

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

ELEMENTI DI EDILIZIA TERMALILE

GIULIO BRUNETTA, utilizzando in parte una propria diretta esperienza professionale, ma estendendo l'esame a tutto il problema in generale, fa il punto degli orientamenti attuali della edilizia termale in Italia, mettendo in evidenza come essa tenda lentamente ad adeguarsi, per quanto riguarda anche le zone di soggiorno, a criteri già affermatasi per la edilizia ospedaliera.

Chi ha conoscenza della letteratura tecnica italiana relativa all'edilizia alberghiera e ospedaliera, sa innanzi tutto come non esista un netto confine tra le due, tanti sono i successivi gradi per i quali dalla prima mano si trapassa nel campo della seconda. Dall'albergo di transito a quello di soggiorno, dalla casa di villeggiatura al convalescenziario, dalla casa di riposo al gerontocomio, fino alla vera e propria casa di cura, è difatti tutta una successiva graduale specializzazione. In sostanza si passa da edifici prevalentemente di soggiorno a stabilimenti prevalentemente di cura, fino a pervenire agli ospedali veri e propri, che sono luoghi esclusivamente di cura.

Sa anche come la edilizia propriamente termale trovi nei manuali e nei testi assai scarse illustrazioni, pur gravitando essa decisamente nel campo alberghiero: come tradizione, come concetto di impostazione progettistica, e come carattere di gestione.

Non che questa sia una grave lacuna nel panorama, dicevamo, della letteratura tecnica, almeno in ragione di importanza quantitativa: il fatto invece che ci sembra interessante, e degno quindi di considerazione, è come proprio in questo campo sia in corso un profondo riesame dei concetti tradizionali di impostazione edilizia di tipo alberghiero, riesame per il quale sempre più assumono peso determinante criteri di più attenta considerazione della personalità degli ospiti, conseguente al-

la loro particolare situazione di malati soggetti a cure.

Può essere interessante avvertire come mentre da questa parte vi sia in atto una tendenza ad adottare alcuni criteri organizzativi e distributivi propri all'edilizia ospedaliera, da parte di quest'ultima invece sia in corso la ricerca di riprodurre, specie nei reparti di degenza, un « ambiente » chiaramente di tipo alberghiero: ferme restando però, dobbiamo aggiungere, certe precise direttive, sulle quali, evidentemente, i due movimenti finiranno più o meno per coincidere.

Nel segnalare e commentare questi sviluppi in atto dell'edilizia termale, non ci pare necessario richiamarne la lunga storia, il che ci porterebbe evidentemente troppo lontano nel tempo, e anche fuori tema. Sembra sufficiente rifarci alle più recenti manifestazioni di essa, a quando cioè, verso la fine dell'800, gli alberghi termali hanno assunto una consistenza e un carattere ben definiti: cioè, allora, « moderni ».

Prima di procedere, per quanto possa apparire non indispensabile per chi è del mestiere, sarà bene tuttavia precisare che cosa si intenda, oggi, per edilizia termale, per dire che di questa fanno parte di diritto quegli edifici progettati e costruiti al fine di ospitare persone soggette a particolari infermità, fornendo loro contemporaneamente il modo di svolgere appropriate terapie, basate sull'impiego di acque calde,

o dei fanghi, caldi, che ne derivano.

È una definizione che inquadra abbastanza esattamente una ben determinata categoria di « stabilimenti », escludendone altri, pur aventi giustificazioni idroterapeutiche, ma per altre vie: irrigazioni, inalazioni, abluzioni, assunzione orale, ecc.

In sostanza questa definizione, cioè « limitazione », è giustificata soprattutto dalla consistenza materiale delle speciali attrezzature che tale destinazione comporta: consistenza che ha sempre assunto un notevole peso, sufficiente perciò a caratterizzare in maniera determinante l'intero concetto edilizio.

Rinunciando, come si è detto, a rifarci alle... Terme dei Romani, basterà, in Italia, ricordare quegli alberghi che dalla fine dell'800 in poi hanno assicurato alle più note stazioni termali sempre maggiore prestigio ricettivo, con il contemporaneo perfezionarsi sia degli impianti specializzati, sia delle attrezzature residenziali.

È l'epoca in cui ad Abano funzionavano l'Albergo « Orologio » con 118 camere per forestieri e « 10 per servi » ma solo con 19 gabinetti per bagni e fanghi, e l'Albergo « Todeschini » rispettivamente con camere 52, 18 e 12 gabinetti; ad Acqui vi era lo « Stabilimento Civile » che su due piani conteneva 73 camere con ben 24 stanze per fanghi e bagni, di cui 17 a quattro vasche, per uso però anche di esterni; ma a Salsomaggiore e a Tabiano ancora

lo stabilimento di cura e l'albergo di soggiorno erano organismi distinti: i nuovi stabilimenti contavano da 20 a 30 gabinetti da bagno, anche se esistevano vicini grandi alberghi di 100 o 200 letti.

A (fig. 1) e a (fig. 2) riportiamo l'esempio di un interessante e « moderno » stabilimento termale dei primi del '900, nel quale ancora erano nettamente distinti, se pur collegati, l'edificio di cura e quello di soggiorno.

Su tutti i principali organismi soprintendeva però fin da allora una responsabile direzione medica, avente sede nello stesso edificio di cura.

Il fatto è che effettivamente in tutti questi ed altri simili luoghi le finalità terapeutiche si mescolavano a predominanti intenzioni semplicemente turistiche, sia perchè era di moda « allora » recarsi « alle acque », sia per il fatto che i « malati » erano il più delle volte accompagnati da altre, sane,

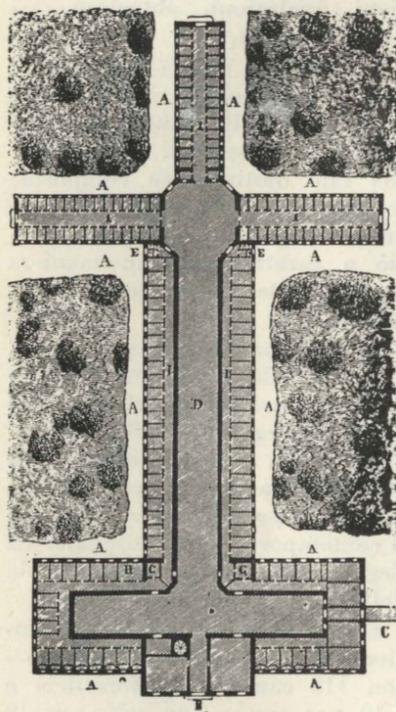


Fig. 1 - Stabilimento termale a Salice Terme, (1885): il fabbricato destinato alle cure. (da: Donghi, Manuale dell'Architetto).

persone di famiglia, sia perchè per molti di essi i disturbi cui provvedere con la cura non avevano peso tale da ridurre troppo sensibilmente l'interesse per altre attrazioni di soggiorno.

Fatti questi validi anche oggi, con qualche variazione, tuttavia: sia per quanto riguarda l'aumentato numero dei curandi isolati, sia per quanto riguarda il genere delle attrattive di soggiorno, per le quali sempre minore apprezzamento godono quelle cosiddette « mondane ».

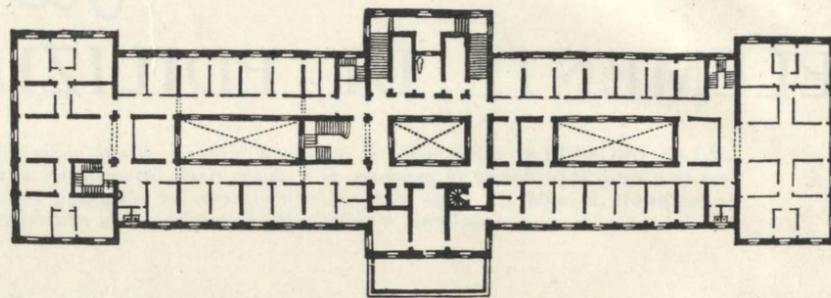


Fig. 2 - Stabilimento termale a Salice Terme, (1885): il fabbricato destinato all'albergo (dal Trattato: Il Costruttore, Vallardi, Milano).

Facile è, se si vuole, rendersi ragione di queste variazioni: la prima, l'aumento dei malati isolati, è dovuta soprattutto al ridursi del livello medio economico dei « clienti », e poi all'uso oramai normale di riunire nello stesso edificio il soggiorno e la cura, con il che sono grandemente ridotti i disagi e quindi il bisogno di una assistenza estranea. La seconda, il maggior desiderio di quiete e di naturale distensione, è reazione ormai naturale ad un sistema di vita che tutti sanno quanto sia oramai convulso e debilitante.

Tuttavia anche quando, come ad Abano, ad Acqui, ad Ischia e poi a Salsomaggiore, e infine dappertutto, già si costruivano alberghi « con le cure in casa », a queste era per lo più destinata una parte del piano terreno, cui convenivano però sia i clienti interni dello stesso stabilimento, sia curandi esterni provenienti da altri alberghi o pensioni.

Quanto alla organizzazione dei « reparti di soggiorno », chiamiamoli così, questa non aveva niente di diverso da quella valida per qualunque altro albergo, buona, discreta o cattiva che fosse per conto suo.

E su questa strada si è andati avanti fino a non molto tempo fa, sia pure e naturalmente con successivi miglioramenti: il primo che escludeva l'intervento di curandi esterni, evitando ovvie com-

munioni ed intralci, il secondo prescrivendo una via riservata per l'accesso degli stessi malati interni al reparto delle cure, distinta cioè da quella di uso normale.

Evidentemente non si era più costretti a prevedere delle camere per i malati più gravi, come ad

Acqui nell'870, a piano terreno, al piano cioè dei bagni, poichè ogni problema di traslazione era oramai affidato ai mezzi meccanici.

Tuttavia questa idea, quella dei bagni sullo stesso piano delle camere, aveva la sua evidente giustificazione, e se l'uso degli ascensori aveva grandemente ridotto i disagi e le fatiche del trasferimento dei malati dalle camere ai bagni, non per questo aveva risolto del tutto il problema.

Vero è che un bagno termale, ancor più se con fangatura, rappresenta un complesso di impianti di costo notevole, il cui peso nell'economia generale della spesa è tanto più sensibile quando, come è nel nostro caso, non di qualche unità si tratta, ma di un intero sistema di bagni, e non vi è dubbio che la loro posizione al piano terreno grandemente riduce i costi non solo, ma offre anche una soluzione tecnologicamente più facile.

(Per questo quell'albergatore di Acqui fu elogiato, a suo tempo, per avere risolto brillantemente il problema costruendo un certo numero di camere al piano terreno, piano non certo adatto per prolungati soggiorni, specie di cura).

Tuttavia, nonostante queste considerazioni economiche, non vi è da meravigliarsi se, grazie ad uno stimolo utilissimo della concorrenza, che porta sempre a far me-

glio e di più del... concorrente, oramai è in atto la terza grande miglioria dell'edilizia termale: non solo « le cure a domicilio », non solo di uso esclusivo e di accesso comodo e riservato, ma oramai « le cure al piano ».

È facile osservare che un solo passo più avanti non può che portare al tempo delle « cure annesse alle singole camere ». A parte il fatto che già vi sono esempi, parziali, di simili soluzioni, evidentemente di lusso, solo che si pensi alla attrezzatura e allo spazio richiesti da un bagno termale, non riteniamo però che si possa effettivamente giungere alla generale adozione di una simile soluzione, per ovvie ragioni economiche, mentre siamo d'avviso invece che oramai non si possa più progettare un moderno ed efficiente albergo termale, di categoria anche media, che non possieda questi due servizi: le cure agli stessi piani delle camere, ... e una piscina, naturalmente di acqua termale, o riscaldata da questa.

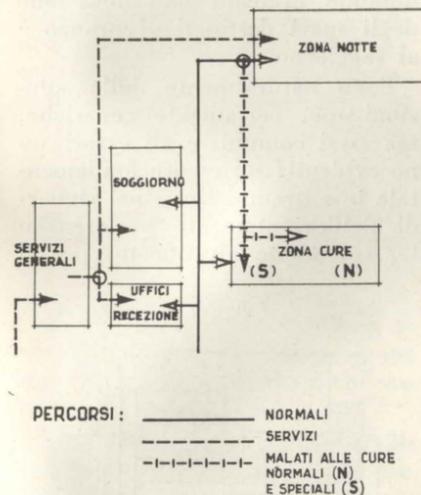


Fig. 3.

E se c'è un orientamento in atto, anche per questi alberghi, pur sempre prevalentemente stagionali, è verso la piscina coperta e chiusa.

È vero che della piscina, già del resto adottata da tanti vecchi alberghi termali, non ci eravamo fin'ora occupati, ma è perchè la consideriamo più facente parte dell'apparato di soggiorno che di quello delle cure vere e proprie, più motivo di richiamo che vero arricchimento terapeutico.

Questi, a nostro avviso, sono gli ultimi orientamenti della edilizia termale, e il progresso in ogni senso è veramente cospicuo, tanto che si può considerare, dal punto di vista delle attrezzature, definitivo.

Vi è però un aspetto del problema che è tuttora aperto: ed è proprio pensando a questo aspetto che noi abbiamo in principio di queste note fatto riferimento all'edilizia ospedaliera, e accennato a certi orientamenti della edilizia termale che da quella ricevevano ispirazione.

Difatti se noi osserviamo attentamente i progressi sin'ora realizzati, ci accorgiamo che essi si sono quasi esclusivamente sviluppati nei « reparti di cura »: nella loro consistenza tecnologica, nella loro organizzazione funzionale, e nella loro comodità di accesso e di uso. Forse la sola distinzione, che abbiamo visto intervenire ad un certo momento, tra i percorsi di cura e soggiorno, postulava idee proprie all'edilizia sanitaria, ma non solo a questa.

In sostanza, i « reparti di soggiorno » erano rimasti quelli di un comune albergo, salvo naturalmente l'aggiunta, per ogni camera, prima dell'acqua corrente calda e fredda e ora di un « servizio » più o meno completo, e salvo l'intervento di tecniche più aggiornate agli effetti del riscaldamento, della ventilazione, dello isolamento acustico, delle comunicazioni interne, ecc. ecc.

L'orientamento era quello che il terreno a disposizione consentiva, la distribuzione delle camere era sempre, o quasi, a due ordini con corridoio centrale come l'economia prescriveva, il rapporto tra volume costruito e superficie libera annessa era quello che il costo delle aree, o il caso, rendeva conveniente, e il reparto cure di piano era in genere inserito nello stesso ordine distributivo delle camere: in sostanza cioè non si pensava che era pur sempre la guarigione di una persona malata il fine ultimo del complesso edilizio, lo stesso fine perciò, fatti pure i rapporti del diverso peso terapeutico, di un qualunque stabilimento ospedaliero, e che pertanto dovevano essere pur tenuti presenti quegli stessi principi che

ne regolano, anche nel puro campo residenziale, l'organizzazione.

Principi ai quali si è pervenuti attraverso processi secolari di perfezionamento, ma che oggi possono oramai considerarsi come fermi ed acquisiti per tutti: nessun progettista competente di edi-

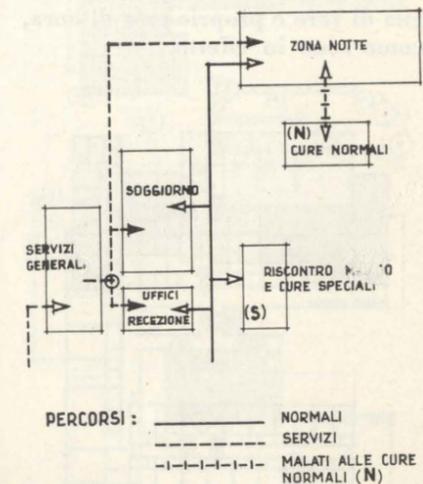


Fig. 4.

fici ospedalieri, di qualunque grado e tipo, oggi penserebbe di poter astrarre da un orientamento principale verso sud delle camere di soggiorno, orientamento che esclude automaticamente la doppia disposizione su corridoio centrale, (eccezione fatta per dei reparti interamente condizionati); nessuno potrebbe oggi affacciare servizi, anzi reparti, comunque di cura, direttamente sul corridoio di disobbligio delle camere; infine ognuno si preoccuperebbe in maniera determinante della scelta dell'area adatta, per posizione, per esposizione e, soprattutto, per superficie complessiva, chè, se per un ospedale un grande spazio verde antistante alla fronte delle degenze è garanzia più che altro di isolamento acustico e di piacevole respiro panoramico, per un albergo termale esso diventa parte essenziale delle attrezzature di soggiorno.

Ed è principio oramai pacifico che la proprietà, la piacevolezza, la comodità del soggiorno è componente fondamentale per la buona riuscita di ogni trattamento terapeutico, specie ad azione non immediata.

A questi principi finalmente ha cominciato ad adeguarsi anche

l'edilizia termale nelle sue ultime e più valide manifestazioni, e tanto meglio sarà se i progetti di stabilimenti termali dovranno essere esaminati e approvati non tanto dalle solite Commissioni comunali di edilizia, ma dalle Commissioni provinciali di Sanità, essendo essi da considerare alla stregua di vere e proprie case di cura, come sono in effetto.

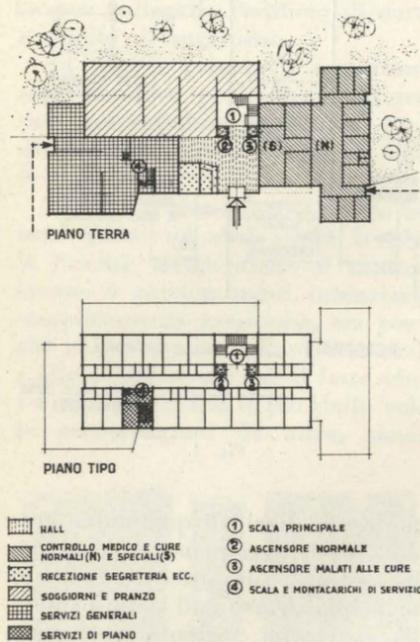


Fig. 5.

(Anche se è triste dover riconoscere che in Italia, mentre non mancano, come tutti sanno, regolamenti ed esami severi per la pubblica edilizia ospedaliera, quella privata gode di assai vaghi controlli, variabili poi da luogo a luogo, o, meglio, da persona a persona).

Giunti a questo punto ci pare oramai necessario corrodere queste brevi note con delle indicazioni grafiche che meglio rendano evidenti i criteri che abbiamo appena esposti.

Il piano generale sul quale intendiamo mantenere il discorso, non consente, a nostro avviso, la riproduzione diretta delle soluzioni adottate in recenti progetti di alberghi termali: più interessante ci sembra anzi ricavare da diversi di essi le comuni caratteristiche fondamentali, raccogliendole in grafici elementari.

Ma prima sarà bene premettere

alcuni schemi validi per rappresentare: il primo, (fig. 3), una soluzione che è stata tipica fino a poco tempo fa, quella della zona di cura concentrata in un unico piano ma raggiungibile per via riservata dai malati; il secondo, (fig. 4), la soluzione, più aggiornata, con le cure ai piani.

Il confronto dei due schemi, e dei percorsi relativi, pone in evidenza una conseguenza secondaria, ma importante, dei due diversi concetti, che non infirma evidentemente i vantaggi che offre la soluzione più aggiornata, ma che ne sottolinea pur tuttavia un aspetto negativo, quale è la inevitabile suddivisione della zona delle cure, che era prima, almeno ubicazionalmente, unica.

Uno stabilimento termale, anche di media importanza, è sempre dotato difatti di attrezzature di cura tali da poter offrire ai « clienti » non solo i trattamenti fondamentali che sono la balneo e la fangoterapia, ma anche altre meno diffuse applicazioni, quali l'inalazione, la irrigazione, la vaporizzazione, per non dire di altre di carattere generico. Tutti poi devono disporre dello studio del medico responsabile e delle attrezzature necessarie per un approfondito esame preventivo.

Ora è chiaro che mentre è logica e opportuna la suddivisione tra i piani di tutto il complesso normale dei bagni, lo stesso non è per tutte le altre attività di ordine sanitario sopra indicate, sia per il loro più scarso uso, sia perchè la loro ubicazione migliore è a piano terreno, in prossimità dell'ingresso.

In via accidentale va detto che la proporzione del numero dei bagni nei riguardi del numero delle camere, (non dei letti, per le note ragioni), tende attualmente al rapporto di 1:4/5 per bagni nei quali si applica anche la fangoterapia, di 1:6/8 per soli bagni minerali.

Ancora in via accidentale è da riconoscere che la distribuzione ai piani del gruppo dei bagni non è semplice suddivisione, in quanto comporta certamente un aumento nel loro numero totale, ma in misura molto più limitata di quel che si possa pensare, tenendo presente il breve periodo di tempo,

4 o 5 ore e di mattina, nel quale le cure vengono generalmente praticate.

Un'ultima osservazione è da fare sugli stessi schemi: che il percorso riservato dei malati alle cure se è indispensabile quando queste sono centralizzate in un unico piano, non lo è più nel secondo caso.

Se da quegli schemi noi volessimo risalire a delle indicazioni più organiche, a delle piante-tipo come s'è detto, noi perverremmo nei due casi a tipi generici quali sono indicati a (fig. 5) per la soluzione con cure centralizzate, e a (fig. 6) per la soluzione con le cure ai piani.

In entrambi i casi si è presunto un piano-tipo di 16 camere, a due e a un letto, che è l'optimum agli effetti del servizio.

L'orientamento solare sarà... quello che sarà, ma un certo orientamento preferenziale, magari giustificato da un maggior spazio libero sistemato a giardino, (con o senza piscina...), è comunque indicato dall'ubicazione degli spazi destinati al pranzo e al soggiorno.

Sono naturalmente delle soluzioni-tipo, certamente generiche, ma assai comuni, e gli errori sono evidenti: un errore fondamentale in entrambi i casi nei riguardi dell'orientamento preferenziale, comunque giustificato, per il

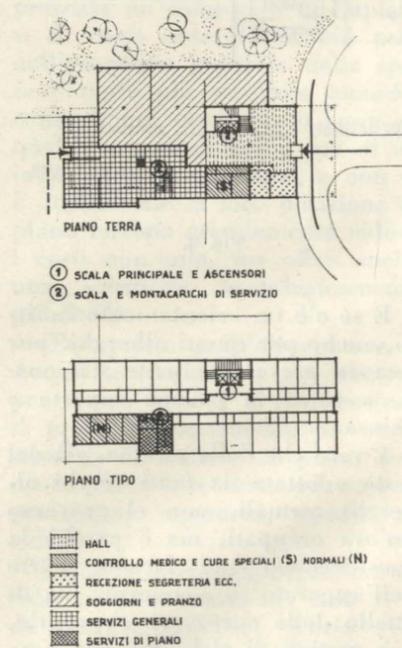


Fig. 6.

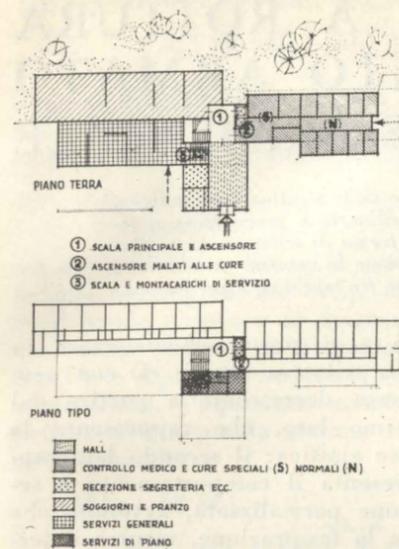


Fig. 7.

quale metà circa delle camere sono declassate nei riguardi dell'altra metà: o perchè sono verso la strada anzichè verso il giardino, o all'ombra anzichè al sole, o al caldo anzichè al fresco, o sotto vento anzichè sopravvento, o verso monte anzichè verso valle, ecc. In più vi è una evidente deficienza di ventilazione trasversale, dovuta al corpo triplo, aggravata, per la soluzione di fig. 6, per il facile espandersi nel corridoio dei vapori provenienti dai locali adibiti alle cure, non sufficientemente separati dalla zona di soggiorno. E sorvoliamo sull'effetto deprimente dei corridoi bui con le due file di porte numerate, e sul senso di « costipamento » che ne deriva.

Per fortuna, in un regime di libero mercato non vi è dubbio che tutti questi inconvenienti si ripercuotono direttamente sulle possibilità di scelta e quindi di reddito: cioè sui prezzi delle camere, delle pensioni, delle cure: già lo abbiamo fatto osservare, ma qui conviene nuovamente segnalare questo fatto che è, nel nostro campo, il movente primo di ogni miglioramento. Certo, in mancanza di interventi normativi, più che non considerazioni igieniche, sanitarie o sociali...

Se noi ora volessimo riproporre quei due progetti-tipo di cui sopra al lume di quell'indirizzo più aggiornato del quale tanto si è detto, dovremmo certamente per-

venire a soluzioni-tipo quali abbiamo cercato di rappresentare alle (fig. 7, 8, 9), nelle quali sono evidenti le ispirazioni ricavate dai principi dell'edilizia ospedaliera.

A (fig. 7) abbiamo ripetuto una soluzione ancora con i servizi di cura centralizzati al piano terreno: è facile tuttavia intuire come la stessa si presti ottimamente anche per una soluzione con i servizi di cura ai piani: ne abbiamo dato a (fig. 8) un esempio.

È giusto riconoscere che, fermo restando l'orientamento preferenziale attorno a sud, (vincolativo per un ospedale), in un albergo termale non sono da escludere in via assoluta altri orientamenti, (da est fino anche ad ovest, purchè ben protetto questo dai raggi del sole), specie quando altri valori possono anche prevalere, come, ad esempio, un particolare richiamo paesaggistico.

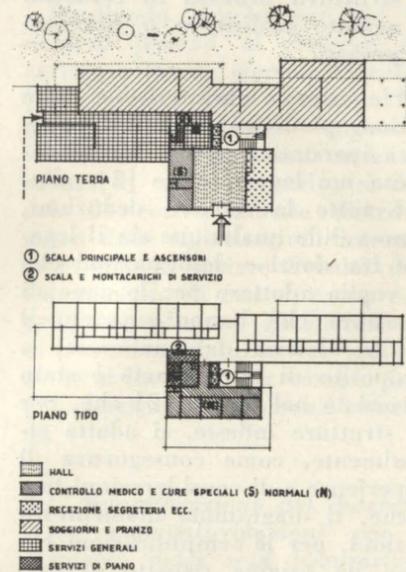


Fig. 8.

Per questo ci è parso utile esporre, (a fig. 9), una soluzione ad angolo, valida per diversi valori di questo, anche per mostrare come gli stessi concetti possono essere applicati a situazioni planimetriche comunque diverse, ed anche a concezioni architettoniche libere e originali, sempre che, come s'è anche detto e come qui si ripete, l'area sia, come è indispensabile, adatta e sufficiente.

Prima di chiudere queste note è necessario aggiungere che alcu-

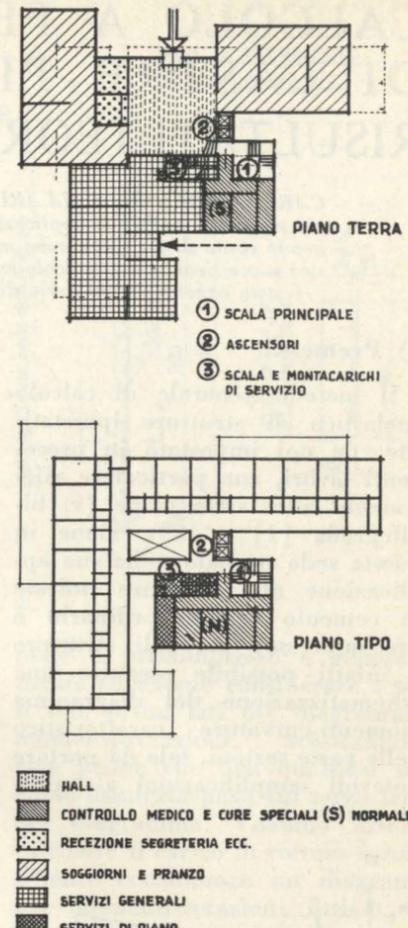


Fig. 9.

ne delle considerazioni che abbiamo svolte sono pienamente applicabili anche ad altri alberghi non termali, ma comunque destinati, in misura più o meno esclusiva, a malati in cura.

Giulio Brunetta

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- [1] BERTONI G., *Delle terme padovane volgarmente dette bagni d'Abano*, Venezia, 1759.
- [2] MALACARNE V., *Trattato delle r. Terme Acquesi*, Torino 1778.
- [3] MANDRUZZATO S., *Dei bagni di Abano*, Padova, 1789-93.
- [4] SCHIVARDI P., *Guida alle acque minerali e ai bagni d'Italia*, Milano, 1875.
- [5] MAZZOLA M., *Stabilimenti balneari*, Torino, UTET (Enciclopedia arte e industria).
- [6] « *Il Costruttore* », Costruzioni civili, industriali e pubbliche, Trattato, vol. I, Milano, s. d.
- [7] NEGRIER P., *Les Bains a travers les ages*, Paris, 1925.
- [8] DONCHI D., *Manuale dell'Architetto*, vol. II, 1, Torino, 1925.
- [9] CORBONARA P., *Architettura Pratica*, vol. II, Torino, 1954.
- [10] LAWRENCE, *Civiltà in bagno*, Milano, 1961.

CALCOLO A FESSURAZIONE ED A ROTTURA DI LASTRE PIANE IN CEMENTO ARMATO RISULTATI TEORICI E CONFRONTO SPERIMENTALE

CARLO EMANUELE CALLARI esamina il metodo generale di calcolo anelastico delle strutture iperstatiche, già proposto, nella sua applicazione alle strutture inflesse in cemento armato ordinario e precompresso, tenendo conto di un diagramma momenti-rotazioni delle sezioni caratteristiche in forma di trilatera. L'A. illustra successivamente il calcolo svolto a fessurazione ed a rottura per una lastra piana in cemento armato, che è stata oggetto di una serie di prove sperimentali e riporta inoltre il confronto fra teoria ed esperienza.

1) Premessa.

Il metodo generale di calcolo anelastico di strutture iperstatiche, da noi impostato in precedenti lavori, con particolare riferimento alle lastre piane (v. bibliografia [1] e [2]), viene in questa sede studiato nella sua applicazione alle strutture inflesse in cemento armato ordinario e precompresso; per tali strutture è infatti possibile eseguire una schematizzazione del diagramma momenti-curvature caratteristico delle varie sezioni, tale da portare notevoli semplificazioni al calcolo pratico.

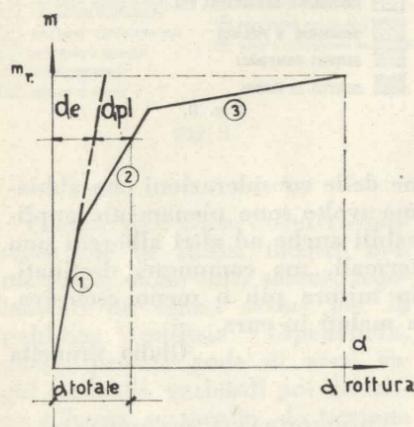


Fig. 1.

D'altra parte il metodo proposto trova proprio in tali strutture il suo campo di applicazione più interessante, non essendo per esse valida l'ipotesi delle deformazioni illimitate in campo anelastico, che permette l'adozione di più semplici metodi di calcolo, validi invece per le strutture metalliche (teoria delle cerniere plastiche per le travature, e teoria delle linee di rottura, o di Johansen, per le lastre).

Il procedimento in esame è stato da noi usato, fra l'altro, per calcolare il regime statico a fessurazione ed a rottura di una lastra

quadrata in cemento armato, che è stata oggetto di accurate prove sperimentali presso i laboratori dell'I.R.A.B.A., in Francia, nel quadro delle ricerche promosse dal Comité Européen du Béton; nella seconda parte del presente lavoro è riportato il confronto fra i risultati teorici e sperimentali relativi a tale lastra.

2) Calcolo al di là del limite elastico del regime statico di una struttura inflessa in cemento armato ordinario o precompresso.

L'equazione caratteristica delle sezioni plasticizzate di una struttura iperstatica, che abbiamo definita nei lavori [1] e [2], nonché tutte le relative deduzioni, sono valide qualunque sia il legame fra sforzi e deformazioni che si voglia adottare per le zone di struttura che hanno superato il limite elastico del materiale; a proposito di tale legame è stato ricordato nel lavoro [2] che, per le strutture inflesse, si adotta attualmente, come conseguenza di esperienze e di considerazioni teoriche, il diagramma momenti-rotazioni, per le semplificazioni cui esso dà origine rispetto al diagramma momenti-curvature.

Il metodo esposto in [1] e [2] non postula alcuna ipotesi sulla forma del diagramma momenti-rotazioni; esso inoltre può variare da sezione a sezione di una stessa struttura (rimane tuttavia implicita l'ammissione della deformabilità limitata a rottura, poiché, se la si ammette illimitata, risulta più semplice l'adozione dei procedimenti di calcolo plastico brevemente richiamati più sopra). Passando ora specificatamente al campo del cemento armato noi ammetteremo, come conferma l'esperienza, che il diagramma momenti-rotazioni di una sezione in-

flessa si possa schematizzare in una trilatera (v. fig. 1) con pendenza decrescente a partire dal primo lato, che rappresenta la fase elastica; il secondo lato rappresenta il comportamento a sezione parzializzata, avvenuta che sia la fessurazione, mentre il terzo corrisponde al periodo delle deformazioni plastiche dell'acciaio: quest'ultimo lato presenta ancora una pendenza non nulla fino alla rottura, che avviene per un valore finito della rotazione, maggiore o minore a seconda che la quantità di armatura sia piccola o grande (1). Con questa schematizzazione si ottiene una notevole semplificazione del calcolo delle strutture iperstatiche, in quanto il legame fra momenti e rotazioni è espresso da relazioni lineari. Rispetto ai due assi M e α (v. fig. 1), i tre lati del diagramma presentano le equazioni, che forniscono i valori della rotazione totale:

$$\text{ramo 1 : } \alpha = a_1' M$$

$$\text{ramo 2 : } \alpha = a_2' M + b_2$$

$$\text{ramo 3 : } \alpha = a_3' M + b_3$$

La rotazione plastica α_{pl} , differenza fra la rotazione totale e quella elastica (supponendo estrapolato il primo lato del diagramma) risulta fornita dalle espressioni:

$$\text{ramo 1) } \alpha_{pl} = 0$$

$$\text{ramo 2) } \alpha_{pl} = a_2' M + b_2 - a_1' M = a_2 M + b_2; \quad (a_2 = a_2' - a_1')$$

$$\text{ramo 3) } \alpha_{pl} = a_3' M + b_3 - a_1' M = a_3 M + b_3; \quad (a_3 = a_3' - a_1')$$

(1) I diagrammi momenti-rotazioni per le sezioni in cemento armato sono stati finora ricavati sperimentalmente; sarà tuttavia possibile giungere, dopo aver raccolto una sufficiente casistica, a determinare i criteri necessari per tracciare teoricamente tali diagrammi per sezioni simili a quelle sperimentate.

$$\text{L'espressione generale: } M_{rn} = \sum_{j=a,b,\dots,n} k_{n,j} [\Phi_j (M_f - M_i)_j]$$

ottenuta in [2] per il momento di ridistribuzione sulla generica sezione n diviene, in conseguenza:

$$M_{rn} = \sum_{j=a,b,\dots,n} k_{n,j} a_j (M_f - M_i)_j$$

essendosi indicato con a_j il coefficiente dell'espressione di α_{pl} che corrisponde al lato e al diagramma su cui avviene la variazione fra M_i e M_f sulla sezione j . In conseguenza, l'equazione caratteristica, scritta per la sezione ennesima, risulta:

$$(M_i)_n + (\Delta M_e)_n + \sum_{j=a,b,\dots,n} k_{n,j} a_j (M_f - M_i)_j = (M_f)_n. [a]$$

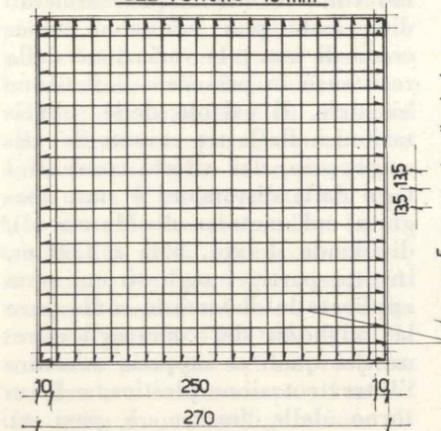
Data la linearità dei lati del diagramma momenti-rotazioni si avrà in tutte le sezioni in esame proporzionalità fra incremento di momento totale (somma del momento elastico e di quello di ridistribuzione) e incremento di carico esterno purché tutte le sezioni della struttura (sia quelle già plasticizzate che quelle ancora in regime elastico) rimangano, anche in seguito all'aumento del carico stesso, sullo stesso lato del diagramma momenti-rotazioni su cui si trovavano all'inizio dell'accrescimento del carico. (Questa condizione richiede anche, come caso particolare, che in conseguenza dell'accrescimento del carico, non entri in fase plastica alcuna nuova sezione).

In corrispondenza di un cambiamento di lato del diagramma di una qualsiasi sezione, si impone un nuovo calcolo, in quanto viene modificato il regime di ridistribuzione; in pratica occorre quindi verificare per ogni sezione della struttura che i momenti finali ottenuti per l'incremento di carico fornito alla struttura si trovino sullo stesso lato del diagramma su cui si trova il corrispondente momento iniziale. Se questa condizione non si verifica, occorre determinare il carico massimo compatibile con la situazione di plasticizzazione considerata (intesa come l'insieme delle zone di struttura che si trovano su certi lati dei rispettivi diagrammi momenti-rotazioni). Per il rimanente incremento di carico si esegue

ARMATURE DELLA LASTRA N° 1

(LAB. I.R.A.B.A.)

RICOPRIMENTO TEORICO DELL'ARMATURA DEL 1° STRATO - 15 mm



TRAVE DI RIFERIMENTO DELLA LASTRA N° 1

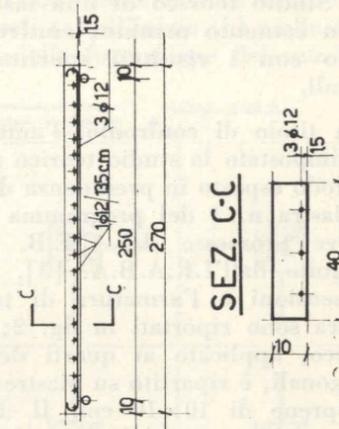


Fig. 2.

un nuovo calcolo, tenendo conto della nuova situazione di plasticizzazione.

Studiando l'evoluzione dei fenomeni plastici al crescere del carico, è invece comodo, fornire, per ciascuna delle situazioni di plasticizzazione che si vengono a verificare sulla struttura, un incremento di carico unitario; si calcola la corrispondente distribuzione delle sollecitazioni interne; si fa quindi variare l'entità dell'incremento di carico, e con esso proporzionalmente gli incrementi di momento, fintanto che una sezione della struttura cambia lato del diagramma momenti-rotazioni.

2.1. Semplificazione del diagramma momenti-rotazioni per il calcolo della sola fessurazione o della sola rottura.

Quando vi siano molte zone che giungono in fase anelastica il calcolo condotto secondo il diagramma momenti-rotazioni a forma di trilatera diviene alquanto lungo per i frequenti cambiamenti della situazione di plasticizzazione. Tuttavia si può spesso eseguire, nel calcolo pratico, una notevole semplificazione, che consiste nel considerare il diagramma momenti-rotazioni costituito da una bilatera anziché da una trilatera.

Infatti volendo studiare il comportamento a fessurazione di una struttura in cemento armato nor-

male o precompresso è generalmente sufficiente considerare i soli due primi lati del diagramma momenti-rotazioni, arrestandosi cioè prima che una qualsiasi sezione fessurata passi sul terzo lato del diagramma. Volendo invece calcolare il carico di rottura è sufficiente considerare un diagramma momenti-rotazioni fittizio, a forma di bilatera, con il secondo lato coincidente con il terzo lato del diagramma reale, e il primo ottenuto mediando l'anda-

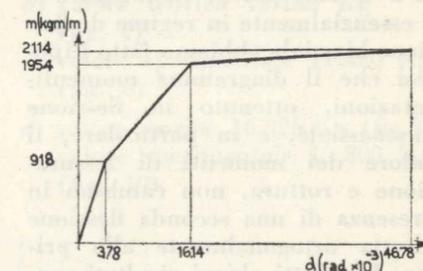


Fig. 3.

mento dei primi due lati del diagramma reale; lo studio eseguito in questo modo non fornisce indicazioni sulla fessurazione (che però si può analizzare a parte, come si è detto più sopra), però fornisce un valore del carico di rottura sufficientemente approssimato, come ci ha indicato il confronto eseguito su numerosi casi di travature iperstatiche e come verrà confermato dall'esempio numerico riferito ad una lastra, nel quale

il valore così calcolato viene confrontato col risultato sperimentale.

3) Studio teorico di una lastra in cemento armato; confronto con i risultati sperimentali.

A titolo di confronto, l'autore ha impostato lo studio teorico col metodo esposto in precedenza della lastra n. 1 del programma di prove promosso dal C.E.B. ed eseguito dall'I.R.A.B.A. [3]. Le dimensioni e l'armatura di tale lastra sono riportati in fig. 2; il carico, applicato ai quarti delle diagonali, è ripartito su piastre di neoprene di 10x10 cm. Il diagramma momenti-rotazioni della sezione è ricavato sperimentally

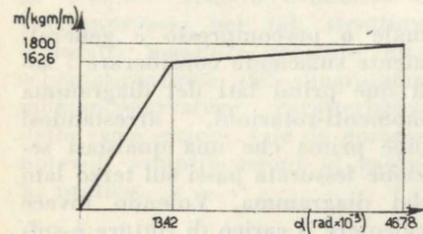


Fig. 4.

mente da una prova monodirezionale eseguita su una trave di riferimento corrispondente a una sezione di lastra di larghezza pari a 40 cm; poichè nelle lastre si è essenzialmente in regime di flessione biassiale abbiamo fatto l'ipotesi che il diagramma momenti-rotazioni, ottenuto in flessione monoassiale, e in particolare, il valore dei momenti di fessurazione e rottura, non cambino in presenza di una seconda flessione diretta ortogonalmente alla prima. In effetti alcuni risultati sperimentali indicano che per piani di flessione diretti secondo le armature (ortogonali fra loro) si oscilla fra un criterio di rottura rettangolare (equivalente alla ipotesi da noi formulata) e un criterio di rottura con vertici leggermente spostati rispetto al rettangolo (in forma di losanga); tale ultimo criterio porterebbe a postulare un certo incremento (dell'ordine del 20%) del momento di rottura monoassiale in presenza di flessione biassiale di pari intensità, indipendentemente dalla concordanza o dall'opposizione

dei segni [4]; il non grande scarto e la maggior semplicità ci hanno portato a mantenere la prima ipotesi, anche in attesa di ulteriori conferme sperimentali (2); notiamo tuttavia che il procedimento di calcolo può benissimo tener conto di una tale variazione della resistenza in presenza di flessione biassiale. Il calcolo delle sollecitazioni nella lastra causate dal peso proprio, dai carichi concentrati, e dalle distorsioni è stato eseguito col metodo di Marcus (3), dividendo il lato, pari a 2,50 m, in otto parti: i tagli su cui sono applicate le distorsioni come pure la lunghezza dei conci agli estremi dei quali si suppone avvenire l'intera rotazione plastica, nell'intorno delle fessure, è pari a:

$$\lambda = \frac{1}{8} = \frac{2,5}{8} = 0,3125 \text{ m; tale va-}$$

lore coincide evidentemente col lato della maglia di calcolo. Risulta implicitamente che i carichi di prova, che sono concentrati ai quarti delle diagonali (o meglio, ripartiti su un'area di 10x10 cm) vengono invece considerati nel calcolo ripartiti su un quadrato di lato λ con centro ai quarti delle diagonali.

(2) Una spiegazione teorica del fenomeno non è stata data fino ad oggi; mentre l'incremento di resistenza per momenti di segno opposto si potrebbe spiegare con un miglioramento dell'aderenza dell'armatura al calcestruzzo, risulta più difficile dare una giustificazione nel caso di flessione biassiale di segno concorde; infatti il miglioramento delle condizioni di lavoro del calcestruzzo non dovrebbe influire sulla rottura per acciaio, come quella realizzata nelle prove; ad esempio, occorreranno forse altre conferme sperimentali, per poter escludere che un incurvamento della lastra soggetta a una flessione, aumenti la resistenza della sezione su cui si esercita la flessione ortogonale.

(3) Il calcolo è stato dapprima impostato con la divisione del lato della lastra in sei parti; in tal modo, pur essendosi ottenuti risultati simili a quelli sperimentali, l'analisi della configurazione delle zone fessurate (particolarmente complessa dato il tipo di carico) era necessariamente molto schematica; si è pertanto passati alla divisione in otto parti del lato, constatando un notevole miglioramento della precisione dei risultati raggiunti. Una dettagliata relazione sugli sviluppi di quest'ultimo calcolo, che è riassunto nel seguito del testo del presente lavoro, è stata presentata dal mio collaboratore per i calcoli numerici, ing. Siniscalco, al Simposio « Dalles » del C.E.B. a Wiesbaden, aprile 1963.

Nel calcolo si è tenuto conto dei momenti torcenti fino alla prima fessurazione, che avviene sotto i carichi, sulle diagonali (in zona soggetta a forti momenti torcenti). Successivamente, estendendosi la fessurazione verso zone soggette a minori momenti torcenti, questi sono stati trascurati; l'approssimazione è meno gravosa di quella che si ha in campo elastico, in quanto, a fessurazione avvenuta, la portanza della lastra per torsione diminuisce fortemente.

Per il calcolo a fessurazione si è assunto il diagramma reale momenti-rotazioni, dedotto, come si è già detto, sperimentalmente, su di una trave di riferimento; esso è riportato in fig. 3, con i valori che tengono conto dell'effetto del peso proprio e del peso dell'attrezzatura.

Per il calcolo a rottura si è invece introdotta, come già accennato in precedenza, la semplificazione che consiste nell'approssimare il diagramma con una bilatera, il cui andamento è riportato in fig. 4. Mentre il primo lato media i primi due del diagramma reale il secondo è parallelo all'ultimo lato di quest'ultimo, ma presenta l'ordinata massima, corrispondente al momento di rottura,

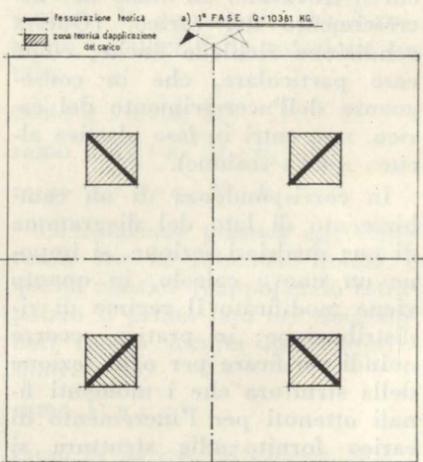


Fig. 5.

ridotta; questo è stato fatto al fine di tener conto mediamente che nella lastra l'altezza utile del ferro è diversa nelle due direzioni; il valore assunto è quello che corrisponde alla altezza media, ed è anche il valore adottato per il calcolo della lastra con il me-

todo delle linee di rottura. Si riassumono brevemente nel seguito le varie fasi del calcolo col procedimento in esame, i relativi risultati teorici, quelli sperimentali e i valori trovati col metodo delle linee di rottura; il dettaglio è svolto nella relazione citata alla nota (3).

— Calcolo a fessurazione.

Si utilizzano, in questa fase, come già accennato, i primi due lati del diagramma reale momenti-rotazioni.

Sotto l'azione del peso proprio, del peso dell'attrezzatura di prova

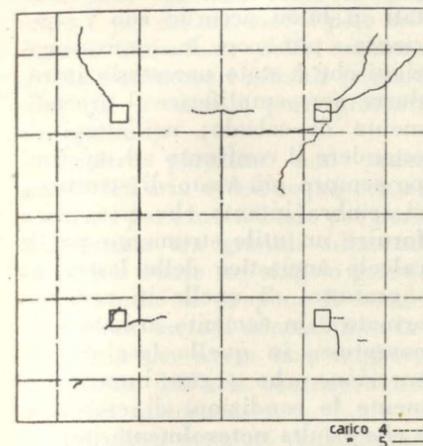


Fig. 6 - Fessurazione sulla faccia inferiore. Fessurazione sperimentale ai carichi 4 (8190 kg.) e 5 (9880 kg.), 1ª fase: Q=9880 kg.

e del carico dei martinetti si raggiunge per la prima volta il momento limite elastico in corrispondenza del punto di applicazione dei carichi sulla sezione principale diretta secondo la diagonale. A questo punto si introduce l'effetto di una distorsione applicata alla medesima sezione; essendo tale sezione inclinata di 45° rispetto al reticolo usato nel calcolo, noi abbiamo considerato l'effetto della distorsione su di essa come somma vettoriale di due distorsioni incrociate, e dirette parallelamente ai lati. In questa fase, essendovi una sola sezione plasticizzata, la sola equazione caratteristica applicata alla sezione sotto i carichi fornisce il valore dell'effetto di redistribuzione. L'incremento di carico porta successivamente al superamento del momento limite elastico sulla sezione intermedia fra i punti di applicazione del carico e i punti

situati sulle mediane (tutti questi punti sono allineati sulle congiungenti i quattro punti di applicazione, che formano un quadrato concentrico al perimetro della lastra). Su questa sezione, per semplicità, non si è considerato che per effetto dei momenti torcenti la direzione di fessurazione sarebbe alquanto deviata rispetto alla direzione parallela al lato della lastra; nella relazione citata nella nota (3) è riportato un confronto numerico che indica l'attendibilità della approssimazione, in quanto essa non altera sensibilmente il risultato finale (4). Si introduce quindi l'effetto della distorsione piazzata nel nuovo punto, giunto a fessurazione, di modo che nella nuova configurazione di plasticizzazione la distribuzione delle sollecitazioni è regolata da due equazioni del tipo della [a]. Al termine di questa fase si giunge a determinare il terzo punto che entra in fase di fessurazione, e che risulta essere il punto sulla mediana, sempre sulla congiungente i punti di applicazione del carico. La configurazione di fessurazione ottenuta è dunque un quadrato avente come vertici i punti ai quarti delle diagonali, con inoltre fessure sotto i carichi dirette secondo le diagonali; tale figura è in buon accordo con il quadro fessurativo sperimentale. La concordanza dei risultati teorici e sperimentali è pure rispettata per quanto riguarda l'evoluzione e l'estensione della configurazione di fessurazione; infatti anche sperimentalmente le prime fessure compaiono sotto i carichi, parallelamente alle diagonali, e successivamente si estendono da tale zona verso le zone mediane,

(4) Tale risultato si giustifica, oltre che con la relativa minor entità in tali zone dei momenti torcenti, anche con la considerazione che, allorché una lastra in cemento armato è in stato di avanzata fessurazione, e ancor più quando si trovi in vicinanza della rottura, l'effetto di sostentamento dei carichi esercitato dai momenti torcenti diminuisce considerevolmente; infatti le fessure di flessione producono nelle strisce elementari di lastra discontinuità tali che permettono facilmente la trasmissione di momenti flettenti ancora elevati (per la presenza dell'armatura metallica) mentre le rendono molto meno rigide nei riguardi della rotazione torcente relativa fra le due facce della fessura.

lungo il quadrato avente come vertici i punti di applicazione dei carichi. I valori caratteristici del carico totale al momento della apparizione delle fessure sulle diagonali (a) all'inizio (b) e alla fine (c) della formazione del quadra-

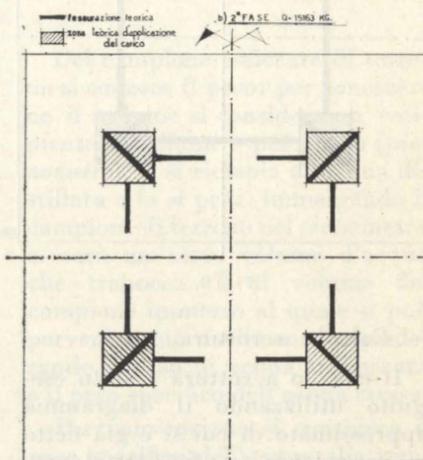


Fig. 7.

to di fessurazione, sono raccolti di seguito (il confronto con i valori sperimentali è stato eseguito a parità di estensione dalle lesioni; nelle figure 5÷10 sono riportati i quadri fessurativi teorici e sperimentali corrispondenti):

- a) valore teorico 10.381 kg (fig. 5) valore sperimentale 9.880 kg (fig. 6)
- b) valore teorico 15.163 Kg (fig. 7) valore sperimentale 11.420 Kg (fig. 8)
- c) valore teorico 16.326 Kg (fig. 9) valore sperimentale 13.800 Kg (fig. 10).

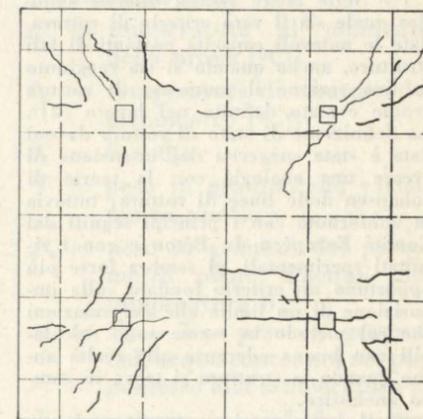


Fig. 8 - Fessurazione sulla faccia inferiore. Fessurazione sperimentale al carico n. 6 (11420 kg.). 2ª fase: Q=11420 kg.

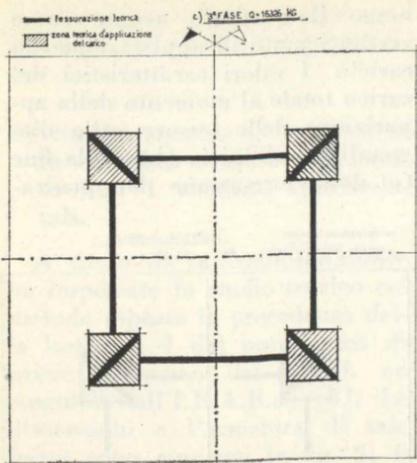


Fig. 9.

— Calcolo a rottura.

Il calcolo a rottura è stato eseguito utilizzando il diagramma approssimato di cui si è già detto in precedenza (v. fig. 4); il procedimento di calcolo è analogo a quello svolto per la fessurazione, e porta alla determinazione del carico di rottura, inteso come carico che fa raggiungere ad una prima sezione della lastra (e precisamente alla sezione posta sotto i carichi, e inclinata secondo le diagonali) il momento di rottura (5). La configurazione di rottura raggiunta è uguale a quella ottenuta nel calcolo a fessurazione, nella fase indicata con c). Il carico totale teorico risulta pari a 31.178 Kg mentre quello sperimentale risulta pari a 27.550 Kg (6). I maggiori valori da noi trovati teoricamente, rispetto a quelli corrispondenti dedotti dalle prove possono essere qualita-

(5) Nelle lastre risulta difficile stabilire quale sia il vero criterio di rottura, date le notevoli capacità portanti di tali strutture, anche quando si sia raggiunto in una sezione il momento di rottura (come è stato definito nel lavoro [2]). La definizione di stato di rottura da noi data è stata suggerita dall'intenzione di creare una analogia con la teoria di Johansen delle linee di rottura; tuttavia in conformità con i principi seguiti dal Comité Européen du Béton e con i risultati sperimentali, ci sembra forse più opportuno un criterio fondato sulla imposizione di un limite alle deformazioni che col metodo in esame sono calcolabili con buona aderenza alla realtà anche quando la struttura si trova in campo anelastico.

(6) Il carico teorico, ottenuto col metodo delle linee di rottura, risulta pari a 25.200 kg (inferiore cioè a quello sperimentale, come avviene di solito); si

tivamente spiegati, in attesa di poter eseguire un confronto su un modello più aderente alle ipotesi di calcolo, dalle due seguenti considerazioni.

Il carico è stato da noi supposto ripartito nel quadrato di lato 31,25 cm derivante dalla divisione in otto parti della lastra secondo il metodo di Marcus; il carico sul modello era invece applicato a un quadrato di 10 cm di lato, e perciò molto più concentrato; le sollecitazioni soprattutto locali sono quindi più elevate di quelle ipotizzate; (notiamo che il calcolo teorico con la divisione in quadrati di 10 cm di lato avrebbe portato a un lavoro enormemente più lungo per quanto riguarda i vari calcoli elastici eseguiti sulla lastra). Un'altra notevole divergenza fra la lastra costituente il modello, e quella analizzata nei calcoli, è data dal fatto che nelle prove non era impedito l'innalzamento dei vertici; il calcolo teorico invece è stato eseguito nelle ipotesi di semplice appoggio lungo i lati, ma con innalzamento dei vertici impediti; anche questo fat-

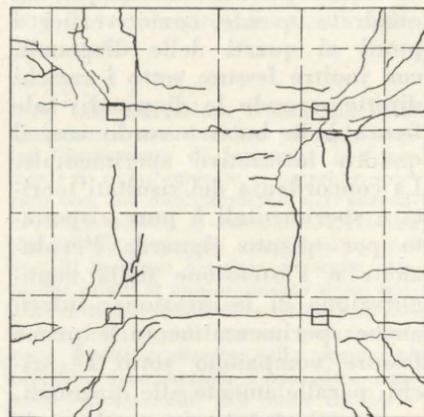


Fig. 10 - Fessurazione sulla faccia inferiore. Fessurazione sperimentale al carico n. 7 (13800 kg.). 3a fase: Q=13800 kg.

tore concorre a far risultare minori i carichi sperimentali; infatti è noto che l'innalzamento dei vertici delle lastre rettangolari diminuisce l'effetto di sostentamento dovuto ai momenti torcenti; ricerche sperimentali effettuate su lastre quadrate caricate al cen-

tro hanno indicato che se gli angoli sono liberi di sollevarsi, le sollecitazioni subiscono un aumento dell'ordine del 16% [5]; altre prove, proseguite fino a rottura, su lastre quadrate soggette a carico ripartito, hanno indicato che, se gli angoli sono liberi di sollevarsi, la resistenza è minore del 30% di quella che si ha per la medesima lastra bloccata agli spigoli [6].

4) Conclusione.

Il metodo esposto nel lavoro [1] e applicato in questa sede alle lastre su cemento armato ci ha permesso di raggiungere dei risultati in buon accordo con l'esperienza, pur con le approssimazioni che è stato necessario introdurre per semplificare il procedimento di calcolo; nell'attesa di estendere il confronto ad un campo sempre più vasto di strutture, ci sembra intanto che esso possa fornire un utile strumento per il calcolo anelastico delle lastre, e, soprattutto, di quelle in cemento armato e in cemento armato pre-compresso in quella fase di fessurazione che segue immediatamente le condizioni di esercizio, e che risulta notevolmente importante ai fini della sicurezza, e per la quale non sono assolutamente ammissibili ipotesi semplificative sul reale andamento dei fenomeni anelastici.

Carlo Emanuele Callari

Torino - Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico.

BIBLIOGRAFIA

[1] C. E. CALLARI, *Tentative d'établissement d'une méthode générale pour le calcul anelastico des dalles en flexion*, Bulletin du C.E.B., n. 38, Parigi, marzo 1963.
 [2] C. E. CALLARI, *Metodo di calcolo generale delle lastre inflesse in campo anelastico*, «Atti e Rassegna Tecnica», dicembre 1963.
 [3] J. C. MALDAGUE, *Essais de dalles elementaires* (Programme de la Commission n. X du C.E.B.), Comunicazione alla riunione del C.E.B., Wiesbaden, aprile 1963.
 [4] H. LOUIS - CH. MASSONNET - R. BAUS - S. TOLACCIA, *Etude expérimentale des Critères de rupture par flexion dans les dalles en Béton Armé*, Bulletin du C.E.B., n. 38.
 [5] M. BERGSTRASSER, *Versuche mit freiausliegenden rechteckigen Platten unter Einzelkraftbelastung*, V.D.I.H. 302, 1928.
 [6] W. GEHLER, *Dalles rectangulaires reposant sur les quatre côtés*, A.I.P.C., Paris 1932.

L'influenza della disaerazione per la determinazione del peso specifico reale delle terre

FELICE SANTAGATA stabilisce, dall'esame dei vari metodi adottabili in laboratorio per avere una migliore espulsione dell'aria contenuta in una terra, l'influenza che la progressiva disaerazione può avere nella determinazione del peso specifico reale γ_r della terra stessa.

Lo studio tende a mettere in evidenza come i diversi procedimenti adottati in laboratorio per l'espulsione dell'aria dai pori di un campione di terra possano influenzare i risultati della prova di determinazione del peso specifico γ_r della terra stessa.

Il peso specifico reale di una terra è per definizione: il peso dell'unità di volume della sostanza solida costituente i granuli (esclusi cioè gli eventuali pori presenti nei granuli).

Occorre pertanto non tener conto dell'aria e dell'acqua contenute nei pori, intendendo per poro l'interstizio tra granuli adiacenti oppure il vuoto nel singolo grano.

Lo studio si propone di esaminare i vari metodi adottabili in laboratorio per avere una migliore espulsione dell'aria contenuta nei pori del materiale.

I risultati ottenuti vengono poi messi a confronto.

Indagini sperimentali.

Sono esaminati quattro diversi metodi:

1) *metodo istantaneo* nel quale la determinazione del peso specifico è fatta senza adottare nessun particolare accorgimento per forzare l'uscita dell'aria dai pori del terreno.

2) *metodo di macerazione* nel quale l'uscita dell'aria dai pori del terreno viene facilitata lasciando il terreno immerso in acqua distillata per qualche ora.

In effetti la macerazione è una operazione consistente nel trattare a temperatura ordinaria un solido con acqua o altro liquido, allo scopo di separare le sostanze solubili a freddo da altre che sono insolubili o poco solubili alla temperatura ordinaria. Così si pratica la macerazione per preparare estratti medicinali, essenze odorose, ecc. Nella tecnica la macerazione è usata per modificare le proprietà di un corpo solido (pri-

varlo della naturale rigidità, ram-mollirlo, spappolarlo) o per renderlo adatto ad altri trattamenti. Per questo si mettono al macero la canapa, il lino e altre piante tessili, la carta e gli stracci destinati alla sua fabbricazione, la paglia e altre sostanze.

3) *metodo di ebollizione* nel quale, dopo l'operazione di macerazione, si forza ancora l'uscita dell'aria dai pori del materiale sottoponendolo a bagno-maria in vapore acqueo.

4) *metodo di disaerazione forzata* nel quale il materiale macerato e bollito viene sottoposto ad una depressione di 72 ÷ 74 cm di Hg.

Nel passaggio dal primo al quarto metodo si riscontra un successivo incremento del peso specifico del materiale. Dal valore $\gamma_r = 2,3890 \text{ gr/cm}^3$ ottenuto col metodo istantaneo, si passa al valore 2,4913 col metodo di macerazione, a 2,5766 col metodo di ebollizione, a 2,5848 col metodo di disaerazione forzata con un aumento percentuale rispettivamente del 4,28%; 7,85%; 8,20%.

Nel corso dei procedimenti di prova verranno volta per volta esaminate le ragioni per cui si verifica tale incremento del valore del γ_r .

Nell'ultima parte del nostro studio vengono riassunti i risultati relativi ad altre prove fatte sul campione di terreno in esame.

Infatti per meglio classificare il terreno sono state ancora effettuate:

- a) analisi granulometrica e relativi diagrammi semilogaritmici;
- b) classificazione granulometrica mediante diagrammi triassici;
- c) determinazione dei limiti di Atterberg;
- d) classificazione Casagrande;
- e) classificazione P. R. previa determinazione dell'indice di gruppo.

Del campione essiccato di terreno si conosce il peso; per conoscerne il volume si considera un recipiente di volume e peso noto (*picnometro*), lo si riempie di acqua distillata e lo si pesa; immergendo il campione di terreno nel picnometro ci sarà un certo volume d'acqua che trabocca. È il volume del campione immerso al quale si può pervenire più facilmente considerando il peso di acqua traboccata e il peso specifico dell'acqua stessa.

Per convenzione si considera il peso specifico dell'acqua alla temperatura di 4° C.

Taratura del picnometro.

Occorre anzitutto tarare il picnometro, cioè determinare esattamente il volume di acqua in esso contenuto allorchè il livello dell'acqua distillata raggiunge il punto di riferimento.

Tale operazione dovrebbe essere ripetuta per ogni prova: infatti, il volume del picnometro, oltre che variare per effetto termico, in dipendenza del coefficiente di dilatazione del vetro con cui è costruito il picnometro, può variare per effetto dell'usura del tappo.

Normalmente però la taratura si ripete ogni 30 ÷ 50 prove, e comunque almeno ogni 2 ÷ 3 mesi.

Indicando con:

- θ = temperatura al momento della prova [°C];
- θ_0 = temperatura di taratura del picnometro [°C];
- $\theta_1 = \theta - \theta_0$;
- T = peso in grammi del picnometro vuoto;
- P_a = peso in grammi del picnometro pieno d'acqua alla temperatura θ ;
- $A = P_a - T$ = peso in grammi dell'acqua contenuta nel picnometro alla temperatura θ ;
- V_0 = volume in cm^3 del picnometro alla temperatura θ_0 di taratura;

V_a = volume in cm^3 del picnometro alla temperatura θ di prova;
 ε = coefficiente di dilatazione lineare del vetro;
 γ_a = peso specifico dell'acqua alla temperatura θ di prova essendo stato assunto come uguale a 1 il peso specifico dell'acqua a 4°C .

Vale la relazione

$$V_a = \frac{P_a - T}{\gamma_a} = \frac{A}{\gamma_a}$$

Si considera cioè il volume del picnometro come rapporto tra il peso A dell'acqua contenuta nel picnometro e il valore del peso specifico dell'acqua alla temperatura alla quale si opera.

Il peso specifico dell'acqua varia con la temperatura secondo la tabella I e il corrispondente diagramma di fig. 1.

Anche il volume del picnometro V_a dipende dalla temperatura secondo la

$$V_a = V_0 (1 + \varepsilon \cdot \theta_1)^3$$

Segue ora un esempio di taratura di un picnometro. Sono dati:

$\theta_0 = 20^\circ\text{C}$ = temperatura di taratura;
 $\varepsilon = 3,2 \times 10^{-6}$ = coefficiente di dilatazione lineare del vetro;
 $T = 25,6900$ gr. = peso del picnometro vuoto;
 $P_a = 75,5343$ gr. = peso del picnometro pieno d'acqua a 20°C .

Il volume del picnometro a 20°C risulta

$$V_0 = \frac{P_a - T}{\gamma_a} = 49,9327 \text{ cm}^3$$

Nella tabella II sono riportati i valori relativi alla taratura di un picnometro.

Nella fig. 2 è riportato il diagramma corrispondente. Nella figura 3 sono riportati i diagrammi di taratura dei picnometri 1, 2, 3, 4, usati in laboratorio. Si è considerato l'intervallo di temperatura $15^\circ \div 30^\circ\text{C}$ in quanto normalmente in laboratorio si opera in quelle condizioni.

Per misurare la temperatura dell'acqua contenuta nel picnometro dopo aver introdotto opportunamente un termometro, si deve avere l'accortezza di attendere

qualche istante perchè picnometro ed acqua abbiano la stessa temperatura corrispondente a quella dell'ambiente.

Se indichiamo con P_c il peso in grammi di picnometro + acqua + campione, alla temperatura θ di prova, e con P il peso del campione in gr si ha:

$$P_{ac} = P + P_a - P_c$$

essendo P_{ac} il peso dell'acqua che occupa lo stesso volume del campione; per cui il volume del campione sarà:

$$V = \frac{P_{ac}}{\gamma_a}$$

In definitiva il peso specifico del campione γ_r sarà:

$$\gamma_r = \frac{P}{V} = \frac{P}{\frac{P_{ac}}{\gamma_a}} \cdot \gamma_a = \frac{P}{P + P_a - P_c} \cdot \gamma_a$$

Solo che in pratica ci si accontenta di considerare

$$\gamma_r = \frac{P}{P + P_a - P_c}$$

in quanto il peso specifico della terra è determinato con approssimazioni della 3^a cifra decimale, mentre le variazioni di γ_r per effetto delle variazioni di γ_a sono sensibili solo alla 5^a-6^a cifra decimale.

Esame del campione.

Il Campione preso in esame è stato considerato *integralmente*.

La sua caratteristica granulometrica era tale per cui la massima dimensione dei grani risultava $< 0,3$ mm.

Si è detto *integralmente*: nel senso che il campione non è stato sottoposto ad alcuna operazione di lavaggio, in quanto si aveva una granulometria molto fine che faceva pensare di trovarsi in presenza di limo (vedere in seguito l'analisi granulometrica).

Per maggiori valori della dimensione massima dei grani, e quindi a partire dalla sabbia per arrivare ai ciottoli, si fa in genere un lavaggio preventivo.

Preparazione del campione.

Il campione è stato posto in un forno essiccatore e ivi mantenuto per circa 8 ore alla temperatura di 105°C .

| θ | θ_1 | γ_a | $1 + \varepsilon \theta_1$ | $(1 + \varepsilon \theta_1)^3$ | $(1 + \varepsilon \theta_1)^3 \cdot \gamma_a$ | $A = (1 + \varepsilon \theta_1)^3 \cdot \gamma_a \cdot V_0$ | $P_a = A + T$ |
|----------|------------|------------|----------------------------|--------------------------------|---|---|---------------|
| 4 | -16 | 1,00000 | 0,999949 | 0,999796 | 0,999796 | 49,9225 | 75,6125 |
| 5 | -15 | 0,99999 | 952 | 808 | 9790 | 9222 | 6122 |
| 6 | -14 | 997 | 955 | 820 | 9780 | 9217 | 6117 |
| 7 | -13 | 993 | 958 | 832 | 9762 | 9208 | 6108 |
| 8 | -12 | 988 | 962 | 848 | 9728 | 9191 | 6091 |
| 9 | -11 | 981 | 965 | 860 | 9670 | 9162 | 6062 |
| 10 | -10 | 0,99973 | 0,999968 | 0,999872 | 0,999602 | 49,9128 | 75,6028 |
| 11 | -9 | 963 | 971 | 884 | 9514 | 9084 | 5984 |
| 12 | -8 | 955 | 974 | 896 | 9446 | 9050 | 5950 |
| 13 | -7 | 940 | 978 | 912 | 9312 | 8983 | 5883 |
| 14 | -6 | 927 | 981 | 924 | 9194 | 8925 | 5825 |
| 15 | -5 | 913 | 984 | 936 | 9066 | 8861 | 5761 |
| 16 | -4 | 897 | 987 | 948 | 8918 | 8787 | 5687 |
| 17 | -3 | 880 | 990 | 960 | 8760 | 8708 | 5608 |
| 18 | -2 | 862 | 994 | 976 | 8596 | 8626 | 5526 |
| 19 | -1 | 843 | 0,999997 | 0,999988 | 8418 | 8537 | 5437 |
| 20 | 0 | 0,99823 | 1,000000 | 1,000000 | 0,998230 | 49,8443 | 75,5343 |
| 21 | +1 | 802 | 003 | 003 | 8023 | 8340 | 5240 |
| 22 | +2 | 780 | 006 | 012 | 7812 | 8234 | 5134 |
| 23 | +3 | 757 | 010 | 030 | 7600 | 8129 | 5029 |
| 24 | +4 | 735 | 013 | 039 | 7389 | 8023 | 4923 |
| 25 | +5 | 707 | 016 | 048 | 7118 | 7888 | 4788 |
| 26 | +6 | 681 | 019 | 059 | 6869 | 7764 | 4664 |
| 27 | +7 | 654 | 022 | 067 | 6607 | 7633 | 4533 |
| 28 | +8 | 626 | 026 | 078 | 6338 | 7498 | 4398 |
| 29 | +9 | 597 | 029 | 088 | 6058 | 7359 | 4259 |
| 30 | +10 | 0,99567 | 1,000032 | 1,000098 | 0,995768 | 49,7214 | 75,4114 |
| 31 | +11 | 537 | 035 | 108 | 5477 | 7069 | 3969 |
| 32 | +12 | 506 | 038 | 118 | 5177 | 6919 | 3819 |
| 33 | +13 | 473 | 042 | 128 | 4857 | 6759 | 3659 |
| 34 | +14 | 440 | 045 | 138 | 4537 | 6599 | 3499 |
| 35 | +15 | 0,99406 | 1,000048 | 1,000148 | 0,994207 | 49,6434 | 75,3334 |

TAB. II - Taratura di un picnometro

| Temperatura $^\circ\text{C}$ | Peso specifico gr/cm^3 |
|------------------------------|--|
| 4 | 1,0000 |
| 5 | 0,9999 |
| 6 | 99 |
| 7 | 99 |
| 8 | 98 |
| 9 | 9998 |
| 10 | 0,9997 |
| 11 | 96 |
| 12 | 95 |
| 13 | 94 |
| 14 | 92 |
| 15 | 0,9991 |
| 16 | 89 |
| 17 | 88 |
| 18 | 86 |
| 19 | 84 |
| 20 | 0,9982 |
| 21 | 80 |
| 22 | 78 |
| 23 | 75 |
| 24 | 73 |
| 25 | 0,9970 |
| 26 | 68 |
| 27 | 65 |
| 28 | 62 |
| 29 | 59 |
| 30 | 0,9956 |
| 31 | 53 |
| 32 | 50 |
| 33 | 47 |
| 34 | 47 |
| 35 | 0,9940 |

TAB. I

PESO SPECIFICO DELL'ACQUA FRA 4° E 35°C .

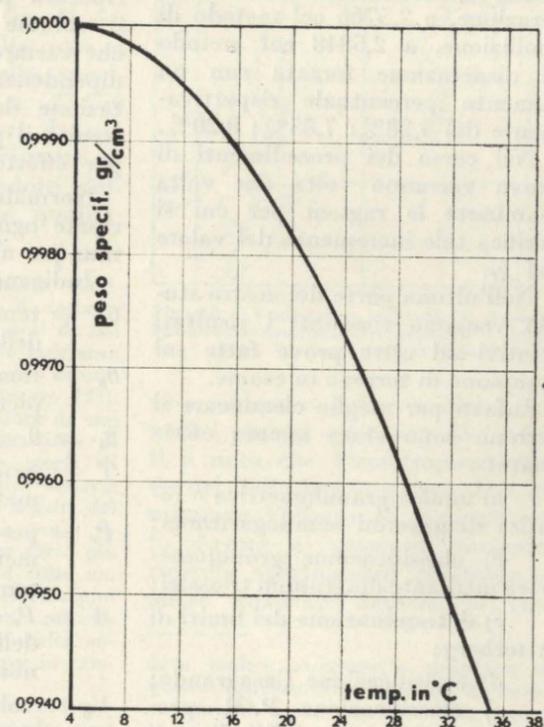


Fig. 1 - Peso specifico dell'acqua fra 4° e 35°C .

Tale valore della temperatura è quello « standard » in tutti i laboratori di terre. Non è consigliabile, ai fini di abbreviare il tempo di essiccamento, aumentare il valore della temperatura; infatti al di sopra di 105°C le terre a granulometria fine modificano le loro caratteristiche chimiche specialmente se si è in presenza di argille o di sostanza organica.

Insieme al campione sono stati posti ad essiccare nel forno anche i picnometri precedentemente lavati.

I materiali estratti dal forno sono stati trasferiti in un essiccatore a cloruro di calcio per il tempo strettamente necessario al loro raffreddamento, dopo di che sono stati pesati subito onde evitare l'assorbimento di umidità dall'ambiente.

Procedimento di prova.

Sono stati presi $5 \div 6$ grammi del campione estratto dall'essiccatore e sono stati introdotti nel picnometro.

Tale quantitativo corrisponde all'incirca a $1/10$ della capienza del picnometro.

Ascisse: P_a = peso picnometro + acqua in gr.
 Ordinate: θ di prova in $^\circ\text{C}$.

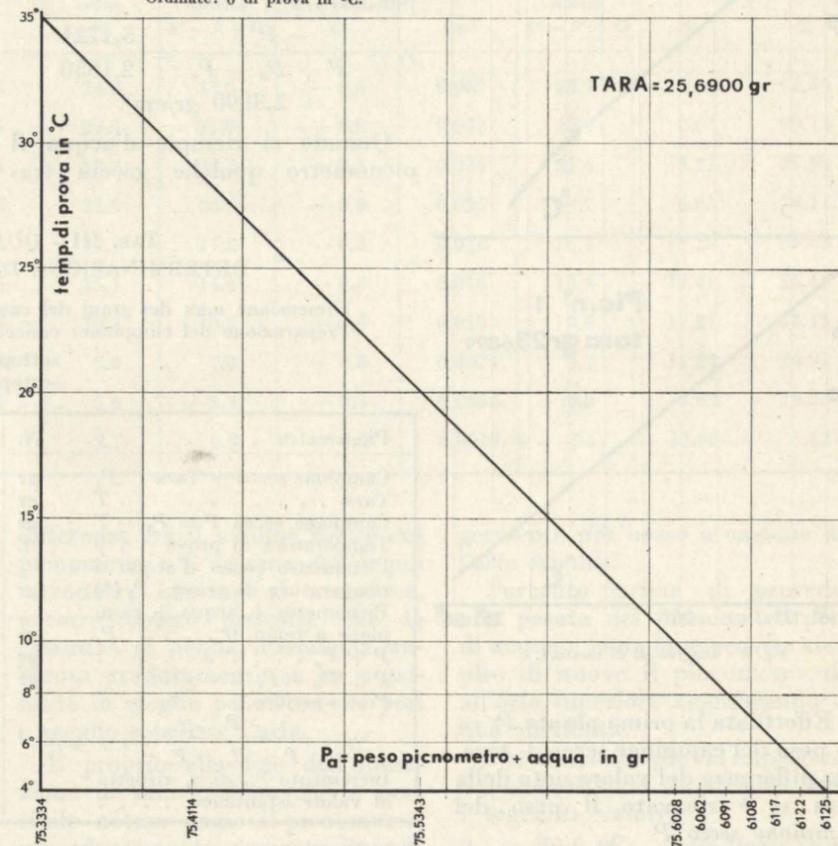


Fig. 2 - Diagramma di taratura di un picnometro

Ascisse: peso picnometro pieno d'acqua in gr.
Ordinate: temperatura di prova °C.

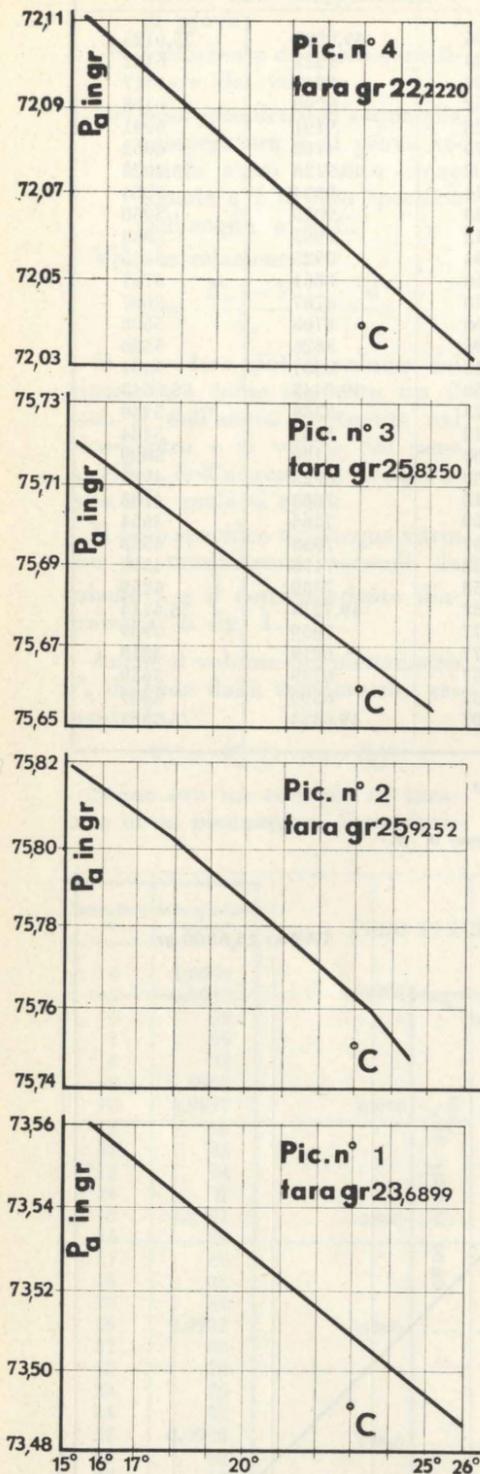


Fig. 3 - Diagrammi di taratura.

Effettuata la prima pesata $P_1 =$ peso del campione secco + tara, per differenza del valore noto della tara si è ricavato il peso del campione secco P

$$P = P_1 - T$$

A questo punto si è provveduto a riempire di acqua il picnometro onde poter ricavare il valore P_c cioè il peso del picnometro + acqua + campione.

Tale operazione è stata eseguita in fasi successive ai fini di espellere completamente tutta l'acqua contenuta nei pori del materiale.

Il nostro studio tende a mettere in evidenza la possibilità di variazione dei risultati della prova di determinazione del peso specifico dello stesso materiale quando si adottino procedimenti diversi per l'espulsione dell'aria dai pori.

Il confronto fra i risultati servirà a farci stabilire anche le variazioni percentuali.

1) Il metodo *Istantaneo* consiste nel riempire il picnometro di acqua immediatamente dopo aver introdotto il campione secco.

Per la prima prova, impiegando il picnometro n. 1 si sono avuti i seguenti valori:

$$\theta = 20,8 \text{ } ^\circ\text{C}; \text{ cui corrisponde } P_a = 73,5273 \text{ gr};$$

$$P_c = 76,5344 \text{ gr};$$

$$P = P_1 - T = 28,8620 - 23,6899 = 5,1721 \text{ gr};$$

per cui

$$\gamma_r = \frac{P}{P + P_a - P_c} = \frac{5,1721}{2,1650} = 2,3890 \text{ gr/cm}^3.$$

Quando si riempie d'acqua il picnometro qualche goccia tra-

bocca e bagna l'esterno del picnometro stesso.

Il modo migliore per asciugare l'acqua in eccesso consiste nel passare la pelle di daino, comunemente usata dagli automobilisti.

Solo che in tal caso occorre fare attenzione: infatti il picnometro, se abbastanza caldo, strofinato con la pelle di daino, può elettrizzarsi e rendere impossibile l'operazione di pesata con bilancia analitica.

2) Il metodo di *Macerazione* è così modificato: il picnometro contenente il campione secco è stato riempito di acqua distillata e il tutto lasciato a riposare (*macerare*) per 12 ore.

Il tempo di 12 ore è scelto tenendo presente che normalmente nei laboratori il campione viene preparato alla sera e le successive operazioni sono riprese al mattino seguente, quindi con un intervallo di tempo di circa 12 ore.

È evidente che anche il tempo di macerazione può variare e diversamente influenzare i risultati, solo che dopo un certo tempo (qualche ora) non si risentono più sul terreno gli effetti della macerazione.

Durante l'operazione di macerazione l'acqua distillata ha possibilità di penetrare nei pori del materiale ed espellere l'aria.

Il volume del campione, mano a mano che l'acqua penetra nei

TAB. III - QUADRO RIASSUNTIVO DETERMINAZIONE DEL PESO SPECIFICO REALE

Dimensione max dei grani del campione integrale: 0,3 mm.
Preparazione del campione: essiccato a 105° C.
sottoposto a ebollizione per 120 minuti.
sottoposto al vuoto di 72 cm di Hg per 120 minuti.

| Picnometro | N. | 1 | 2 | 3 | 4 |
|--|--------------------|---------|---------|---------|---------|
| Campione secco + Tara | P_1 gr | 28,8620 | 30,6933 | 30,9226 | 27,3456 |
| Tara | T gr | 23,6899 | 25,9252 | 25,8250 | 22,2220 |
| Campione secco $P = P_1 - T$ | gr | 5,1721 | 4,7681 | 5,0976 | 5,1236 |
| Temperatura di prova | θ °C | 20,8 | 20,5 | 22,6 | 18,8 |
| Picnometro pieno d'acqua a temperatura di prova P_a (*) | gr | 73,5273 | 75,7828 | 75,6728 | 72,0900 |
| Picnometro + acqua + campione a temp. θ | P_c gr | 76,5344 | 76,6370 | 78,7920 | 75,2314 |
| $P + P_a$ | gr | 78,6994 | 80,5509 | 80,7704 | 77,2136 |
| $P + P_a - P_c$ | gr | 2,1650 | 1,9139 | 1,9784 | 1,9822 |
| Peso specifico $\gamma_r = \frac{P}{P + P_a - P_c}$ | gr/cm ³ | 2,3890 | 2,4913 | 2,5766 | 2,5848 |
| Incremento % di γ_r rispetto al valore istantaneo | % | — | 4,28% | 7,85% | 8,20% |

(1) Istantaneo.
(2) Macerazione.
(3) Macerazione-ebollizione.

(4) Macerazione-ebollizione-disaerazione.
(*) Vedi curva di taratura.

TAB. IV - ANALISI GRANULOMETRICA

| ANALISI CON VAGLI | a mano - via secca max \varnothing grani : 0,3 mm. | \varnothing grani mm | Peso grani gr | Parziale % | Trattenuto % | Passante % |
|---|---|---------------------------|------------------|---------------|-----------------|---------------|
| ANALISI CON AREOMETRO cilindro N. 1 | | > | | | | |
| Dispersivo: Pirofosfato di Na | 1 = % ₀₀ | > | | | | |
| Correzione dispersivo | $C_d = -0,9$ | > | | | | |
| Correzione menisco | $C_m = +0,4$ | > 60 | | | | |
| Correzione totale | $C' = (C_d + C_m) = -0,5$ | > 30 | | | | |
| Tara N. 25 | Peso tara = 15,3 gr | > 15 | | | | |
| Campione secco + tara | = 53,8 gr | > 8 | | | | |
| Campione secco parziale | (P_{ps}) = 38,5 gr | > 4 | | | | |
| Peso specifico della parte < 0,075 | $\gamma_s = 2,65$ gr/cm ³ | > 2 | | | | |
| Peso specifico del liquido | $\gamma_{(lq)} = 1$ gr/cm ³ | > 1 | | | | |
| Costante | $K = \frac{100}{P_{sp}} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_{lq}} = 4,17$ | > 0,25 | 0,2 | 0,5 | 0,5 | 99,5 |
| % Parziale = $K(R' + C_i)$ | % Somma = % Parz. X | > 0,12 | 1,0 | 2,5 | 3,0 | 97,0 |
| | | > 0,075 | 0,3 | 0,7 | 3,7 | 96,3 |
| NOTA. - L'analisi areometrica è stata fatta in quanto il passante al vaglio 0,075 è superiore al 25%. | | < 0,075 | 38,5 | 96,3 | 100,00 | |
| Somma | | | 40,0 | | | |
| Peso iniz. | | | 40,0 | | | |
| Perdita | | | — | | | |

| Data | Ora | Tempo Δt | Temperatura $^{\circ}\text{C}$ | Letture aerom. R | Letture corretta $R' = R + C'$ | Correz. temperatura C_t | \varnothing Grani mm | Letture ridotta $R'' = R' + C_t$ | Parziale % | Somma % |
|--------|-------|---------------------|-----------------------------------|---------------------|-----------------------------------|------------------------------|---------------------------|-------------------------------------|---------------|------------|
| 3-6-63 | 15.15 | 30" | 18.5 | 24.0 | 23.5 | -0,8 | 0,067 | 22.7 | 5.14 | 91.16 |
| 3-6-63 | 15.16 | 1' | 18.5 | 23.5 | 23.0 | -0,8 | 0,048 | 22.2 | 2.01 | 89.15 |
| 3-6-63 | 15.18 | 2' | 18.5 | 22.7 | 22.2 | -0,8 | 0,034 | 21.4 | 3.21 | 85.94 |
| 3-6-63 | 15.22 | 4' | 18.5 | 21.0 | 20.5 | -0,8 | 0,025 | 19.7 | 6.83 | 79.11 |
| 3-6-63 | 15.30 | 8' | 18.5 | 17.7 | 17.2 | -0,8 | 0,018 | 16.4 | 13.25 | 65.86 |
| 3-6-63 | 15.45 | 15' | 18.5 | 15.1 | 14.6 | -0,8 | 0,014 | 13.8 | 10.44 | 55.42 |
| 3-6-63 | 16.15 | 30' | 18.5 | 10.8 | 10.3 | -0,8 | 0,010 | 9.5 | 17.27 | 38.15 |
| 3-6-63 | 17.15 | 60' | 18.5 | 8.0 | 7.5 | -0,8 | 0,0074 | 6.7 | 11.24 | 26.91 |
| 3-6-63 | 19.15 | 120' | 19.8 | 5.8 | 5.3 | -0,5 | 0,0054 | 4.8 | 7.63 | 19.28 |
| 4-6-63 | 12.15 | 17 ^h | 18.2 | 2.7 | 2.2 | -0,8 | 0,0019 | 1.4 | 13.66 | 5.62 |

pori, diventa sempre *minore* e quindi, a parità di peso del campione secco, aumenta il peso specifico del materiale.

È importante considerare l'entità di tale variazione di peso specifico.

Si è detto che il volume del campione diventa *minore* quando l'acqua penetra nei pori.

In effetti il volume del campione rimane costante soltanto che, considerando tale volume come

differenza fra il volume totale del picnometro e il volume dell'acqua introdotta insieme al campione, occorre tenere presente che la quantità di acqua introdotta aumenta gradatamente se ha possibilità di meglio penetrare nei pori e meglio espellere l'aria.

È proprio alla fine dell'operazione di macerazione che è possibile notare come il picnometro, precedentemente riempito sino all'orlo, ha il livello dell'acqua leg-

germente più basso a cagione dell'aria espulsa.

Pertanto prima di procedere alla pesata del picnometro pieno di acqua e campione occorre riempire di nuovo il picnometro sino all'orlo superiore aggiungendo acqua distillata.

Per la seconda prova, impiegando il picnometro n. 2, si sono avuti i seguenti valori:

$$\theta = 20,5 \text{ } ^\circ\text{C}; \text{ cui corrisponde } P_a = 75,7828 \text{ gr};$$

$$P_c = 76,6370 \text{ gr};$$

$$P = P_1 - T = 30,6933 - 25,9252 = 4,7681 \text{ gr};$$

per cui

$$\gamma_r = \frac{P}{P + P_a - P_c} = \frac{4,7681}{1,9139} = 2,4913 \text{ gr/cm}^3.$$

Il peso specifico è passato dal valore 2,3890 al valore 2,4913 con aumento percentuale del 4,28% essendo

$$\frac{2,4913 - 2,3890}{2,3890} \cdot 100 = 4,28.$$

3) Il metodo di *Ebollizione* apporta ulteriori modifiche ai metodi precedenti.

Invece che pesare il picnometro pieno d'acqua alla fine della operazione di macerazione si è compiuta una operazione ulteriore:

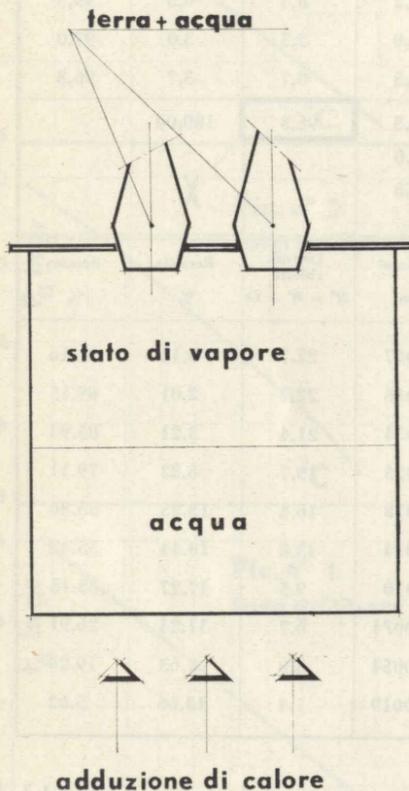
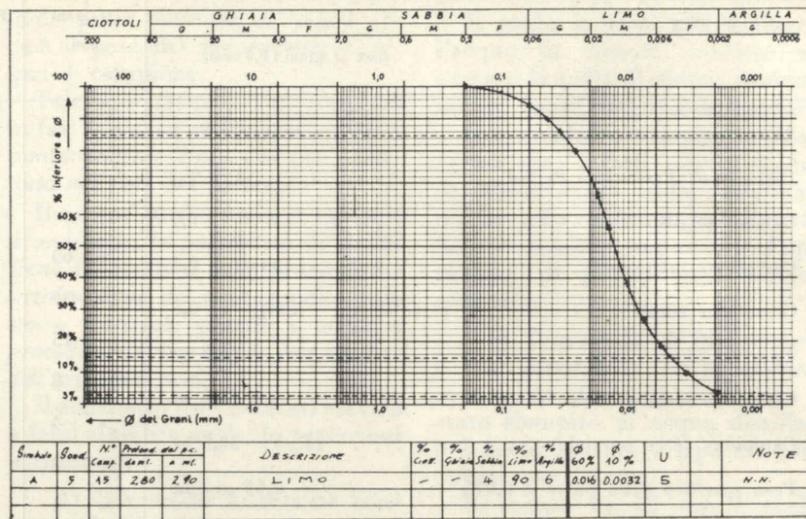


Fig. 4 - Metodo di ebollizione. Il campione è sottoposto a bagno maria.

Si è tenuto il picnometro a bagno maria per un tempo di circa due ore, indi si è pesato dopo averlo riportato a temperatura ambiente. *Altra aria* è stata espulsa dai pori del materiale.

Solo che è stato necessario modificare parte delle operazioni precedenti.

TAB. V - CURVA GRANULOMETRICA



Infatti la macerazione non va compiuta con picnometro contenente il campione e completamente riempito di acqua distillata.

Durante l'ebollizione a bagno di vapore la parte del materiale molto fine potrebbe essere espulsa dal picnometro insieme al vapore di acqua distillata. Per prevenire tale inconveniente la macerazione e la successiva ebollizione sono compiute aggiungendo al materiale secco una quantità di 15 ÷ 20 gr di acqua distillata in maniera da raggiungere un livello complessivo di poco inferiore alla metà totale.

Alla fine dell'operazione di ebollizione si è riportato il picnometro a temperatura ambiente, attendendo circa un'ora, indi, si è riempito il picnometro di acqua distillata e, dopo aver annotato come al solito la temperatura si è pesato.

L'operazione di ebollizione ha contribuito ad aumentare maggiormente il volume d'acqua da aggiungere al campione per riempire il picnometro.

Analogamente a quanto detto in precedenza, a proposito dell'operazione di macerazione, si è avuto un ulteriore aumento del peso specifico del materiale.

Infatti avendo adoperato il picnometro n. 3 si sono avuti i seguenti valori:

$$\theta = 22,6 \text{ }^\circ\text{C}; \text{ cui corrisponde } P_a = 75,6728 \text{ gr};$$

$$P_c = 78,7920 \text{ gr};$$

$$P = P_1 - T = 30,9226 - 25,8250 = 5,0976 \text{ gr};$$

da cui:

$$\gamma_r = \frac{P}{P + P_a - P_c} = \frac{5,0976}{1,9784} = 2,5766 \text{ gr/cm}^3.$$

Dal che si può notare come l'aumento percentuale del γ_r rispetto alla 1ª prova istantanea è risultato pari al 7,85% essendo

$$\frac{2,5766 - 2,3890}{2,3890} \cdot 100 = 7,85$$

4) Consideriamo il metodo di *Disaerazione forzata*.

Il picnometro al termine dell'operazione di ebollizione è stato lasciato riposare per circa un'ora, dopo di che è stato messo in collegamento con una pompa a vuoto a 72 ÷ 74 cm di mercurio.

Le finalità di tale operazione sono sempre quelle di maggiormente espellere l'aria contenuta nei pori.

La durata dell'operazione è di circa due ore.

Si noti che anche tale tempo può influenzare i risultati, solo che dopo due ore di *vuoto* le variazioni non sono più sensibili e comunque inferiori al grado di approssimazione consentito dagli apparecchi a disposizione (bilancia analitica al 1/10.000 di grammo).

Per considerazioni analoghe a quelle rispettate durante l'operazione di ebollizione, la disaerazione è stata effettuata sul picnometro non completamente riempito di acqua distillata. Il gorgoglio che si verifica durante la disaerazione

potrebbe espellere insieme all'aria anche parte di materiale fino.

Per evitare un eccessivo gorgoglio dell'acqua si è inserito un regolatore per impedire alla depressione di andare oltre il valore di 72 ÷ 74 cm di Hg.

Alla fine dell'operazione si è riempito il picnometro di acqua distillata e si son fatte le operazioni di pesata analogamente ai metodi precedenti:

Si sono avuti i seguenti valori:

$$\theta = 18,8 \text{ }^\circ\text{C} \text{ cui corrisponde};$$

$$P_a = 72,0900 \text{ gr};$$

$$P_c = 75,2314 \text{ gr};$$

$$P = P_1 - T = 27,3456 - 22,2220 = 5,1236 \text{ gr};$$

per cui:

$$\gamma_r = \frac{P}{P + P_a - P_c} = \frac{5,1236}{1,9822} = 2,5848 \text{ gr/cm}^3.$$

Si è notato ancora un incremento del peso specifico con un aumento del 8,20% rispetto alla prova istantanea.

Le operazioni effettuate sono confrontate nel quadro riassuntivo (TAB. III).

In conclusione si vede come vi sia una *netta differenza* fra i valori ottenuti.

Solo nel quarto caso si può effettivamente parlare di peso specifico reale del terreno.

Classificazione del campione.

Per meglio definire e classificare il campione è stata eseguita anche l'analisi granulometrica a mezzo vagli e con areometro.

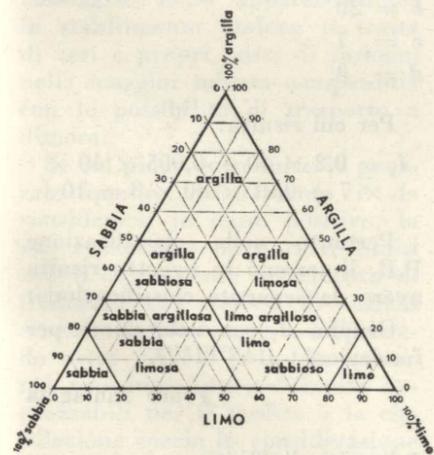


Fig. 5 - Diagramma triassico.

TAB. VI - DETERMINAZIONE LIMITI ATTERBERG

| Limite liquido W_L | | Max ϕ grani : 0,3 mm | | | | |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|--------|--------|--------|--------|
| Prova | N. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Tara | N. | A | B | C | D | E |
| Peso acqua | X-Y gr | 4,606 | 4,561 | 4,907 | 4,905 | 4,861 |
| Peso umido + tara | X gr | 61,314 | 60,094 | 62,491 | 61,930 | 61,713 |
| Peso secco + tara | Y gr | 56,708 | 55,533 | 57,584 | 57,025 | 56,852 |
| Peso tara | Z gr | 47,184 | 46,009 | 47,225 | 46,588 | 46,385 |
| Peso secco | Y-Z gr | 9,524 | 9,524 | 10,359 | 10,437 | 10,467 |
| $W_L = \frac{X-Y}{Y-Z} \cdot 100$ | % | 48,4 | 47,9 | 47,4 | 47,0 | 46,4 |
| Numero dei colpi | | 17 | 20 | 25 | 31 | 36 |

| Umidità | | Max ϕ grani : 0,3 mm | | | | |
|--------------------|------------------------------|---------------------------|------|------|------|--|
| Indice di fluidità | $F = W_{10} - W_{100} = 2,2$ | 46,4 | 47,0 | 47,6 | 48,2 | |
| Limite di fluidità | $W_{25} - W_L = 47,4$ | | | | | |

| Limite di plasticità W_P | | Max ϕ grani : 0,3 mm | | | | |
|-----------------------------------|--------|---------------------------|--------|--------|--|--|
| Prova | N. | 1 | 2 | 3 | Limite di plasticità $W_P = 34,3\%$ | |
| Tara | N. | F | G | H | Indice di plasticità $IP = W_L - W_P = 13,1\%$ | |
| Peso acqua | X-Y gr | 1,599 | 1,384 | 1,148 | Indice di durezza $D = \frac{P}{F} = 5,95$ | |
| Peso umido + tara | X gr | 45,905 | 51,985 | 44,001 | | |
| Peso secco + tara | Y gr | 44,306 | 42,853 | 42,853 | | |
| Peso tara | Z gr | 39,673 | 46,495 | 39,533 | | |
| Peso secco | Y-Z gr | 4,633 | 4,106 | 3,320 | | |
| $W_P = \frac{X-Y}{Y-Z} \cdot 100$ | % | 34,5 | 33,7 | 34,6 | | |

I risultati sono riassunti nelle Tab. IV e V.

In base ai risultati ottenuti è stato possibile avere una prima classificazione basata sulla granulometria.

Si adoperò il diagramma triassico del Feret nel quale in base alle percentuali di argilla, limo e sabbia desunte dall'analisi granulometrica si individua il punto A nella zona definita come Limo.

Nelle fig. 5-6 sono riportati due tipi di diagrammi del Feret.

Il secondo è più comunemente adoperato nei paesi anglosassoni ma si può notare come non vi sia una sostanziale differenza fra le due suddivisioni a meno della sostituzione della parola limo con l'inglesismo loam.

Limo non è l'esatta traduzione di loam, infatti non esiste una netta corrispondenza fra i due termini e a tutt'oggi non è stata ancora definita la differenza.

Possiamo però dire che essa non è sostanziale ma solo basata su

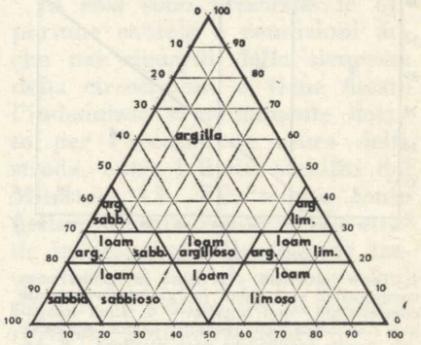


Fig. 6 - Diagramma triassico.

| Classifica generale | Materiale Granulare (35% o meno passante al 200) | | | | | | | Materiale Limo-argilloso (+ del 35% passante al 200) | | | |
|---|--|--------------------|--------------------|------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--|--------------------|--------------------|--------------------|
| | A ₁ | | A ₃ | A ₂ | | | | A ₄ | A ₅ | A ₆ | A ₇ |
| | A _{1-a} | A _{1-b} | | A ₂₋₄ | A ₂₋₅ | A ₂₋₆ | A ₂₋₇ | | | | |
| Analisi granulometrica; % passante Vaglio n. 10 . . . Vaglio n. 40 . . . Vaglio n. 200 . . . | 50 max. 30 max. 15 max. | 50 max. 25 max. | 51 max. 10 max. | 35 max. | 35 max. | 35 max. | 35 max. | 36 min. | 36 min. | 36 min. | 36 min. |
| Caratteristiche del passante al 40 Limite liquido (%) . Indice plastico (%) . | 6 max. | | N.P. | 40 max. 10 max. | 41 min. 10 max. | 40 max. 11 min. | 41 min. 11 min. | 40 max. 10 max. | 41 min. 10 max. | 40 max. 11 min. | 41 min. 11 min. |
| Indice di gruppo . . | 0 | | 0 | 0 | | | 4 max. | 8 max. | 12 max. | 16 max. | 20 max. |
| Tipi costituenti i materiali | Frammenti di pietra, ghiaia o sabbia | | Sabbia fine | Ghiaia e sabbie limose o argillose | | | | Terre limose | Terre argillose | | |
| Valutaz. generale come sottofondo | Da eccellente a buono | | | | | | | Da discreto a cattivo | | | |

NOTA. - Procedimento per classificazione: con i dati disponibili delle richieste analisi, si procede da sinistra a destra nella tabella e per eliminazione si trova il giusto gruppo. Il primo gruppo da sinistra, col quale combineranno i dati, sarà la corretta clas-

sificazione. Nel caso che nel rapporto d'analisi appaiono dei numeri frazionati, li si converte al valore più vicino onde facilitare la classificazione. Il fatto che A₃ sia prima di A₂ non significa superiorità di quello rispetto a questo ma è necessario solamente

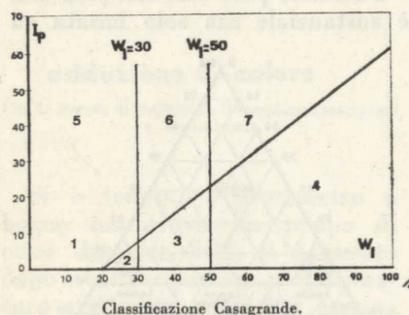
al processo di eliminazione «da sinistra a destra». L'indice plastico del sottogruppo A₇₋₅ è uguale o minore del limite liquido -30. L'indice plastico del s. gruppo A₇₋₆ è maggiore del limite liquido -30.

piccole variazioni riguardanti i limiti inferiore e superiore della dimensione dei grani.

Per meglio definire la classificazione del nostro campione sono state effettuate le prove relative ai limiti di Atterberg (su campione essiccato).

I risultati sono riassunti alla Tav. VI.

In base ai valori ricavati per il limite liquido e l'indice plastico si può classificare il nostro campione mediante la classificazione Casagrande.



1, Terre incoerenti - 2, Limi inorganici poco compressibili - 3, Limi inorganici mediamente compressibili / limi organici - 4, Limi inorganici fortemente compressibili / argille organiche - 5, Argille inorganiche poco plastiche - 6, Argille inorganiche mediamente plastiche - 7, Argille inorganiche molto plastiche.

Si vede che il nostro materiale risulta definito come:

«limo inorganico mediamente compressibile o limo organico».

Dovendo impiegare il materiale come fondazione, avendo fatto le prove granulometriche e di Atterberg, è possibile riferirsi alla classificazione del P.R. USA (Tav. VII).

Per tale motivo consideriamo il valore dell'indice di gruppo:

$$I_g = 0,2a + 0,005.a.c + 0,01.b.d$$

in cui:

a = quella porzione di percentuale passante al vaglio n. 200 (ϕ grani = 0,074 mm) maggiore di 35% e non superiore a 75%, espresso come numero intero da 1 a 40;

b = quella porzione di percentuale passante al n. 200 maggiore del 15% e non superiore al 55% espresso come numero intero positivo da 1 a 40;

c = quella porzione numerica del

limite liquido maggiore di 40 e non superiore a 60, espresso come numero intero positivo da 1 a 20;

d = quella porzione numerica dell'indice plastico maggiore di 10 ma non superiore a 30, espresso come numero intero positivo da 1 a 20.

Nel nostro caso:

$$a = 40$$

$$b = 20$$

$$c = 7$$

$$d = 3.$$

Per cui risulta:

$$I_g = 0,2 \times 40 + 0,005 \times 40 \times 7 + 0,01 \times 20 \times 3 = 10$$

Pertanto nella classificazione P.R. il terreno in oggetto risulta avere la seguente classificazione:

Gruppo A₇ con valutazione per fondazione: CATTIVO.

Felice Santagata

Politecnico di Torino.
Costruzione di strade, ferrovie e Aeroporti.

Il trasporto dei carichi eccezionali in rapporto alla circolazione stradale ed alla conservazione della sovrastruttura e dei manufatti

FRANCO MAGGI esamina il problema del trasporto di carichi eccezionali su strade extra urbane valutando l'influenza che tale tipo di transito può avere sulla normale circolazione e gli effetti sulle pavimentazioni e sulle opere d'arte. Da tali valutazioni emerge l'importanza determinante della organizzazione capillare di detti trasporti al fine anche di non arrecare pregiudizio al traffico.

Premesse.

Si è accentuato a partire dall'ultimo dopoguerra da parte delle società costruttrici di apparecchiature elettromeccaniche la tendenza alla realizzazione di gruppi generatori per centrali elettriche di potenza via via maggiore fino a raggiungere valori unitari impensabili ancora pochi anni addietro. Ugual indirizzo alla realizzazione di monoblocchi di mole eccezionale, hanno assunto, sempre in tempi relativamente recenti, cantieri navali o meccanici, industrie di carpenterie metalliche o di attrezzature da cantieri a carattere fisso o semifisso od ancora di macchine operatrici a destinazione particolare.

Tali orientamenti sono giustificati volta a volta dal maggior rendimento conseguibile con gruppi di potenza unitaria più elevata, dalle difficoltà connesse col reperimento di mano d'opera specializzata per il montaggio «in loco», dalla maggior celerità delle forniture, da costi più ridotti e così via.

Queste considerazioni hanno indirizzato gli imprenditori verso il montaggio delle apparecchiature in stabilimento (talora si tratta di veri e propri pezzi di fusione) nella maggior misura compatibile con le possibilità di trasporto a dimora.

Se sul piano economico in generale questo orientamento è da considerarsi in senso positivo, la sua espansione oltre certi limiti con il conseguente incremento di frequenza nei transiti di carichi eccezionali fuori sagoma sulle strade extra urbane potrebbe creare nel prossimo futuro difficoltà apprezzabili per il traffico e la circolazione specie in considerazione del rapido e persistente incremento dell'indice di motorizzazione.

Inoltre non solo sotto tale aspetto il trasporto dei carichi eccezionali interessa da vicino le strade extra-urbane ma altresì per le sollecitazioni che da esso possono derivare alla sovrastruttura ed ai manufatti.

Ci proponiamo di esaminare dapprima la possibile influenza del trasporto dei carichi eccezionali sulla circolazione stradale.

Il codice della strada vigente in Italia all'art. 32 precisa com'è noto che ogni veicolo compreso il carico deve potersi inscrivere in una sagoma di m 2,50 di larghezza per 4 m di altezza a partire dal piano stradale. La lunghezza totale compresi gli organi di attacco non deve eccedere gli 11 m per veicoli a 3 o più assi e non deve in ogni caso superare 18 m, quando si tratti di veicoli muniti di rimorchio. Gli auto-articolati e gli autosnodati possono raggiungere la lunghezza max di 14 m.

Il successivo art. 33 fissa invece le caratteristiche ponderali precisando fra l'altro il peso max a pieno carico dell'intero veicolo (motrice o rimorchio), quello dell'asse maggiormente caricato ed il carico unitario max trasmesso all'area di appoggio sulla strada.

Risultano così chiare le caratteristiche geometriche e ponderali affinché un veicolo possa rientrare nella norma.

Tutte le volte quindi che un veicolo od un convoglio non soddisfino le caratteristiche di cui sopra, lo stesso sarà da annoverarsi fra i veicoli « eccezionali » ed eccezionale sarà da ritenersi il trasporto effettuato (1).

(1) Rientrerebbero quindi fra i veicoli eccezionali anche i tre schemi di carichi militari, almeno per quanto concerne la larghezza dei rimorchi.

La velocità e l'assetto di marcia di questi convogli li avvicina peraltro di più ai normali treni pesanti autostradali.

Definiti i veicoli « normali » in base agli elementi di cui sopra vi è subito da notare che sempre maggiore è la frequenza con cui sulle strade di talune zone è dato di incrociare convogli che per sagoma o per peso derogano dalle predette norme.

In materia di trasporti, veicoli e carichi eccezionali dispone l'articolo 10 del C. S. in base al quale gli Enti proprietari delle strade possono autorizzare:

a) il trasporto di cose indivisibili che per le dimensioni o per il peso determinino un'eccedenza rispetto ai limiti stabiliti negli artt. 32 e 33 sopra richiamati salvo sempre l'osservanza delle disposizioni dell'art. 37 in merito alle caratteristiche delle ruote e delle gomme;

b) in casi eccezionali e per giustificati motivi il trasporto di cose che, per il peso, determinino un'eccedenza rispetto ai limiti stabiliti nell'art. 33;

c) la circolazione di veicoli che, per speciali esigenze, superino le dimensioni o i pesi stabiliti negli artt. 32 e 33.

L'autorizzazione può essere data quando sia compatibile con la conservazione del manto stradale e con la stabilità dei manufatti.

In essa sono prescritte le opportune cautele e condizioni anche nei riguardi della sicurezza della circolazione e viene fissato l'indennizzo eventualmente dovuto per l'eccezionale usura della strada, entro i limiti stabiliti dal Ministero LL. PP. tenuto conto della presumibile usura delle strade in relazione alle cose da trasportare, al tipo di veicolo ed al periodo di tempo per il quale è richiesta l'autorizzazione.

Inoltre nel Regolamento di esecuzione, all'art. 18: « Trasporti

eccezionali», si precisano le modalità relative alle autorizzazioni per il transito di trasporti eccezionali o per la circolazione di veicoli eccezionali da parte degli Enti proprietari delle strade interessate.

Se in particolare il Regolamento di esecuzione del T.U. del codice sembra illustrare a sufficienza le norme richieste per il trasporto dei carichi eccezionali, anche per quanto concerne il disturbo che il loro transito può arrecare alla circolazione stradale, è pur vero che, se pur in casi « eccezionali », può essere ammesso il transito di veicoli di larghezza superiore ad una intera corsia anche su strade a due sole corsie. Ciò costringerebbe naturalmente, com'è del resto sancito, ad alternare il traffico nei due sensi con piazzole di scambio per l'incrocio ed il sorpasso, con un disturbo certamente notevole alla circolazione locale. È pur vero che si tratta nella fattispecie di un caso particolarmente gravoso ma come vedremo, per varie ragioni, il transito non può avvenire sempre su autostrade o strade nazionali.

Talora sono state concesse autorizzazioni per trasporti del tipo esaminato lungo strade provinciali o comunali con larghezza media del piano viabile inferiore in taluni tratti ai 5 m e con raggi minimi di curva sensibilmente inferiori ai 20 m.

In altri casi il trasporto è avvenuto (ed è stato anche ripetuto più volte) su strade di montagna vere e proprie con risvolte esterne a raggio talmente ridotto che

nonostante gli allargamenti di sede notevoli e l'uso di rimorchi speciali ad ingombro ridotto hanno richiesto numerose manovre per il superamento di ogni singola curva con i riflessi che ben si possono immaginare sulla normale circolazione anche se si tratta di strade a traffico normalmente limitato.

Ci sembra quindi interessante esaminare i vari aspetti del trasporto di carichi eccezionali particolarmente per i rapporti che lo stesso può avere con la circolazione ed il traffico extraurbano.

Il trasporto, com'è noto, viene effettuato a mezzo di convogli costituiti da un trattore (motrice) con rimorchio speciale a carrelli, (v. fig. 1-a) di dimensioni e caratteristiche variabili volta a volta in rapporto alla natura del carico eccezionale (2). Talora per le condizioni di fondo o di pendenza delle strade da percorrere il convoglio predetto può essere integrato da un secondo trattore (spingente) in coda (fig. 1-b) ed eventualmente uno supplementare al traino.

I convogli vanno quindi da un ingombro planimetrico minimo di 3 x 18 m, con rimorchi a carrelli di 2 o 3 assi, ad un massimo (a tutt'oggi e per quanto ci consta) di 5,00 x 48 m, con rimorchi di 10 - 12 o 14 assi raggruppati in due carrelli o distribuiti uniformemente (figg. 2 e 3).

I carichi utili massimi finora

(2) Trattori e rimorchi devono essere regolarmente immatricolati ed omologati dall'I.M.C.

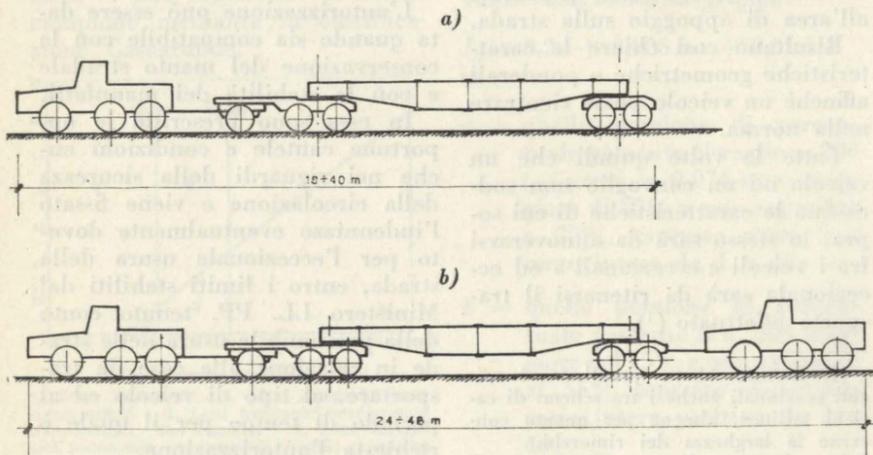


Fig. 1 - Schemi di convogli fuori sagoma.

a) con 1 solo trattore al traino; b) con 1 trattore al traino ed 1 in coda.

trasportati superano le 200 tonnellate cui vanno aggiunte le 60 circa tonnellate di peso proprio del rimorchio impiegato (fig. 4).

I carichi max relativi ad un singolo asse sono legati naturalmente alle caratteristiche dei carrelli ed al numero degli assi e delle ruote. Orientativamente si possono considerare carichi max variabili da 15 a 20 tonnellate/asse (3) nell'ipotesi di ripartizione uniforme, vale a dire carichi dell'ordine dello schema III dei carichi militari. Si tratta evidentemente di carichi affatto eccezionali se si considera che nei normali autotreni il carico max sull'asse maggiormente caricato può raggiungere appena le 10 tonnellate.

I carichi fuori sagoma in altezza sono altresì condizionati dalla quota di intradosso dei manufatti in merito alla quale non sono ovviamente possibili le deroghe applicabili nel caso di ingombri planimetrici eccezionali.

La velocità dei convogli, anche a vuoto, è necessariamente assai modesta (1 ÷ 5 m/sec) sia su strada aperta sia particolarmente sulle opere d'arte dove le conseguenze della concentrazione dei carichi e di eventuali effetti dinamici potrebbero risultare compromettenti per la buona conservazione dell'opera e talora per la sua stessa stabilità.

Inquadrato così a grandi linee il problema ci proponiamo di esaminare l'influenza di uno di questi trasporti sul normale traffico di una strada extra-urbana.

Riflessi sulla circolazione.

Il transito di un convoglio fuori sagoma avviene solitamente in concomitanza con la circolazione normale degli altri veicoli, almeno quando la larghezza della sede viabile lo permette.

Dovendo per ragioni di sicurezza limitare la marcia alle sole ore diurne il disturbo alla circolazione è ovviamente maggiore che nel caso di transito notturno.

(3) Per trasporti effettuati all'estero sono stati talora denunciati carichi/asse max molto superiori. In Portogallo ad esempio è stato costruito un rimorchio con carico utile di 132 t a 5 assi con un carico/asse max di 33 t.

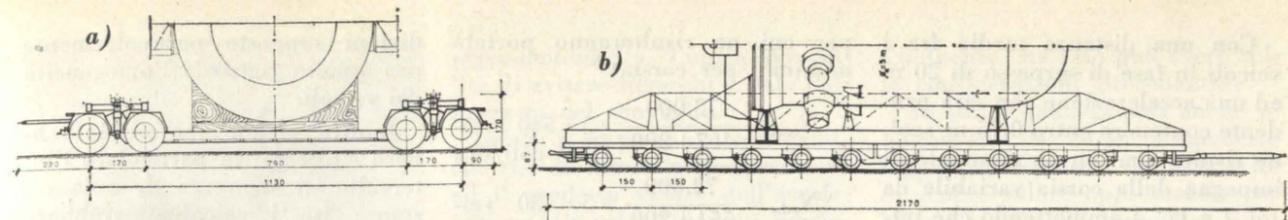


Fig. 2 - Rimorchi speciali per carichi eccezionali.

a) tipo da 60 t di portata utile; b) tipo da 180 t di portata utile.

Infatti, tenuto conto della larghezza corrente delle nostre strade (2 corsie), avviene in genere che non potendo i veicoli superare il convoglio, quando la seconda corsia è già impegnata dal traffico in senso opposto, dovranno rallentare la marcia ed attendere in coda sino a quando l'agente al seguito (4) non autorizzi il sorpasso.

Sorpasso che a volte dev'essere atteso assai a lungo se il traffico in senso opposto manca (in rapporto anche alla notevole lunghezza del convoglio) di interruzioni sufficienti a garantire con il dovuto margine di sicurezza la manovra di sorpasso da parte dei veicoli in attesa. Nè d'altra parte le nostre strade presentano (se non eccezionalmente) slarghi o piazzali di sosta atti ad ospitare convogli pesanti. La sosta prolungata di questi potrebbe rappresentare un pericolo per la stabilità del convoglio quando lo stazionamento dovesse avvenire su piazzali non pavimentati o con sovrastrutture leggere.

Tale situazione influisce ovviamente in senso negativo sulla capacità della strada. Per giungere a qualche valutazione numerica facciamo alcune ipotesi necessariamente schematiche e convenzionali.

Prendiamo in esame una strada a due corsie in condizioni di fondo, di visibilità e di traffico normali.

AmMESSO che in direzione opposta al convoglio i veicoli (supposti omogenei) viaggino diluiti con uniformità ad una velocità costante di 20 m/sec pari a 72 km/ora e prescindendo dalle dimensioni dei veicoli che per ora non prendiamo in considerazione,

(4) Il C.d.S. stabilisce che i veicoli eccezionali non possono circolare senza la scorta della Polizia Stradale.

calcoliamo l'intervallo D (fig. 5) richiesto tra due veicoli (e quindi la portata max della corsia) perchè, nelle condizioni ipotizzate, il sorpasso possa avvenire in condizioni di sicurezza. Occorrerà calcolare quale tratto di visuale libera è richiesto per l'esecuzione completa della manovra presumendo che il veicolo in attesa di sorpasso partendo da una velocità pari a quella del convoglio si muova di moto uniformemente accelerato (5) fino al completamento della manovra.

La lunghezza del convoglio, sempre notevole, può variare come s'è visto da 18 a 48 m.

Il guidatore che si accinge al sorpasso si avvale in genere delle segnalazioni dell'agente motociclista in coda al convoglio per cui nel calcolo di D si può omettere la distanza corrispondente al tempo di percezione e reazione.

Considerando perciò il veicolo in attesa di sorpassare, a 10 m di distanza dal convoglio e procedente a uguale velocità e supposto che possa lasciare libera la corsia di sorpasso 15 m oltre la testa del convoglio si potrà considerare una lunghezza fittizia (ingombro) dello stesso variabile da 43 a 73 m oltre naturalmente lo spazio di percorso dallo stesso durante la fase di sorpasso.

Inoltre perchè la manovra possa avvenire in soddisfacenti condizioni di sicurezza occorrerà che fra la posizione 4 del veicolo al termine del sorpasso (fig. 5) e quella del veicolo B procedente in senso opposto intercorra un intervallo di sicurezza d_2 che, tenuto conto della velocità dei due veicoli, si può ragionevolmente fissare in 30 m per il convoglio

(5) Per avvicinarci a questa situazione è necessario naturalmente rettificare il reale andamento del diagramma prescindendo altresì dalle discontinuità conseguenti ai cambi di marcia.

minimo ed in 50 m per quello di lunghezza max.

Per il calcolo di D si dovrà ancora aggiungere la distanza d_3 ($A-A_1$) percorsa dal veicolo A mentre il veicolo in fase di sorpasso passa dalla posizione 1 alla posizione 4.

Se immaginiamo di annullare la velocità del convoglio si potrà prescindere dalla distanza d_1 nel calcolo di D tenendo presente che, con le ipotesi fatte, questa non cambia anche considerando per il convoglio velocità diverse da zero purchè costanti.

Con una accelerazione pari a 1 m/sec² (valore medio fra quelli realizzabili da autovetture efficienti) il sorpasso (dalla pos. 1 alla pos. 4) potrà essere eseguito da veicoli isolati in un tempo T (fig. 6) variabile da 9",5 a 12" circa.

Pertanto la distanza d_3 percorsa dal veicolo A varierà da $20 \times 9,5 = 190$ m a $20 \times 12 = 240$ m. Di conseguenza la distanza D , perchè il sorpasso possa avvenire in condizioni di sicurezza, varierà da

$$D_{min} = 43 + 30 + 190 = 263 \text{ m}$$

a

$$D_{max} = 73 + 50 + 240 = 363 \text{ m}$$

Tali distanze supposte costanti tra i veicoli procedenti in senso opposto al convoglio corrispondono per detta corsia (fig. 7) a capacità potenziali variabili da 274 a 198 veicoli/ora.

D'altra parte un ugual numero di veicoli può transitare (con le ipotesi fatte) eseguendo la manovra di sorpasso.

Supponiamo ora il traffico in senso opposto al convoglio non più ripartito uniformemente e con continuità ma a gruppi di 5 veicoli intervallati reciprocamente di 50 m all'interno del gruppo (lunghezza nominale del gruppo 200 m) e procedenti sempre a velocità uniforme di 20 m/sec.

Con una distanza media fra i veicoli in fase di sorpasso di 20 m ed una accelerazione che sarà prudente contenere entro $0,75 \text{ m/sec}^2$, ne risulta una durata nominale di impegno della corsia variabile da $15,7$ a $17,4$ ammettendo che tutti i 5 veicoli del gruppo possano iniziare e condurre a termine parallelamente la manovra di sorpasso.

I gruppi procedenti in senso opposto dovranno essere intervalati perciò da

$$D_{min} = 43 + 30 + 80 + 15,7 \times 20 = 467 \text{ m}$$

a

$$D_{max} = 73 + 50 + 80 + 17,4 \times 20 = 551 \text{ m}$$

per cui ne risulteranno portate nominali per corsia:

$$N_{max} = \frac{72.000}{467+200} \times 5 = 540 \text{ veicoli/ora}$$

$$N_{min} = \frac{72.000}{551+200} \times 5 = 480 \text{ veicoli/ora}$$

Considerando i veicoli raggruppati invece in numero di 10 o di 20 in entrambi i sensi, si otterrebbero con analogo ragionamento portate rispettive di 641-600 e 693-670 veicoli/ora in concomitanza con uguali portate in senso opposto.

Naturalmente si tratta di dati potenziali sui quali sono doverose riserve prudenziali essendo alquanto improbabile il verificarsi, su strade extra-urbane, delle con-

dizioni supposte particolarmente per quanto riguarda l'omogeneità dei veicoli.

Inoltre alcune ipotesi andrebbero ritoccate, in particolare l'intervallo di sicurezza d_2 e la distanza fra i veicoli dovrebbero essere convenientemente aumentati in funzione della più elevata velocità max raggiunta dai veicoli in fase di sorpasso.

In considerazione di ciò si possono supporre come portate di saturazione valori dell'ordine di 500 veicoli/ora per corsia (6). Oltre tali valori è indispensabile provvedere all'arresto saltuario del convoglio limitandone la marcia alle sole ore in cui la stessa non sia di pregiudizio alla possibilità e sicurezza di transito degli altri veicoli.

Supponendo velocità uniforme per i veicoli della corsia libera di 15 anziché 20 m/sec (velocità realizzabili anche da veicoli industriali) le portate max in condizioni corrispondenti a quelle precedentemente considerate risulterebbero:

— per traffico con veicoli isolati:
 $N = 250 \div 178$

— con gruppi di 5 veicoli:
 $N = 459 \div 406$

— con gruppi di 10 veicoli:
 $N = 530 \div 496$

— con gruppi di 20 veicoli:
 $N = 568 \div 467$

Se poi all'atto pratico le situazioni di traffico ipotizzate difficilmente saranno verificate ci si troverà comunque in condizioni intermedie e tali si potranno ritenere anche le portate corrispondenti, anche se con tendenza ai valori più bassi per le limitazioni conseguenti alle riserve di cui sopra.

(6) A titolo informativo ricordiamo che nel corso di un recente trasporto lungo la S.S. n. 31 bis (ex Provinciale a due corsie) durante un'ora di marcia del convoglio (di lunghezza effettiva 28 m) sono stati incrociati 202 autovetture + 74 veicoli industriali sulla corsia opposta mentre 165 autovetture + 16 veicoli industriali hanno effettuato il sorpasso senza influenzare apprezzabilmente la normale circolazione. La velocità standard del convoglio era di 3 m/sec esclusi i manufatti in corrispondenza dei quali la velocità veniva dimezzata.



Fig. 4 - Rimorchio speciale da 220 t di portata utile in assetto di marcia.

Da questi computi, pure assai schematici e talora discosti dalla realtà pratica, si può desumere che il trasporto di carichi eccezionali su strade a due corsie (senza interruzioni di marcia) può avvenire senza influenzare la normale circolazione:

a) con veicoli distribuiti comunque se la portata max non supera i $200 \div 250$ veicoli/ora per corsia;

b) anche con portate dell'ordine di $500 \div 600$ veicoli/ora per corsia purché i veicoli siano omogenei ed opportunamente raggruppati e distanziati, il traffico pesante nullo o ridotto e la velocità sulla corsia libera adeguata.

Da quanto sopra traspare l'importanza determinante di una oculata scelta del tracciato e dello studio accurato della tabella di marcia. Tale studio si può fare agevolmente ad esempio se si conoscono i diagrammi relativi al traffico dei singoli tronchi del percorso.

Non abbiamo preso in considerazione nei computi precedenti la presenza di veicoli industriali che in percentuali più o meno elevate a seconda delle direttrici, sono sempre presenti nella composizione volumetrica del traffico.

Su strade a due corsie (che costituiscono notoriamente la larga maggioranza) questi veicoli diventano talora essi stessi eccezionali non essendo possibile nei loro confronti il sorpasso e l'incrocio contemporaneo da parte delle autovetture.

Ciò vale in particolare per i veicoli pesanti diretti nello stesso senso del convoglio. Se la percentuale di questi è apprezzabile ed il traffico sulla corsia opposta prossimo ai valori max trovati

precedentemente, l'unica possibilità di evitare ingorghi è data dall'arresto del convoglio.

Infatti il sorpasso del convoglio, che per la minor maneggevolezza ed il modesto valore dell'accelerazione dei veicoli pesanti possiamo ritenere di lunghezza nominale pari a circa al doppio dei valori precedentemente trovati, richiederebbe per un solo veicolo che partisse da velocità pari a quella del convoglio un intervallo variabile da $31''$ a $36''$ corrispondente alla durata del sorpasso di un gruppo di 20 autovetture circa.

Si vede quindi quali pesanti limitazioni al traffico (e quali profonde alterazioni ai risultati precedentemente trovati) possano comportare i veicoli pesanti anche se in numero limitato quanto, in particolare sulla corsia del convoglio si abbia un volume di traffico notevole.

La presenza del convoglio fuori sagoma condiziona infatti per quanto si è detto essenzialmente il traffico della propria corsia mentre poco influisce su quello della corsia libera a meno che non venga disciplinato pur esso dagli agenti al seguito.

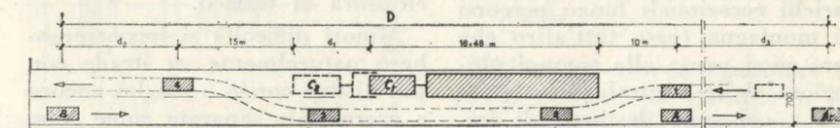


Fig. 5.

È bene peraltro ricordare che la presenza di una aliquota di traffico pesante su quello totale ridurrebbe la portata anche senza la presenza di veicoli di caratteristiche eccezionali sia per la mole che per le conseguenti limitazioni di visibilità e di velocità media lungo la corsia.

Quanto constatato potrà caso mai consigliare opportunamente in merito alla scelta del tracciato possibilmente orientando gli interessati su percorsi con traffico pesante scarso o con concentrazione di questo in particolari ore della giornata.

Altro elemento non ancora considerato è l'andamento plano-altimetrico della strada.

Volendo esaminare anche tale aspetto non si può fare a meno di constatare preliminarmente

l'influenza che esso può avere sulle considerazioni precedenti.

Su strade pianeggianti anche se interessate da curve a modesto raggio, la riduzione di portata ha in genere valore apprezzabile per la sola corsia del convoglio, riduzione che può essere tenuta entro limiti ridotti se gli utenti hanno buone caratteristiche di omogeneità e sanno dosare opportunamente la loro velocità.

La riduzione della portata della corsia del convoglio dipende naturalmente, per la massima parte, dal rallentamento imposto dal convoglio ai veicoli in attesa della via libera e dalla visibilità talora inferiore a quella minima per il sorpasso.

Con riferimento ad un tratto di strada sufficientemente lungo tale riduzione è assai contenuta in quanto il veicolo che ha atteso il turno per il sorpasso trova in genere la strada libera per un buon tratto a sorpasso effettuato e può quindi teoricamente recuperare parte del terreno perduto, attraverso un potenziale aumento di velocità.

Se però il traffico sulla corsia opposta o la distribuzione dei vei-

coli sulla stessa fossero tali da imporre attese lunghe prima di effettuare il sorpasso, potrebbe formarsi alle spalle del convoglio una colonna di veicoli (di consistenza proporzionata alla densità della circolazione) e capace di influenzare direttamente il traffico su questa corsia ed indirettamente su quella opposta, per lungo tratto. In tal caso la possibilità precedentemente intravista cadrebbe e si renderebbe indispensabile l'arresto del convoglio per normalizzare il deflusso dei veicoli.

Non altrettanto può dirsi nei confronti dell'andamento altimetrico anche perché ai profili altimetrici notevolmente accidentati si accompagnano di solito tracciati planimetrici tormentati.

Ancora sono da tenere in conto le modeste larghezze di sede delle

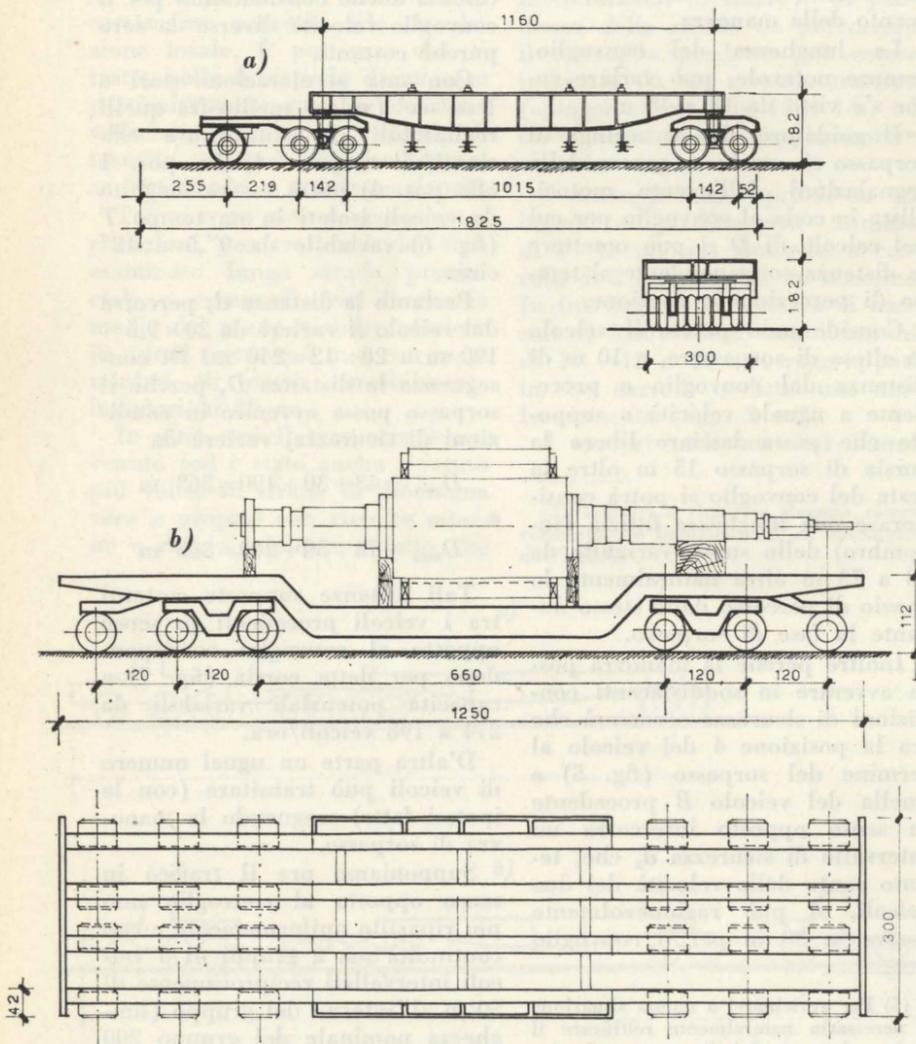


Fig. 3 - Rimorchi speciali per portate utili di 120 t.
a) a gomme pneumatiche; b) a gomme semipneumatiche.

strade di montagna che talora permettono l'incrocio solo in determinati tratti provvisti di appositi slarghi o di piazzole di scambio.

Si comprende quindi come veicoli di peso ed ingombro notevoli incontrino ostacoli non indifferenti alla loro marcia a causa sia della pendenza marcata che richiede talora l'aggiunta di un

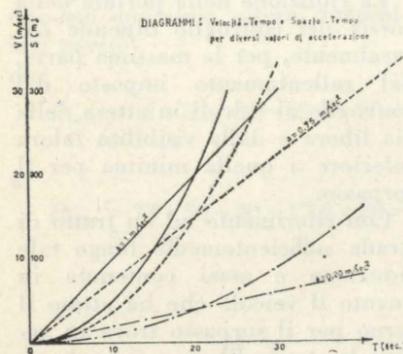


Fig. 6.

trattore in coda al convoglio, sia soprattutto a causa dei raggi di curvatura per ovvie ragioni assai ridotti.

In particolare il trasporto di carichi eccezionali lungo percorsi di montagna (caso tutt'altro che raro se si pensa alle comuni ubicazioni delle centrali idroelettriche a cui sono destinati di frequente i carichi in oggetto) richiedono quasi sempre l'uso di carrelli speciali di dimensioni, peso e raggio di volta ridotti al massimo (sempre rimanendo nel campo dei veicoli fuori sagoma) su cui vengono trasbordati i carichi al termine della parte pianeggiante del percorso (fig. 8).

La marcia di tali veicoli, difficoltosa lungo l'intero percorso di montagna, diventa addirittura rischiosa in corrispondenza delle curve di raggio minimo ed ampiezza notevole (>150°) in corrispondenza delle quali l'avanzamento del convoglio richiede manovre multiple con esecuzione della curva anche in 4 o 5 tempi.

Tenuto conto dell'ampiezza di sede anche nei tratti in rettilineo e dei modesti sviluppi di questi, si può senz'altro affermare che qui la circolazione di veicoli fuori sagoma per il trasporto di carichi eccezionali condiziona rigidamen-

te il traffico creandogli difficoltà in entrambi i sensi di marcia.

Non è facile naturalmente stabilire quantitativamente l'entità di questa influenza del resto strettamente legata alle caratteristiche geometriche e di traffico della strada.

Tale constatazione suggerisce comunque la massima cautela nella programmazione dei trasporti in genere e nella formulazione del ruolino di marcia in specie nei tratti di percorso montagnosi suggerendo, in mancanza di tracciati « alternativi », orari di marcia particolari ricorrendo nei casi estremi alla chiusura temporanea al traffico di tutto o parte del tratto interessato.

Se quindi l'influenza di convogli fuori sagoma sulla normale circolazione lungo strade ad andamento plano-altimetrico poco accidentato può essere trascurabile, purchè si proceda ad una accurata programmazione del trasporto che tenga conto della dinamica circolatoria dei tronchi critici, notevole è invece l'azione limitatrice degli stessi sul traffico nei percorsi montagnosi per i quali può essere indispensabile la chiusura al traffico.

Minori difficoltà si incontrerebbero naturalmente su strade con più di due corsie o meglio ancora a carreggiate separate come sono in gran parte le moderne autostrade. È bene comunque tener presente che qui la possibilità di transito può essere limitata dall'altezza notevole del carico a causa dei frequenti manufatti in sovrappasso o di altri vincoli so-

spesi.

Un altro aspetto interessante del trasporto di carichi eccezionali riguarda le sollecitazioni da essi indotte sulla sovrastruttura e la conservazione dell'integrità e continuità della stessa.

È noto che i carrelli dei rimorchi speciali adibiti al trasporto di carichi eccezionali sono sempre muniti di un numero rilevante di ruote (da 4 ad 8 per asse - fig. 3). Le gomme sono di tipo pneumatico o più frequentemente semipneumatico capaci di ripartire i

carichi su aree di impronta così estese da mantenere le sollecitazioni sul piano viabile sempre al disotto dei massimi regolamentari ammessi.

Anche definendo le caratteristiche delle gomme e delle ruote nonché quelle del piano viabile (peraltro frequentemente variabili entro limiti anche ampi lungo un percorso di decine o centinaia di km) non riuscirebbe possibile se non introducendo ipotesi semplificative, il calcolo delle sollecitazioni indotte dalle ruote sulla pavimentazione.

Tali ipotesi sono:

— la planarità e la continuità del piano viabile con assenza di asperità;

— la ripartizione uniforme dei carichi sui singoli assi e sulle singole ruote;

— la ripartizione uniforme delle sollecitazioni sull'area d'impronta.

In tali condizioni (anche se la terza non può essere verificata, come è stato ripetutamente dimostrato da vari sperimentatori) è evidente che il convoglio in marcia non può compromettere l'integrità della sovrastruttura quando le caratteristiche geometriche ed elastiche di questa siano adeguate al transito dei normali autotreni ed autocarri.

La conformazione dei carrelli e la disposizione delle ruote sono

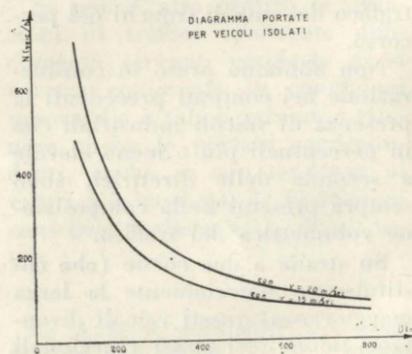


Fig. 7.

studiate infatti in modo da garantire sulla pavimentazione sollecitazioni, anche a pieno carico, paragonabili a quelle indotte dai veicoli industriali pesanti.

Rilevamenti sperimentali effettuati per un recente trasporto lun-

go la S. S. n. 31 bis hanno dato per gomme semipneumatiche di diametro 59 cm e generatrice di 42 cm uno schiacciamento reale di 7,8 mm sotto un carico di 4,25 t.

Poichè lo schiacciamento rilevato corrisponde ad una lunghezza d'impronta approssimativa di 135 mm ne risulta un'area d'impronta nominale di 567 cmq. La sollecitazione media sul piano d'appoggio risulta quindi di 7,5 kg/cmq.

In un caso analogo sempre con carrelli a ruote semipneumatiche con carichi nominali di 5 tonnellate per ruota è risultata un'area d'impronta totale di 680 cmq con una sollecitazione di 7,35 kg/cmq.

I dati di cui sopra trovano sostanzialmente conferma nelle caratteristiche denunciate dalle ditte costruttrici dei rimorchi.

In entrambi i casi citati non sono stati denunciati dopo il tran-

di sosta, quando i diversi strati della sovrastruttura, pavimentazione compresa, siano di tipo flessibile come avviene per buona parte delle nostre strade.

La distanza e la disposizione delle ruote sono tali da garantire sì una ripartizione nominale quasi uniforme dei carichi sull'area interessata dal carrello ma la natura eminentemente plastica dei leganti presenti nella pavimentazione non può garantire, se non per sollecitazioni di brevissima durata, un comportamento pseudo elastico analogamente a quanto avviene per sovrastrutture parzialmente o totalmente rigide.

Il comportamento della sovrastruttura di tipo flessibile nei confronti invece di carichi stazionanti fa sì che l'area di ripartizione a qualche decimetro di profondità subisca incrementi assai limitati per cui gli strati inferiori, meno atti per la natura dei materiali a sopportare carichi unitari elevati,

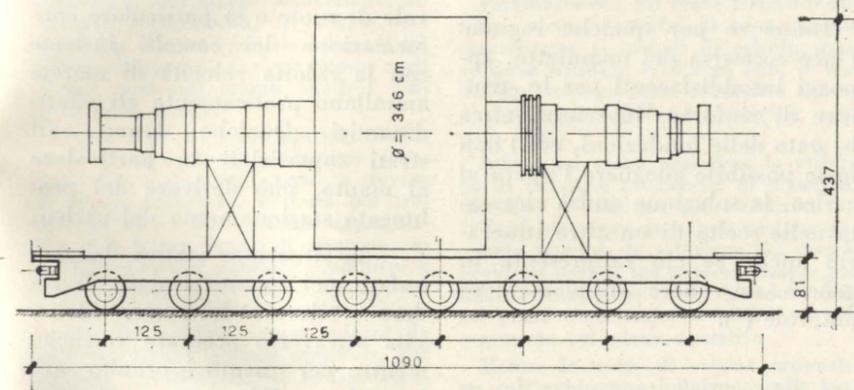


Fig. 8 - Rimorchio speciale da 120 t ad ingombro ridotto per percorsi accidentati.

sito danneggiamenti palesi del manto.

Il rilevante numero di ruote dei rimorchi adibiti a questi trasporti ha altresì il compito di mantenere attraverso la collaborazione delle stesse le sollecitazioni di natura dinamica entro limiti sempre assai bassi grazie anche alle ridotte velocità di marcia.

Qualche inconveniente potrebbe invece derivare dalla sovrastruttura dallo stazionamento, specie se prolungato, di carichi tanto pesanti sia sulla sede stradale sia sulle apposite piazzole o slarghi

potrebbero deformarsi con locali riduzioni permanenti di volume degli stessi ed ondulazioni od impronte marcate in superficie.

Ma non è questa d'altronde prerogativa dei carichi eccezionali se manifestazioni di natura simile si incontrano anche su strade dove non transitano tali tipi di carichi. Non già quindi ai soli carichi eccezionali sembrano doversi imputare tali inconvenienti ma a deficienze, anche locali, di alcuni strati della sovrastruttura.

Deficienze del resto giustificate se si considera che per gran parte

delle nostre strade gli strati della sovrastruttura non hanno conosciuto altro elemento di stabilizzazione o di compattazione al di fuori dei tradizionali rulli statici in fase esecutiva e che l'azione del traffico, in corso di esercizio, non arriva a compensare gli effetti derivanti dalla degradazione dei materiali.

Una certa influenza sulla conservazione della sovrastruttura in genere e della pavimentazione (manto) in particolare potrebbe avere le condizioni climatiche qualora il trasporto dovesse avvenire con temperature esterne molto elevate o molto basse. Nel primo caso per il rammollimento dei leganti neri delle pavimentazioni, nel secondo per la fragilità che il gelo intenso può apportare ai vari strati della sovrastruttura. Si tratta comunque anche in questi casi di programmare opportunamente la marcia del convoglio per evitare che da essa possa derivarne danno al manto di usura od anche agli strati sottostanti. Sotto questo aspetto sovrastrutture efficienti di tipo rigido potrebbero evitare ogni preoccupazione.

La situazione statica delle opere d'arte.

Ultimo aspetto da esaminare è quello inerente la stabilità e la conservazione dei manufatti assoggettati a carichi eccezionali.

S'è detto più sopra dell'importanza della scelta di un percorso a preferenza di un altro nei confronti della circolazione ma la stessa non è minore per quanto concerne le opere d'arte interessate dal carico eccezionale.

La scelta dev'essere quindi subordinata ad un accurato sopralluogo del tracciato inteso a rilevare caratteristiche e stato di conservazione di tutti i manufatti interessati anche per quanto riguarda la sezione libera dei manufatti in sovrappasso od altri impedimenti analoghi.

Le Amministrazioni interessate comunque, prima di concedere l'autorizzazione al transito del carico eccezionale, richiedono la relazione di un tecnico di fiducia specializzato da cui risultino sia i calcoli di verifica delle singole

opere d'arte con le sollecitazioni più gravose conseguenti al passaggio del carico, sia un parere circa la possibilità e le relative modalità di transito sulle stesse.

Il calcolo delle sollecitazioni non presenta difficoltà quando si conoscano le caratteristiche geometriche nonché le linee d'influenza delle strutture portanti. *

Queste ultime possono peraltro essere in ogni caso facilmente ricavate per le strutture a travata. Più laborioso può presentarsi il calcolo delle ordinate delle linee d'influenza per le strutture ad arco.

Per archi di luce notevole si può seguire il metodo indicato dal prof. Magnel (7) che porta attraverso lo sviluppo di opportuni schemi di calcolo alla determinazione delle ordinate delle linee d'influenza delle sollecitazioni per le sezioni caratteristiche.

Qualche difficoltà può nascere invece quando la verifica riguarda vecchie strutture (principalmente archi in muratura di modesta luce) per le quali la documentazione di archivio o è assai scarsa o non esiste affatto. In tali casi occorre eseguire il rilievo diretto delle caratteristiche geometriche apparenti facendo invece ipotesi prudenziali per gli elementi indispensabili ma non direttamente rilevabili.

Il calcolo delle sollecitazioni conseguenti al passaggio del carico per questi tipi di strutture si può anche fare col procedimento grafico del Méry fondato, com'è noto, sull'ipotesi che fra tutte le curve di pressione compatibili con la stabilità della volta o dell'arco si verifichi effettivamente quella corrispondente alla minima spinta.

Dato il tipo di materiale non resistente a trazione si può ad esempio imporre che le curve delle pressioni, in un arco simmetrico e simmetricamente caricato passi per il punto di nocciolo superiore in chiave e per il punto di nocciolo inferiore in corrispondenza del giunto di rottura.

(7) Magnel: «Pratique du calcul du beton armé» 3° P. ie, Calcul des arcs.

In base all'andamento della curva delle pressioni nelle varie sezioni si potranno determinare il valore ed il segno delle sollecitazioni e predisporre eventualmente adeguate armature di rinforzo all'intradosso (od all'estradosso) della volta.

Rinforzi analoghi potranno essere predisposti se necessari anche per le strutture a travata.

Per quanto riguarda la stabilità dei manufatti una cura particolare va posta in merito alle fondazioni sia per le difficoltà pratiche di controllarne o rilevarne le caratteristiche, il tipo, le dimensioni, sia soprattutto per l'incertezza circa lo stato di conservazione a cui è legata la loro efficienza e quindi la stabilità dell'intera opera.

Un'altra ragione di particolare cautela nei confronti delle fondazioni è suggerita dalla maggior misura in cui esse risentono dell'eccesso di carico nei confronti di altre parti della struttura.

Infine se per qualche ragione (luce eccessiva del manufatto, appoggi insoddisfacenti per le strutture di rinforzo, incertezza circa lo stato delle fondazioni, ecc.) non fosse possibile adeguare l'opera al carico, la soluzione andrà ricercata nella scelta di un altro itinerario anche se ciò rappresenta in genere un onere supplementare notevole (8).

Conclusioni.

Concludendo queste brevi considerazioni sui tre aspetti più interessanti del trasporto di carichi

(8) Anni fa ad esempio, un carico eccezionale giunto a Genova, via mare, e diretto a Chivasso, non potendo transitare lungo l'unico percorso stradale utilizzabile (Genova - Tortona - Alessandria - Asti - Chivasso) a causa della insoddisfacente situazione dei ponti della S.S. n. 10 sui fiumi Scrivia, Bormida e Tanaro, dovette essere dirottato a Venezia-Marghera. Di qui, su una chiatta, risalì il Po ed il Ticino fino a Pavia proseguendo poi su uno speciale rimorchio, via Mortara-Novara, fino a destinazione. Con quali maggiori oneri si può ben immaginare specie se si tien conto che a Genova il carico era già stato depositato in banchina.

Franco Maggi

eccezionali ci sembra di poter così riassumere quanto esposto:

— per quanto riguarda i rapporti con la circolazione, una oculata scelta del percorso ed una accurata organizzazione permettono generalmente di far transitare convogli fuori sagoma senza pregiudizievole intralci al traffico. Fanno eccezione i percorsi di montagna per i quali può essere richiesta la chiusura temporanea al traffico e le strade ad elevata intensità di traffico accessibili ai convogli fuori sagoma solo in ben determinate ore;

— le sollecitazioni sulla sovrastruttura non dovrebbero in genere causare inconvenienti di sorta quando la stessa sia di caratteristiche soddisfacenti per il traffico di carichi normali ed il trasporto avvenga in condizioni climatiche tollerabili. La ripartizione dei carichi su aree d'impronta notevoli garantiscono sollecitazioni unitarie gravose ma tranquillizzanti mentre il numero notevole di ruote e la particolare conformazione dei carrelli insieme con la ridotta velocità di marcia annullano praticamente gli effetti dinamici. Qualche danno agli strati superficiali in particolare al manto, può derivare dal prolungato stazionamento del carico;

— la situazione statica dei manufatti per quanto è dato di vedere e rilevare dev'essere analizzata attraverso accurate verifiche mentre per quanto è occulto sarà bene fare affidamento su ipotesi largamente prudenziali e stabilire caute modalità di transito per tutte quelle opere che non dessero sufficiente affidamento ricorrendo ove necessario ad adeguati rinforzi pro-tempore delle strutture.

Le verifiche richieste dagli Enti interessati sono giustificate sia perchè l'opera d'arte costituisce un bene pubblico di rilevante importanza economica e sociale, sia perchè transiti autorizzati senza controlli seri (o peggio effettuati abusivamente) possono provocare lesionamenti di manufatti certamente evitabili con adeguate opere di rinforzo.

P R O B L E M I

Problemi tecnici e soluzioni organiche nell'edilizia di oggi

GIORGIO PASSADORE, tenta una rapida analisi della crisi attuale della costruzione edilizia; rileva che la prefabbricazione si pone come una soluzione potenziale proprio in quanto comporta una revisione del ciclo edilizio nei suoi aspetti progettuali e operativi, estesa organicamente, da un lato fino al fatto costruttivo elementare, e dall'altro fino a quello aggregativo e urbanistico.

1) Condizioni attuali di validità della prefabbricazione.

L'industria edilizia si trova ad un punto critico. In Italia, lo sviluppo eccezionale del recente passato era dovuto ad una somma di fattori contingenti. Oggi alcuni di tali fattori stanno variando, e l'edilizia ne è colpita più di qualsiasi altra attività industriale, perchè deve affrontare non soltanto le difficoltà del momento economico, ma prima ancora le sue interne contraddizioni.

È anche, ma non soltanto, un fenomeno di carenza tecnologica, che ha conseguenze sul piano economico. Piuttosto, il fenomeno riguarda l'economia della costruzione edilizia nel senso più generale; i suoi aspetti organizzativi all'interno e all'esterno, le funzioni del progettista e dei tecnici, le relazioni tra edilizia e urbanistica, e tra questa e gli effettivi contenuti morali, civili e culturali della società.

È vero che, sul piano pratico, l'edilizia continua a vivere, e sia pure attraverso crisi e scompensi tende a trovare un nuovo equilibrio, e finirà per trovarlo in nuove forme tecnico-organizzative e in nuove forme di rapporto, in particolare con le strutture produttive e politico-amministrative della società; ma è certo che proprio in questa fase è necessaria la massima consapevolezza da parte dei tecnici e degli operatori, per guidarne l'evoluzione, ed evitare esperienze che potrebbero essere negative.

Per portare il discorso su un piano molto concreto, basta pensare alle delusioni che può riservare — come è già avvenuto in più di un caso — la «moda» della prefabbricazione: soluzione in sé valida di molti problemi dell'edilizia attuale, ma soltanto quando se ne intenda il significato per l'economia, nel senso più generale, dell'edilizia, e cioè il suo significato in relazione a tutto il ciclo edilizio.

Anzi, la prefabbricazione si pone oggi come soluzione valida sul piano tecnico-economico proprio in quanto proponga una spregiudicata revisione di tutto il «ciclo edilizio», e cioè del processo che parte dai materiali grezzi costitutivi, e giunge all'edificio finito attraverso molteplici trasformazioni industriali, più interventi progettuali e complesse relazioni tecnico-economico-organizzative.

Occorre infatti prima di tutto ritrovare quella organica unità del ciclo edilizio — e cioè integrazione di funzioni, com-

plementarità e coerenza tecnico-organizzativa e progettuale tra i diversi momenti del ciclo, che oggi è indubbiamente compromessa.

2) Caratteri e limiti del primo intervento industriale nell'edilizia.

L'origine della situazione attuale è ben nota, e risale a cause che hanno agito, per più di due secoli, su piani diversi.

Innanzitutto, sul piano critico, le teorie analitiche sull'architettura sviluppate a partire dai teorici neoclassici, via via fino ai teorici del funzionalismo.

Parallelamente, sul piano tecnico-scientifico, alcune tecniche di progettazione specializzata (i metodi di calcolo statico delle strutture e, d'altro lato, le tecniche di ricerca delle condizioni fisiche di benessere ambientale: termico, acustico, ecc.).

Infine, sul piano operativo, lo sviluppo di industrie produttrici di materiali, manufatti e impianti per l'edilizia.

Tutto ciò aveva un valore positivo per quanto riguarda la soluzione dei singoli problemi tecnici, ma rendeva sempre più difficile una sintesi che, essendo valida sul piano progettuale, si traducesse efficacemente sul piano operativo.

Mentre le teorie di origine razionalista sull'architettura influivano sulle basi critiche della progettazione, giustificando un metodo di progettazione analitica, le tecniche particolari (di calcolo statico, di condizionamento degli ambienti, degli impianti, ecc.) introducevano concretamente progettazioni settoriali, e infine la presenza di industrie specializzate intervenenti in sede esecutiva, con peso sempre maggiore, accanto all'impresa edilizia, rendeva sempre meno unitario il processo di costruzione.

Quali sono state infatti le direzioni di intervento dell'industria nell'edilizia? Essenzialmente due:

1) produzione di macchine e attrezzature per la meccanizzazione del cantiere edile:

a) macchine propriamente operatrici (per lo scavo meccanico; per la confezione degli impasti: malte, calcestruzzi; per la piegatura dei ferri; per la saldatura di profilati in acciaio).

b) macchine di sollevamento e trasporto (gru, camion, dumpers, ecc.).

2) produzione industriale di elementi da inserire nell'organismo edilizio:

a) materiali grezzi (leganti, isolanti, materiali per intonacatura, rivestimento, verniciatura, isolamento, impermeabilizzazione e protezione, ecc.).

b) materiali semilavorati (profilati e tubazioni, lastre — sia strutturali che per opere di finitura).

c) materiali finiti (semplici: mattoni, blocchi, piastrelle, ecc.; complessi: serramenti, impianti, ecc.). (1).

Si è ricordato tutto ciò non per il piacere della classificazione, ma perchè dalle distinzioni fatte balzano chiari i limiti propri di questa forma di intervento industriale nell'edilizia.

L'impiego delle macchine nell'industria si è dimostrato infatti efficace, e quindi economicamente vantaggioso, soltanto quando è stato sistematico, e cioè esteso a tutte le operazioni, e rigorosamente programmato.

Ora, nel cantiere edile l'impiego delle macchine operatrici è limitato, in estensione, alle sole operazioni di trasformazione che vi hanno luogo (scavi delle fondazioni — confezione degli impasti — altre operazioni minori e molto frammentate).

D'altro lato, per le macchine di sollevamento e trasporto è, come si sa, estremamente difficoltosa e costosa la programmazione dell'impiego in edilizia.

Anche per quanto riguarda la produzione industriale di elementi per l'edilizia, la distinzione fatta ne chiarisce i relativi limiti economici d'impiego.

Il cantiere edile viene infatti a operare in parte come industria di trasformazione (quando impiega materiali grezzi o semilavorati), in parte come officina di montaggio (quando impiega materiali finiti complessi, come per il montaggio di un impianto), in parte in modo intermedio (quando impiega materiali finiti semplici, come nell'esecuzione delle muraure).

Esisterebbe quindi in edilizia un limite di rendimento tecnico-economico, che la sola organizzazione e meccanizzazione del cantiere e l'uso di parti industriali tradizionali, non riuscirebbero a superare.

3) La prefabbricazione come soluzione organica.

Ma quando i limiti economici, propri di questa situazione, diventavano sempre più pesanti, è intervenuto un fatto nuovo: la prefabbricazione.

Le tecniche di organizzazione industriale del lavoro in edilizia hanno trovato in essa una formula e una bandiera. Così la prefabbricazione, che qualcuno ha tentato di dimostrare esistesse fin dal-

(1) La distinzione delle classi di materiali è presa sostanzialmente dal primo rapporto europeo sulla coordinazione modulare delle dimensioni in edilizia (O.E.C.E., Modular Coordination in building, Paris 1956).

l'antichità⁽²⁾, e che comunque alcuni costruttori dell'Ottocento — e soprattutto i teorici dell'architettura razionalista contemporanea — proponevano in varie forme, non solo sul piano teorico, ma anche attraverso efficaci realizzazioni⁽³⁾, sembrava diventare la chiave per risolvere i problemi dell'edilizia.

In realtà, la prefabbricazione sembra sottrarsi alle definizioni e alle classificazioni: ad esempio, le classificazioni, ben note, di prefabbricazione leggera e pesante, parziale e totale, pure avendo una loro giustificazione, sono notoriamente insufficienti, in quanto toccano solo aspetti particolari.

Il carattere essenziale della prefabbricazione è senza dubbio di natura tecnico-economica; la prefabbricazione permette innanzi tutto, potenzialmente, una più rigorosa programmazione tecnico-finanziaria, una migliore organizzazione del lavoro, un grado di meccanizzazione più elevato; e quindi, potenzialmente un più elevato rendimento tecnico-economico⁽⁴⁾.

Ciò comporta talvolta l'uso di materiali ricchi (e cioè aventi elevati carichi di lavoro ed elevate prestazioni funzionali in rapporto al peso: acciaio, alluminio, materie sintetiche); ma non necessariamente, perchè la prefabbricazione cosiddetta « pesante » fa uso di materiali poveri tradizionali (calcestruzzo, laterizi).

Ciò comporta talvolta il trasferimento fisico di impianti e attrezzature lontano dal cantiere di costruzione; ma non necessariamente, perchè l'officina di prefabbricazione può talvolta essere situata fisicamente entro il cantiere (prefabbricazione « a piè d'opera »).

Ciò comporta, nel caso tipico, l'esecuzione fuori opera di parti della costruzione; ma non necessariamente, perchè alcuni sistemi di costruzione in opera di strutture in cemento armato, facenti ri-

corso a speciali casseforme scorrevoli⁽⁵⁾, sono da classificare come « prefabbricazione »; e ciò sia concettualmente, sia sul piano pratico, in quanto tali sistemi hanno le essenziali caratteristiche tecnico-organizzative della prefabbricazione.

Per le stesse ragioni è un carattere generalmente assai importante, ma forse non definitorio, della prefabbricazione, il fatto che l'edificio sia costruito prevalentemente per montaggio di parti; restano a dimostrarlo gli esempi sopra ricordati di prefabbricazione eseguita gettando in sito il calcestruzzo entro sistemi di cassetture industrializzate (e ciò anche trascurando il fatto che in tutti i sistemi di prefabbricazione « pesante » le strutture sono rese monolitiche per esecuzione in sito dei giunti in calcestruzzo tra gli elementi — ma dei soli giunti).

Ciò che a nostro avviso caratterizza sempre la prefabbricazione è invece un fatto che si presta meno a formulare una definizione, ma è estremamente concreto: l'organicità dell'intervento industriale nell'edilizia. L'industria non si limita più alla produzione di parti della costruzione, ma si occupa direttamente dell'organico inserimento delle parti nel cantiere costruttivo e nell'organismo edilizio, e dell'inserimento dell'edilizia prefabbricata nel mercato secondo programmi di grande respiro.

Sul piano costruttivo, la prefabbricazione tende innanzi tutto a trasformare la produzione industriale di parti per l'edilizia, nel senso di organizzare le parti isolate in sistemi.

Ad esempio, i serramenti (e la parete di chiusura) sono organizzati nella parete leggera (curtain wall) prefabbricata; gli apparecchi sanitari e le condutture sono organizzati nella cellula prefabbricata comprendente bagno e cucina, ecc.

Una prima forma di prefabbricazione si ha allora quando la produzione industriale di serie non si rivolge più alle parti isolate ma a quelli che vengono detti *elementi funzionali* della costruzione. Tale è la prefabbricazione « parziale » di strutture (solai, travi) o di pareti esterne o interne, o di coperture, degli impianti, ecc., in cui le parti componenti sono integrate tra loro.

Una seconda integrazione, ben più comprensiva, è quella degli *elementi funzionali* nell'organismo edilizio. Tale integrazione si ritrova, potenzialmente,

in quella che oggi è detta prefabbricazione « totale », e che si presenta principalmente in due forme, ben note, e molto diverse fra loro.

La prima è prefabbricazione di piccole costruzioni (villette, scuole, ecc., di 1-3 piani), vendute dall'industria alla stregua di beni di consumo, completamente finite e pronte per il montaggio (o, come si usa dire, « chiavi in mano »).

La seconda più importante forma di prefabbricazione « totale » è quella applicata all'edilizia residenziale in interventi di grandi dimensioni, generalmente dovuti all'iniziativa pubblica.

Anche per questa seconda forma la progettazione di più interventi integrati dà luogo ad un sistema (trattasi generalmente, com'è noto, di pannelli strutturali di parete e di solaio, spesso con rivestimenti, serramenti, impianti inseriti nei pannelli stessi; di accorgimenti speciali per l'esecuzione dei giunti tra gli elementi prefabbricati e per il loro montaggio in sito; di speciale organizzazione delle opere di finitura, ecc.). Di tali sistemi esistono in Europa centinaia di tipi, raggruppabili in pochi tipi fondamentali, ormai ben noti.

Ma se l'integrazione del progetto architettonico, della fabbricazione delle parti e delle operazioni di cantiere è il carattere della prefabbricazione, la conseguenza sarebbe proprio, almeno potenzialmente, un recupero di quella unità del ciclo ideativo-esecutivo dell'edilizia, che si era perduta con la crisi industriale.

Innanzitutto, quindi, un avvicinamento dell'industria prefabbricatrice al modo di operare e di progettare dell'edilizia.

D'altro lato la conquista per quest'ultima dei vantaggi tecnico-economici dell'organizzazione industriale, e cioè un avvicinamento dell'edilizia ai metodi tipici dell'industria.

Ciò presuppone tuttavia relazioni che escono dall'ambito puramente edilizio. Quel limite intrinseco al rendimento tecnico-economico dell'edilizia, cui si è accennato, sarebbe dunque superabile, forse, attraverso forme tecnico-organizzative di volta in volta diverse, in dipendenza di relazioni estese non soltanto all'ambiente che produce ma anche « che utilizza architettura ».

Si tratti di costruzioni finite da immettere nel mercato alla stregua di beni di consumo; o di prefabbricazione in officine richiedenti investimenti di centinaia di milioni di lire, da ammortare in più anni, per grandi quartieri coordinati; o di officine temporanee, che durano soltanto il tempo della costruzione di piccoli quartieri, si tratta sempre di soluzioni organiche, tendenti, al limite, a chiudere la catena che va dal fatto costruttivo elementare a quello edilizio, e infine a quello aggregativo e urbanistico.

Giorgio Passadore

(2) È stato ricordato in proposito che le colonne e vari partiti ornamentali dei templi greci erano spesso preparati alla cava o in botteghe lontane dal cantiere. Anche certi grandi elementi lapidei o fittili impiegati nell'edilizia romana erano prodotti in serie fuori del cantiere, così grandi elementi lapidei dell'architettura gotica francese, come documenta il Viollet-le-Duc.

(3) A proposito degli architetti razionalisti basta ricordare lo studio di Behrens e Gropius sulla prefabbricazione in edilizia (1910), l'edilizia modulata e prefabbricata della Bauhaus (1921), le case di Pessac di Le Corbusier (1925), la casa di Gropius per il Weissenhof di Stoccarda (1927), ecc.

(4) Questi sarebbero i vantaggi tecnico-economici della industrializzazione del settore edilizio, che è stata definita « una particolare regia dell'ambiente che utilizza e produce architettura basata su criteri economici di produttività e rapidità » (AUGUSTO, CAVALLARI-MURAT, *Progettazione industriale e programmazione operativa nell'edilizia*, 20 Congresso Internazionale per l'Organizzazione dei Cantieri, Torino, 1962).

(5) Ad es. il sistema svedese Ohlsson & Skarne, o i sistemi francesi Tracoba, Outinord; o altri dei paesi socialisti. In tali casi si ha una effettiva pre-fabbricazione delle strutture, eseguita per getto in sito del calcestruzzo, come forma negativa delle casseforme prefabbricate industrialmente fuori opera, e impiegate in sito secondo un programma industriale di lavoro. Il caso considerato è quindi quello di sistemi di costruzione in opera, che sono tuttavia, concettualmente e sul piano tecnico-organizzativo, prefabbricazione.