

*Centro Internazionale di  
Aggiornamento Sperimentale-Scientifico*



*Enzo Siviero*

**VALUTAZIONE ACCELERATA  
DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO**  
**Accelerated evaluation of concrete strength**



**QUADERNO CIAS N° 1**



*Enzo Siviero*

**VALUTAZIONE ACCELERATA  
DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO**  
**Accelerated evaluation of concrete strength**

**QUADERNO CIAS N° 1**

*Con l'uscita del "Quaderno CIAS n° 1, viene inaugurata questa forma divulgativa, il cui scopo è fornire al mondo professionale un aggiornamento scientifico con esposizioni semplici e soprattutto applicative. Per questo verranno definite più esattamente quelle terminologie, molto spesso di origine anglosassone, che comunemente vengono utilizzate come "gergo" di lavoro.*

*Questa iniziativa si sposa perfettamente con gli obiettivi del CIAS, Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale-Scientifico, a complemento dei corsi di aggiornamento e seminari svolti regolarmente sul territorio nazionale.*

*Dopo questo doveroso richiamo, desidero introdurre il "Quaderno CIAS n° 1", che affronta il tema della resistenza del calcestruzzo: materiale che crediamo di conoscere, ma che talvolta ci riserva, per negligenza o per ignoranza, "sorprese" poco gradevoli e di ciò si ha usualmente conferma dopo 28 giorni dal getto, ovvero quasi sempre troppo tardi per intervenire tempestivamente sulle cause di eventuali deficienze.*

*Ben diversa è la situazione allorché sia possibile valutare la resistenza a poche ore dal getto con una attendibile correlazione ai valori attesi a 28 giorni.*

*La questione è da anni dibattuta anche in ambito internazionale, ma non ha ancora trovato una soluzione di facile impiego nella realtà dei cantieri. Lo studio presentato è appunto dedicato a questa problematica.*

*Utilizzando una apposita attrezzatura, si effettua una maturazione accelerata mediante un ciclo termico a vapore sui provini di calcestruzzo da sottoporre a prova di compressione dopo solo 17 ore dal getto. Vengono così individuati i parametri più significativi che condizionano i risultati della correlazione con le prove a 28 giorni.*

*L'indagine teorico-sperimentale è stata svolta nell'arco di cinque anni, con l'auspicio che si possa pervenire al più presto a definire una vera e propria norma per la conoscenza anticipata della resistenza del calcestruzzo.*

Ing. Settimo Martinello  
Presidente CIAS

# **VALUTAZIONE ACCELERATA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO**

## **1. Introduzione**

Le normative internazionali sui conglomerati cementizi impongono un controllo della produzione mediante prove a compressione effettuate dopo 28 giorni di maturazione<sup>1,2</sup>. Peraltro il controllo effettuato in tal modo può comportare alcuni problemi nel caso in cui non fossero raggiunte le resistenze prescritte.

Per superare questo aspetto si può ricorrere alla maturazione accelerata dei provini di calcestruzzo e stabilire una relazione tra la resistenza meccanica determinata a poche ore dal getto secondo una procedura prefissata<sup>3</sup> e quella a 28 giorni<sup>4</sup>, con ovvi vantaggi potendo disporre dei risultati dopo un solo giorno e non più dopo un mese. Tra i parametri che influenzano questo tipo di relazione si elencano i più significativi: ciclo termico adottato per la maturazione accelerata; diametro massimo degli aggregati e loro influenza rispetto alla dimensione dei provini; velocità di esecuzione della prova.

Sulla base di quanto esposto, è stata effettuata una sperimentazione diretta con l'obiettivo finale di formulare una procedura standardizzata da porre eventualmente come vera e propria norma in vista del miglioramento del processo di controllo di qualità del calcestruzzo.

## 2. Attrezzatura e procedimento di prova

L'attrezzatura di prova, denominata Speedymet, ha dimensioni di ingombro di 50 x 20 x 45 cm, peso di 68 kg ed è costituita da:

- forno di maturazione in ambiente saturo;
- pressa idraulica;
- gruppo oleodinamico di forza;
- unità elettronica di controllo e registrazione;
- 4 cubettiere da 8 cm di lato.



Il procedimento di prova può essere sommariamente descritto come segue.

Dopo il confezionamento dei cubetti di 8 cm di lato, gli stessi vengono introdotti nel forno, nel quale viene attivato il programma di maturazione prestabilito secondo il ciclo termico di 17 ore e 30 minuti illustrato in figura 1.

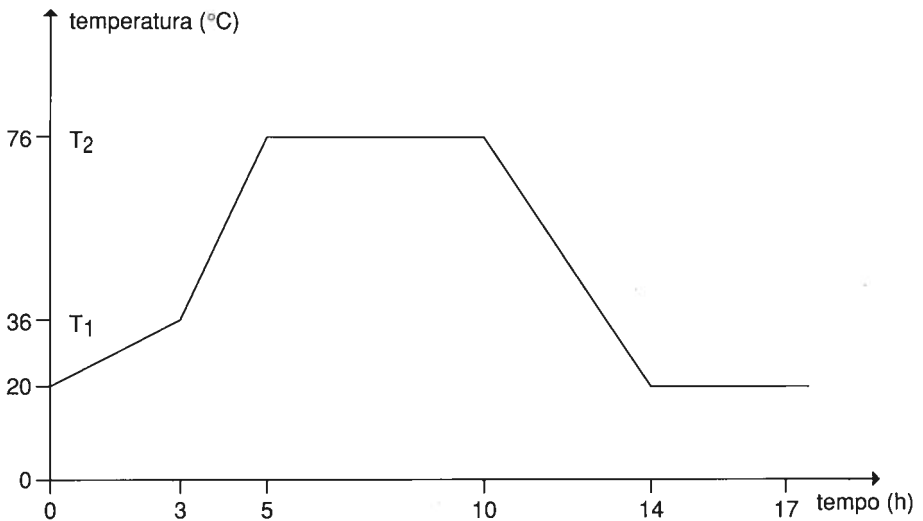
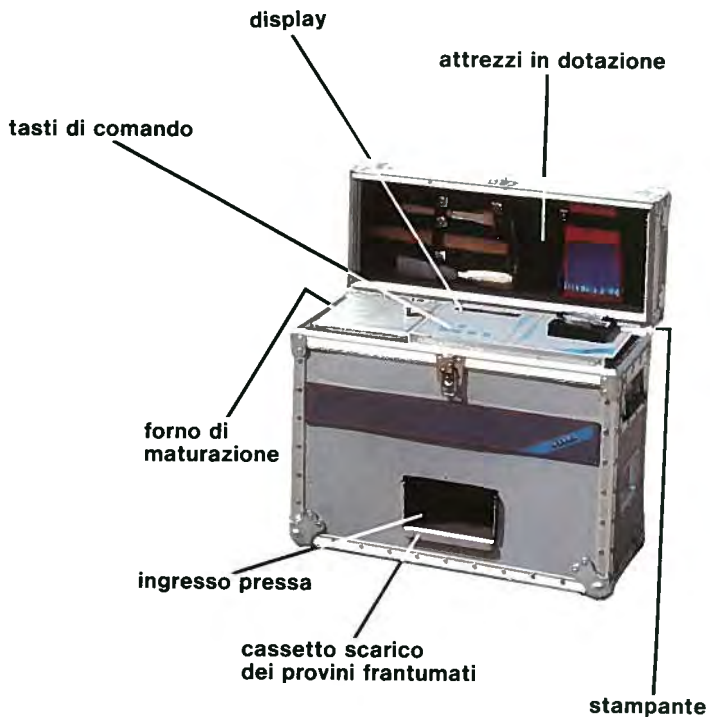


Fig. 1. Ciclo termico.

Completata questa procedura i provini vengono estratti dalle cubettiere ed inseriti nell'apposito vano sotto la pressa.

Dall'unità elettronica viene quindi gestita la prova di rottura secondo un programma che provvede automaticamente all'arresto allorché viene raggiunto il valore massimo di resistenza e al successivo ritorno in posizione iniziale del martinetto per consentire l'estrazione dei provini.

La misura della forza viene eseguita mediante un trasduttore di pressione controllato dall'unità elettronica. Il valore della resistenza a compressione a 28 giorni su cubi di lato 15 cm viene istantaneamente visualizzato su un apposito display e quindi stampato unitamente alla data e alla dimensione massima degli aggregati impiegati nel getto.



### 3. Studi preliminari e parametri che influenzano la regressione

Dato il numero di variabili in gioco nel confezionamento dei calcestruzzi di vario genere, si è reso necessario un controllo preliminare di affidabilità della metodologia proposta<sup>5</sup> in riferimento ai diversi parametri che possono influenzare le regressioni tra la resistenza misurata dopo 17 ore di maturazione accelerata e quella dopo 28 giorni di maturazione standard.

Lo studio riguarda il ciclo termico, il parametro dimensionale, la velocità di prova durante la fase di rottura e la diversa composizione dei calcestruzzi.

#### 3.1. *Ciclo termico*

L'influenza di maturazione e stagionatura del calcestruzzo<sup>6</sup> è chiaramente connessa con il ciclo termico utilizzato, essendo prefissate per norma le condizioni di riferimento a 28 giorni. Le regressioni ed i valori interpolati di resistenza meccanica a compressione saranno quindi strettamente legati a questo parametro, mantenuto costante in tutta la sperimentazione.

Lo studio riguardante il ciclo termico adottato è stato suddiviso in due distinte fasi, quella strutturale e quella ambientale.

La fase strutturale è indirizzata alla determinazione della velocità limite per la variazione di temperatura all'interno del provino. Questo aspetto assume una notevole rilevanza, per consentire al provino di rimanere alla temperatura massima per il periodo di tempo più elevato, al fine del raggiungimento della maggior resistenza nel minor tempo.

Si è dovuto perciò determinare il più alto gradiente termico che non comportasse disgregazioni locali, nonché il tempo limite di omogeneizzazione della temperatura in tutti i punti del provino allorché la stessa fosse stabilizzata all'interno del forno di maturazione.

La fase ambientale è invece indirizzata alla determinazione dei valori di temperatura  $T_1$  e  $T_2$  e dell'intervallo di permanenza alla massima temperatura.

$T_1$  rappresenta la temperatura omogenea del provino alla fine della fase di prematurazione, fissata in 36 °C. Il valore di  $T_2$  (76 °C) deve invece essere ottenuto sperimentalmente seguendo il criterio di applicare la massima temperatura possibile per diminuire i tempi di maturazione. Per la determinazione del miglior intervallo di tempo di maturazione si mantiene invece costante la temperatura massima  $T_2$ , facendo variare le ore di permanenza.



Dalle prove effettuate si è così potuto definire un ciclo termico “ottimale” (Fig. 1) che risulta in buon accordo con i suggerimenti contenuti nella letteratura specifica<sup>7-10</sup>.



### *3.2. Fase dimensionale*

Questa fase è rivolta a determinare l'influenza della dimensione del provino sulla resistenza meccanica tenendo conto anche della dimensione degli inerti impiegati.

Date le finalità di pratico impiego dell'attrezzatura di prova che necessita di peso e dimensioni contenute, sono stati adottati provini di 8 cm di lato, con riferimento a diverse granulometrie di inerti e per varie classi di resistenza del conglomerato.

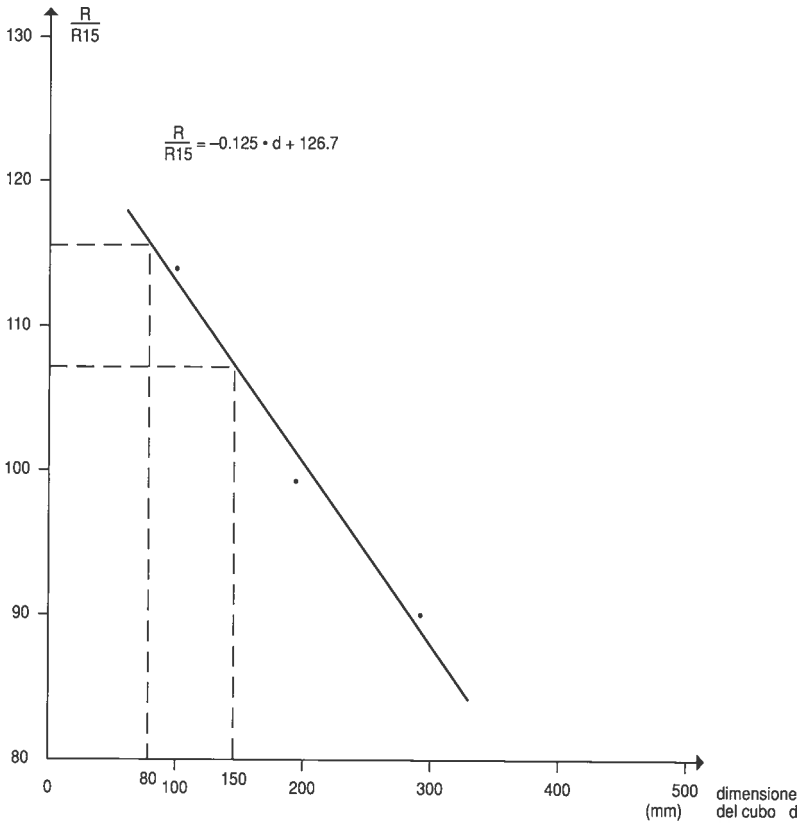
La letteratura specifica non è univoca in questo senso, in quanto la resistenza del calcestruzzo è influenzata dalle dimensioni del provino per effetto di tre fenomeni: a) l'attrito piastra-provino; b) la casualità probabilistica; c) il grado di eterogeneità del sistema, dipendente dalle relative dimensioni tra provini ed aggregato.

- a) L'effetto di taglio provocato dall'attrito tra piastra e provino<sup>11,12</sup> si fa sentire sempre meno all'aumentare della distanza dalla piastra; d'altra parte l'entità dell'effetto di taglio dipende anche dalla dimensione della superficie di contatto, per cui sarebbe più significativo considerare il rapporto  $h/S$  (e non  $h/d$ ) come termine di riferimento per valutare l'influenza di questo fenomeno, dove  $S$  è la superficie a contatto con la piastra,  $h$  è l'altezza del provino e  $d$  è il lato. Secondo questa ipotesi la resistenza dei provini di 15 cm di lato ( $R_{15}$ ) risulta maggiore della resistenza dei provini di 8 cm di lato ( $R_8$ ).
- b) È noto<sup>7,13,14</sup> che aumentando il volume di un materiale da sottoporre alla prova di rottura, aumenta anche la probabilità che il provino contenga un elemento di particolare debolezza. Appare dunque giustificabile che all'aumento della dimensione del provino corrisponda mediamente una diminuzione della resistenza meccanica. In questo caso quindi  $R_{15} < R_8$ .
- c) Secondo alcuni autori<sup>15,16</sup>, per valori del rapporto tra la dimensione del provino e il diametro massimo dell'aggregato minori di 8 il valore della resistenza aumenta con  $d$ ; sembra perciò soddisfatta ancora la relazione  $R_{15} < R_8$ .

Secondo altri autori<sup>17</sup> si può stabilire una relazione tra le dimensioni dei provini e le relative resistenze a compressione. Effettuando una interpolazione tra i valori percentuali di rottura (fatta pari al 100% quella del cubo di 20 cm di lato) e la dimensione dei provini (Fig. 2), l'equazione che sembrerebbe governare la relazione è la seguente:

$$R/R_{15} = -0.125 d + 126.7$$

dove  $R/R_{15}$  è il valore percentuale di rottura a compressione e  $d$  è la dimensione del cubo in millimetri. Risulta quindi che il cubo da 15 cm di lato dovrebbe fornire una resistenza pari al 108%, quello da 8 cm del 117%, con una differenza del 9% a favore del secondo.



**Fig. 2. Influenza della dimensione del cubo sulla resistenza a compressione.**

Per quanto riguarda la nostra ricerca si osserva che questa non univocità riscontrata nella letteratura specifica è stata confermata dalle sperimentazioni effettuate in laboratorio, in quanto per R8 si sono misurati valori sia inferiori che superiori a quelli di R15, in ragione rispettivamente del 3% e del 10% circa. Il tema necessita quindi di un ulteriore approfondimento.



### 3.3. Velocità di prova

La velocità di applicazione del carico durante la fase di rottura è costante e pari a  $0.8 \pm 0.1$  e  $0.5 \pm 0.2$  MPa/s rispettivamente per i provini maturati nello Speedymet e per quelli stagionati per 28 giorni a  $20 \pm 1$  °C secondo le norme UNI<sup>18</sup>. L'influenza causata dalle diverse velocità è quindi una costante delle regressioni ottenute.

La velocità di applicazione del carico influenza notevolmente il valore della resistenza meccanica del calcestruzzo. Più lenta è la velocità con la quale aumenta la sollecitazione, più basso è il valore che si registra per la resistenza meccanica (Fig. 3).

Ciò è presumibilmente dovuto all'aumento della deformazione per effetto dello scorrimento viscoso, cosicché quando si raggiunge un determinato valore critico di deformazione, la frattura si propaga indipendentemente dal valore del carico applicato.

Rispetto ad una prova nella quale il carico è applicato con una velocità di 0.8 MPa/s, si registra una diminuzione della resistenza del 10-15% circa quando il carico a rottura è raggiunto molto lentamente, cioè da 30 minuti a 4 ore<sup>19</sup>.

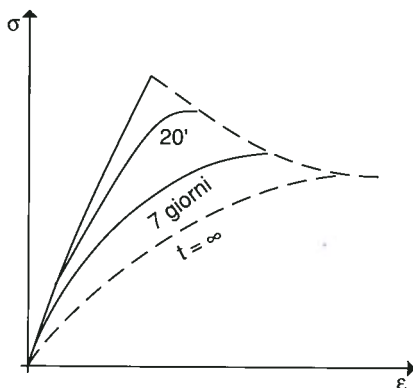


Fig. 3. Diagrammi  $\sigma/\epsilon$  del calcestruzzo per diverse velocità di prova.

### 3.4. Composizione e confezionamento del calcestruzzo

Al fine di evitare mutue influenze dei vari parametri, i fattori riguardanti composizione e confezionamento dei conglomerati sono stati mantenuti costanti come segue:

- la distribuzione granulometrica è ottenuta mediante approssimazione alla curva teorica di Bolomey, quindi, in ogni caso è quella ottimale per il tipo e la qualità di aggregati a disposizione;
- il metodo di costipamento è mantenuto costante per tutte le prove, utilizzando tavole vibranti;
- la percentuale di aria inglobata nei conglomerati è pari al 2% in volume; il risultato è reso possibile e può considerarsi costante grazie al processo di produzione ottimale che consente la prova di laboratorio.

I parametri che risultano essere variabili nell'ambito delle prove effettuate sono invece:

- legante e additivo. Data la quantità e qualità di calcestruzzi oggi impiegati nella produzione, si è reso necessario estendere la sperimentazione a diversi tipi e classi di cemento e additivi superfluidificanti. In tal modo si è potuta inoltre ampliare la conoscenza del comportamento di questi conglomerati sotto l'effetto del trattamento a vapore a bassa pressione;
- rapporto A/C. La variazione di tale rapporto è una prerogativa fondamentale della sperimentazione effettuata.

Solo in questo modo infatti possiamo ottenere un ampio quadro di variabilità delle resistenze meccaniche requisito che fornisce alla sperimentazione una sufficiente validità statistica e metodologica;

- lavorabilità. È la caratteristica più importante del calcestruzzo fresco e per questo lo slump dei conglomerati relativi alle sperimentazioni è mantenuto costante con consistenza semifluida (12-15 cm); solo per i calcestruzzi additivati con superfluidificanti, per ovvie scelte di metodo, lo slump è compreso tra i 18 e i 22 centimetri.

#### 4. Attività sperimentale realizzata

Le sperimentazioni effettuate riguardano diversi tipi di conglomerati, confezionati rispettivamente con:

- cemento Portland 325;
- cemento Portland 425;
- cemento Pozzolatico 325;
- cemento Portland 325 con aggiunta di fly ash;
- cemento Portland 325 additivato con superfluidificanti.

Per tutte le prove si sono stabilite regressioni di  $R_s$  su  $R_a$  di tipo lineare, dove  $R_s$  è la resistenza a compressione misurata dopo maturazione standard di 28 giorni su

cubi da 15 cm di lato, ed  $R_a$  è quella valutata dopo la maturazione accelerata di 17 ore su cubi da 8 cm di lato.

Per calcolare le sopracitate rette di interpolazione si sono utilizzati tutti i valori disponibili, quindi anche quelli che presentavano scarti elevati rispetto alla media. Infatti la possibilità di eliminare una coppia di valori all'interno di un calcolo statistico è legata all'estrema casualità del fatto (punto detto "out liner") o alla precisa individuazione delle cause che ne hanno provocato l'anomalia di comportamento.

Per ognuna delle rette di regressione si è calcolato lo scarto percentuale tra il valore reale di rottura e quello interpolato e dunque lo scarto quadratico medio (SQM) di questi valori.

Analiticamente le rette di regressione sono espresse da equazioni del tipo  $R_s = m \cdot R_a + c$ , essendo  $m$  e  $c$  due costanti che dipendono dal tipo di legante, dal ciclo termico e dalla dimensione massima dell'aggregato.

#### 4.1. Cemento Portland 325

Lo studio effettuato riguarda calcestruzzi confezionati con cemento Portland ordinario tipo 325, con inerti di tre diverse dimensioni massime, 9, 19 e 25 mm; i dosaggi di cemento sono compresi tra 250 e 325 kg/m<sup>3</sup>, per rapporti A/C variabili da 0.84 a 0.54<sup>20-21</sup>.

I risultati di queste prove (Tabb. 1 e 2) hanno consentito di stabilire una regressione di  $R_s$  su  $R_a$  (Fig. 4); l'equazione che ne risulta è la seguente:

$$R_s = 1.95 \cdot R_a + 4,00 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 4.37\%]$$

Volendo interpolare separatamente i valori relativi alle tre dimensioni di inerte le rette di regressione sono (Figg. 5-7):

- inerte 9 mm  $R_s = 1.99 \cdot R_a + 3.45 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 2.85\%];$
- inerte 19 mm  $R_s = 1.92 \cdot R_a + 4.17 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 5.06\%];$
- inerte 25 mm  $R_s = 1.92 \cdot R_a + 4.61 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 4.66\%].$

Relativamente all'influenza della dimensione dell'aggregato rispetto a quella del provino, essa è risultata sostanzialmente trascurabile, con scostamenti inferiori all'1%.

**Tab. 1. Risultati delle prove di laboratorio; cemento Portland 325.**

	9 mm		19 mm		25 mm	
	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)
A	6.4	16.2	7.6	18.3	9.4	20.6
	7.0	16.2	7.4	18.0	10.3	22.9
	6.1	15.7	E 7.3	18.2	I 8.2	21.1
	6.9	17.5	9.8	21.1	8.4	20.3
	6.4	16.5	9.2	21.6	9.5	23.6
B	8.7	21.4	11.6	24.8	12.6	26.9
	9.4	21.2	10.6	26.4	10.9	27.0
	9.1	21.0	F 11.2	27.7	L 12.5	27.6
	10.2	24.7	13.3	28.5	12.2	27.7
	9.2	22.3	13.4	28.0		
C	12.4	27.6	14.9	31.1	14.5	31.7
	13.5	30.5	14.2	32.4	13.0	30.0
	13.0	29.6	G 14.8	33.9	M 12.8	30.7
	12.3	27.4	12.9	29.9	13.4	32.1
	11.0	26.4	13.9	33.0	12.9	32.0
D	16.0	34.8	18.8	37.8	17.1	38.0
	14.3	32.7	18.4	39.4	18.0	38.7
	14.6	33.1	H 17.4	37.1	N 17.8	39.0
	14.4	31.2	17.6	38.4	18.2	38.1
	14.7	33.0	15.9	37.6	18.4	40.4

**Tab. 2. Media dei risultati delle prove di laboratorio; cemento Portland 325; aggregato di dimensioni massime di 9, 19, 25 mm.**

	Contenuto in cemento kg/m <sup>3</sup>	A/C	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	Dim. max aggregato
A	250	0.84	6.6	16.4	9 mm
B	275	0.75	9.3	22.1	
C	300	0.67	12.4	28.3	
D	325	0.60	14.8	33.0	
E	250	0.80	8.2	19.4	19 mm
F	275	0.70	12.0	27.0	
G	300	0.63	14.1	32.0	
H	325	0.57	17.6	38.0	
I	250	0.76	9.2	21.7	25 mm
L	275	0.67	12.0	27.3	
M	300	0.60	13.3	31.3	
N	325	0.54	17.9	38.8	



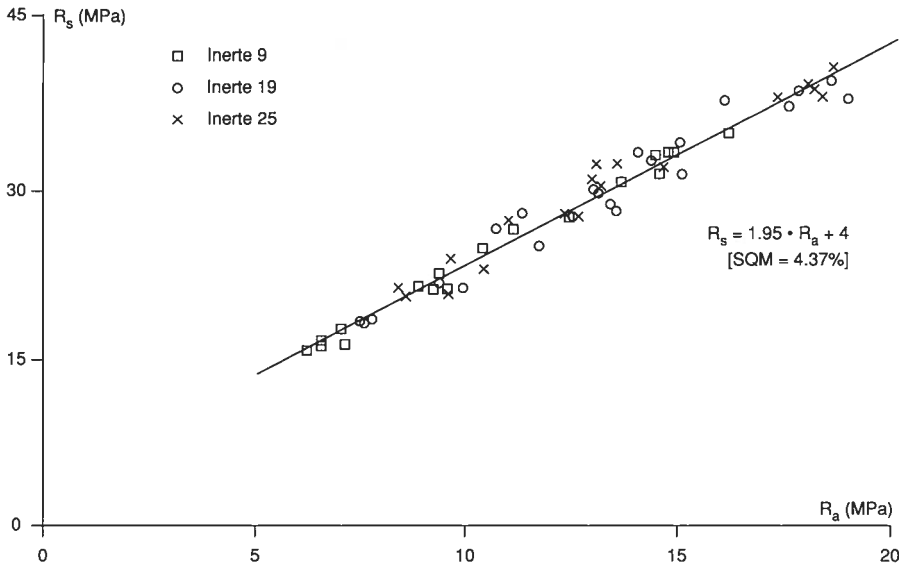


Fig. 4. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325.

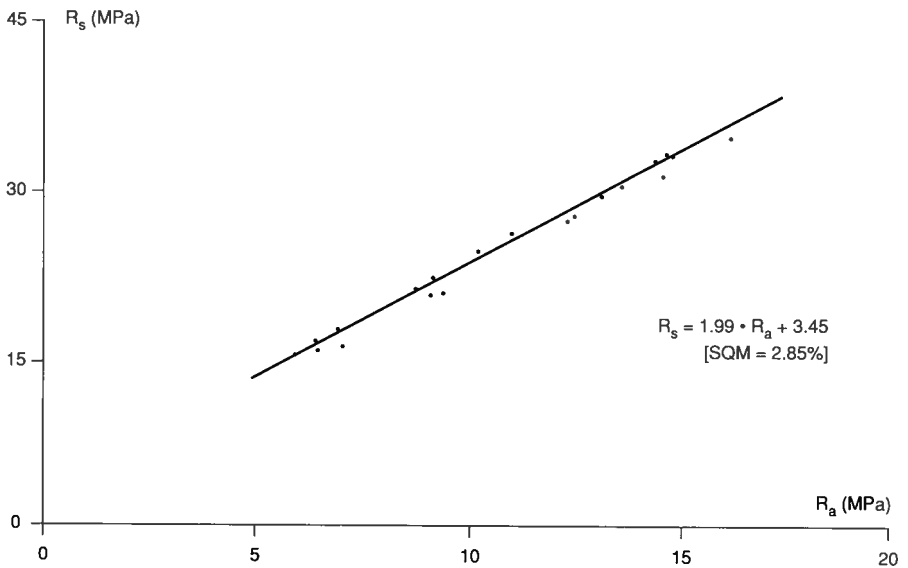


Fig. 5. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 (inerte = 9 mm).

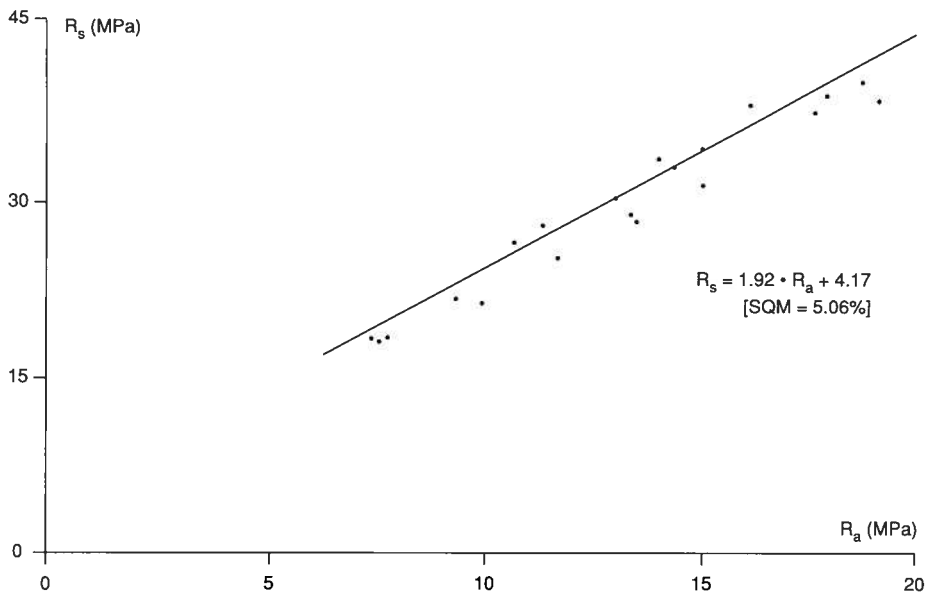


Fig. 6. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 (inerte = 19 mm).

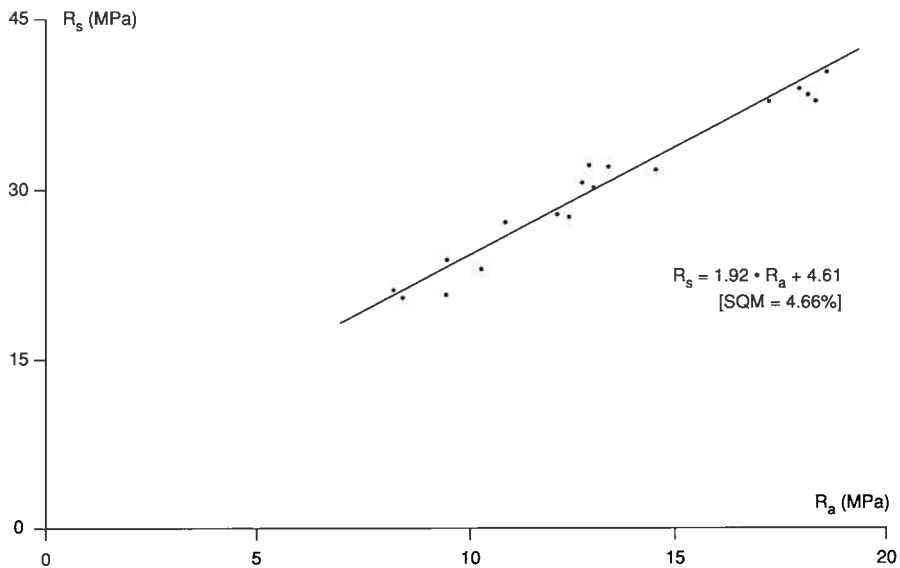


Fig. 7. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 (inerte = 25 mm).

Avendo a disposizione anche alcuni risultati di prove effettuate in cantiere (Tab. 3), si è voluto verificare se questi potessero influenzare sensibilmente lo scarto quadratico medio valutato per le prove di laboratorio.

Si è dunque effettuata una interpolazione con tutti questi valori (Fig. 8) ed il risultato è stato il seguente:

$$R_s = 1.82 \cdot R_a + 5.53 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 4.24\%]$$

Tab. 3. Risultati di prove di cantiere; cemento Portland 325.

	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)		$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)		$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)
1	21.3	45.0	32	15.0	32.7	63	22.1	45.5
2	13.4	30.2	33	14.2	31.2	64	14.9	32.5
3	18.8	40.2	34	16.2	34.7	65	15.3	33.0
4	8.8	21.7	35	17.7	37.0	66	13.6	28.5
5	13.6	31.0	36	18.3	36.0	67	13.7	29.0
6	33.3	65.0	37	11.9	27.0	68	11.4	27.0
7	9.2	22.7	38	10.2	25.5	69	11.5	26.5
8	9.4	23.5	39	11.9	29.0	70	11.6	27.5
9	14.1	31.7	40	12.7	28.5	71	11.8	27.0
10	12.0	29.0	41	12.5	27.5	72	17.2	37.0
11	10.3	25.5	42	12.0	27.0	73	12.1	28.0
12	10.4	25.2	43	16.0	34.0	74	17.8	38.0
13	18.4	39.2	44	16.7	35.5	75	17.2	37.5
14	21.5	45.0	45	16.4	31.0	76	16.6	36.5
15	15.1	33.5	46	15.5	30.5	77	20.9	42.5
16	11.1	26.2	47	12.2	28.0	78	14.7	32.0
17	12.8	30.0	48	14.1	29.0	79	14.4	31.5
18	14.7	32.2	49	21.4	44.1	80	13.8	31.5
19	16.3	35.7	50	23.2	46.5	81	14.0	32.0
20	22.6	45.0	51	15.2	33.5	82	14.3	31.5
21	19.3	40.0	52	13.5	31.0	83	14.5	32.0
22	21.0	43.7	53	13.0	28.0	84	16.5	36.5
23	17.4	37.0	54	13.8	27.5	85	17.2	37.0
24	18.7	40.0	55	14.2	28.5	86	13.3	31.5
25	13.2	30.2	56	14.5	29.0	87	13.9	32.5
26	15.8	34.0	57	18.2	38.5	88	13.6	30.0
27	25.2	51.7	58	18.4	40.5	89	13.3	29.5
28	26.8	54.7	59	18.1	38.0	90	19.5	41.5
29	13.6	30.0	60	16.5	37.5	91	18.5	40.0
30	12.5	28.2	61	17.5	38.0	92	19.5	39.5
31	15.0	32.5	62	22.0	45.0			

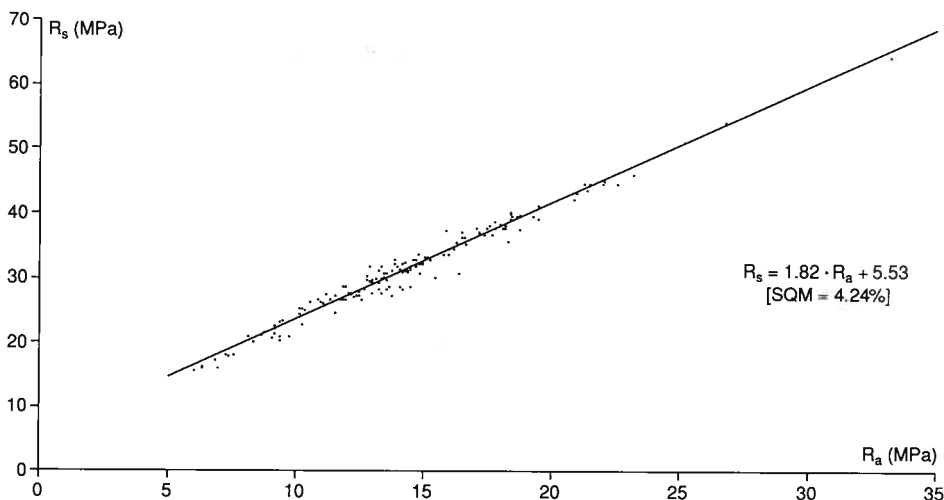


Fig. 8. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 (laboratorio + cantiere).

#### 4.2. Cemento Portland 425

Per queste miscele i dosaggi di cemento sono compresi tra 200 e 500 kg/m<sup>3</sup>, per rapporti A/C variabili da 0.84 a 0.42, il diametro massimo dell'aggregato è sempre di 25 mm<sup>22,23</sup>. In questo caso si è voluto operare con resistenze meccaniche (Tabb. 4, 5) comprendenti anche valori medio-bassi, per poter meglio confrontare questo tipo di conglomerati con quelli relativi alla precedente sperimentazione con cemento Portland 325. Relativamente a queste prove, volendo ricercare una retta interpolante tutti i valori a disposizione, lo scarto quadratico medio risulta abbastanza elevato (Fig. 9, retta a).

Utilizzando invece una analisi di regressione di potenza (Fig. 9, b) o una logaritmica (Fig. 9, c), si sono misurati scarti decisamente più bassi (v. anche § 6):

- |                            |   |               |
|----------------------------|---|---------------|
| a) regressione lineare     | $R_s = 1.19 \cdot R_a + 11.6$ (MPa)       | [SQM = 7.04%] |
| b) regressione di potenza  | $R_s = 4.94 \cdot R_a^{0.664}$ (MPa)      | [SQM = 5.15%] |
| c) regressione logaritmica | $R_s = 20.82 \cdot \ln R_a - 24.92$ (MPa) | [SQM = 5.01%] |

Anche se in questo modo si ottengono risultati soddisfacenti, si è operata una distinzione a seconda dei rapporti A/C (e di conseguenza delle resistenze a 28 giorni), dato che il prevalente uso di questi cementi è rivolto all'ottenimento di calcestruzzi con resistenze medio-alte.

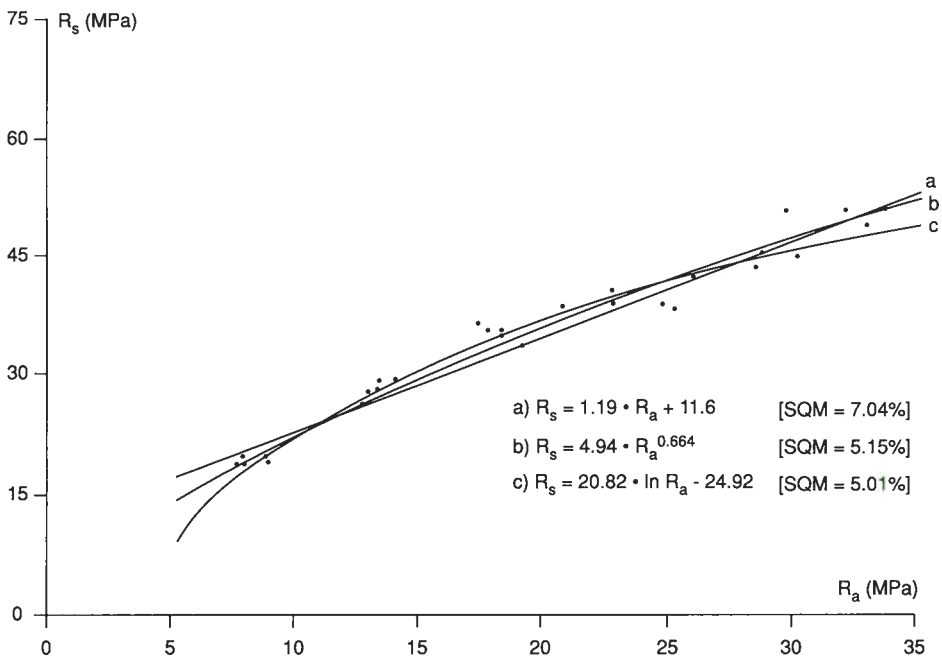


Fig. 9. Curve di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 425; a) regressione lineare; b) regressione di potenza; c) regressione logaritmica.

Tab. 4. Risultati delle prove di laboratorio; cemento Portland 425.

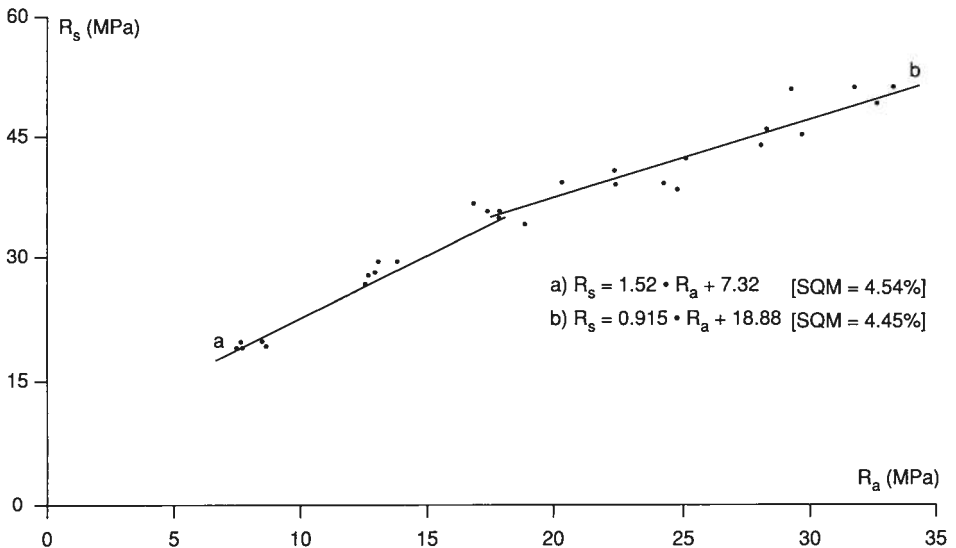
	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)		$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)		$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)
P	7.7	18.8	R	18.0	34.8	T	29.9	44.3
	7.7	18.8		18.0	34.6		25.3	41.8
	7.7	19.1		18.9	33.5		28.2	43.5
	8.7	18.7		17.5	35.3		28.5	45.0
	8.4	19.2		17.0	36.4			
Q	12.6	26.4	S	24.6	38.7	U	29.5	49.8
	13.0	28.2		22.6	38.5		32.0	50.3
	13.8	29.2		25.0	38.1		33.4	50.4
	13.1	29.1		22.6	40.2		32.9	48.4
	12.7	28.0		20.5	38.5			

**Tab. 5. Medie dei risultati delle prove di laboratorio; cemento Portland 425.**

	Contenuto in cemento kg/m <sup>3</sup>	A/C	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)
P	250	0.84	8.0	18.9
Q	300	0.70	13.0	28.9
R	350	0.60	17.9	35.0
S	400	0.52	23.0	38.8
T	450	0.47	28.0	43.6
U	500	0.42	31.7	49.7

Le relazioni che individuano le due analisi di regressione sono (Fig. 10, a e b):

- a)  $R_s = 1.52 \cdot R_a + 7.32$  (MPa) [SQM = 4.54%] ( $R_s < 35$  MPa)  
 b)  $R_s = 0.91 \cdot R_a + 18.88$  (MPa) [SQM = 4.45%] ( $R_s > 35$  MPa)



**Fig. 10. Rette di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 425; a)  $R_s < 35$  MPa; b)  $R_s > 35$  MPa.**

Confrontando i risultati di questa sperimentazione con quelli della precedente (§ 4.1), si può notare che le resistenze ottenute con il cemento 325 sono mediamente superiori a quelle del cemento 425. È possibile che questo comportamento sia dovuto alla più alta velocità di idratazione dei cementi di questo tipo, causata dalla loro maggiore finezza. Da un lato la velocità di idratazione può influenzare positivamente la resistenza meccanica; d'altra parte può provocare una serie di incongruenze all'interno della struttura porosa del materiale. Questa maggiore velocità potrebbe dunque ostacolare l'ulteriore idratazione dei granuli di cemento rimasti anidri, formando una struttura porosa in cui l'acqua presente all'interno dei pori capillari potrebbe generare perdite di resistenza meccanica.

In questo caso la formazione di fibre di C-S-H avviene in modo veloce e le stesse presentano una lunghezza inferiore, in accordo con la teoria secondo la quale la resistenza meccanica dipende anche dalla lunghezza delle fibre di C-S-H<sup>24</sup>.

### 4.3. Cementi e materiali pozzolanici

Si sono studiate due rette di regressione, per due diversi tipi di legante<sup>25,26</sup>, il primo confezionato con cemento pozzolanico 325 (serie P), il secondo da una miscela composta per il 70% di cemento Portland 325 ed il 30% di fly ash (serie FA).

**Tab. 6. Risultati delle prove di laboratorio, cemento Pozzolanico 325 (serie P) e 70% cemento Portland 325 + 30% Fly Ash (serie FA), dimensione max inerte 15 mm.**

R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	
P1		P2		P3		P4		
7.2	16.7	9.9	22.3	11.6	26.5	13.8	34.3	
6.9	17.6	9.3	21.1	10.7	26.0	14.2	32.3	Cemento
6.8	17.5	9.3	20.8	11.4	25.2	14.3	34.3	Pozzolanico
6.0	16.9	8.8	20.5	11.0	25.8	13.8	32.6	325
FA1		FA2		FA3		FA4		
6.6	15.6	9.0	19.6	11.2	24.8	12.6	27.2	
6.3	15.5	8.4	19.3	9.8	24.2	12.5	27.1	70% Cemento
7.3	15.0	8.8	20.1	9.9	23.5	13.5	28.4	Portland 325 +
6.2	15.2	9.7	20.4	10.2	23.9	12.3	28.4	30% Fly Ash

Tab. 7. Valori medi delle resistenze per le prove di laboratorio; cemento Pozzolánico 325 (serie P) e 70% cemento Portland 325 + 30% Fly Ash (serie FA). Le miscele sono composte dal 42.6% di ghiaino (5-15 mm) e 57.4% di sabbia (0-5 mm).

Impasto	Rapporto A/C	Dosaggio di cemento kg/m <sup>3</sup>	Resistenze (MPa)		
			R <sub>a</sub>	R <sub>s</sub>	
P1	0.8	260	6.7	17.3	Cemento Pozzolánico 325
P2	0.7	310	9.3	21.2	
P3	0.6	360	11.2	25.9	
P4	0.5	450	14.0	33.4	
FA1	0.8	260	6.6	15.3	70% cemento Portland 325 + 30% Fly Ash
FA2	0.7	300	9.0	19.9	
FA3	0.6	360	10.3	24.1	
FA4	0.5	450	12.7	27.8	

I rapporti A/C sono compresi tra 0.5 e 0.8, corrispondenti a dosaggi di cemento variabili da 450 a 260 kg/m<sup>3</sup>; il diametro massimo dell'aggregato è di 15 mm, con resistenze attese a 28 giorni comprese tra 16.7 e 34.3 MPa (Tabb. 6 e 7).

Le resistenze dei due tipi di calcestruzzo, per gli stessi rapporti A/C e dopo maturazione accelerata, tendono a coincidere; possiamo spiegare il fenomeno estendendo le ipotesi di Ravina<sup>27</sup>, secondo le quali l'aumento di temperatura appiattisce le differenze tra i vari fly ash, anche al confronto fly ash-pozzolana. Inoltre le alte temperature raggiunte all'interno del forno di maturazione favoriscono una maggiore velocità di reazione del fly ash e della pozzolana. La matrice resistente sviluppata da questa reazione è quindi superiore a quella raggiunta in condizioni standard e risulta perciò di fondamentale influenza nella regressione.

I risultati delle prove effettuate confermano inoltre che entrambi i conglomerati in questione sviluppano una resistenza che, paragonata a quella del cemento Portland 325 ordinario (§ 4.1), è inferiore a tutte le età e per ogni rapporto A/C.

Tale differenza si riduce per maturazione di 28 giorni e per rapporti A/C più bassi. L'utilizzo di leganti con caratteristiche pozzolaniche determina inoltre una variabilità del rapporto di correlazione tra R<sub>s</sub> ed R<sub>a</sub> in funzione del rapporto A/C, minore rispetto a quello relativo al cemento Portland 325. Ciò significa quindi che le perdite di resistenza meccanica dovute al trattamento a vapore sono inferiori se nel calcestruzzo sono presenti materiali con caratteristiche pozzolaniche<sup>28</sup>.



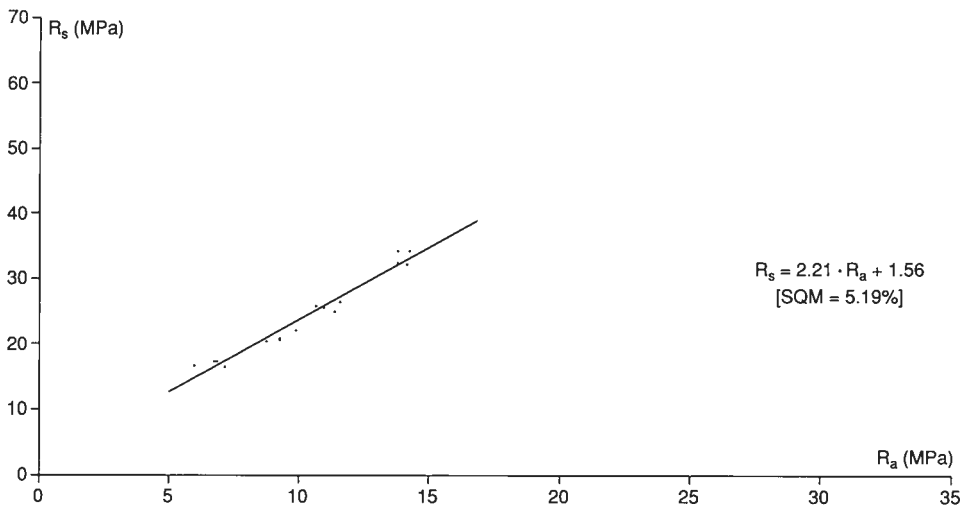


Fig. 11. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Pozzolanico 325.

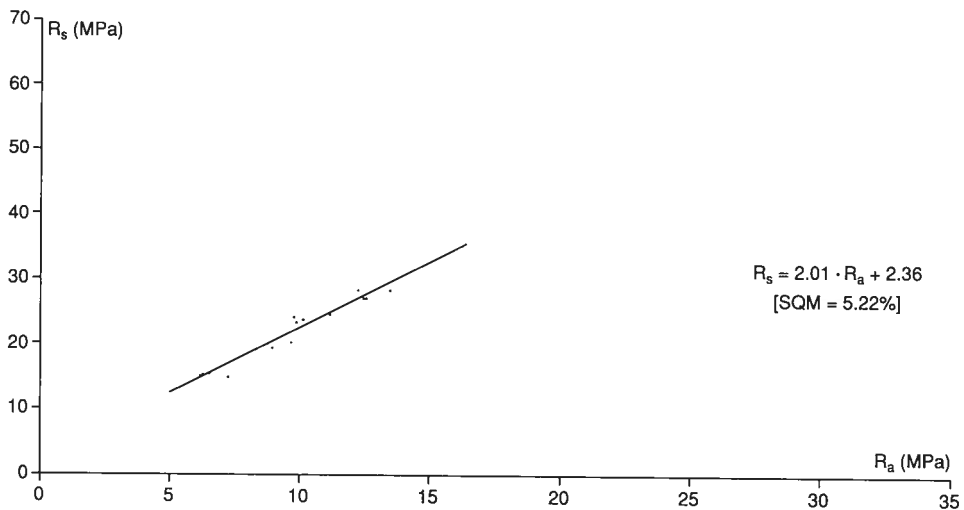


Fig. 12. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con 70% cemento Portland 325 e 30% Fly Ash.

Possiamo dunque esporre le rette di regressione con i relativi valori di scarto quadratico medio:

– calcestruzzo con cemento Pozzolanicco 325 (Fig. 11)

$$R_s = 2.21 \cdot R_a + 1.56 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 5.19\%]$$

– calcestruzzo con 70% cemento Portland 325 e 30% Fly Ash (Fig. 12)

$$R_s = 2.01 \cdot R_a + 2.36 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 5.22\%]$$

#### 4.4. Cemento Portland 325 additivato con superfluidificanti

In questo caso la sperimentazione è stata effettuata su conglomerati confezionati con cemento Portland 325 e tre diversi tipi di additivo superfluidificante<sup>29,30</sup>: Rheobuild 561 (ritardante), Rheobuild 1000 (normale) e Rheobuild TDS (Total Durability System).

I rapporti A/C variano tra 0.56 e 0.46 per i primi due tipi di impasto e tra 0.39 e 0.37 per il terzo, con dosaggi compresi tra 310 e 380 kg/m<sup>3</sup>; la dimensione massima dell'aggregato è sempre di 25 mm (Tabb. 8-9).

Tab. 8. Risultati delle prove di laboratorio; cemento Portland 325 additivato.

$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	Additivo
14.0	28.5	17.9	34.3	22.3	44.0	21.8	46.3	Rheobuild 561
14.5	29.3	17.6	34.6	19.8	41.9	26.6	49.0	
A 14.8	28.6	C 18.5	34.1	E 20.4	43.6	G 25.0	44.6	
14.7	28.4	20.2	41.0	20.4	42.0	25.5	46.7	
16.1	30.4	19.7	40.9	20.1	42.6	22.9	47.5	
15.7	30.2	18.9	34.0	22.5	38.9	25.2	43.3	Rheobuild 1000
13.9	27.6	18.5	35.4	22.9	42.7	24.1	46.6	
B 13.7	27.0	D 20.9	37.4	F 24.5	45.0	H 24.0	43.2	
16.7	28.5	19.6	37.3	23.1	41.8	26.2	46.7	
15.6	27.7	21.0	39.0	22.7	40.7	26.0	46.2	
41.8	52.8	44.2	54.1					Rheobuild TDS
39.5	46.8	47.2	55.8					
I 39.9	48.2	L 46.9	52.7					
37.7	52.0	41.7	56.5					
42.0	54.2	48.8	61.8					

Tab. 9. Valori medi delle resistenze per le prove di laboratorio; cemento Portland 325 additivato.

Impasto	Rapporto A/C	Dosaggi – kg/m <sup>3</sup> – (%)				Resistenze (MPa)		Additivo Rheobuild	
		Cemento	Ghiaia		Sabbia		R <sub>a</sub>		R <sub>s</sub>
			19-25 mm	7-19 mm	0-7 mm	0-2 mm			
A	0.56	310 (14)	612 (27)	340 (15)	785 (35)	196 (9)	14.8	29.0	561
B	0.56	310 (14)	612 (27)	340 (15)	785 (35)	196 (9)	15.1	28.2	1000
C	0.52	340 (15)	585 (26)	405 (18)	735 (33)	173 (8)	18.8	37.0	561
D	0.52	340 (15)	585 (26)	405 (18)	735 (33)	173 (8)	19.8	36.6	1000
E	0.48	360 (16)	613 (27)	477 (21)	696 (31)	109 (5)	20.6	42.8	561
F	0.48	360 (16)	613 (27)	477 (21)	696 (31)	109 (5)	23.1	41.8	1000
G	0.46	380 (17)	613 (27)	454 (20)	718 (32)	87 (4)	24.4	46.8	561
H	0.46	380 (17)	613 (27)	454 (20)	718 (32)	87 (4)	25.1	45.2	1000
I	0.39	335 (15)	632 (27)	351 (15)	788 (34)	202 (9)	40.2	50.3	TDS
L	0.37	350 (15)	605 (26)	372 (16)	806 (35)	179 (8)	45.8	56.2	TDS

Rispetto alle sperimentazioni precedenti, lo slump è più elevato e variabile tra 18 e 22 centimetri. Peraltro il Rheobuild 561 e il Rheobuild 1000 provocano sul conglomerato comportamento simile, mentre quello causato dal Rheobuild TDS è decisamente diverso. Il Rheobuild 561 è un additivo superfluidificante a bassa perdita di lavorabilità, cioè ritardante; dobbiamo quindi considerare che il ciclo termico abbia una influenza minore rispetto a quella sui calcestruzzi confezionati con il Rheobuild 1000. In altre parole è come se il suddetto ciclo termico durasse circa 16 ore; ciò potrebbe giustificare le differenze riscontrate nelle resistenze meccaniche dopo la maturazione accelerata. D'altra parte l'additivo influenza anche i valori di resistenza a 28 giorni, per cui avremo un comportamento inverso al precedente; l'incremento in questo caso è a favore dei conglomerati confezionati con il Rheobuild 561.

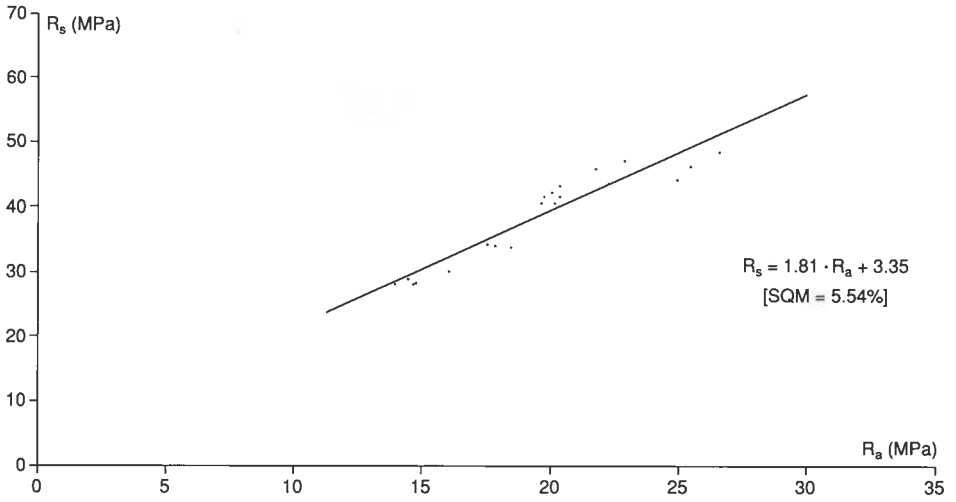
Le equazioni delle rette di regressione relative ai due conglomerati sono dunque:

- calcestruzzo confezionato con cemento Portland 325 e additivo Rheobuild 561 (Fig. 13)

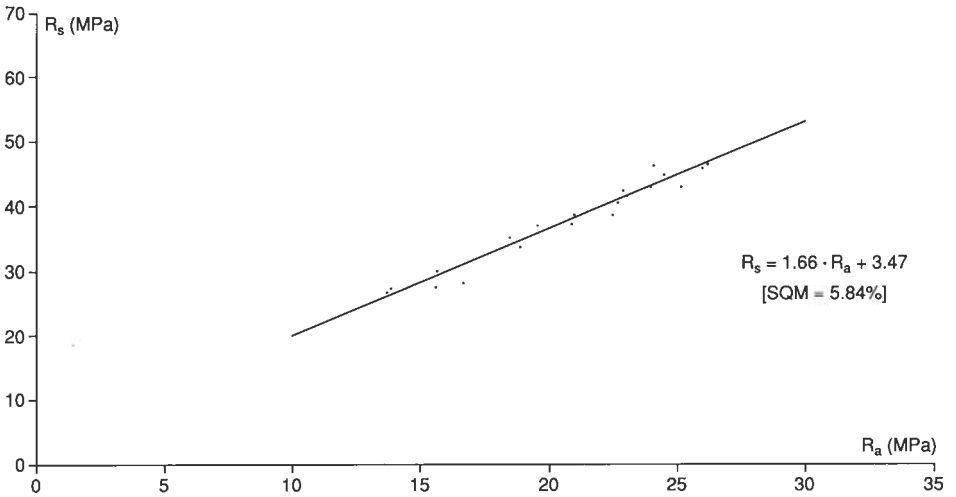
$$R_s = 1.81 \cdot R_a + 3.35 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 5.54\%]$$

- calcestruzzo confezionato con cemento Portland 325 e additivo Rheobuild 1000 (Fig. 14)

$$R_s = 1.66 \cdot R_a + 3.47 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 3.84\%]$$



**Fig. 13.** Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 e additivo Rheobuild 561.



**Fig. 14.** Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 e additivo Rheobuild 1000.

Abbiamo inoltre unificato i valori relativi a questi due conglomerati e la regressione che ne risulta è la seguente (Fig. 15):

$$R_s = 1.67 \cdot R_a + 4.65 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 6.02\%]$$

Lo scarto quadratico medio risulta più elevato, bisogna tuttavia considerare quanto già detto in precedenza, e cioè che i due additivi influenzano in modo diverso le caratteristiche fisiche sia del calcestruzzo fresco che di quello indurito.

Il Rheobuild TDS è un additivo in polvere a base di iperfluidificanti con presenza di silice amorfa ad elevato potere pozzolanico. Il comportamento dei conglomerati confezionati con questo additivo è decisamente diverso dai precedenti, in quanto le resistenze misurate dopo la maturazione accelerata sono in linea con i relativi rapporti A/C, mentre non lo sono assolutamente quelle misurate dopo 28 giorni.

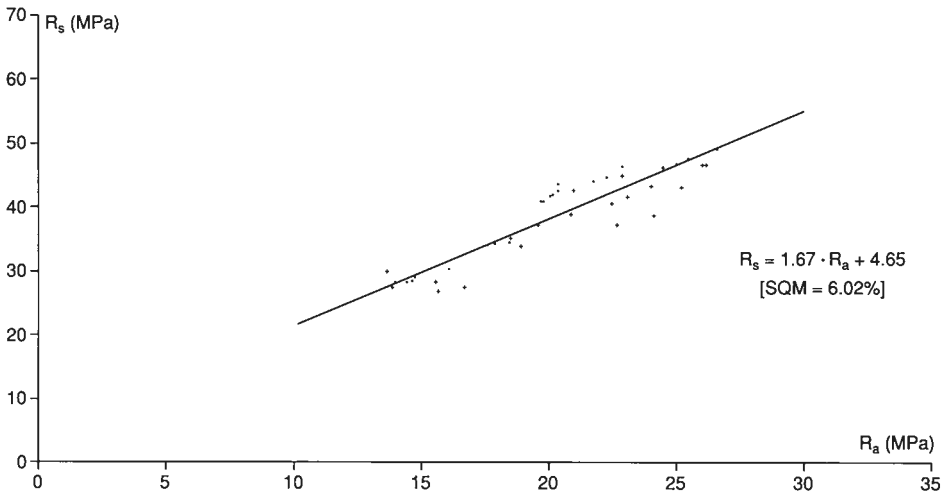


Fig. 15. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 e additivo Rheobuild 561 (·) e 1000 (+).

La retta di regressione relativa a questi calcestruzzi è la seguente (Fig. 16):

$$R_s = 0.82 \cdot R_a + 18.46 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 5.33\%]$$

Si potrebbe spiegare il fenomeno con la presenza della silice amorfa contenuta nell'additivo; questa infatti reagirebbe immediatamente, dato il suo elevato potere pozzolanico, con la parte di clinker presente nel cemento, lasciando escluse poi dal successivo processo di indurimento quelle ceneri volanti che vengono aggiunte nella produzione odierna dei cementi.

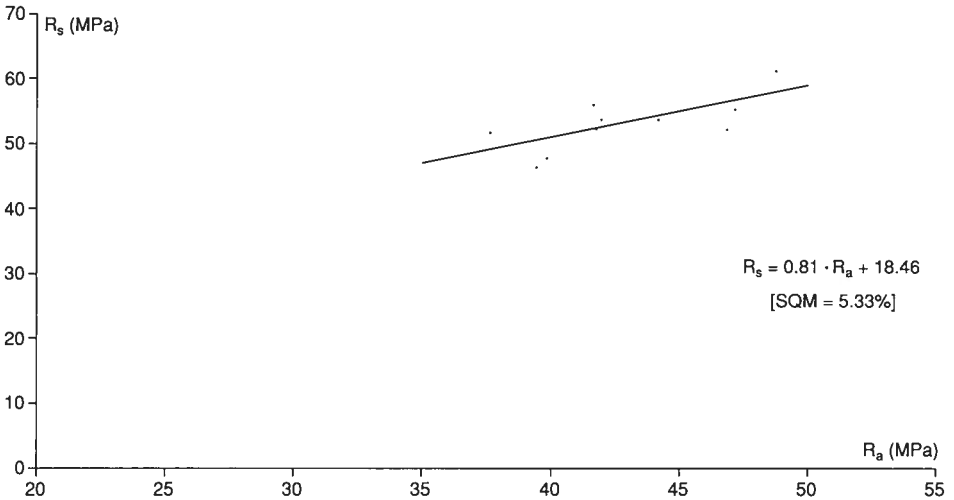


Fig. 16. Retta di regressione per calcestruzzi confezionati con cemento Portland 325 e additivo Rheobuild TDS.

Questi risultati potrebbero quindi suggerire l'ipotesi che non siano solamente le caratteristiche dell'additivo a influenzare i valori di resistenza meccanica a compressione misurata dopo 28 giorni, ma anche e soprattutto l'effettiva composizione del cemento utilizzato.

Una ulteriore anche se parziale riprova verrebbe data dalle già citate differenze misurate tra i calcestruzzi confezionati con additivi Rheobuild 561 e 1000. Relativamente a questa anomalia abbiamo programmato una nuova serie di prove con gli stessi additivi, utilizzando cementi della stessa classe e tipo, ma con provenienza da diverse cementerie, allo scopo di verificare in quale misura la reale composizione dei cementi possa essere effettivamente influente.

#### 4.5. Regressione unica per tutti i calcestruzzi confezionati con cementi 325

Abbiamo riunito i valori di tutte le sperimentazioni di laboratorio (Tabb. 1, 6, 8), aggiungendo quelli ricavati da prove effettuate in cantiere (Tab. 3), per verificare se, nonostante le profonde differenze esistenti tra i diversi tipi di conglomerati, la regressione lineare potesse avere uno scarto quadratico medio accettabile.

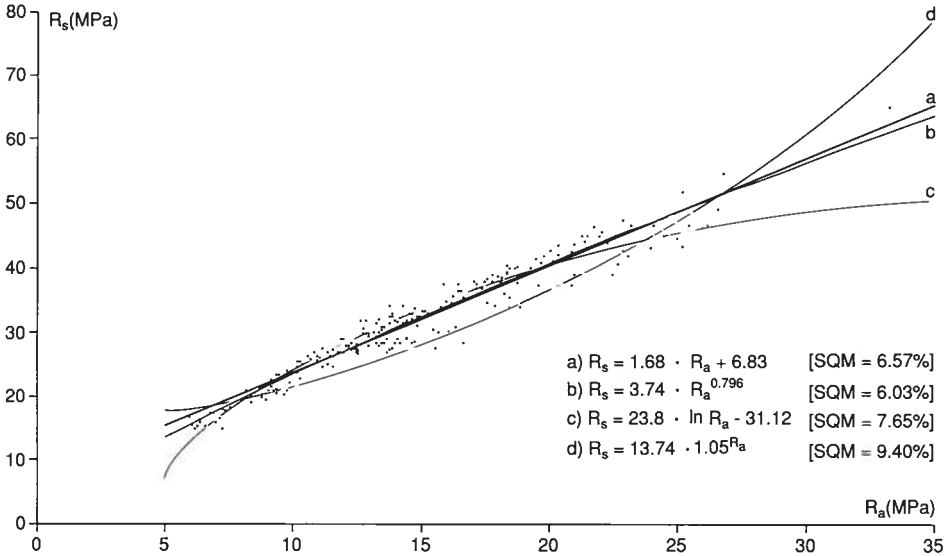


Fig. 17. Risultati cumulativi per i calcestruzzi con tutti i cementi 325: a) regressione lineare; b) regressione di potenza; c) regressione logaritmica; d) regressione esponenziale.

Una precisazione ulteriore va fatta a favore della metodologia di prova e cioè che le sperimentazioni, oltre a riguardare conglomerati con caratteristiche chimiche e fisiche diverse tra di loro, sono state effettuate nell'arco di più di tre anni, in diversi laboratori, con cementi di vario tipo e provenienza, aggregati diversi e diversa distribuzione granulometrica.

Questo procedimento ci ha dunque portato a stabilire la seguente retta di regressione (Fig. 17, retta a):

$$R_s = 1.68 \cdot R_a + 6.83 \text{ (MPa)} \quad [\text{SQM} = 6.57\%]$$

## 5. Verifiche di regressioni non lineari

Il tipo di interpolazione lineare utilizzata in questa sperimentazione (§ 4) è ormai standardizzata in vari paesi<sup>31-33</sup>; ciò non significa che sia il metodo che fornisce scarti quadratici medi più bassi, come da recenti studi effettuati da Chengju<sup>34</sup> e visto che “passando da un’interpolante di grado K ad una di grado K+1 (quando ciò è possibile) la devianza residua non aumenta”<sup>35</sup>.

A questo punto non ci resta che verificare tale ipotesi determinando, per diverse curve di regressione non lineari, gli scarti quadratici medi e paragonandoli poi con quelli ottenuti nella presente sperimentazione con rette di interpolazione lineari.

L’operazione è stata compiuta per le interpolazioni riguardanti tutti i valori di laboratorio e di cantiere a disposizione (§ 4.5). Come già accennato, la regressione di tipo lineare fornisce uno scarto quadratico medio del 6.57%.

L’analisi riguarda tre tipi di regressioni cosiddette “linearizzabili”, cioè di potenza, logaritmica, esponenziale. Le equazioni che definiscono le suddette interpolazioni e i relativi scarti quadratici medi risultano (Fig. 17, curve b, c, d):

b) regressione di potenza  $R_s = 3.74 \cdot R_a^{0.796}$  (MPa) [SQM = 6.03%];

c) regressione logaritmica  $R_s = 23.8 \cdot \ln R_a - 31.12$  (MPa) [SQM = 7.65%];

d) regressione esponenziale  $R_s = 13.74 \cdot 1.05^{R_a}$  (MPa) [SQM = 9.40%].

Come si può notare, sia l’interpolazione logaritmica che quella esponenziale forniscono scarti decisamente superiori rispetto a quella lineare; quella di potenza invece, in accordo con Chengju<sup>34</sup> permette di giungere a risultati più precisi.

D’altra parte, questo tipo di analisi fornisce una stima più precisa per il fatto che predice una resistenza a compressione uguale a zero quando anche i valori di rottura dopo la maturazione accelerata dovessero essere pari a zero.

Perveniamo ad un risultato di questo genere in quasi tutte le analisi effettuate; solo nel caso dei calcestruzzi confezionati con cemento Portland 425 (§ 4.2), data la particolare distribuzione dei valori, l’analisi di regressione che fornisce lo scarto più basso è quella logaritmica.



## 6. Conclusioni

Le sperimentazioni effettuate potrebbero già consentire la formulazione di una specifica norma atta a migliorare le attuali metodologie di controllo di qualità del calcestruzzo. Per questa operazione, avvalendosi della maturazione accelerata a vapore, si sono stabilite attendibili relazioni tra le prove a poche ore dal getto e i valori di resistenza a 28 giorni.

Lo scarto quadratico medio riscontrato per questo tipo di regressione è mediamente del 4-5%, con un massimo del 6% circa, nel caso in cui vengano considerati i valori relativi a tutti i calcestruzzi testati, e cioè con caratteristiche chimiche e fisiche notevolmente diverse tra loro.

Peraltro, per una ulteriore conferma di questi risultati, nonché per una loro estensione a calcestruzzi diversi, la ricerca è tuttora in corso. Già fin d'ora si può tuttavia ritenere che la metodologia e l'attrezzatura di prova forniscano soddisfacenti risultati in relazione alle variabilità intrinseche nella determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

## 7. Ringraziamenti

Si ringraziano per la collaborazione:

Settimo Martinello, Alberto Triantafillis, Roberto Marino, Fawaz Hamoui, Paolo Marasciulo, Cristina Equestri, Ivana Calderan, Franco Castellan, Flavio Bucci.

Le prove di laboratorio sono state effettuate con il supporto di: Calcestruzzi Spa, Ravenna; MAC-Modern Advanced Concrete Spa, Treviso; Cementi Zillo Spa, Este (PD), Gilson Company Inc., Ohio (USA); l'attrezzatura di prova "Speedymet" è stata gentilmente fornita dalla 4 EMME Service Spa di Bolzano. La ricerca è stata condotta nell'ambito dell'attività del Laboratorio Prove non Distruttive del Dipartimento di Scienza e Tecnica del Restauro, Istituto Universitario di Architettura di Venezia, diretto dall'autore.

## Appendice

### *Osservazioni a carattere complementare*

L'interpolazione statistica consiste nel ricercare l'equazione di una retta o curva che passi tra i punti del piano; tra le condizioni che portano alla determinazione di una interpolante statistica, la più importante è quella che si basa sul principio dei minimi quadrati<sup>35</sup>; ciò significa che si rende minima la somma dei quadrati dei residui di interpolazione (cioè gli scarti fra valori interpolati e valori osservati).

La bontà di un'interpolazione si giudica dalla maggiore o minore dispersione dei punti rispetto all'interpolante; è evidente quindi che bisognerà ricorrere a degli indici di dispersione o di variabilità.

L'indice più usato e sicuro è la devianza residua  $D_r$ , cioè la sommatoria dei quadrati dei residui di interpolazione. L'unico difetto che può avere questo indice è che cresce all'aumentare dei punti a disposizione, difetto eliminabile utilizzando la varianza residua  $s_r$ , cioè la devianza  $D_r$  divisa per il numero  $n$  dei punti.

Entrambi questi indici operano però sui quadrati degli scarti e quindi se esiste una unità di misura dei valori, risultano affetti dal quadrato della stessa. Questa alterazione può essere eliminata estraendo la radice quadrata della varianza: si ritorna in questo modo all'unità di misura di partenza, ottenendo lo scarto quadratico medio. Nella presente sperimentazione, per maggiore comodità e facilità di comprensione, lo scarto viene espresso in percentuale.

La teoria della interpolazione costituisce l'indispensabile premessa per studiare le teorie della regressione e della correlazione.

Nel caso della regressione si suppone che una variabile assuma valori predeterminati e l'altra si considera come dipendente dalla prima.

Nella teoria della correlazione invece, nessuna delle due variabili assume un ruolo predominante e quindi viene utilizzata per conoscere la loro interdipendenza.

Nella sperimentazione effettuata, ovviamente, lo studio delle interpolanti avviene esclusivamente attraverso la teoria della regressione, visto che il fine è quello di conoscere un valore di resistenza a compressione a 28 giorni ( $R_s$ ), sapendo quanto vale quella dopo maturazione accelerata di 17 ore ( $R_a$ ): si parlerà quindi di regressioni di  $R_s$  su  $R_a$ .

## Bibliografia

1. Commission for the European Communities, "Industrial Processes Building and Civil Engineering", *Eurocode 2*, Design of concrete Structures, Part 1: General rules and rules for Building, October 1989.
2. CEB FIP Model Code, Final Draft, CEB Bulletins 203-204-205, July 1991.
3. Norma UNI 6127, "Provini di calcestruzzo. Preparazione e stagionatura", punto 3.1.3. Stagionatura accelerata.
4. Norma ISO 2736/2, "Making and curing of test specimens for strength tests".
5. Siviero E., "Nuova tecnica e apparecchiatura per la misura della resistenza del calcestruzzo a poche ore dal getto", 3° Convegno Nazionale sulle Indagini non distruttive per il controllo di qualità e la diagnostica delle opere di Ingegneria Civile, Bologna, 21-22 ottobre 1987.
6. Price W.H., *J. Amer. Concr. Inst.* 37, (1959) 417.
7. Colleparidi M., *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, Hoepli, Milano (1980).
8. Neville M.A., *Le proprietà del calcestruzzo*, Sansoni, Firenze (1978).
9. AITEC, *Maturazione accelerata dei getti* (1978).
10. ENV 206, *Concrete – Performance, production, placing and compliance criteria*.
11. Newman K., Lachance L., *The testing of brittle materials under uniform uniaxial compressive stress*, Proc. ASTM 64, (1964) 1044.
12. Neville A.M., "Some aspects of the strength of concrete", *Civil Engineering* 54 London, (1959) Part 1 pp. 1153-56; Part 2 pp. 1308-11; Part 3 pp. 1435-39.
13. Radogna E.F., *Tecnica delle costruzioni, costruzioni composte "acciaio-calcestruzzo", cemento armato-cemento armato precompresso*, Editoriale ESA, Masson, Milano (1991).
14. Tippet L.H.C., "On the extreme individuals and the range of samples taken from a normal population", *Biometrika* 17 (1925) 364-387.
15. Bazant Z.P., Proc. of ASCE, *Journ. of EM-Dir* 102 (1976) 331.
16. Tanigawa Y., Yamada R., "Size effect in compressive strength of concrete", *Cem. Concr. Res.* 8 (1976) 181-190.
17. Walther R., Miehlbradt M., "Dimensionnement des structures en béton", *Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*, vol. 7, 1990.
18. Norma UNI 6132-72, *Prove distruttive sui calcestruzzi. Prove di compressione*.
19. McHenry, Shidler J.J., "Review of data on effect of speed of mechanical testing of concrete", ASTM Sp. Techn., Publ. 185, 1956.

20. Marasciulo P., *Valutazione della resistenza del calcestruzzo a 28 giorni mediante prove a poche ore dal getto. Indagine teorico-sperimentale*, Tesi di Laurea, IUAV, luglio 1988.
21. Siviero E., Martinello S., Marasciulo P., Equestri C., “Valutazione della resistenza del calcestruzzo a 28 giorni mediante prove a poche ore dal getto. Indagine teorico sperimentale”, Atti del Congresso CTE, Venezia, 4-6 novembre 1988.
22. Calderan I., *Un metodo di controllo di qualità sui conglomerati cementizi*, Tesi di Laurea, IUAV, luglio 1989.
23. Siviero E., Marasciulo P., “Resistenza del calcestruzzo a poche ore dal getto e correlazione con prove a 28 giorni”, *L'Edilizia* 4 (1990).
24. Verbeck G., *J. Port. Cem. Ass.*, 7 (1965).
25. Castellan F., *Proprietà dei calcestruzzi confezionati con materiali e cementi pozzolanici e valutazione della resistenza a poche ore dal getto*, Tesi di Laurea, IUAV, febbraio 1990.
26. Siviero E., “Early evaluation of concrete strength”, Second Int. Symposium on Quality Control of Concrete Structures, CEB-RILEM, Ghent, June 12-14, 1991.
27. Ravina D., “Efficient utilization of coarse and fine fly ash in precast concrete by incorporating thermal curing”, *ACI Journal* 78.3 (1981) 194-200.
28. Alexanderson J., “Strength losses in heat cured concrete”, Swedish Cement and Concrete Research, Institute of Technology, Proc 43, Stockholm, 1972.
29. Bucci F., *Influenza degli additivi nella determinazione accelerata della resistenza del calcestruzzo*, Tesi di Laurea, IUAV, luglio 1991.
30. Siviero E., Bucci F., “Resistenza accelerata di calcestruzzi pozzolanici e calcestruzzi additivati con superfluidificanti”, *L'Edilizia* 12 (1991).
31. King J.W., “Further notes on the accelerated test for concrete”, *Chartered Civil Engineer*, May (1957) 15-19.
32. Dreux G., Gorisse F., “Contribution à l'étude statistique des contrôles du béton. Mise au point d'un test accéléré”, *Annales* 302 (1973).
33. Shah G.B., “Estimation of compressive strength from accelerated strength tests”, *Indian Concrete Journal*, March (1986).
34. Chengju G., “Some statistical point in predicting strength of concrete by empirical method”, Second Int. Symp. on Quality Control of Concrete Structures, CEB-RILEM, Ghent, June 12-14, 1991.
35. Vajani L., *Statistica Descrittiva*, Etas libri, Milano (1983).

## Summary

This paper deals with an extensive experimental programme performed with the aim of knowing the concrete strength as early as possible after pouring.

Using a maturing steam procedure the strength of 8 cm size cube after 17 h ( $R_a$ ) is found and a relationship with the strength of 15 cm size cube at 28 days ( $R_s$ ) is established.

This relationship depends on the thermal cycle, on the maximum diameter of the aggregate and on its influence with respect to the size of the specimen, speed realization of test.

The regression  $R_a - R_s$  is proposed on the basis of different concrete mixes using various types of cement (according to Italian standards) as follows: Portland 325 and 425, Pozzolana 325, Portland 325 with fly ash added, Portland 325 with superplasticizer added.

It is shown that generally a linear relationship is reliable as  $R_s = m R_a + c$  being  $m$  and  $c$  two constants which depend on the type of cement, on the thermal cycle and on the maximum aggregate size. The standard deviation found is about 4-5% with a maximum of 6% when all the concrete tested are considered.

Inviato per la pubblicazione su *Studi e Ricerche*.

# ACCELERATED EVALUATION OF CONCRETE STRENGTH

## Summary

This paper deals with an extensive experimental programme performed with the aim of knowing the concrete strength as early as possible after pouring.

Using a maturing steam procedure the strength of 8 cm size cube after 17 h ( $R_a$ ) is found and a relationship with the strength of 15 cm size cube at 28 days ( $R_s$ ) is established. This relationship depends on the thermal cycle, on the maximum diameter of the aggregate, and its influence with respect to the size of the specimen, and on the speed realization of test.

The regression  $R_a - R_s$  is proposed on the basis of different concrete mixes using various types of cement (according to Italian standards) as follows: Portland 325 and 425, Pozzolana 325, Portland 325 with fly ash added, Portland 325 with superplasticizer added.

It is shown that generally a linear relationship is reliable as  $R_s = m R_a + c$  being  $m$  and  $c$  two constants which depend on the type of cement, on the thermal cycle and on the maximum aggregate size. The standard deviation found is about 4-5% with a maximum of 6% when all the concrete tested are considered.

## 1. Introduction

International Standards relating to cement mixes entail a production control by means of compression tests carried out after 28 days of maturing<sup>1</sup>. However, a check carried out in such a way may involve certain problems if the prescribed strengths are not achieved. In order to overcome this aspect it is possible to have recourse to the accelerated maturing of concrete and establish a relationship between the compressive strength determined a few hours after pouring in accordance with a prefixed procedure and the strength at 28 days<sup>2</sup>, with obvious advantages since it is possible to obtain the results after only one day and not after one month.

The following are the most significant parameters which influence this type of relationship: thermal cycle adopted for accelerated maturing; maximum diameter of the aggregate and its influence in relation to the size of the test specimen; speed of realization of test. A direct experiment was carried out on the basis of the above with the final objective of formulating a standardized procedure, possibly to be included in a Standard with a view to improving the process of concrete quality control<sup>3</sup>.

## 2. Equipment and test procedure

The test equipment, known as Speedymet, has overall dimensions of 50 x 20 x 45 cm, a weight of 68 kg and consists of:

- saturated environment maturing kiln;
- hydraulic press;
- hydraulic power jack;
- electronic control and recording unit;
- 4 cube moulds with a side of 8 cm.



The test procedure can be briefly described as follows.

After preparation of the cubes of 8 cm side, they are inserted in the kiln in which the maturing programme, preset according to the thermal cycle of 17 hours and 30 minutes illustrated in Fig. 1, is activated.

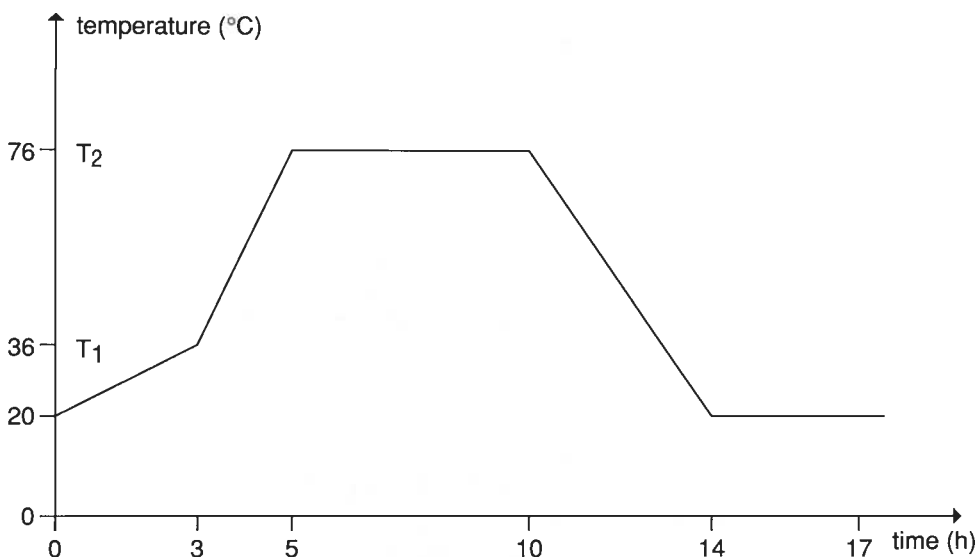
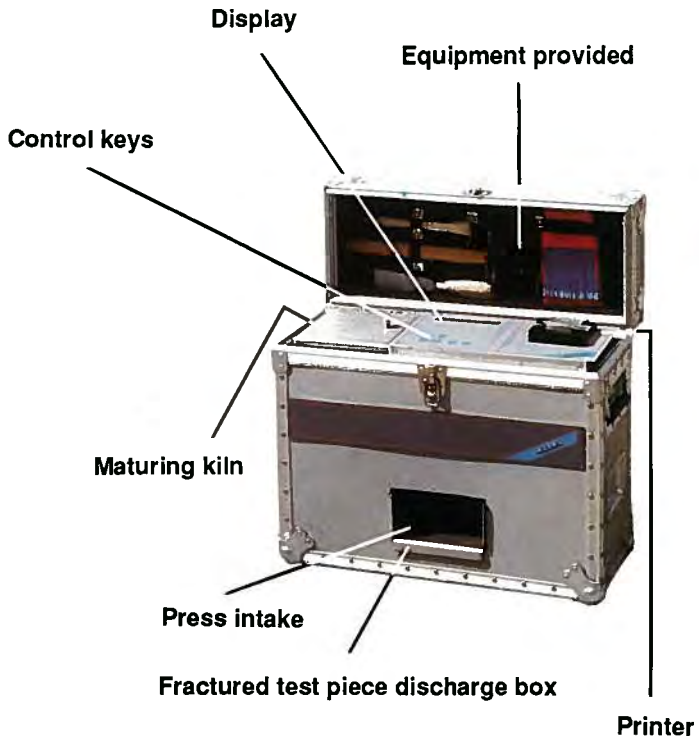


Fig. 1. Speedymet thermal cycle.

When this procedure has been completed the test specimen are extracted from the cube moulds and inserted in the space below the press. The electronic unit then carries out the failure test in accordance with a programme which automatically provides for a stop when the maximum strength value is reached and subsequent return to the initial position of the jack in order to allow the test specimen to be extracted. The measurement of the force is carried out by means of a pressure transducer controlled by the electronic unit. The compression strength at 28 days on cubes of a side of 15 cm is instantaneously displayed and then printed together with the date and maximum dimensions of the aggregates used in the pouring.





### 3. Preliminary studies and parameters which influence regression

In view of the number of variables involved in the preparation of concretes of various types, it has become necessary to carry out a preliminary control on the reliability of the method proposed in relation to the various parameters which can influence regression between the strength measured after 17 hours accelerated maturing and the strength after 28 days of standard maturing.

The study relates to the thermal cycle, the dimensional parameter, the speed of the test during the failure phase and the various concrete compositions.

#### 3.1. *Thermal cycle*

The maturing and curing influence of the concrete<sup>4</sup> is clearly connected with the thermal cycle used, the reference conditions at 28 days being normally prefixed; regressions and the interpolated values of compression mechanical strength will therefore be strictly linked to this parameter, kept constant throughout the experiment.

The study relating to the thermal cycle adopted has been subdivided into two distinct phases, the structural phase and the environmental phase.

The structural phase is aimed at determination of the limit speed for the variation in temperature inside the specimen.

This aspect is of substantial importance in order to allow the specimen to remain at maximum temperature for the greatest period of time in order to achieve the greatest strength in the shortest time. It was therefore necessary to determine the highest thermal gradient which does not entail local disaggregation, and also the limit homogenization time for the temperature at all points in the specimen when it has stabilized inside the maturing kiln.

However, the environmental phase is aimed at determination of the temperature values  $T_1$  and  $T_2$  and the dwell time at maximum temperature.  $T_1$  represents the uniform temperature of the specimen at the end of the prematuring phase, fixed at 36°C.  $T_2$  represents the uniform temperature of the specimen at the end of the maturing phase. The value of  $T_2$  must however be obtained experimentally, adopting the criterion of applying the maximum possible temperature in order to reduce the maturing times and was found as 76°C.

In order to determine the best maturing time, the maximum temperature  $T_2$  is however kept constant, the dwell time being varied. In this way it has been possible, from the tests carried out, to define an “optimum” thermal cycle (Fig. 1) which is in good agreement with the suggestions contained in the specific literature<sup>5-7</sup>.



### 3.2. Dimensional phase

This phase is aimed at determining the influence of the dimension of the specimen on the mechanical strength, bearing in mind the dimension of the aggregate used. In view of the practical use of the equipment which require limited dimensions and weight, cubes of 8 cm in side have been adopted for various aggregate sizes and for various classes of concrete strength.

However the specific literature is not in full agreement in that connection, due to the fact that the strength of the concrete is influenced by the dimensions of the specimen owing to the effect of three physical phenomena: a) plate/test-specimen friction; b) the probability causality; c) the degree of uniformity of this system, depending on the relative dimensions between specimen and aggregate maximum size.

- a) The shear effect caused by friction between the plate and the specimen<sup>8,9</sup> is felt less and less when the distance from the plate increases; furthermore, the extent of the shear effect depends on the dimension of the contact surface and therefore it would be fair to talk of  $h/S$  ratio (not  $h/d$ ) as a reference term in order to evaluate the influence of this phenomenon, where  $h$  is the height of the specimen,  $S$  is the surface in contact with the plate and  $d$  is the cube size. According to this theory the strength of the test cube of 15 cm side (R15) is greater than the strength of the test cube of 8 cm side (R8).
- b) It is known<sup>5,10</sup> that by increasing the volume of a material to be subjected to the failure test, the probability that the specimen will contain a factor of particular weakness also increases. It therefore appears to be justifiable that by increasing the dimension of the specimen a reduction in mechanical strength will normally occur. In this case therefore  $R15 < R8$ .
- c) According to certain authors<sup>11,12</sup> for values of the ratio between the dimension  $d$  of the test cube and the maximum diameter of the aggregate less than 8, the value of the strength increases with  $d$ ; therefore  $R15 > R8$  appears still to be satisfied.

According to other authors<sup>13</sup> a relationship between the size of the specimen and the relative compression strength could be established. So by making an interpolation it transpires that the cube of 15 cm in side should provide a strength of about 9% lower than that of 8 cm.

Insofar as the experiment carried out by us is concerned, it may be pointed out that this ambiguity found in specific literature is confirmed by the experiments carried out in the laboratory in that, for R8, values both less than and greater than those of R15 were measured at a rate of approximately 3% and 10%. It is therefore necessary to go further into this.



### 3.3. *Test speed*

The speed of application of the load during the failure phase is constant and equal to  $0.8 \pm 0.1$  and  $0.5 \pm 0.2$  MPa/s for the specimen matured in Speedymet and those cured at 28 days at  $20 \pm 1^\circ\text{C}$  respectively. The influence caused by the various speeds is therefore a constant of the regressions obtained. It is well known that the speed of application of the load substantially influences the value of the mechanical strength of the concrete. The lower the speed with which the stress is increased, the lower is the value which is recorded for the strength. Presumably this is due to the increase in deformation owing to the viscous flow effect so that when a given critical deformation value is reached, the fracture propagates independently of the value of the load applied. As compared with a test in which the load is applied at a speed of 0.2 MPa/sec, a reduction of the strength of approximately 10-15% is recorded when the failure load is reached very slowly, that is from 30 minutes to 4 hours<sup>14</sup>.

### 3.4. *Composition and make-up of concrete*

In order to prevent mutual influences of various parameters, the factors relating to the composition and make-up of the mixes have been maintained constant as follows:

- the grain size distribution is obtained by means of approximation to the Bolomey theoretical curve and therefore in any event is the optimum distribution for the type and quality of the mixes available;
- the method of compaction is kept constant for all the tests, using vibrating tables;
- the percentage of air entrained in the mixes is equal to 2% in volume; the result is made possible and can be considered to be constant thanks to the process of optimum production which allows for the laboratory test.

The parameters which are variable within the tests carried out are however:

- cement and additive. In view of the quantity and quality of the concretes nowadays used in production, it has been necessary to extend the experiments to various types and classes of cement and superplasticizer additives. In that way it has also been possible to extend a knowledge of the behaviour of these mixes under the effect of low pressure steam treatment;
- W/C ratio. The variation of that ratio is a fundamental prerogative of the experimentation carried out. Only in this way in fact, can we obtain a full picture of the variability of the mechanical strengths, a requisite which provides the experimentation with sufficient statistical and methodological validity.
- Workability. This is the most important characteristic of fresh concrete and for this reason the slump of the mixes relating to the experimentations was kept constant with semifluid consistency (12-15 cm); only for concretes with additives with superplasticizer, was the slump between 18 and 22 centimetres.

### 4. **Experimental activity carried out**

The experimentations carried out relate to various types of cement (325, 425 as defined according to Italian standard) and different mix as follows:

- Portland 325 cement;
- Portland 425 cement;
- Pozzolana 325 cement;
- Portland 325 cement with fly ash added;
- Portland 325 cement with superplasticizer added.

Regressions of  $R_s$  on  $R_a$  of a linear type were established where  $R_s$  is the compression strength measured after standard maturing of 28 days (cubes of 15 cm side),  $R_a$  is the strength valued with the Speedymet press after accelerated maturing of 17 hours (cube of 8 cm side).

In order to calculate the above mentioned interpolation lines, all the values available were used, and therefore also those which showed high deviations with respect to the average.

Analytically, the regression lines are expressed by linear equations of the  $R_s = m \cdot R_a + c$  type where  $m$  and  $c$  are two constants which depend on the type of cement, the thermal cycle and the maximum size of the aggregate.

#### 4.1. Portland 325 cement

The study carried out relates to concretes prepared with ordinary Portland type 325 cement with aggregates of three differing maximum dimensions, 9, 19 and 25 mm; the rates of cement are between 250 and 325 kg/m<sup>3</sup> for W/C ratios varying from 0.84 to 0.54.

The results of these tests (Tables 1 and 2) made it possible to establish a regression of  $R_s$  on  $R_a$  (Fig. 2); the equation which results is as follows:

$$R_s = 1.95 \cdot R_a + 4.00 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 4.37\%].$$

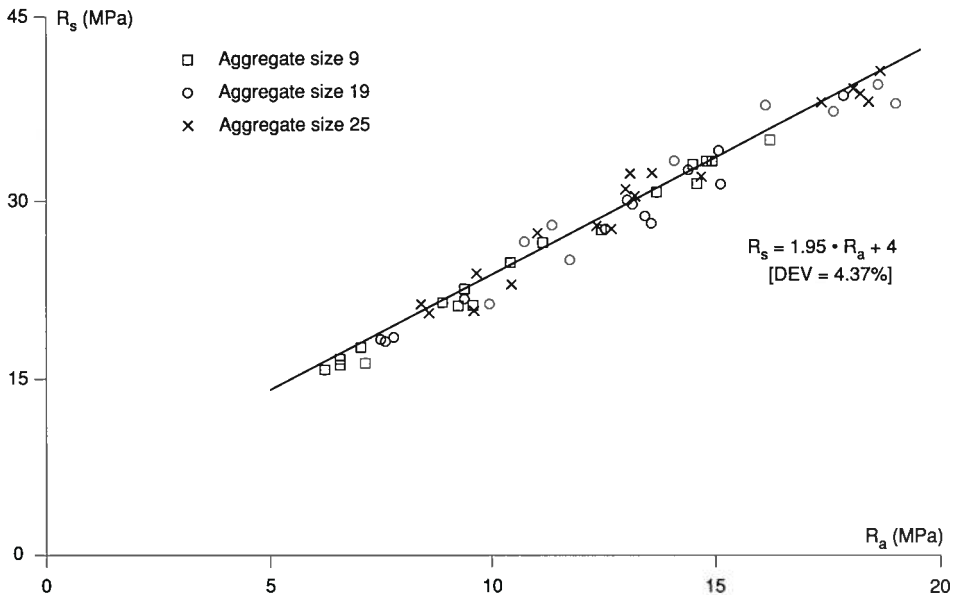


Fig. 2. Regression line for concrete prepared with Portland 325 cement.

**Tab. 1. Results of laboratory tests: Portland 325 cement.**

	9 mm		19 mm		25 mm			
	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)		
A	6.4	16.2	E	7.6	18.3	I	9.4	20.6
	7.0	16.2		7.4	18.0		10.3	22.9
	6.1	15.7		7.3	18.2		8.2	21.1
	6.9	17.5		9.8	21.1		8.4	20.3
	6.4	16.5		9.2	21.6		9.5	23.6
B	8.7	21.4	F	11.6	24.8	L	12.6	26.9
	9.4	21.2		10.6	26.4		10.9	27.0
	9.1	21.0		11.2	27.7		12.5	27.6
	10.2	24.7		13.3	28.5		12.2	27.7
	9.2	22.3		13.4	28.0			
C	12.4	27.6	G	14.9	31.1	M	14.5	31.7
	13.5	30.5		14.2	32.4		13.0	30.0
	13.0	29.6		14.8	33.9		12.8	30.7
	12.3	27.4		12.9	29.9		13.4	32.1
	11.0	26.4		13.9	33.0		12.9	32.0
D	16.0	34.8	H	18.8	37.8	N	17.1	38.0
	14.3	32.7		18.4	39.4		18.0	38.7
	14.6	33.1		17.4	37.1		17.8	39.0
	14.4	31.2		17.6	38.4		18.2	38.1
	14.7	33.0		15.9	37.6		18.4	40.4

**Tab. 2. Average results of laboratory tests: Portland 325 cement.**

	Cement content kg/m <sup>3</sup>	W/C	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	Max aggregate
A	250	0.84	6.6	16.4	9 mm
B	275	0.75	9.3	22.1	
C	300	0.67	12.4	28.3	
D	325	0.60	14.8	33.0	
E	250	0.80	8.2	19.4	19 mm
F	275	0.70	12.0	27.0	
G	300	0.63	14.1	32.0	
H	325	0.57	17.6	38.0	
I	250	0.76	9.2	21.7	25 mm
L	275	0.67	12.0	27.3	
M	300	0.60	13.3	31.3	
N	325	0.54	17.9	38.8	



If one wishes to interpolate separately the values relating to the three dimensions of inerts, the regression lines are:

- Aggregate 9 mm      $R_s = 1.99 \cdot R_a + 3.45$  (MPa)     [DEV = 2.85%]
- Aggregate 19 mm    $R_s = 1.92 \cdot R_a + 4.17$  (MPa)     [DEV = 5.06%]
- Aggregate 25 mm    $R_s = 1.92 \cdot R_a + 4.61$  (MPa)     [DEV = 4.66%].

With regard to the influence of the dimension of the aggregate as compared with that of the cube size, this has proved to be substantially negligible with differences less than 1%.

When certain results of tests carried out on worksite (Tab. 3) were available, it was wished to verify whether these could in any way influence the standard deviation measured for the laboratory analyses.

An interpolation was therefore carried out with all these values (Fig. 3) and the result was as follows:

$$R_s = 1.82 \cdot R_a + 5.53 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 4.24\%]$$

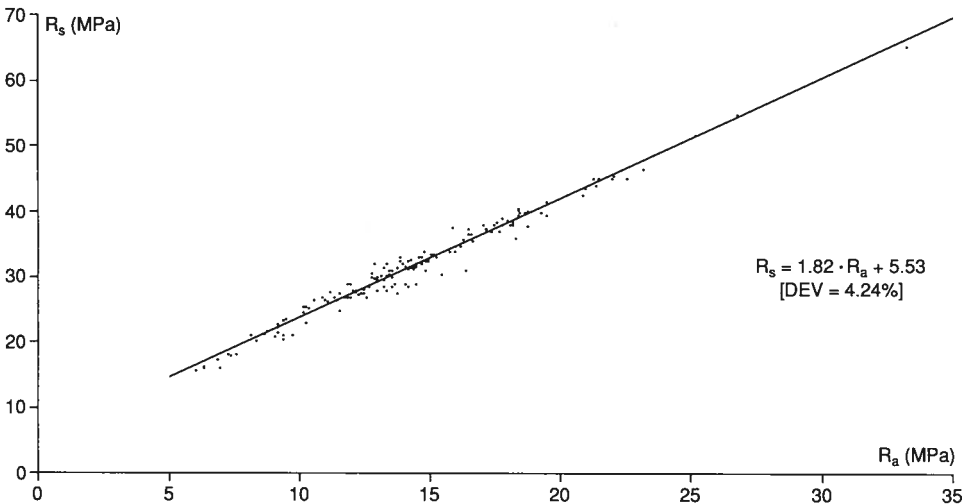


Fig. 3. Regression line for concretes prepared with Portland 325 cement (laboratory and worksite).

**Tab. 3. Results of worksite tests; Portland 325 cement.**

	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>S</sub> (MPa)		R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>S</sub> (MPa)		R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>S</sub> (MPa)
1	21.3	45.0	32	15.0	32.7	63	22.1	45.5
2	13.4	30.2	33	14.2	31.2	64	14.9	32.5
3	18.8	40.2	34	16.2	34.7	65	15.3	33.0
4	8.8	21.7	35	17.7	37.0	66	13.6	28.5
5	13.6	31.0	36	18.3	36.0	67	13.7	29.0
6	33.3	65.0	37	11.9	27.0	68	11.4	27.0
7	9.2	22.7	38	10.2	25.5	69	11.5	26.5
8	9.4	23.5	39	11.9	29.0	70	11.6	27.5
9	14.1	31.7	40	12.7	28.5	71	11.8	27.0
10	12.0	29.0	41	12.5	27.5	72	17.2	37.0
11	10.3	25.5	42	12.0	27.0	73	12.1	28.0
12	10.4	25.2	43	16.0	34.0	74	17.8	38.0
13	18.4	39.2	44	16.7	35.5	75	17.2	37.5
14	21.5	45.0	45	16.4	31.0	76	16.6	36.5
15	15.1	33.5	46	15.5	30.5	77	20.9	42.5
16	11.1	26.2	47	12.2	28.0	78	14.7	32.0
17	12.8	30.0	48	14.1	29.0	79	14.4	31.5
18	14.7	32.2	49	21.4	44.1	80	13.8	31.5
19	16.3	35.7	50	23.2	46.5	81	14.0	32.0
20	22.6	45.0	51	15.2	33.5	82	14.3	31.5
21	19.3	40.0	52	13.5	31.0	83	14.5	32.0
22	21.0	43.7	53	13.0	28.0	84	16.5	36.5
23	17.4	37.0	54	13.8	27.5	85	17.2	37.0
24	18.7	40.0	55	14.2	28.5	86	13.3	31.5
25	13.2	30.2	56	14.5	29.0	87	13.9	32.5
26	15.8	34.0	57	18.2	38.5	88	13.6	30.0
27	25.2	51.7	58	18.4	40.5	89	13.3	29.5
28	26.8	54.7	59	18.1	38.0	90	19.5	41.5
29	13.6	30.0	60	16.5	37.5	91	18.5	40.0
30	12.5	28.2	61	17.5	38.0	92	19.5	39.5
31	15.0	32.5	62	22.0	45.0			

#### 4.2. Portland 425 cement

For these concrete mix the rates of cement are between 200 and 500 kg/m<sup>3</sup> for W/C ratios varying from 0.84 to 0.42, the maximum diameter of the aggregate is always 25 mm.

In this case it was intended to have a range of the strengths which also include medium-low values (Tables 4, 5) in order better to compare this type of concrete mix with those relating to the preceding experiment with Portland 325 cement.

**Tab. 4. Results of laboratory tests; Portland 425 cement.**

	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)		$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)		$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)
P	7.7	18.8	R	18.0	34.8	T	29.9	44.3
	7.7	18.8		18.0	34.6		25.3	41.8
	7.7	19.1		18.9	33.5		28.2	43.5
	8.7	18.7		17.5	35.3		28.5	45.0
	8.4	19.2		17.0	36.4			
Q	12.6	26.4	S	24.6	38.7	U	29.5	49.8
	13.0	28.2		22.6	38.5		32.0	50.3
	13.8	29.2		25.0	38.1		33.4	50.4
	13.1	29.1		22.6	40.2		32.9	48.4
	12.7	28.0		20.5	38.5			

**Tab. 5. Average results of laboratory tests; Portland 425 cement.**

	Cement content kg/m <sup>3</sup>	W/C	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)
P	250	0.84	8.0	18.9
Q	300	0.70	13.0	28.9
R	350	0.60	17.9	35.0
S	400	0.52	23.0	38.8
T	450	0.47	28.0	43.6
U	500	0.42	31.7	49.7

With regard to these tests, as we wished to look for a line interpolating all the values available, the standard deviation proved to be quite high (Fig. 4, line a), but using a power regression analysis (Fig. 4, curve b) or a logarithm (Fig. 4, curve c), and decisively lower values were measured:

$$\begin{array}{lll}
 \text{linear regression} & R_s = 1.19 \cdot R_a + 11.6 \text{ (MPa)} & [\text{DEV} = 7.04\%] \\
 \text{power regression} & R_s = 4.94 \cdot R_a^{0.664} \text{ (MPa)} & [\text{DEV} = 5.15\%] \\
 \text{logarithmic regression} & R_s = 20.82 \cdot \ln R_a - 24.92 \text{ (MPa)} & [\text{DEV} = 5.01\%]
 \end{array}$$

Even by operating in this way, satisfactory results are obtained, if a distinction is made according to the W/C relationships (and accordingly strengths at 28 days), since the prevalent use of these cements is aimed at the achievement of concretes with medium-high strengths.

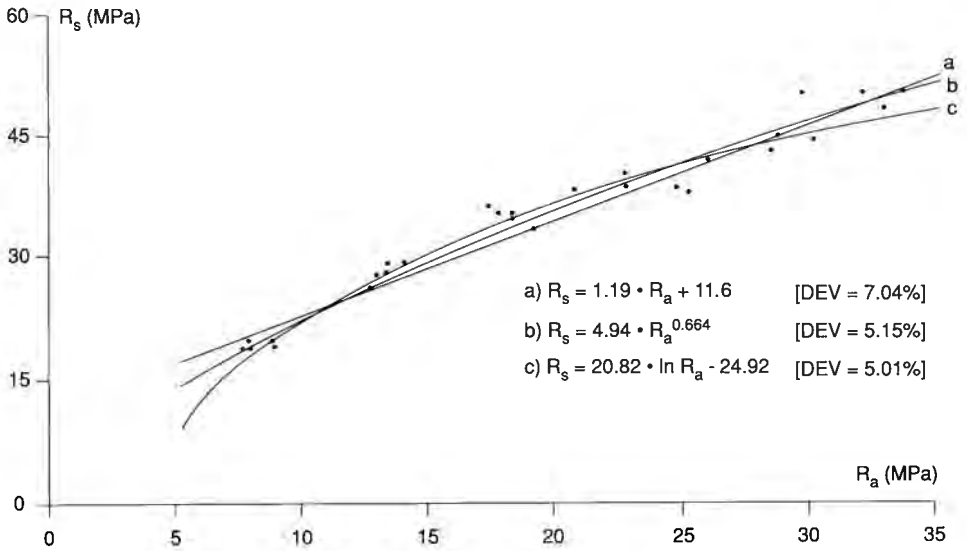


Fig. 4. Regression curves for concrete prepared with Portland 425 cement. a) linear regression; b) power regression; c) logarithmic regression.

The relationships which identify the two regression analyses are (Fig. 5, lines a and b):

$$R_s = 1.52 \cdot R_a + 7.32 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 4.54\%] \quad (R_s < 35 \text{ MPa})$$

$$R_s = 0.91 \cdot R_a + 18.88 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 4.45\%] \quad (R_s > 35 \text{ MPa})$$

By comparing the results of this experimentation with those of the preceding one (subsection 4.1) it can be noted that the strengths obtained with 325 cement are on an average greater than those with 425 cement. It is possible that this behaviour is due to the higher speed of hydration of cements of this type, caused by their greater fineness.

On the one hand the speed of hydration can positively influence the strength; on the other hand it may cause a series of differences inside the porous structure of the material. This greater speed could therefore impede further hydration of the granules of cement which have remained as anhydrides, forming a porous structure in which the water inside the capillary pores could generate losses of mechanical strength.

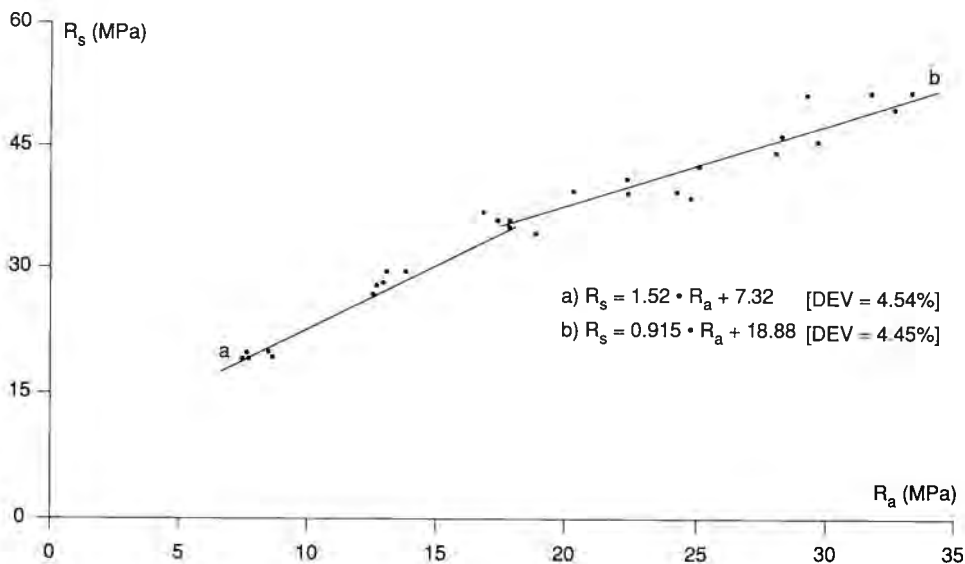


Fig. 5. Regression lines for concrete prepared with Portland 425 cement. a)  $R_s < 35$  MPa; b)  $R_s > 35$  MPa.

In this case, the formation of C-S-H fibres takes place at a high speed and they have a length which is shorter as compared with the length which there would be with a lower hydration speed in accordance with the theory on the basis of which mechanical strength depends on the length of the fibres of C-S-H<sup>15</sup>.

#### 4.3. Pozzolana materials and cements

Two regression lines were studied for two differing types of mix, the first made with Pozzolana 325 cement (series P), the second from a mix consisting of 70% Portland 325 cement and 30% fly ash (series FA). The W/C ratios are between 0.5 and 0.8 corresponding to cement ratios varying from 450 to 260 kg/m<sup>3</sup>; the maximum diameter of the aggregate is 15 mm with mechanical strengths expected at 28 days, of between 16.7 and 34.3 MPa (Tables 6 and 7).

The strength of the two types of concrete, for the same W/C ratios and after accelerated maturing tend to coincide; we can explain this phenomenon by extending the Ravina hypothesis<sup>16</sup> according to which an increase in temperature flattens the difference between the various fly ashes and the fly ash-Pozzolana comparison.

**Tab. 6. Results of laboratory tests, Pozzolana 325 cement and 70% Portland 325 cement + 30% Fly Ash, max aggregate dimension 15 mm.**

R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	R <sub>a</sub> (MPa)	R <sub>s</sub> (MPa)	
P1		P2		P3		P4		
7.2	16.7	9.9	22.3	11.6	26.5	13.8	34.3	Pozzolana 325 cement
6.9	17.6	9.3	21.1	10.7	26.0	14.2	32.3	
6.8	17.5	9.3	20.8	11.4	25.2	14.3	34.3	
6.0	16.9	8.8	20.5	11.0	25.8	13.8	32.6	
FA1		FA2		FA3		FA4		
6.6	15.6	9.0	19.6	11.2	24.8	12.6	27.2	70%Portland 325 cement + 30% Fly Ash
6.3	15.5	8.4	19.3	9.8	24.2	12.5	27.1	
7.3	15.0	8.8	20.1	9.9	23.5	13.5	28.4	
6.2	15.2	9.7	20.4	10.2	23.9	12.3	28.4	

**Tab. 7. Average results of laboratory tests; Pozzolana 325 cement and 70% Portland 325 cement + 30% Fly Ash. The mixes consisted of 42.6% gravel (5-15 mm) and 57.4% sand (0-5 mm).**

Mix	W/C ratio	Cement content kg/m <sup>3</sup>	Resistences (MPa)		
			R <sub>a</sub>	R <sub>s</sub>	
P1	0.8	260	6.7	17.3	Pozzolana 325 cement
P2	0.7	310	9.3	21.2	
P3	0.6	360	11.2	25.9	
P4	0.5	450	14.0	33.4	
FA1	0.8	260	6.6	15.3	70% Portland 325 cement + 30% Fly Ash
FA2	0.7	300	9.0	19.9	
FA3	0.6	360	10.3	24.1	
FA4	0.5	450	12.7	27.8	

Furthermore, the high temperatures obtained inside the maturing kiln favour a higher reaction speed of the fly ash and the Pozzolana. The strength matrix developed by this reaction is therefore greater than that obtained in standard

conditions and is therefore of fundamental influence in the regression. The results of the tests carried out also confirm that both the mixes in question develop a strength which, compared with that of ordinary Portland 325 cement (subsection 4.1) is lower at all ages and for all W/C ratios. This difference is reduced by maturing at 28 days and for lower W/C ratios. The use of Pozzolana also brings about a variation, in the correlation ratio between  $R_s$  and  $R_a$  according to the W/C ratio, lower as compared with that relating to Portland 325 cement. This therefore means that the losses in mechanical strength due to steam treatment are lower if materials with Pozzolana characteristics are present in the concrete<sup>17</sup>.

We can therefore show the regression lines with the relative standard deviation values:

- Pozzolana 325 cement concrete (Fig. 6)

$$R_s = 2.21 \cdot R_a + 1.56 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 5.19\%]$$

- Concrete with 70% Portland 325 cement and 30% Fly Ash (Fig. 7)

$$R_s = 2.01 \cdot R_a + 2.36 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 5.22\%]$$

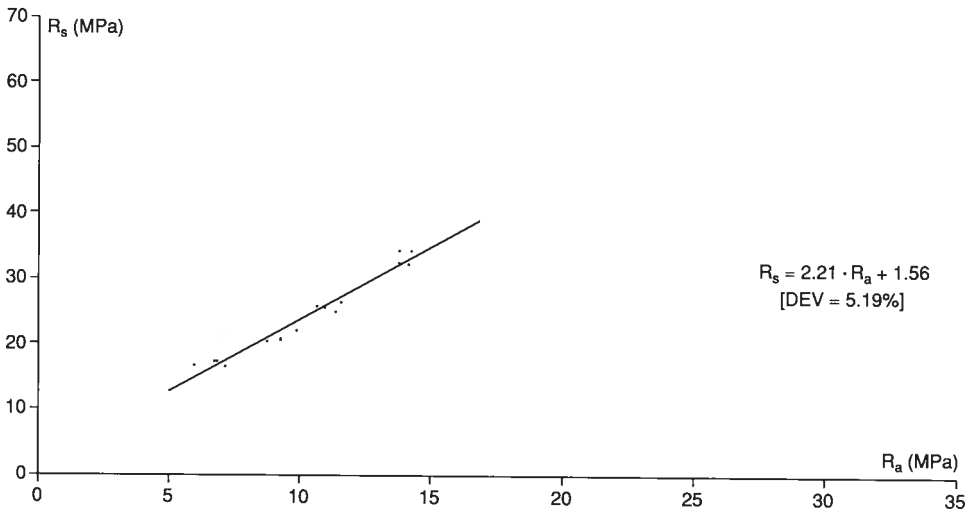


Fig. 6. Regression line for concrete prepared with Pozzolana 325 cement.

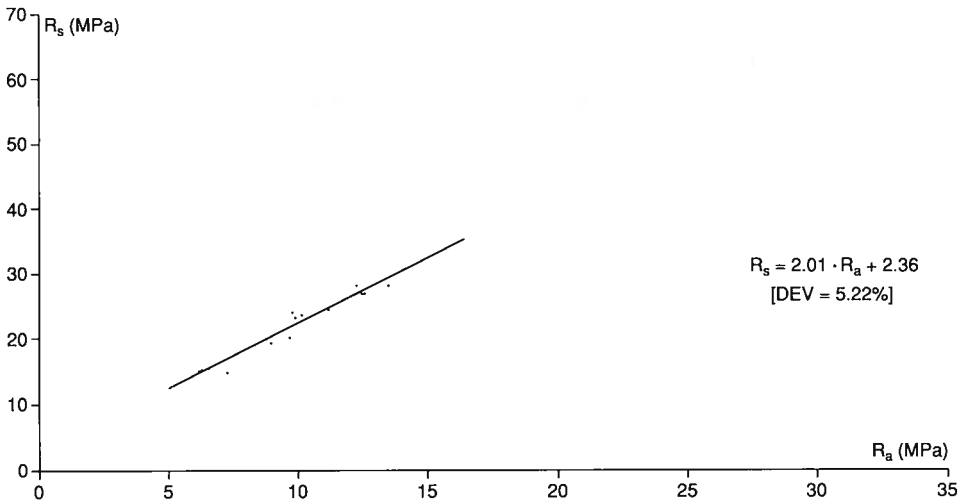


Fig. 7. Regression line for concrete prepared with 70% Portland 325 cement and 30% Fly Ash.

#### 4.4. Portland 325 cement with superplasticizer additive

In this case the experiments were concerned with studying the behaviour of mixes made up with Portland 325 cement and three differing types of superplasticizer additives: Rheobuild 561 (retarder), Rheobuild 1000 (normal) and Rheobuild TDS (Total Durability System). The W/C ratios vary between 0.56 and 0.46 for the first two types of mixes and between 0.39 and 0.37 for the third, with rates of cement ranging from 310 and 380 Kg/m<sup>3</sup>; the maximum dimension of the aggregate is always 25 mm (Tables 8, 9).

In this case, slumps fluctuate between 18 and 22 centimetres.

We must point out that the three additives act in different ways on the fresh concrete. Rheobuild 561 and Rheobuild 1000 cause similar behaviour on the mix whilst that caused by Rheobuild TDS is decidedly different. Rheobuild 561 is a superplasticiser additive with low loss of workability, that is a retardant; and we must therefore assume that the thermocycle has a lesser influence as compared with what it has on concretes prepared with Rheobuild 1000. In other words it is the same as saying that the above thermal cycle lasts about 16 hours; therefore the even minimal differences found in the mechanical strengths after accelerated maturing are justified. Furthermore, the additive also influences the strength values at 28 days and therefore we have a behaviour which is inverse to the preceding behaviour; the increase in this case is in favour of the mixes prepared with Rheobuild 561.



**Tab. 8. Results of laboratory tests; Portland 325 cement with additive.**

$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	$R_a$ (MPa)	$R_s$ (MPa)	Additive
14.0	28.5	17.9	34.3	22.3	44.0	21.8	46.3	Rheobuild 561
14.5	29.3	17.6	34.6	19.8	41.9	26.6	49.0	
A 14.8	28.6	C 18.5	34.1	E 20.4	43.6	G 25.0	44.6	
14.7	28.4	20.2	41.0	20.4	42.0	25.5	46.7	
16.1	30.4	19.7	40.9	20.1	42.6	22.9	47.5	
15.7	30.2	18.9	34.0	22.5	38.9	25.2	43.3	Rheobuild 1000
13.9	27.6	18.5	35.4	22.9	42.7	24.1	46.6	
B 13.7	27.0	D 20.9	37.4	F 24.5	45.0	H 24.0	43.2	
16.7	28.5	19.6	37.3	23.1	41.8	26.2	46.7	
15.6	27.7	21.0	39.0	22.7	40.7	26.0	46.2	
41.8	52.8	44.2	54.1					Rheobuild TDS
39.5	46.8	47.2	55.8					
I 39.9	48.2	L 46.9	52.7					
37.7	52.0	41.7	56.5					
42.0	54.2	48.8	61.8					

**Tab. 9. Average results of laboratory tests; Portland 325 cement with additive.**

Mix	W/C ratio	Dosage – kg/m <sup>3</sup> – (%)				Resistences (MPa)		Rheobuild additive	
		Cement	Gravel		Sand		$R_a$		$R_s$
			19-25 mm	7-19 mm	0-7 mm	0-2 mm			
A	0.56	310 (14)	612 (27)	340 (15)	785 (35)	196 (9)	14.8	29.0	561
B	0.56	310 (14)	612 (27)	340 (15)	785 (35)	196 (9)	15.1	28.2	1000
C	0.52	340 (15)	585 (26)	405 (18)	735 (33)	173 (8)	18.8	37.0	561
D	0.52	340 (15)	585 (26)	405 (18)	735 (33)	173 (8)	19.8	36.6	1000
E	0.48	360 (16)	613 (27)	477 (21)	696 (31)	109 (5)	20.6	42.8	561
F	0.48	360 (16)	613 (27)	477 (21)	696 (31)	109 (5)	23.1	41.8	1000
G	0.46	380 (17)	613 (27)	454 (20)	718 (32)	87 (4)	24.4	46.8	561
H	0.46	380 (17)	613 (27)	454 (20)	718 (32)	87 (4)	25.1	45.2	1000
I	0.39	335 (15)	632 (27)	351 (15)	788 (34)	202 (9)	40.2	50.3	TDS
L	0.37	350 (15)	605 (26)	372 (16)	806 (35)	179 (8)	45.8	56.2	TDS

We can therefore quote the equations of the regression lines in relation to the two mixes:

- Concrete prepared with Portland 325 cement and Rheobuild 561 additive

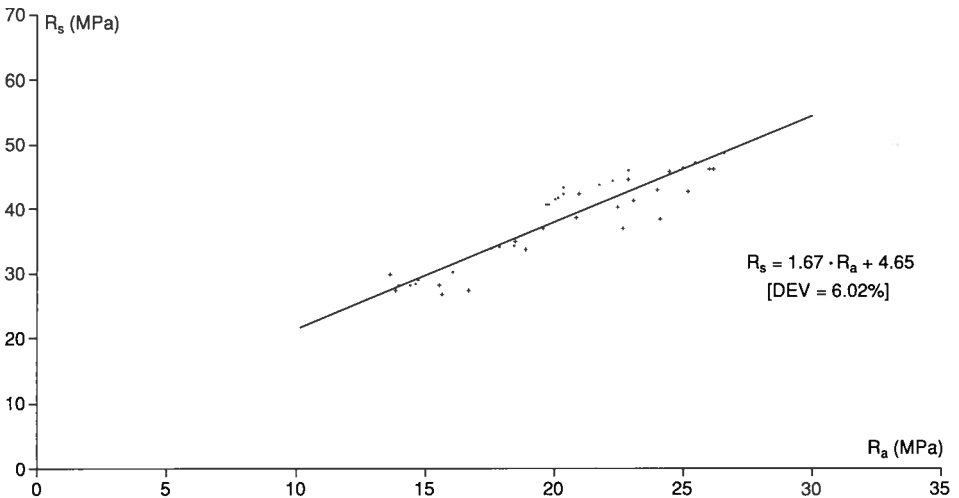
$$R_s = 1.81 \cdot R_a + 3.35 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 5.54\%]$$

- Concrete prepared with Portland 325 cement and Rheobuild 1000 additive

$$R_s = 1.66 \cdot R_a + 3.47 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 3.84\%]$$

We have also standardized the values relating to these two mixes and the resulting regression is as follows (Fig. 8):

$$R_s = 1.67 \cdot R_a + 4.65 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 6.02\%]$$



**Fig. 8.** Regression line for concrete prepared with Portland 325 cement and additives Rheobuild 561 (○) and Rheobuild 1000 (+).

In this case the standard deviation is higher, but it is necessary to consider what was said previously, namely that the two additives influence in a different way the physical characteristics both of the fresh concrete and of the hardened concrete.

Rheobuild TDS is a powder additive based on hyperplasticizer with the presence

of amorphous silica with high Pozzolana power. The behaviour of the mixes prepared with this additive is decidedly different from the preceding mixes in the sense that the strengths measured after accelerated maturing are in line with the relative W/C ratios whilst they are decidedly not so with those measured after 28 days.

The regression line relating to these concretes is as follows (Fig. 9):

$$R_s = 0.82 \cdot R_a + 18.46 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV} = 5.33\%]$$

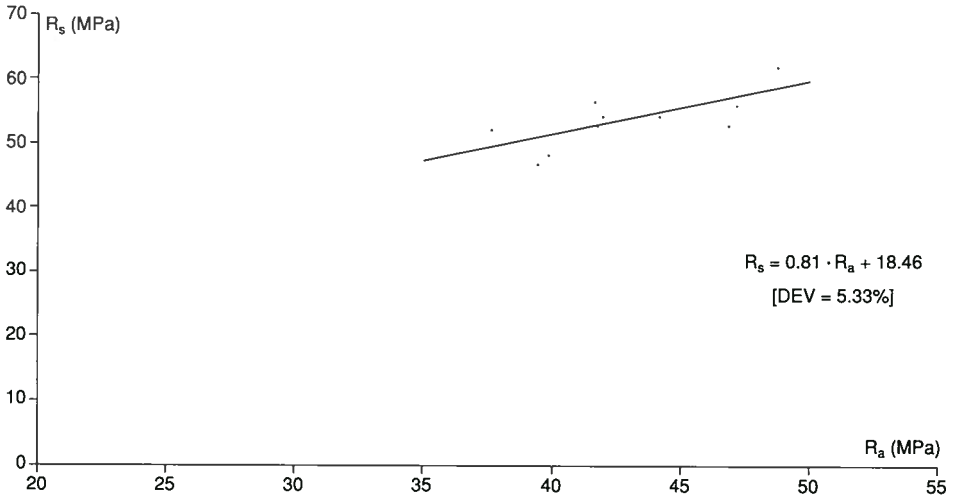


Fig. 9. Regression line for concrete prepared with Portland 325 cement and Rheobuild TDS additive.

It is possible to explain the phenomenon with the presence of the amorphous silica present in the additive; this in fact would react immediately in view of its high Pozzolana power with the part of clinker present in the cement, and then leaving, excluded from the subsequent hardening process, those fly ashes which are added in today's cement production.

These results could therefore suggest the hypothesis that it is not only the characteristics of the additive which influence the compression strengths measured after 28 days but also and in particular the effective composition of the cement used. A further and partial proof is given by the above mentioned differences measured between the concretes prepared with Rheobuild 561 and 1000 additives.

With regard to this anomaly in behaviour, we would like to programme a new series of tests with the same additives, using cements of the same class and type but

sourced from different cement factories in order to verify whether the true composition of the cements can really in that way influence the mechanical strength values.

#### 4.5. Cumulative results for all concretes prepared with Portland 325 cement

We have combined the values of all the laboratory experiments (Tables 1,6,8) adding those obtained from tests carried out on worksite (Tab. 3) to check whether, despite the profound differences existing between the various types of mixes, the regressions could have an acceptable standard deviation.

A further clarification should be made in favour of the test methodology namely that the experiments, in addition to concerning mixes with chemical and physical characteristics differing from one another, have been effected over the period of more than three years, never in the same laboratory and with mixes of various qualities, source and size distribution. This procedure has therefore lead to establishing the following regression (Fig. 10 line a):

$$R_s = 1.68 \cdot R_a + 6.83 \text{ (MPa)} \quad [\text{DEV } 6.57\%]$$

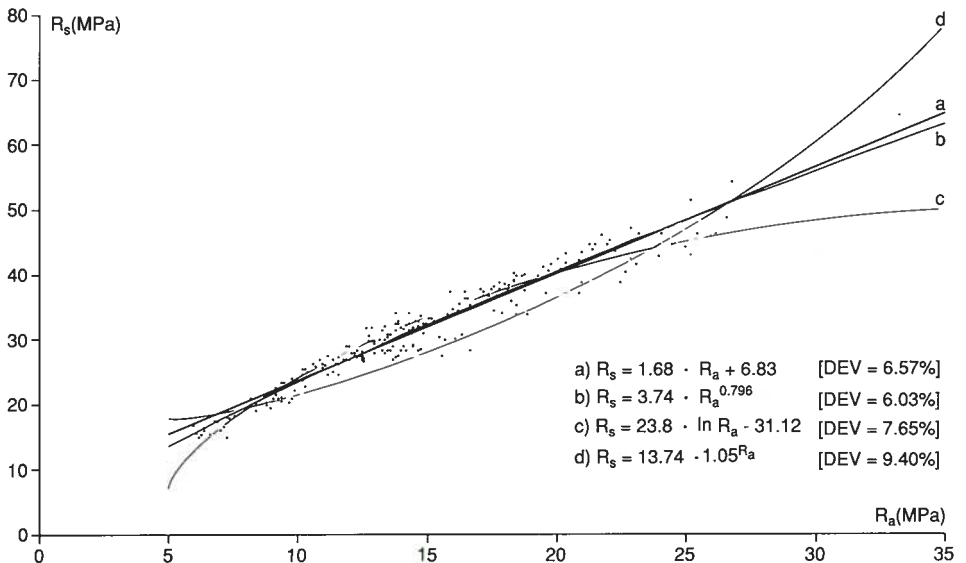


Fig. 10. Cumulative results for concretes prepared with all 325 cements: a) linear regression; b) power regression; c) logarithmic regression; d) exponential regression.

It is to say that this type of linear interpolation is now standardized in various countries<sup>18-20</sup>. Nevertheless in accordance with recent studies carried out by Chengju<sup>21</sup> this does not mean that it is the most reliable method. In order to verify these hypotheses, various non-linear regression curves were determined. The analysis relates to three types of regressions known as “capable of being linear”, that is power, logarithmic and exponential.

The equations which define the above mentioned regressions and the relative standard deviation values are respectively as follows (Fig.10, curves b, c, d):

power regression	$R_s = 3.74 \cdot R_a^{0.796}$ (MPa)	[DEV = 6.03%]
logarithmic regression	$R_s = 23.8 \cdot \ln R_a - 31.12$ (MPa)	[DEV = 7.65%]
exponential regression	$R_s = 13.74 \cdot 1.05^{R_a}$ (MPa)	[DEV = 9.40%].

As may be seen, both the logarithmic interpolation and the exponential interpolation provide differences which are decidedly greater as compared with the linear interpolation; the power interpolation however, in accordance with Chengju<sup>21</sup> makes it possible to achieve more precise results of approximately 10% as compared with the same type of regression. Furthermore, this type of analysis provides a more precise estimate owing to the fact that it predicts a compression strength equal to zero when the failure values after accelerated maturing would also be equal to zero.

## 5. Conclusions

The experiments carried out could allow for the formulation of a specific standard aimed at improving the current concrete quality control methodologies.

For this operation, making use of accelerated steam maturing, reliable relationships have been established between the tests at 17 hours from pouring and the strength values at 28 days.

The standard deviation values found for this type of regression is on an average 4-5%. with a maximum of approximately 6% when the values relating to all the concretes tested are considered, that is with chemical and physical characteristics substantially differing one from the other.

However, for further confirmation of these results and also their extension to various concretes, research is still in way. Even at this point however it is possible to maintain that the methodology and test equipment supply satisfactory results in relation to the intrinsic variability in determination of concrete compression strength.

## 6. Acknowledgements

We would like to thank the following for their cooperation:

Settimo Martinello, Alberto Triantafillis, Roberto Marino, Fawaz Hamoui, Paolo Marasciulo, Cristina Equestri, Ivana Calderan, Franco Castellan, Flavio Bucci.

The laboratory tests were carried out during the years 1987-1991 with the support of: Calcestruzzi Spa, Ravenna; MAC-Modern Advanced Concrete Spa, Treviso; Cementi Zillo Spa, Este (Padova), Gilson Company Inc., Ohio (USA); the Speedymet test equipment was kindly provided by 4 EMME Service Spa, Bolzano. Research was carried out within the Non-destructive Test Laboratory activities of the Department of Science and Techniques for Restoration, University Institute of Architecture of Venice, directed by the author.

## References

1. Commission for the European Communities, "Industrial Processes Building and Civil Engineering", *Eurocode 2*, Design of concrete Structures, Part 1: General rules and rules for Building, October 1989.
2. ISO Norm 2736/2, "Making and curing of test specimens for strength tests".
3. Siviero E., "Early evaluation of concrete strength", Second Int. Symposium on Quality Control of Concrete Structures, CEB-RILEM, Ghent, June 12-14, 1991.
4. Price W.H., *J. Ame. Conc. Inst.* 37, (1959) 417.
5. Collepari M., "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Hoepli, Milano (1980).
6. Neville M.A., "Properties of concrete", Pitman Publishing, London (1975).
7. ENV 206, "Concrete – Performance, production, placing and compliance criteria".
8. Newman K. and Lachance L., "The testing of brittle materials under uniform uniaxial compressive stress", *Proc. ASTM* 64, (1964) 1044.
9. Neville A.M., "Some aspects of the strength of concrete", *Civil Engineering* 54, London (1959), Part 1, pp. 1153-56; Part 2, pp. 1308-11; Part 3, pp. 1435-39.
10. Tippet L.H.C., "On the extreme individuals and the range of samples taken from a normal population", *Biometrika* 17, (1925) 364-387.
11. Bazant Z.P., *Proc. of ASCE, Journ. of EM-Dir* 102, (1976) 331.
12. Tanigawa Y. and Yamada R., "Size effect in compressive strength of concrete", *Cem. Concr. Res.* 8, (1976) 181-190.
13. Walther R. and Miehlabradt M., "Dimensionnement des structures en béton", *Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*, vol. 7, 1990.
14. Henry Mc. and Shidler J.J., "Review of data on effect of speed in mechanical testing of concrete", *ASTM Sp. Techn.*, Publ. 185, 1956.
15. Verbeck G., *J. Port. Cem. Ass.* 7, (1965).
16. Ravina D., "Efficient utilization of coarse and fine fly ash in precast concrete by incorporating thermal curing", *ACI Journal* 78.3, (1981) 194-200.
17. Alexanderson J., "Strength losses in heat cured concrete", Swedish Cement and Concrete Research, Institute of Technology, Proc. 43, Stockholm, 1972.
18. King J.W., "Further notes on the accelerated test for concrete", *Chartered Civil Engineer*, May (1957) 15-19.
19. Dreux G. and Gorisse F., "Contribution à l'étude statistique des contrôles du béton. Mise au point d'un test accéléré", *Annales* 302 (1973).

20. Shah G.B., "Estimation of compressive strength from accelerated strength tests", *Indian Concrete Journal*, March (1986).
21. Chengju G., "Some statistical points in predicting strength of concrete by empirical method", Second Int. Symp. on Quality Control of Concrete Structures, CEB-RILEM, Ghent, June 12-14, 1991.

## Resumé

Le but de ce vaste programme expérimental est celui de connaître la résistance du béton le plus tôt possible après le bétonnage.

En utilisant un procès de maturation à la vapeur, on a trouvé un rapport entre la résistance d'un cube de 8 cm de côté, après 17 heures ( $R_a$ ) et la résistance d'un cube de 15 cm de côté après 28 jours ( $R_s$ ).

Ce rapport dépend du cycle thermique, du diamètre maximum du gravier, et de son influence à l'égard de la dimension des échantillons et de la vitesse de l'exécution de l'épreuve.

La régression  $R_a-R_s$  est donnée pour de différents types de béton en utilisant les ciments selon les Standards italiens: Portland 325 et 425, Pozzolana 325, additionné de "fly ash", Portland 325 additionné de "superfluidifiant".

Cette expérimentation prouve qu'il existe une relation linéaire  $R_s = mR_a + c$  où  $m$  et  $c$  sont les deux constantes liées au type du ciment, au cycle thermique et à la dimension du gravier, avec une déviation standard de 4-5% environ et un maximum de 6%, en cas d'utilisation de toutes les valeurs trouvées.

Sent for publication on *Materials and Structures*.



# INDICE

<b>1. Introduzione</b>	pag. 5
<b>2. Attrezzatura e procedimento di prova</b>	pag. 6
<b>3. Studi preliminari e parametri che influenzano la regressione</b>	pag. 9
3.1. <i>Ciclo termino</i>	pag. 9
3.2. <i>Fase dimensionale</i>	pag. 10
3.3. <i>Velocità di prova</i>	pag. 14
<b>4. Attività sperimentale realizzata</b>	pag. 15
4.1. <i>Cemento Portland 325</i>	pag. 16
4.2. <i>Cemento Portland 425</i>	pag. 21
4.3. <i>Cementi e materiali pozzolanici</i>	pag. 24
4.4. <i>Cemento Portland 325 additivato con superfluidicanti</i>	pag. 27
4.5. <i>Regressione unica per tutti i calcestruzzi confezionati con cementi</i>	pag. 32
<b>5. Verifiche di regressioni non lineari</b>	pag; 33
<b>6. Conclusioni</b>	pag. 34
<b>7. Ringraziamenti</b>	pag. 34
<b>Appendice</b>	pag. 35
<b>Bibliografia</b>	pag. 36
<b>Summary</b>	pag. 38

# INDICE

<b>Summary</b>	pag. 1
<b>1. Introduction</b>	pag. 1
<b>2. Equipment and test procedure</b>	pag. 2
<b>3. Preliminary studies and parameters which influence regression</b>	pag. 5
3.2. <i>Dimensional phase</i>	pag. 6
3.3. <i>Test speed</i>	pag. 8
3.4. <i>Composition and make-up of concrete</i>	pag. 9
<b>4. Experimental activity carried out</b>	pag. 9
4.1. <i>Portland 325 cement</i>	pag. 10
4.2. <i>Portland 425 cement</i>	pag. 13
4.3. <i>Pozzolana materials and cements</i>	pag. 16
4.4. <i>Portland 325 cement with superplasticizer additive</i>	pag. 19
4.5. <i>Cumulative results for all concretes prepared with Portland 325 cement</i>	pag. 23
<b>5. Conclusions</b>	pag; 25
<b>6. Acknowledgements</b>	pag. 25
<b>References</b>	pag. 26
<b>Resumé</b>	pag; 27



*Enzo Siviero*

- Nato a Padova nel 1945
- Laureato in Ingegneria Civile e Trasporti presso l'Università di Padova nel 1969
- Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni - Istituto Universitario di Architettura di Venezia.
- Autore di numerose pubblicazioni nel campo dell'analisi non lineare di strutture in c.a. e c.a.p.
- Membro del Comitato Editoriale del Model Code 1990 F.I.P. - C.E.B.
- Membro del Comitato di Consulenza scientifica del CIAS
- Segretario-Tesoriere del Gruppo Italiano C.E.B.