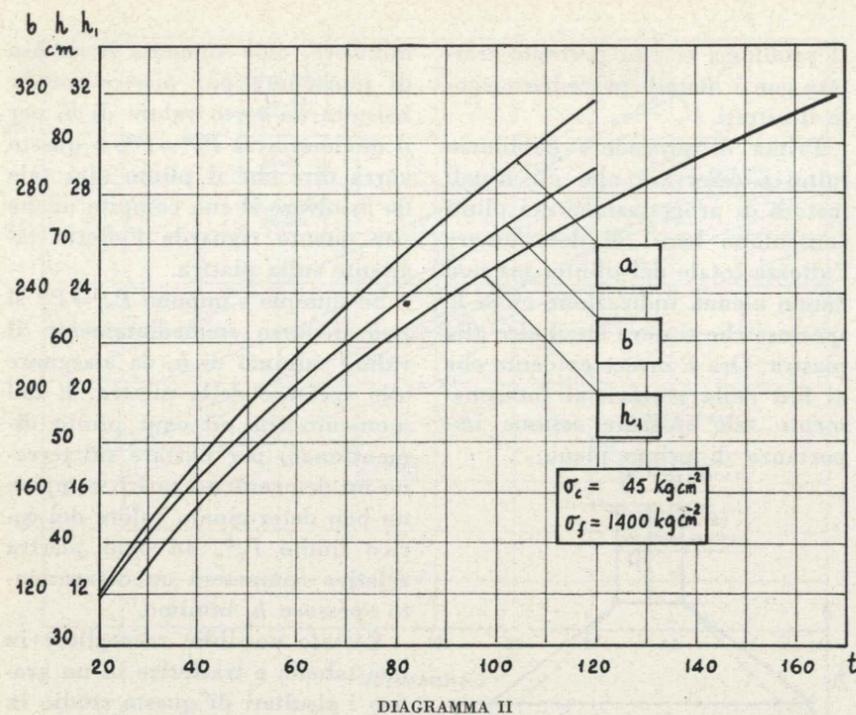


DIAGRAMMA II

pilastro, l'altezza  $h$  del plinto computato dall'armatura tesa al bordo superiore compresso, valori tutti ricavati con i consueti metodi del calcolo elastico, e con  $\sigma_f = 1400 \text{ kg.cm}^{-2}$ ,  $\sigma_c = 45 \text{ kg.cm}^{-2}$ . Le ultime tre colonne sono relative alla verifica al punzonamento e scaturiscono dalle seguenti considerazioni: calcolato  $P^* = \gamma_s P$  ( $\gamma_s = 1,4$ ) nella

$$P_o^* = 8 \sigma_{bt}^* (B - h_1) h_1$$

ponendo  $P_o^* = P^*$  e risolvendo rispetto ad  $h_1$  si ha:  $h_1 =$

$$= \frac{-8 \sigma_{bt}^* B \pm \sqrt{64 \sigma_{bt}^{*2} B^2 - 32 \sigma_{bt}^* P^*}}{-16 \sigma_{bt}^*}$$

Delle due radici entrambe positive perchè il radicale risulta sempre maggiore del termine che lo precede, una sola è fisicamente possibile, quella per la quale risulti  $h_1 < h$ .

Delle tre curve del diagramma II due forniscono, per ogni valore di un carico  $P$  su un pilastro le leggi di variazione di  $a$  e di  $b$  rispettivamente dedotte secondo le regole del calcolo elastico, la terza offre la legge  $P^*$ ,  $h_1$  mediante la quale è possibile per un determinato carico di calcolo dedurre lo spessore minimo da assegnare allo spessore della pia-

stra dedotto mediante la verifica al punzonamento.

#### Allegato

I simboli impiegati nel testo sono quelli unificati del C.E.B. Diamo notizia di quelli indispensabili all'interpretazione della presente nota.

La resistenza caratteristica  $\sigma_k$  di un materiale si ottiene dall'interpretazione statistica dei risultati di prova ed è definita dalla relazione (metodo semi-probabilistico):

$$\sigma_k = \sigma_m (1 - K\delta) \text{ ove}$$

$\sigma_m$  = media aritmetica dei diversi risultati delle prove (per il calcestruzzo a compressione eseguito su provini cilindrici)

$\delta$  = scarto quadratico medio relativo

$K$  = coefficiente probabilistico.

Per la resistenza caratteristica del calcestruzzo a compressione si assume il termine  $\sigma'_{bk}$  ( $b$  = beton, l'apostrofo = compressione); inoltre si può porre mediamente:  $\delta = 0,12 \div 0,15$  e  $K = 1,64$  per cui si ha:

$$\sigma'_{bk} = \sigma'_{bm} (1 - K\delta) = 0,75 \sigma'_{bm}$$

La resistenza di calcolo di un

materiale è definita dalla relazione:

$$\sigma^* = \left[ \frac{1}{\gamma_m} \right] \sigma_k$$

$\gamma_m$  = coefficiente di minorazione delle resistenze.

Assumendo cautelativamente  $\gamma_m = 1,5$  la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo tenendo conto delle precedenti notazioni diviene:

$$\sigma_{bt}^* = \frac{\sigma'_{bk}}{1,5}$$

Circa il contributo del calcestruzzo della zona compressa allo sforzo tagliante, si assume una resistenza convenzionale espressa in  $\text{kg.cm}^{-2}$  e data da:

$$\sigma_{bt}^* = \frac{0,5 \sqrt{\sigma'_{bk}}}{1,5}$$

Contemporaneamente alla predetta riduzione delle resistenze meccaniche il metodo semiprobabilistico adottato dal C.E.B. introduce un coefficiente di maggiorazione delle sollecitazioni il quale tien conto del fatto che le sollecitazioni realmente applicate alle opere possono essere più elevate per diverse circostanze di quelle ammesse dal progetto.

Un carico permanente o sovraccarico viene definito dalla relazione:

$$Q^* = \gamma_s Q_k$$

ove  $\gamma_s$  è appunto un coefficiente che tien conto di un possibile aumento dei carichi dovuto a scarti statistici, ad inesattezze di ipotesi, a errori di calcolo e a errori di costruzione. Nel caso della presente nota è stato assunto in osservanza ai principi del C.E.B.  $\gamma_s = 1,4$ .

Per altre notizie si rimanda alla consultazione delle Raccomandazioni del C.E.B. di cui esiste anche una traduzione italiana: « Raccomandazioni pratiche unificate per il calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato », Edizione italiana a cura della A.I.T.E.C., via di S. Teresa 23, Roma.

Mariella De Cristofaro Rovera

## La riproducibilità della prova Marshall

F. A. SANTAGATA presenta i risultati di una serie di ricerche sui conglomerati bituminosi effettuate mediante la Prova Marshall. L'indagine impostata con metodo statistico per esaminare l'influenza di alcune variabili indipendenti sulle caratteristiche meccaniche di tali conglomerati ha posto in evidenza oltre che l'influenza della composizione granulometrica e della percentuale di bitume sui valori della stabilità e dello scorrimento anche la « riproducibilità » della stessa prova.

### 1. LA PROVA MARSHALL

La prova Marshall (A.S.T.M. D 1559-60 T) su conglomerati bituminosi è usata sia per studi di progettazione che per controlli in situ di conglomerati bituminosi con aggregati di dimensioni inferiori a 1 pollice (cm 2,54).

Il metodo di prova si basa essenzialmente sulla determinazione delle caratteristiche di stabilità e scorrimento su campioni costipati di conglomerati per pavimentazioni bituminose.

I campioni da provare, di  $2\frac{1}{2}$ " (cm 6,35) di spessore e di diametro di 4" (cm 10,16) sono confezionati e costipati secondo modalità normalizzate e quindi sottoposti a prova alla temperatura di  $60^\circ \text{C}$  ( $140^\circ \text{F}$ ).

Al campione, posto tra le due ganasce (fig. 1) viene applicato il carico alla velocità di due pollici al minuto (5,08 cm/1').

Per stabilità Marshall del campione si assume il massimo valore del carico registrato (kg o libbre). Il movimento, ovvero la deformazione del campione, che si produce dall'istante di applicazione sino a quando il carico raggiunge il suo massimo (mm o inc/100) è il valore dello scorrimento del campione.

È noto come il valore della stabilità vari con la % di bitume sino ad un valore max (ottimo Marshall) oltre il quale decresce.

I campioni da sottoporre alle prove sono confezionati con contenuti di bitume sia superiori che inferiori al presunto contenuto ottimo e normalmente per ogni diverso contenuto di bitume si confezionano e si provano tre campioni.

Le prove forniscono gli elementi necessari a stabilire quale è il contenuto ottimo di bitume nella miscela, e a determinare alcune caratteristiche fisiche della miscela.

### 2. GENERALITÀ SULL'INDAGINE

Il presente studio si inserisce in una serie di ricerche sulle pavimentazioni bituminose attualmente in corso presso l'Istituto di Trasporti e Strade del Politecnico di Torino.

Le prove, controllate statisticamente ed effettuate attenendosi scrupolosamente alle norme citate (ASTM D 1559-60 T riportate di seguito) sono state compiute per ottenere una completa analisi della varianza dei valori della stabilità e dello scorrimento (variabili dipendenti rilevate direttamente) in funzione delle seguenti variabili indipendenti:

- composizione granulometrica
- percentuale di bitume
- operatore

Poichè il programma ha previsto l'indagine sull'effetto dell'abilità e dell'esperienza dell'operatore sui risultati di laboratorio, sono stati esaminati i risultati ottenuti impiegando le medesime apparecchiature da parte di due operatori distinti, dei quali uno

di notevole esperienza e l'altro inesperto.

### 3. PROGRAMMA DELLE PROVE

#### 3.1. Materiali esaminati

Al fine di analizzare il comportamento dei conglomerati più caratteristici sono stati esaminati tre tipi di miscele di inerti a granulometria continua (1):

Tipo A impiegabile in strati di collegamento ( $\phi_{\text{max}} = 3/4$ ").

Tipo B impiegabile in strati di livellamento ed eccezionalmente per fondazioni ( $\phi_{\text{max}} = 1$ ").

Tipo C impiegabile in manti d'usura ( $\phi_{\text{max}} = 1/2$ ").

Le caratteristiche granulometriche delle miscele sono state imposte seguendo il criterio della max densità secondo l'espressione del Fuller.

$$p = \sqrt{\frac{d}{D}} \cdot 100 \quad [\%]$$

(1) Per granulometrie discontinue vedi JAFORTE-DI MINO, Contributo allo studio delle caratteristiche dei conglomerati bituminosi mediante l'estensione della Prova Marshall.

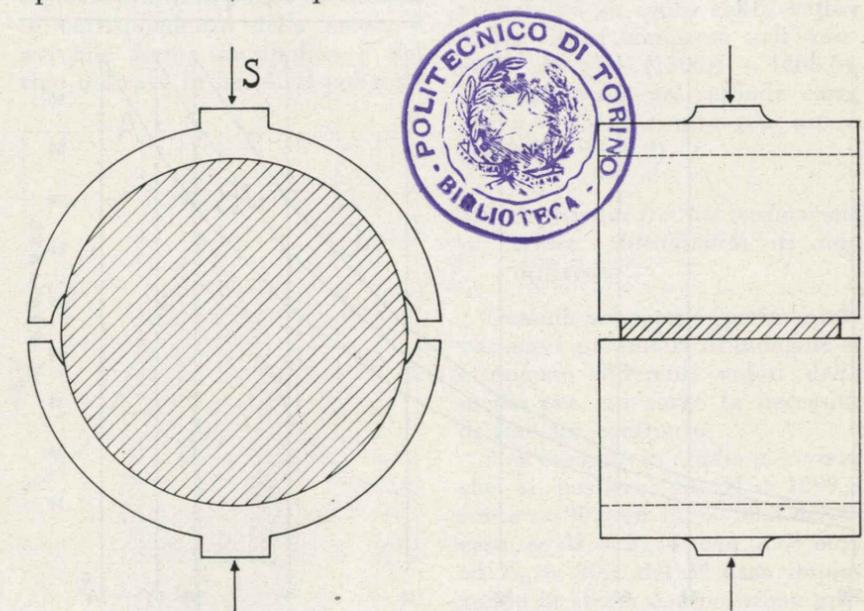


Fig. 1 - Schema della prova Marshall.

TABELLA 1

Setaccio	Apertura (mm)	Miscele ASPHALT INST. (% Passante)			GRANULOMETRIE IN STUDIO (% Passante)		
		IV c	V b	V a	A	B	C
1"	25,4	100	—	—	—	—	—
3/4"	19,1	80-100	100	—	100	—	—
1/2"	12,7	—	85-100	100	—	100	—
3/8"	9,52	60-80	—	85-100	71	87	100
4	4,76	48-65	65-80	65-80	50	61	71
8	2,38	35-50	50-65	50-65	—	—	—
10	2,00	—	—	—	32	40	46
18	1,00	—	—	—	23	28	32
30	0,59	19-30	25-40	25-40	—	—	—
40	0,42	—	—	—	15	18	21
50	0,297	13-23	—	—	—	—	—
60	0,250	—	—	—	11	14	16
100	0,149	7-15	10-20	10-20	—	—	—
200	0,074	0-8	3-10	3-10	6	8	9

in cui

$p$  = percentuale di passante al setaccio avente diametro  $d$   
 $d$  = diametro generico dei grani  
 $D$  = diametro max dei grani.

Nella fig. 2 sono illustrate le curve granulometriche così ricavate e nella tab. 1 le curve stesse sono riferite ai fusi granulometrici delle corrispondenti composizioni di miscele suggerite dall'Asphalt Institute.

### 3.1.1. Inerti

Gli inerti sono stati selezionati e suddivisi, a seconda della classe granulometrica, in silos distinti procurando di avere per ogni prelievo una granulometria ben definita. Le caratteristiche tecnologiche della roccia dalla quale provengono gli inerti sono:

— coefficiente di qualità (Deval) = 12

— coefficiente di frantumazione = 125.

### 3.1.2. Bitume

È stato impiegato bitume 80-100 nella % del 4, 5, 6. Le caratteristiche del bitume risultano dalla tabella n. 2.

TABELLA 2

Caratteristiche del bitume impiegato per le prove

Penetrazione a 25° C	[dmm]	90
Punto di rammollimento (palla e anello)	[°C]	46
Punto di rottura	[°C]	-3
Duttilità a 25° C	[cm]	120
Solubilità in CS <sub>2</sub>	[%]	100
Volatilità a 763° C	[%]	0,2
Paraffina (in peso)	[%]	0,8
Adesione a granito S. Fedelino (a)	[kg/cm <sup>2</sup> ]	8,2
Adesione a granito S. Fedelino (b)	»	3,4
Punto d'inflammabilità	[°C]	275

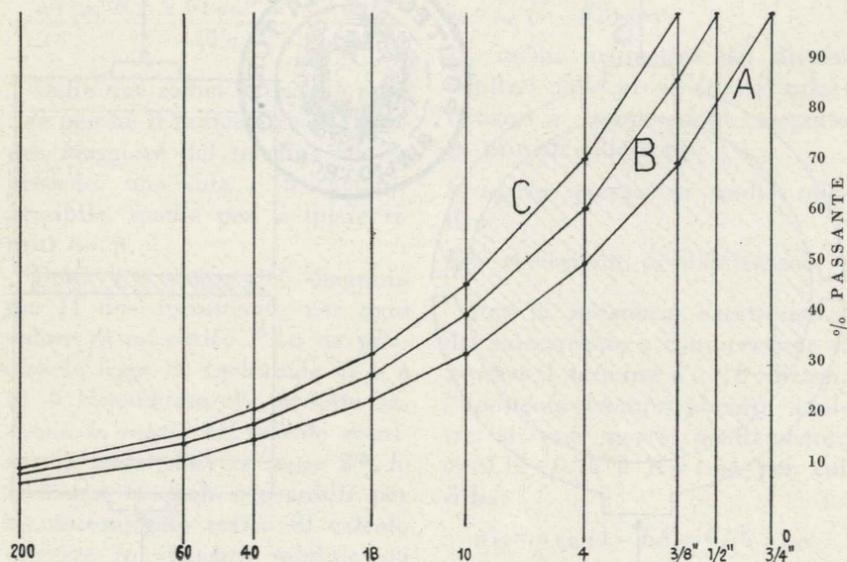


Fig. 2 - Curve granulometriche.

### 3.2. Esecuzione delle prove

Tutte le prove sono state eseguite secondo le norme citate.

Per eliminare gli effetti delle variazioni giornaliere sulle condizioni e sul comportamento dell'operatore e per non tener conto del fattore personale nell'interpretazione dei risultati, gli esperimenti sono stati programmati statisticamente.

Ciascun operatore ha numerato le sue 180 serie di esemplari (10 serie per ogni composizione) da 1 a 180.

L'ordine di prova veniva determinato da una tavola di numeri combinati a caso.

Tutto lo studio è stato condotto con un metodo statistico del quale si richiamano i principi fondamentali.

## 4. ESPERIMENTI E STATISTICHE

### 4.1. Generalità

Essendo lo scopo del nostro studio la definizione della riproducibilità della prova Marshall i dati sperimentali ottenuti devono essere interpretati in modo rigoroso tenendo in conto tutti i parametri in gioco.

L'interpretazione pertanto deve precisare i motivi delle differenze fra i risultati e definirne le cause, deve cioè giudicare se tali differenze sono dovute complessivamente o in parte ai diversi materiali posti a confronto, oppure alle diverse quantità di materiali impiegati o agli errori commessi dall'operatore.

La generalizzazione dei risultati richiede l'applicazione della metodologia statistica nell'esecuzione delle prove e l'uso sistematico della teoria degli errori.

Nessun esperimento di laboratorio infatti può essere conclusivo se non è data la possibilità di determinare il grado di attendibilità o di significanza dei suoi risultati.

I fattori essenziali da cui dipende l'interpretazione statistica dei dati sono:

a) la media aritmetica ( $M$ ) che dà la misura della grandezza osservata, presa nel suo complesso ed è pari alla somma di tutte le

osservazioni (varianti) divisa per il loro numero ( $M = \frac{\sum x}{N}$ );

b) la deviazione standard ( $\sigma$ ), o scarto quadratico medio, che dà la misura della dispersione dei valori ottenuti rispetto alla media ed è pari alla radice quadrata della somma dei quadrati degli scarti di ciascuna variante dalla media, divisa per il numero delle varianti meno una

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - M)^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N}}{N - 1}}$$

La media non è sufficiente a dare una idea precisa della variabile. Ad esempio ai seguenti tre gruppi di 10 varianti (stabilità in kg)

1425, 1180, 1220, 1420, 1200, 1290, 1410, 1300, 1280, 1270

1500, 1300, 1425, 1300, 1450, 1100, 1150, 1290, 1180, 1300

1220, 1090, 1090, 1100, 1230, 1080, 1120, 1210, 1100, 1100

corrispondono valori della media pari rispettivamente a 1299,5; 1299,5; 1134.

Considerando i primi due gruppi si nota che mentre ad essi corrisponde la stessa media (1299,5) il secondo presenta una dispersione delle varianti, intorno alla media, maggiore del primo ( $\sigma$  passa da 90,9 a 131,3).

### 4.2. Distribuzione di frequenza - Curva normale - Probabilità

Scegliendo a caso uno dei valori ottenuti sperimentalmente (per es. il primo del primo gruppo = 1425) si può affermare che esiste una ben definita probabilità (in %) che il valore preso sia compreso in un intervallo intorno a  $M$  (1299,5).

La definizione di tale probabilità è fatta nel caso generale riferendosi al poligono di frequenza o alla curva normale di errore quando si abbia a disposizione un numero molto grande di varianti. In tal caso se si considera una serie di varianti si nota come in effetti alcuni valori si ripetono più volte, altri hanno minore frequenza.

La rappresentazione grafica della

distribuzione della frequenza è fatta in un diagramma cartesiano riportando i valori delle varianti in ascissa e i valori delle frequenze in ordinata.

Si ottiene il poligono di frequenza (fig. 3) che mostra come generalmente le frequenze più numerose si hanno in corrispondenza dei risultati più vicini alla media.

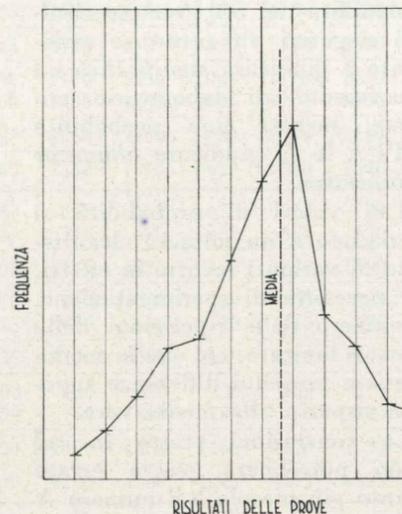


Fig. 3 - Poligono di frequenza.

I poligoni di frequenza possono avere differenti aspetti. Essi non sono esaminati in questa sede perchè nei casi che ci interessano, aumentando indefinitamente il numero delle prove e riducendone l'intervallo di rappresentazione dei valori (ascisse) il poligono assumerebbe un aspetto sempre più regolare con una punta nettissima in corrispondenza della media e avrebbe forma parabolica e del tipo indicato in fig. 4. Il poligono

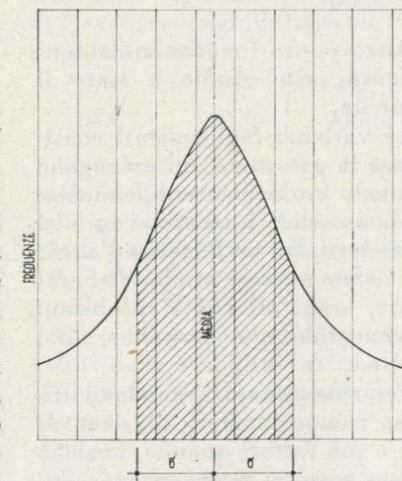


Fig. 4 - Curva normale di errore.

di frequenza diventa curva normale di errore che non è ottenuta da osservazioni vere e proprie ma è una astrazione concepita in matematica.

Riportando, a destra e a sinistra dell'asse mediano, due ordinate poste a distanza pari a  $\sigma$ , queste ordinate intercettano un'area che è 0,6745 dell'area totale sottesa dalla curva normale e poichè tale area misura il numero totale delle frequenze, quando scegliamo a caso un risultato abbiamo 67,45 probabilità su 100 di prenderne uno compreso nel campo  $M \pm \sigma$ .

Analogamente in un intervallo di  $2\sigma$  le possibilità salgono a 95,5%.

Il 99% delle probabilità si ottiene nell'intervallo  $M \pm 2,6\sigma$ .

C'è da osservare però che tale procedimento è esatto in corrispondenza di un altissimo numero di prove mentre in pratica il valore della media, essendo finito il numero delle varianti, quasi certamente non è uguale al valore esatto ma sarà più o meno discosto da esso.

È stato dimostrato che se  $\sigma$  è la deviazione standard, calcolata con  $N$  prove, la deviazione standard della media detta anche errore standard o di campionamento è  $E_m = \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$ .

Poichè nell'esempio considerato risulta nel primo caso  $\sigma = 90,9$  scegliendo a caso uno dei dieci valori (varianti) si hanno 67,45 probabilità su cento che il valore scelto risulti compreso nell'intervallo  $M \pm \sigma$  (1390,4 ÷ 1208,6). Tale intervallo nel secondo caso, per  $\sigma = 131,3$  risulta più esteso (1430,8 ÷ 1168,2).

### 4.3. Differenza fra due medie e suo errore. Attendibilità di una differenza

Quando nel campo sperimentale variano i parametri di indagine si ottengono differenti valori della media per cui sorge la necessità di fare un confronto.

Nell'esempio in studio si è visto che si passava da  $M = 1299,5$  con  $\sigma = 90,9$  ed  $E_m = 30,3$  del 1° caso a  $M = 1134$  con  $\sigma = 60,4$  ed  $E_m = 20,1$  del 3° caso impiegando la stessa composizione granulometrica degli inerti, lo stesso

operatore e facendo variare soltanto la % di bitume dal 5 al 6%.

Poichè il problema essenziale del confronto di due medie è quello di indagare e accertare i motivi delle loro differenze e stabilire se esse sono dovute a errori oppure se la differenza è reale, nel caso in esame dovremo accertare se la differenza è reale e significativa per dedurre se la variazione di percentuale di bitume ha influenzato o meno il valore della stabilità.

Ma il risultato del confronto può essere espresso solo in termini di probabilità.

Se consideriamo pertanto di avere a disposizione un elevato numero di medie desunte da osservazioni, risulta che tali valori che sono differenti fra loro danno luogo a scarti delle medie variabili in maniera che quelli minimi saranno più frequenti mentre meno frequenti saranno i valori massimi, positivi e negativi.

Nei casi che interessano la sperimentazione di laboratorio la distribuzione della frequenza è quasi sempre del tipo indicato in fig. 3 dove il valore massimo di frequenza corrisponde allo scarto pari a zero.

Avendo due valori di medie  $M_1 \pm E_1$  e  $M_2 \pm E_2$  risulta una differenza  $D = M_1 - M_2$  e un errore della differenza  $E_d = \sqrt{E_1^2 + E_2^2}$ .

Nell'esempio precedente risulta:  $(1299,5 \pm 30,3) - (1134 \pm 20,1) = 165,5 \pm 36,4$ .

Se il numero delle differenze possibili fra le medie è molto elevato possiamo considerare lo scarto delle medie come una variante di un complesso avente valore medio pari a zero.

Per quanto detto, se lo scarto è uguale alla deviazione standard si ha la probabilità del 32,55% di ottenere una differenza più grande; se è doppio della deviazione standard la probabilità è del 5% circa, se è 2,6 volte la deviazione standard la probabilità è dell'1%.

Nel caso in esame la differenza (165,5) è circa 4,5 volte maggiore rispetto all'errore (36,4) da cui è affetta. Essa ha quindi grandissime possibilità (> 99%) di essere vera e se ne deduce che la differenza è significativa e la varia-

zione della % di bitume ha influenzato il valore della stabilità.

A questo punto ci si chiede quale è il limite di probabilità a cui bisogna tendere per giudicare della significatività di una differenza.

Premesso che ogni sperimentatore può scegliersi il limite a suo volere, occorre ricordare che esiste un accordo nel ritenere che una probabilità del 5% (cinque risultati negativi su cento) è sufficiente a giudicare *significativo* un esperimento di laboratorio comune, mentre una probabilità dell'1% lo fa giudicare *altamente significativo*.

Tali valori di probabilità si riferiscono a un numero elevatissimo di varianti mentre in effetti, per necessità di sperimentazione, il numero delle ripetizioni della prova è limitato, col che la media ricavata presenta differenze superiori rispetto alla media vera.

Le conclusioni tratte in tal modo potrebbero essere errate quanto più piccolo è il numero  $N$  delle prove, ma ecco che interviene la matematica ponendo per i differenti gradi di libertà ( $N - 1$ ) una tavola della probabilità per l'analisi statistica delle prove ripetute poche volte. È la tavola del «t».

Il «t» rappresenta il valore che deve avere il rapporto fra la differenza di due campioni e il suo errore, in corrispondenza a un certo numero di gradi di libertà, per avere una determinata probabilità che la differenza sia significativa.

#### 4.4. Impostazione generale della ricerca

Altro punto fondamentale considerato nello studio è stato il seguente.

Le variabili indipendenti considerate in precedenza intervengono in modo vario e interdipendente. Vi sono cioè interazioni più o meno forti, fra un fattore e l'altro, che devono essere studiate e precisate, senza di che il problema sperimentale non potrebbe dirsi risolto.

Per *interazione* s'intende il diverso comportamento d'azione di due o più fattori quando, anziché separatamente, intervengono contemporaneamente.

Nel caso del nostro studio poichè variano parametri come *inerte*, *percentuale di bitume*, *operatore*, è interessante conoscere la variabilità del risultato finale delle grandezze da valutare (stabilità e scorrimento) non solo al variare di uno dei parametri succitati (es. tipo di inerte) ma anche per effetto dell'azione reciproca (interazione) prodotta dalle diverse variabili.

Pertanto si potevano seguire due indirizzi:

— suddividere la prova in tanti esperimenti semplici in ognuno dei quali fosse in gioco un solo fattore;

— realizzare un esperimento complesso con tutti i fattori in gioco.

È evidente che il secondo sistema è risultato il migliore in quanto oltre a ridurre il numero delle prove ha consentito una più precisa valutazione delle interazioni fra i vari fattori sicchè è stato possibile, alla fine, ottenere un giudizio più completo e sicuro.

Considerando la variabilità delle grandezze in studio (stabilità e scorrimento) nell'ambito di tutti i parametri che entrano in gioco (inerte, bitume e operatore) si è giunti all'analisi della varianza che è il procedimento per mezzo del quale la varianza totale di una prova è accuratamente ripartita fra i differenti fattori che contribuiscono alla formazione del suo valore complessivo e vengono considerate tutte le possibili combinazioni dei vari fattori in gioco.

### 5. RISULTATI E INTERPRETAZIONE

I risultati delle prove sono riportati nelle tabelle 3-a e 3-b dove sono raggruppati a seconda del parametro d'indagine (stabilità, scorrimento) per i due operatori ( $E, I$ ), per le diverse % di bitume impiegate (4, 5, 6) e per le tre composizioni granulometriche ( $A, B, C$ ).

Sui dati, raggruppati in due categorie, è stata effettuata la *analisi della varianza* i cui risultati mostrano che:

5.1. Stabilità (vedere tab. 4 - a).

TABELLA 3 - a  
STABILITÀ - Risultati

INERTE	% BITUME	OPERATORE	RIPETIZIONI										TOTALE	MEDIE M	$\sigma$	V [%]	
			I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X					
A	4	E	1230	1090	1080	1140	1135	1100	1220	1240	1130	1125	11490	1149	59,4	5,16	
		I	1235	1080	1070	1120	1100	1070	1205	1250	1140	1125	11440	1144	73,6	6,43	
		TOT.	2465	2170	2150	2260	2235	2170	2450	2490	2270	2250	22930	1146,5	—	—	
	5	E	1425	1180	1220	1420	1200	1290	1410	1300	1280	1270	12995	1299,5	90,9	6,99	
		I	1500	1300	1425	1300	1450	1100	1150	1290	1180	1300	12995	1299,5	131,3	10,10	
		TOT.	2925	2480	2645	2720	2650	2390	2560	2590	2460	2570	25990	1299,5	—	—	
	6	E	1220	1090	1090	1100	1230	1080	1120	1210	1100	1100	11340	1134	60,4	5,33	
		I	1000	1000	1100	1250	1200	1000	1230	1050	1250	1050	11130	1113	108,1	9,71	
		TOT.	2220	2090	2190	2350	2430	2080	2350	2260	2350	2150	22470	1123,5	—	—	
		TOTALE A	7610	6740	6985	7330	7315	6640	7380	7340	7080	6970	71390	1189,8	—	—	
	B	4	E	700	700	680	710	690	670	710	720	710	690	6980	698	15,5	2,21
			I	660	715	725	715	680	685	680	670	715	700	6945	694,5	22,4	3,22
		TOT.	1360	1415	1405	1425	1370	1355	1390	1390	1425	1390	13925	696,2	—	—	
5		E	720	700	710	710	690	730	700	680	720	730	7090	709	16,6	2,34	
		I	750	690	725	670	690	735	715	725	730	710	7140	714	24,4	3,41	
		TOT.	1470	1390	1435	1380	1380	1465	1415	1405	1450	1440	14230	711,5	—	—	
6		E	780	720	700	740	750	730	720	730	730	710	7310	731	22,3	3,05	
		I	800	790	790	750	800	735	750	800	730	810	7755	775,5	30,6	3,94	
		TOT.	1580	1510	1490	1490	1550	1465	1470	1530	1460	1520	15065	753,2	—	—	
		TOTALE B	4410	4315	4330	4295	4300	4285	4275	4325	4335	4350	43220	720,3	—	—	
C		4	E	850	880	850	900	880	900	890	900	860	850	8760	876	21,7	2,47
			I	900	920	850	840	840	880	840	920	880	910	8780	878	33,6	3,82
		TOT.	1750	1800	1700	1740	1720	1780	1730	1820	1740	1760	17540	877	—	—	
	5	E	900	910	930	930	920	950	940	930	930	910	9250	925	15,1	1,63	
		I	890	900	950	940	900	960	950	950	930	880	9250	925	29,5	3,19	
		TOT.	1790	1810	1880	1870	1820	1910	1890	1880	1860	1790	18500	925	—	—	
	6	E	950	1000	970	950	990	1000	1000	970	1000	970	9800	980	20,6	2,09	
		I	960	1010	970	1000	1020	980	930	960	1020	930	9780	978	34,0	3,46	
		TOT.	1910	2010	1940	1950	2010	1980	1930	1930	2020	1900	19580	979	—	—	
		TOTALE C	5450	5620	5520	5560	5550	5670	5550	5630	5620	5450	55620	927,0	—	—	
		TOTALE	17470	16675	16835	17185	17165	16595	17205	17295	17035	16770	170230	—	—	—	

#### 5.1.1. Effetti principali

5.1.1.1. Gli effetti principali dovuti alla *varietà d'inerte* sono altamente significativi (il valore di  $F$  trovato è significativo all'1%) e inoltre risulta:

$$A \neq B \neq C$$

$$1189,8 \quad 927,0 \quad 720,3$$

Cioè le differenze fra i valori medi della stabilità, al variare della composizione granulometrica degli inerti, sono altamente significative (alla probabilità dell'1%) in quanto tutte superiori alla differenza minima significativa ( $DMS$ ) = 38,0.

In altri termini si deduce che i valori della stabilità variano sensibilmente al variare della composizione granulometrica degli inerti.

5.1.1.2. Gli effetti principali dovuti alla *varietà del bitume* sono altamente significativi (il valore di  $F$  trovato è significativo all'1%) e inoltre risulta:

$$5\% \neq 6\% \neq 4\%$$

$$978,7 \quad 951,9 \quad 906,6$$

Cioè le differenze fra i valori medi della stabilità, al variare della percentuale di bitume, sono molto significative (alla probabilità dell'1%) in quanto tutte superiori alla  $DMS$  = 24,8.

In pratica ciò vuol dire che i valori della stabilità variano sensibilmente con la percentuale di bitume.

5.1.1.3. Le prove *non* sono significative *all'esperienza dell'operatore*

e inoltre risulta:

$$I = E$$

$$946,6 \quad 944,6$$

in quanto

$$I - E < DMS$$

$$2,2 \quad 21,7$$

Si può affermare quindi che i valori della stabilità ottenuti in laboratorio non hanno differenze medie che risentano del cambiamento di operatore, anche se un operatore è meno esperto dell'altro.

Quest'ultima affermazione non è da intendere nel senso che l'esperienza dell'operatore non ha importanza ma nel senso che la prova è facilmente riproducibile (la si apprende facilmente e non si sbaglia sensibilmente).

TABELLA 3 - b  
SCORRIMENTO - Risultati

INERTE	% BITUME	OPERA-TORE	RIPETIZIONI										TOTALE	MEDIE M	σ	V [%]
			I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X				
A	4	E	3,37	3,43	3,36	3,49	3,48	3,50	3,38	3,42	3,42	3,40	34,25	3,425	0,050	1,47
		I	3,30	3,50	3,42	3,37	3,50	3,40	3,37	3,50	3,52	3,35	34,23	3,423	0,077	2,26
	TOT.	6,67	6,93	6,78	6,86	6,98	6,90	6,75	6,92	6,94	6,75	68,48	3,424	—	—	
	5	E	4,84	4,85	4,85	4,75	4,80	4,82	4,84	4,90	4,60	4,70	47,95	4,795	0,089	1,85
		I	5,02	4,93	5,00	4,60	4,60	4,84	4,72	4,80	4,60	4,60	47,71	4,771	0,172	3,60
	TOT.	9,86	9,78	9,85	9,35	9,40	9,66	9,56	9,70	9,20	9,30	95,66	4,783	—	—	
6	E	6,46	6,29	7,12	7,12	7,20	6,12	7,00	6,98	6,50	6,30	67,09	6,709	0,413	6,15	
	I	7,12	7,20	8,10	6,56	7,20	6,18	6,20	6,20	6,12	8,00	68,88	6,888	0,753	10,93	
TOT.	13,58	13,49	15,22	13,68	14,40	12,30	13,20	13,18	12,62	14,30	135,97	6,798	—	—		
TOTALE A	30,11	30,20	31,85	29,89	30,78	28,86	29,51	29,80	28,76	30,35	300,11	5,002	—	—		
B	4	E	3,55	3,43	3,47	3,47	3,45	3,39	3,45	3,38	3,51	3,50	34,60	3,460	0,052	1,52
		I	3,47	3,42	3,55	3,45	3,42	3,52	3,54	3,37	3,32	3,52	34,58	3,458	0,077	2,21
	TOT.	7,02	6,85	7,02	6,92	6,87	6,91	6,99	6,75	6,83	7,02	69,18	3,459	—	—	
	5	E	3,82	3,87	3,82	3,77	3,82	3,95	3,95	3,85	3,90	3,78	38,53	3,853	0,064	1,66
		I	4,10	3,85	4,20	4,20	4,00	3,80	3,85	3,85	3,80	3,80	39,45	3,945	0,166	4,20
	TOT.	7,92	7,72	8,02	7,97	7,82	7,75	7,80	7,70	7,70	7,58	77,98	3,899	—	—	
6	E	5,45	6,20	6,00	6,50	6,80	5,60	5,80	5,70	6,10	6,30	60,45	6,045	0,422	6,98	
	I	5,80	5,80	6,35	6,00	7,00	5,50	5,30	6,00	6,10	6,20	60,05	6,005	0,470	7,83	
TOT.	11,25	12,00	12,35	12,50	13,80	11,10	11,10	11,70	12,20	12,50	120,50	6,025	—	—		
TOTALE B	26,19	26,57	27,39	27,39	28,49	27,56	25,89	26,15	26,73	27,10	267,66	4,461	—	—		
C	4	E	3,80	3,75	3,70	3,75	3,85	3,85	3,80	3,85	3,95	3,75	38,05	3,805	0,072	1,90
		I	3,85	3,75	3,70	3,95	3,60	4,10	3,75	3,50	3,75	3,70	37,65	3,765	0,170	4,52
	TOT.	7,65	7,50	7,40	7,70	7,45	7,95	7,55	7,35	7,70	7,45	75,70	3,785	—	—	
	5	E	3,90	3,85	3,90	4,00	3,80	3,85	3,80	3,75	3,80	3,90	38,55	3,855	0,072	1,88
		I	3,90	3,70	3,75	3,70	3,70	3,75	4,10	4,10	3,75	4,00	38,45	3,845	0,166	4,31
	TOT.	7,80	7,55	7,65	7,70	7,50	7,60	7,90	7,85	7,55	7,90	77,00	3,850	—	—	
6	E	4,00	3,90	3,85	3,90	3,95	3,90	4,10	4,00	3,95	4,00	39,55	3,955	0,072	1,83	
	I	4,10	4,20	4,10	3,95	4,10	4,10	3,80	3,75	3,80	3,85	39,75	3,975	0,164	4,12	
TOT.	8,10	8,10	7,95	7,85	8,05	8,00	7,90	7,75	7,75	7,85	79,30	3,965	—	—		
TOTALE C	23,55	23,15	23,00	23,25	23,00	23,55	23,35	22,95	23,00	23,20	232,00	3,866	—	—		
TOTALE	79,85	79,92	82,24	80,53	82,27	78,17	78,75	78,90	78,49	80,65	799,77	—	—	—		

Pertanto l'analisi della varianza relativa all'operatore non è da interpretare come studio sull'influenza dell'esperienza ma bensì sull'influenza dovuta all'impiego di operatori distinti.

5.1.1.4. È importante a questo punto rilevare come i risultati testè esposti confermano quanto segue:

È necessario che per avere ben definiti valori di stabilità sia posto un rigoroso controllo sia sulla composizione granulometrica che alla percentuale di bitume per il fatto che una variazione di tali parametri comporta una altamente significativa variazione di stabilità e quindi di caratteristiche di resistenza dei materiali.

Al variare del diametro massimo, per curve granulometriche di massima densità (FULLER) i valori della stabilità e dello scorrimento non sono legati alla percentuale di bitume da una legge ben definita e pertanto risulta confermata la necessità di ricercare caso per caso sperimentalmente per ogni composizione granulometrica la più idonea % di bitume cui corrispondono le migliori caratteristiche fisiche della miscela.

#### 5.1.2. Interazioni

Il confronto fra le medie dei parametri combinati a 2 a 2 può essere fatto soltanto se dall'analisi della varianza risultano significative, in base al controllo di *F* le

interazioni di 1° ordine (Effetti principali).

Dall'analisi della varianza risulta che gli effetti combinati sono molto significativi solo per l'interazione *inerte* × *bitume* (*F* è significativo all'1%) e risulta

$$A5 > A4 = A6 > C6$$

$$1299,5 \quad 1146,5 \quad 1123,5 \quad 979$$

$$C5 > C4 > B6 = B5 = B4$$

$$925 \quad 877 \quad 735 \quad 711 \quad 696$$

In pratica quindi si conclude che a ogni composizione granulometrica degli inerti corrisponde un ben definito valore della percentuale di bitume che dà un preciso valore della stabilità.

5.1.3. Il fattore « operatore » non comporta differenze significa-

TABELLA 4 - a

#### STABILITÀ

INERTE				OPERAT.			
BITUME	A	B	C	INERTE	E	I	
4%	22930	13925	17540	A	35825	35565	
5%	25990	14230	18500	B	21380	21840	
6%	22470	15065	19580	C	27810	27810	
TOTALI INERTE	71390	43220	55620	TOTALI OPERAT.	85015	85215	
MEDIE INERTE				MEDIE OPERAT.			
1189,8				906,6			
720,3				978,7			
927,0				951,9			

#### ANALISI DELLA VARIANZA

CAUSE DI VARIAZIONE	SOMMA DEI QUADRATI DEGLI SCARTI	G. L. GRADI DI LIBERTÀ	VARIANZA σ²	F		σ	E = σ / √N	t				D. M. S.		
				VERO	DALLE TAVOLE			5%	1%	5%	1%			
INERTE														
TOTALE	6.797.040	29												
VARIETÀ INERTE	6.644.455	2	3.322.227	588 (1)	3,35	5,49	75,2	9,70	2,05	2,77	28,7	38,0		
ERRORE INERTE	152.258	27	5.651											
BITUME														
TOTALE	7.434.832	89												
TOTALE INERTE	6.797.040	29												
VARIETÀ BITUME	159.334	2	79.667	32 (1)	3,18	5,06	49,6	6,40	2,04	2,75	18,4	24,8		
INTERAZ. (IN × BIT)	345.750	4	86.438	35 (1)	2,54	3,70	49,6	10,5	2,04	2,75	30,4	40,8		
ERRORE BITUME	132.708	54	2.458											
OPERATORE														
TOTALE	7.675.807	179												
TOTALE BITUME	7.434.832	89												
VARIETÀ OPERAT.	223	1	223	0,08	3,96	6,96	53,1	5,60	2,04	2,75	16,1	21,7		
INTERAZ. (IN × OP)	4.430	2	2.215	0,79	3,11	4,88	53,1	9,7	2,04	2,75	28,0	37,5		
INTERAZ. (BIT × OP)	660	2	330	0,12	3,11	4,88	53,1	9,7	2,04	2,75	28,0	37,5		
INTERAZ. (IN × BIT × OP)	7.145	4	1.786	0,63	2,48	3,56	53,1	16,75	2,04	2,75	48,2	64,9		
ERRORE OPERAT.	228.517	81	2.821											

(1) Significativo all'1%.

TABELLA 4 - b

## SCORRIMENTO

INERTE				INERTE				OPERAT.			
BITUME	A	B	C	BITUME	A	B	C	INERTE	E	I	
4%	68,48	69,18	75,70	4%	3,424	3,459	3,785	A	149,29	150,82	
5%	95,66	77,98	77,00	5%	4,783	3,899	3,850	B	133,58	134,08	
6%	135,97	120,50	79,30	6%	6,798	6,025	3,965	C	116,15	115,85	
<b>TOTALI</b>				<b>MEDIE</b>				<b>TOTALI</b>			
INERTE	300,11	267,66	232,00	INERTE	5,002	4,461	3,866	OPERAT.	399,02	400,75	
OPERAT.			BITUME			OPERAT.					
INERTE	E	I	OPERAT.	4%	5%	6%	OPERAT.	4%	5%	6%	
A	4,976	5,027	E	106,90	125,03	167,09	E	3,563	4,167	5,569	
B	4,452	4,469	I	106,46	125,61	168,68	I	3,548	4,187	5,622	
C	3,871	3,861									
<b>MEDIE</b>			<b>TOTALI</b>				<b>MEDIE</b>				
OPERAT.	4,436	4,453	BITUME	213,36	250,64	335,77	BITUME	3,555	4,177	5,595	

## ANALISI DELLA VARIANZA

CAUSE DI VARIAZIONE	SOMMA DEI QUADRATI DEGLI SCARTI	G. L. GRADI DI LIBERTÀ	VARIANZA $\sigma^2$	F			$\sigma$	$E = \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$	t		D. M. S.	
				VERO	DALLE TAVOLE				5%	1%	5%	1%
					5%	1%						
<b>INERTE</b>												
TOTALE	41,0503	29										
VARIETÀ INERTE	38,6867	2	19,3433	221 (1)	3,35	5,49	0,28	0,036	0,10	0,14	2,05	2,77
ERRORE INERTE	2,3636	27	0,0875									
<b>BITUME</b>												
TOTALE	236,8648	89										
TOTALE INERTE	41,0503	29										
VARIETÀ BITUME	131,2284	2	65,6142	730 (1)	3,18	5,06	0,30	0,039	0,42	0,151	2,04	2,75
INTERAZ. (IN × BIT)	59,7319	4	14,9330	166 (1)	2,54	3,70	0,30	0,067	0,193	0,26	2,04	2,75
ERRORE BITUME	4,8542	54	0,0899									
<b>OPERATORE</b>												
TOTALE	241,7619	179										
TOTALE BITUME	236,8648	89										
VARIETÀ OPERAT.	0,0166	1	0,0166	0,288	3,96	6,96	0,24	0,025	0,07	0,097	2,04	2,75
INTERAZ. (IN × OP)	0,0281	2	0,0140	0,243	3,11	4,88	0,24	0,044	0,127	0,171	2,04	2,75
INTERAZ. (BIT × OP)	0,0344	2	0,0172	0,298	3,11	4,88	0,24	0,044	0,127	0,171	2,04	2,75
INTERAZ. (IN × BIT × OP)	0,1449	4	0,0181	0,314	2,48	3,56	0,24	0,076	0,219	0,295	2,04	2,75
ERRORE OPERAT.	4,6731	81	0,0577									

(1) Significativo all'1%.

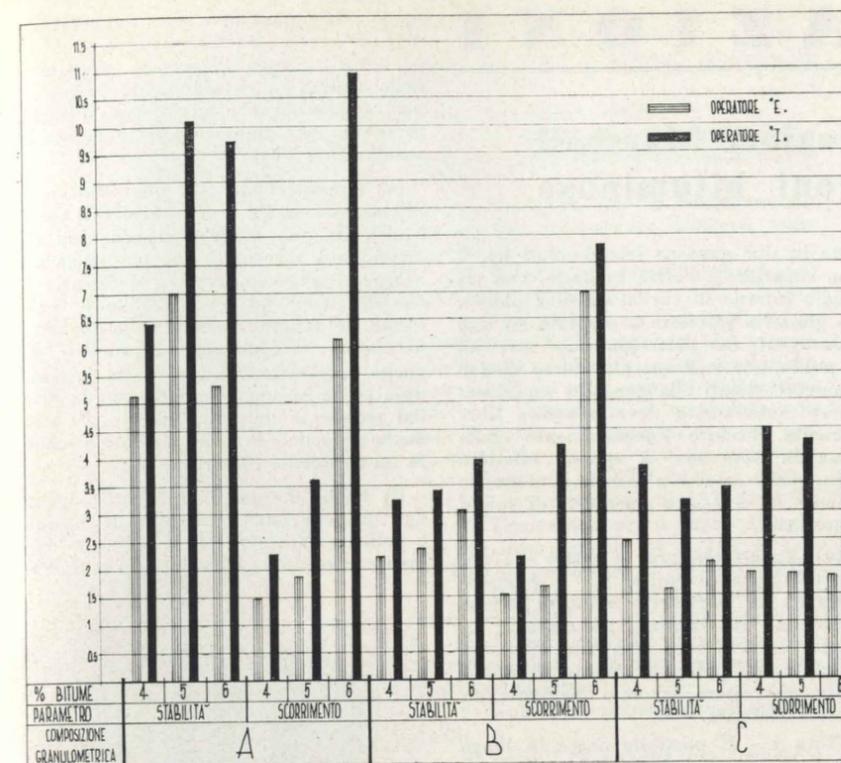


Fig. 5 - Coefficiente di variazione.

tive apprezzabili sia da solo che in azione combinata con gli altri parametri.

## 5.2. Scorrimento (vedere tab. 4-b).

Qualitativamente i risultati confermano per lo scorrimento le conclusioni desunte al punto 5.1. per la stabilità anche se quantitativamente i gradi di variazione differiscono sensibilmente.

## 5.3. Coefficienti di variazione

Al fine di confrontare fra loro i gradi di variazione di grandezze aventi un valore medio notevolmente diverso (nel nostro caso quantitativamente oltre che dimensionalmente) si usa il coefficiente di variazione  $V = \frac{\sigma}{M}$  100 (%) che esprime la deviazione standard come percentuale del valore medio.

Per comodità di confronto i coefficienti di variazione ricavati nelle tab. 3 a e 3 b sono rappresentati in fig. 5.

Si possono dedurre le seguenti osservazioni:

## 5.3.1. Stabilità

Il campo di variazione della stabilità aumenta con l'aumentare

delle caratteristiche di resistenza della miscela (la deviazione standard cresce con valori medi della stabilità).

Non si notano sensibili differenze fra i gradi di variazione al variare dell'operatore a parità di altre condizioni di prova.

Il grado di variazione non è legato linearmente alla variazione della percentuale di bitume ma in generale è maggiore per i valori corrispondenti al massimo di stabilità.

## 5.3.2. Scorrimento

Il campo di variazione dello scorrimento aumenta con la plasticità della miscela (la deviazione standard cresce con i valori medi dello scorrimento).

Le differenze fra i gradi di variazione al variare dell'operatore, a parità di altre condizioni di prova, sono più sensibili che non nel caso della stabilità, anche se in valore assoluto rimangono del medesimo ordine di grandezza.

Il grado di variazione non dipende in maniera definita dalla variazione di percentuale di bitume.

## 6. CONCLUSIONI

L'analisi statistica dei risultati delle prove ha rivelato:

1) Vi sono variazioni nei valori della stabilità e dello scorrimento ed essi sono « altamente significativi » per riguardo alla composizione granulometrica e alla percentuale di bitume, cosicché è confermata la necessità di rispettare le condizioni di progetto per non ottenere sensibili variazioni delle caratteristiche meccaniche della miscela anche con piccoli scarti dei fattori esaminati.

2) L'esperienza e il cambiamento di operatore non ha determinato variazioni significative nei valori della stabilità e dello scorrimento, usando le medesime apparecchiature e in accordo con i metodi e i procedimenti di prova standardizzati.

In tal senso quindi la prova Marshall può essere considerata come riproducibile, con ciò indicando che essa può oggettivamente individuare attraverso la sua normalizzazione, determinate caratteristiche del conglomerato bituminoso.

Una generalizzazione dell'indagine sulla prova Marshall richiederebbe l'introduzione e l'analisi di altre varianti. Sarebbe ad esempio interessante considerare gli effetti provocati sui valori di stabilità e scorrimento dal variare, per l'uso prolungato dei diversi elementi, dell'apparecchiatura impiegata per la prova.

Trattandosi di una prova standardizzata non dovrebbero risultare differenze molto significative tra i valori caratteristici finali quando siano leggermente variate le modalità operative dettate dalla norma (1).

Risulterà quindi che, rispettando le norme nei limiti consentiti nei laboratori comuni, la variante di maggior interesse che rimane da esaminare è quella dell'apparecchiatura.

Potendo confondere l'apparecchiatura con il laboratorio che l'impiega, consegue che lo studio dell'influenza di tale variante comporta il confronto dei risultati di diversi Istituti.

F. A. Santagata

(1) In altra parte della Rivista sono riportate le norme di progettazione Marshall (ASTM D1559-60T).

## Il metodo di progettazione Marshall per le pavimentazioni bituminose

IL METODO DI PROGETTAZIONE MARSHALL (A.S.T.M. D 1559-60 T)

### SCOPO

1. Questo metodo serve a valutare la resistenza allo scorrimento plastico di un campione cilindrico di miscela da pavimentazione bituminosa caricato lateralmente per mezzo dell'apparecchiatura Marshall. Questo metodo può essere usato per le miscele a caldo con bitume o catrame e aggregati fino alla pezzatura massima di 1 pollice.

### APPARECCHIATURA

2. (a) *Formella* - La formella fig. 6 è costituita da un cilindro di 4 pollici di diametro per 3 pollici di altezza, da un piatto di base ed un collare superiore. Si raccomanda l'uso di tre formelle.

(b) *Estrattore* - Si raccomanda l'uso di un estrattore per togliere il provino compattato dalla formella. È opportuno usare una sbarra per esercitare il carico sul provino direttamente dalla parte superiore della pressa senza usare l'anello tarato.

(c) *Pestello compattatore* - Il pestello di compattazione fig. 7 deve avere una faccia piatta e circolare da appoggiare direttamente sul provino e un peso mobile di 10 libbre con una caduta libera di 18 pollici. Si raccomanda la disponibilità di due pestelli compattanti.

(d) *Base di compattazione* - La base di compattazione deve essere costituita da un parallelepipedo di legno di  $8 \times 8 \times 18$  pollici, coperto da una piastra in acciaio di  $12 \times 12 \times 1$  pollice. La base di legno deve essere in quercia, pino giallo, o altro legno avente un peso per piede cubo, dopo essiccazione, compreso tra 42 e 48 libbre. La base di compattazione deve essere fissata per mezzo di 4 angolari ad una solida lastra di calcestruzzo. La piastra di acciaio deve essere fissata accuratamente alla base in legno. L'insieme della base di compattazione deve essere installato in modo che sia a piombo e che la lastra in acciaio sia orizzontale.

(e) *Elemento di fissaggio della formella* - L'elemento di fissaggio della formella sulla base sarà costituito da una parte semicircolare inferiore e da una parte superiore circolare flangiata in modo da contenere la parte superiore della formella; esso sarà collegato con la base per mezzo di un fulcro da una parte e di una molla dall'altra. Due fori saranno praticati sulla base per montare questo elemento. Lo si dovrà fissare in modo che il centro della formella corrisponda al centro della base di compattazione.

(f) *Testa di rottura* - L'elemento che permette l'esecuzione della prova con-

siste in due ganasce semicircolari fig. 8 una superiore e l'altra inferiore, con un raggio interno di curvatura di 2 pollici. La ganascia inferiore è montata su una base avente due aste cilindriche verticali di guida, che scorrono all'interno di due manicotti fissati alla ganascia superiore; questo movimento deve avvenire liberamente durante l'accostamento della ganascia superiore a quella inferiore fissa, senza eccessiva resistenza d'attrito e senza un eccessivo gioco asta di guida/manicotto.

(g) *Apparecchiatura di carico* - L'apparecchiatura di carico fig. 9 è costituita da un martinetto montato in una opportuna intelaiatura metallica e in grado di avanzare con una velocità costante di 2 pollici al minuto. Il martinetto può essere azionato mediante un motore elettrico.

Nota 1 - È possibile usare in luogo del martinetto una apparecchiatura azionata meccanicamente o idraulicamente purchè la velocità di avanzamento, a carico applicato, sia di 2" al minuto.

(h) *Anello tarato* - Occorre usare un anello tarato di prova da 5.000 libbre con precisione di 10 libbre sino ad un carico applicato di 1.000 libbre e precisione di 25 libbre tra 1.000 e 5.000 libbre. Questo anello sarà dotato di un misuratore a quadrante delle sollecitazioni applicate, che sarà graduato in decimillesimi di pollice. È necessario avere dei collegamenti superiori e inferiori che fissino l'anello tarato all'apparecchio e trasmettano le sollecitazioni alla ganascia superiore, che a sua volta le applica al provino.

Nota 2 - In luogo dell'anello tarato si può usare un altro sistema per la misurazione dei carichi applicati, che abbia la capacità e la precisione sopraindicate.

(i) *Misuratore dello scorrimento* - Il misuratore dello scorrimento consisterà in un supporto cilindrico di guida ed un quadrante. All'interno del supporto cilindrico scorrerà un'asta, collegata all'indice del quadrante, il cui movimento dovrà incontrare scarsa resistenza d'attrito. Il quadrante sarà regolato sullo zero quando il misuratore dello scorrimento sia stato fissato in posizione sulla ganascia superiore, e ciò verrà fatto ogni volta che si debba rompere un provino. La graduazione del quadrante sarà in centesimi di pollice.

(j) *Stufe o piastre riscaldanti* - Si dovranno avere a disposizione delle stufe o piastre riscaldanti per il riscaldamento degli aggregati, dei leganti bituminosi, delle formelle, della parte inferiore del pestello di compattazione e di altri elementi di prova sino alle temperature di mescolamento e compattazione. Si raccomanda che gli elementi riscaldanti siano controllati termostaticamente in

modo da mantenere le temperature necessarie con una tolleranza di  $\pm 5^\circ \text{F}$  ( $\pm 2,8^\circ \text{C}$ ). Sulla superficie superiore della piastra di riscaldamento verranno posti opportuni schermi o piastre o bagni di sabbia per ridurre l'effetto di surriscaldamenti locali.

(k) *Apparecchiatura di mescolamento* - Si raccomanda l'uso di mescolatori meccanici. Si può usare qualsiasi tipo di mescolatore meccanico che mantenga gli aggregati alla temperatura necessaria e che dia luogo ad un rivestimento uniforme, nel tempo richiesto, della quantità necessaria di miscela bituminosa. È anche necessario che la miscela bituminosa possa essere recuperata con facilità dal recipiente di mescolamento. Si può anche procedere al mescolamento a mano in un recipiente opportuno.

(l) *Bagno d'acqua* - Il bagno d'acqua fig. 10 avrà una profondità di almeno 6 pollici e sarà controllato termostaticamente in modo da mantenere la tempera-

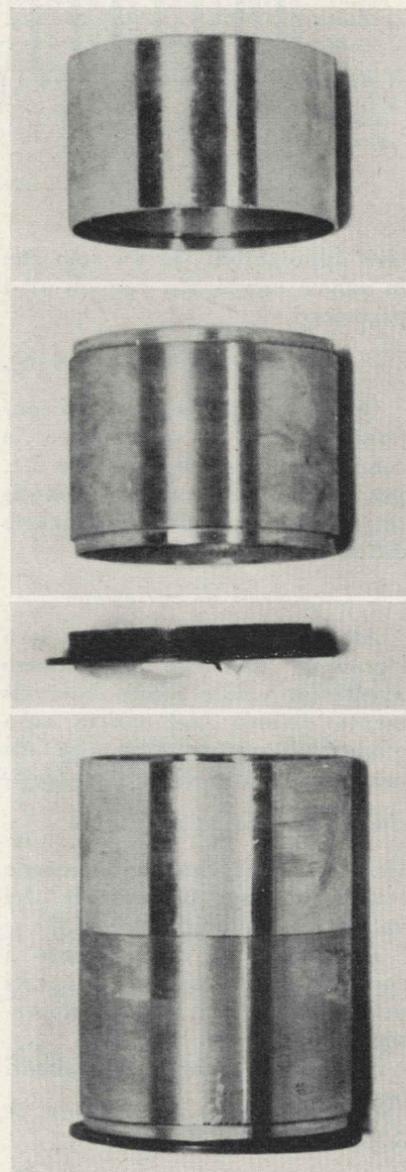


Fig. 6 - Formella.

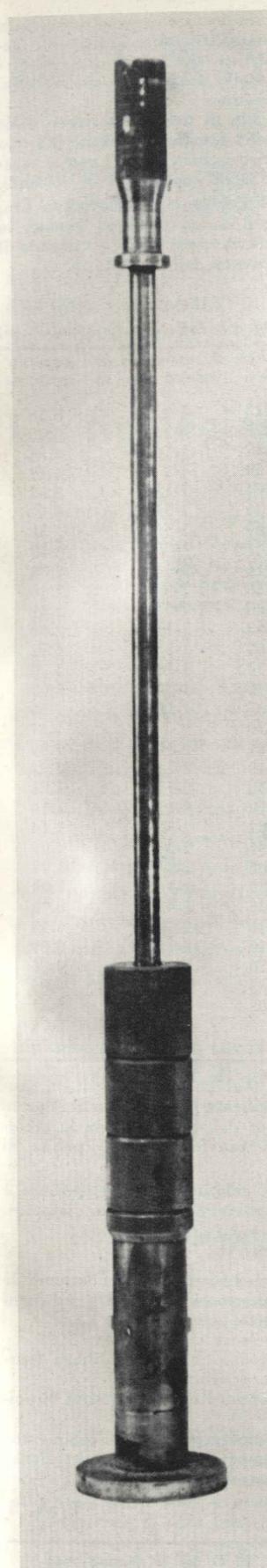


Fig. 7 - Pestello compattatore.

tura dell'acqua a  $140 \pm 1,8^\circ \text{F}$  ( $60 \pm 1,0^\circ \text{C}$ ). I provini poggeranno su un falso fondo perforato e sollevato rispetto al fondo effettivo.

(m) *Attrezzature varie:*

1) Recipienti per il riscaldamento degli aggregati; recipienti a fondo piatto o altri;

2) Recipienti per il riscaldamento dei leganti bituminosi: beakers, pentole, ecc.

3) Attrezzi per mescolamento quali cazzuole o spatole;

4) Termometri per controllare la temperatura degli aggregati, del bitume e delle miscele bituminose. Si consigliano termometri di vetro con protezione metallica o termometri a quadrante con asta metallica. È necessario avere termometri che operino con un intervallo di temperatura da  $9,9 \div 50$  a  $400^\circ \text{F}$  ( $20,4^\circ \text{C}$ ) con precisione di  $5^\circ \text{F}$  ( $2,8^\circ \text{C}$ );

5) Termometri per il bagno d'acqua con un intervallo da 68 a  $158^\circ \text{F}$  ( $20-70^\circ \text{C}$ ) con precisione di  $0,4^\circ \text{F}$  ( $0,2^\circ \text{C}$ );

6) Bilancia da 2 kg di capacità con precisione di 0,1 gr, per pesare i provini;

7) Bilancia da 5 kg di capacità, con precisione di 0,1 gr, per pesare gli impasti complessivi;

8) Guanti per maneggiare gli attrezzi caldi;

9) Guanti di gomma per togliere i provini dal bagno d'acqua;

10) Gesso per contrassegnare i provini;

11) Sessola a fondo piatto per maneggiare gli aggregati da introdurre nel mescolatore;

12) Cucchiaina, di minore dimensione della precedente, per introdurre la miscela nelle formelle.

### CAMPIONI DI PROVA

3. (a) *Numero dei campioni* - Preparare almeno 3 provini per ogni combinazione di aggregati e percentuale di bitume.

(b) *Preparazione degli aggregati* - Essiccare gli aggregati sino a peso costante mantenendoli a temperatura di  $221-230^\circ \text{F}$  ( $105-110^\circ \text{C}$ ) e suddividerli in frazioni mediante setacciatura. Si raccomanda di usare le seguenti frazioni:

- da 1" a  $3/4$ "
- da  $3/4$ " a  $3/8$ "
- da  $3/8$ " a N. 4
- da N. 4 a N. 8
- passanti il N. 8

(c) *Determinazione delle temperature di mescolamento e compattazione* - Si fisserà come temperatura di mescolamento quella necessaria affinché il bitume riscaldato raggiunga una viscosità Saybolt Furol del bitume è di  $140 \pm 15$  sec.

(d) *Preparazione delle miscele* - Per ogni provino pesare in recipienti separati le frazioni di aggregati necessarie per ottenere il quantitativo di miscela bituminosa occorrente ad un provino dello spessore costipato di  $2,5 \pm 0,05$  pollici (circa 1200 gr). Mettere i recipienti a riscaldare sino a temperatura di circa  $50^\circ \text{F}$  ( $27,8^\circ \text{C}$ ) superiore alla temperatura di mescolamento stabilita nel paragrafo (c). Versare gli aggregati caldi nel mescolatore e mescolare accuratamente a secco. Formare un cratere sugli aggre-

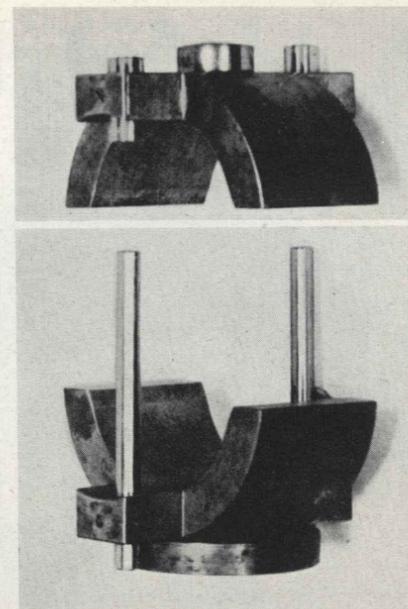


Fig. 8 - Testa di rottura.

gati secchi mescolati e versare in esso la quantità di bitume occorrente, pesata in precedenza. A questo punto la temperatura degli aggregati e del legante bituminoso sarà circa quella di mescolamento stabilita al paragrafo (c). Mescolare rapidamente gli aggregati ed il legante bituminoso sino a completo rivestimento degli elementi litici.

(e) *Compattazione dei provini* - Pulire accuratamente la formella e la faccia compattante del martello e scaldare ambedue o in acqua bollente o su una piastra elettrica sino ad una temperatura compresa tra  $200^\circ$  e  $300^\circ \text{F}$  ( $93,3$  e  $148,9^\circ \text{C}$ ). Sistemare sul fondo della for-

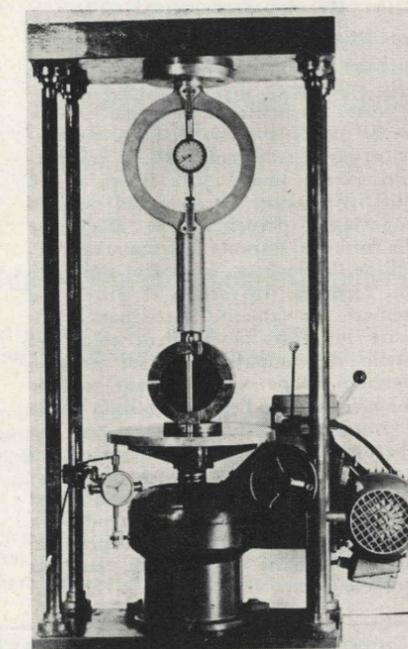


Fig. 9 - Apparecchiatura di carico.

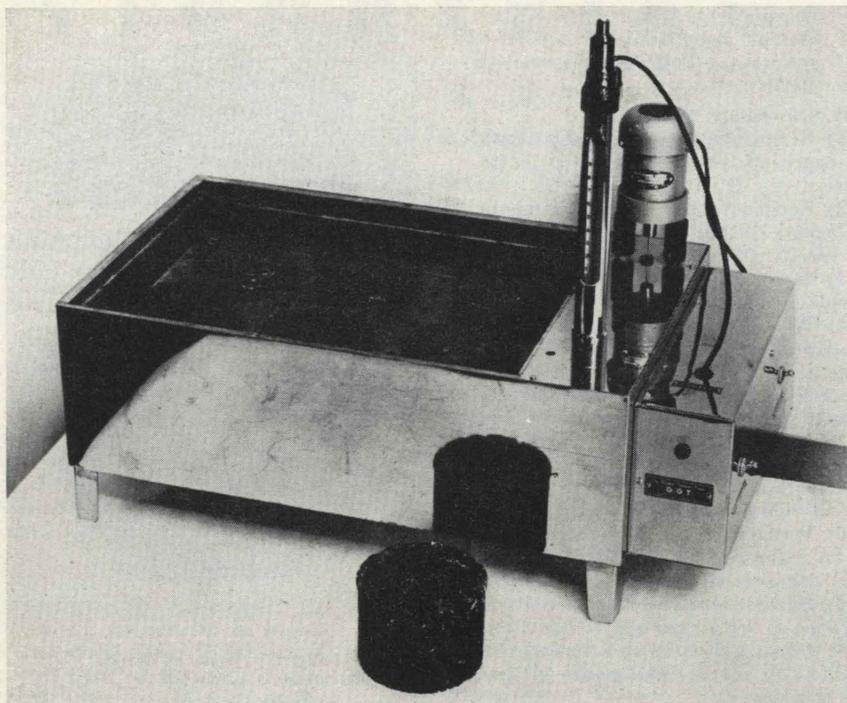


Fig. 10 - Bagno d'acqua.

mella un disco di carta da filtro, tagliato opportunamente, prima di introdurre la miscela bituminosa.

Rovesciare tutta la miscela bituminosa nella formella ed adattarla alla medesima mediante 15 colpi vigorosi di una spatola calda distribuiti lungo il perimetro e 10 colpi all'interno della formella. Togliere la parte superiore della formella e livellare la superficie della miscela con una cazzuola sino ad ottenere una forma lievemente convessa della stessa. La temperatura della miscela immediatamente prima della compattazione sarà nei limiti indicati precedentemente al paragrafo (c).

(f) Sistemare nuovamente la parte superiore della formella e portare la formella sulla base di compattazione nell'apposito elemento di fissaggio. Applicare 50 colpi, a meno che sia diversamente specificato, col pestello compattante avente una caduta libera di 18 pollici. Mantenere lo stelo del pestello compattante perpendicolare alla base della formella, durante la compattazione. Togliere la base e la parte superiore della formella, rovesciare il provino e sistemare nuovamente dette parti. Applicare lo stesso numero di colpi del pestello di compattazione sul provino rovesciato. Dopo compattazione togliere la base e poggiare l'estrattore sulla faccia del provino dalla parte ove si trovava la base della formella. Sistemare quindi il tutto nella macchina di prova. Applicare il carico all'estrattore mediante una sbarra di collegamento in modo da estrarre il provino. Trasferire il provino, usando le debite precauzioni, su una superficie piatta ove dev'essere lasciato

per la notte a temperatura ambiente. Pesare, misurare e sottoporre a prova.

Nota 4 - In generale i campioni vengono raffreddati come prescritto nel paragrafo (f). Quando si desidera un raffreddamento più rapido, si può usare un ventilatore da tavolo. Le miscele che non hanno coesione sufficiente per mantenere la richiesta forma cilindrica se estratte dalla formella subito dopo compattazione, possono essere raffreddate in aria, senza procedere all'estrazione finché detta coesione non venga raggiunta.

#### PROCEDIMENTO

4. (a) Portare i provini alla temperatura desiderata immergendoli in bagno d'acqua da 30 a 40 minuti. Mantenere la temperatura del bagno a  $140 \pm 1,8^\circ \text{F}$  ( $60 \pm 1^\circ \text{C}$ ). In alternativa i provini possono essere portati alla temperatura voluta mantenendoli in stufa per almeno 2 ore. Mantenere la temperatura della stufa a  $140 \pm 1,8^\circ \text{F}$  ( $60 \pm 1^\circ \text{C}$ ). Pulire accuratamente le aste di guida della formella e la superficie interna della ganascia superiore prima di eseguire la prova e lubrificare le aste di guida in modo che la ganascia superiore scorra liberamente. Togliere il provino dal bagno d'acqua e sistemarlo nella ganascia inferiore. Disporre la ganascia superiore sul provino e mettere il tutto nell'apparecchiatura di prova. Disporre il misuratore di scorrimento in posizione, azzerandolo.

(b) Applicare il carico al provino con movimento costante della parte premente e pari a 2 pollici al minuto finché non si raggiunga il valore massimo ed il carico diminuisca, come segnalato dal-

l'apposito indicatore a quadrante delle sollecitazioni. Registrare il massimo carico sopportato dal provino. Registrare il valore dello scorrimento relativo al carico massimo.

L'intervallo di tempo intercorso dalla rimozione del provino dal bagno d'acqua sino alla determinazione del carico massimo non deve superare i 30 secondi.

Nota 5 - Per provini prelevati in sito, correggere il carico massimo quando lo spessore sia diverso da  $2 \frac{1}{2}''$  usando il fattore ricavato dalla tabella A.

TABELLA A

Rapporti di correlazione delle stabilità (a)

Volume del provino, in $\text{cm}^3$ (b)	Spessore appross. del provino in pollici (b)	Rapporto di correlazione
200 ÷ 213	1	5.56
214 ÷ 225	1-1/16	5.00
226 ÷ 237	1-1/8	4.55
238 ÷ 250	1-3/16	4.17
251 ÷ 264	1-1/4	3.85
265 ÷ 276	1-5/16	3.57
277 ÷ 289	1-3/8	3.33
290 ÷ 301	1-7/16	3.03
302 ÷ 316	1-1/2	2.78
317 ÷ 328	1-9/16	2.50
329 ÷ 340	1-5/8	2.27
341 ÷ 353	1-11/16	2.08
354 ÷ 367	1-3/4	1.92
368 ÷ 379	1-13/16	1.79
380 ÷ 392	1-7/8	1.67
393 ÷ 405	1-15/16	1.56
406 ÷ 420	2	1.47
421 ÷ 431	2-1/16	1.39
432 ÷ 443	2-1/8	1.32
444 ÷ 456	2-1/16	1.25
457 ÷ 470	2-1/4	1.19
471 ÷ 482	2-5/16	1.14
483 ÷ 495	2-3/8	1.09
496 ÷ 508	2-7/16	1.04
509 ÷ 522	2-1/2	1.00
523 ÷ 535	2-9/16	0.96
536 ÷ 546	2-5/8	0.93
547 ÷ 559	2-11/16	0.89
560 ÷ 573	2-3/4	0.86
574 ÷ 585	2-13/16	0.83
586 ÷ 598	2-7/8	0.81
599 ÷ 610	2-15/16	0.78
611 ÷ 625	3	0.76

(a) - La stabilità misurata di un provino, moltiplicata per il rapporto relativo allo spessore del medesimo, dà la stabilità di un provino di  $2 \frac{1}{2}$  pollici di spessore.

(b) - La relazione volume/spessore è basata su provini di 4 pollici di diametro.

#### CONCLUSIONI

5. Le conclusioni comprenderanno le seguenti informazioni relative ad ogni provino sottoposto a prova:

- (1) Spessore del provino;
- (2) Massimo carico in libbre (corretto se necessario);
- (3) Scorrimento, in centesimi di pollice;
- (4) Temperatura di mescolamento;
- (5) Temperatura di compattazione;
- (6) Temperatura di prova.

F. A. S.

Direttore responsabile: **AUGUSTO CAVALLARI-MURAT**

Autorizzazione Tribunale di Torino, n. 41 del 19 Giugno 1948

STAMPERIA ARTISTICA NAZIONALE - TORINO