

## **Giornate aicap 2007 - Salerno, 4-6 ottobre**

# **L'INNOVAZIONE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO NELLA TRADIZIONE DELLA SCIENZA E DELLA TECNICA – Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio**

Relazione generale:

Aspetti costruttivi, Applicativi e Gestionali  
*Antonio Migliacci*

1

Relazione generale:

Realizzazioni  
*Giuseppe Traini*

22

Relazione su invito:

La normativa strutturale - Stato dell'arte  
*Giovanni Angotti*

43



# Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

## L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

### 2<sup>a</sup> Sessione – Aspetti Costruttivi, Applicativi e Gestionali

Relazione Generale: Prof. Ing. Antonio Migliacci \*

Parte I

#### I – PREMESSE

Gentili Signore e Signori, gentili Partecipanti alle GIORNATE AICAP 2007, mi trovo ad essere Relatore Generale in questa 2<sup>a</sup> Sessione delle GIORNATE, nonostante alcune titubanze che ho avuto per tale incarico a causa di numerosi impegni.

Ma ora confesso d'essere lieto, ed onorato, di poter tenere questa Relazione, soprattutto perché i temi della Sessione sembrano fatti apposta per "riscaldare" le mie emozioni su alcune questioni riguardanti l'innovazione delle strutture in calcestruzzo.

Diverse sono tali questioni, le quali, secondo me, costituiscono un passaggio obbligato per il futuro di tali strutture, a parte quanto potrà essere fatto per le altre questioni riguardanti il progetto, la modellazione, il calcolo, e così via.

Le questioni in oggetto si può dire che riguardino principalmente quattro aspetti, in genere molto articolati e interconnessi fra loro, come è indicato nella sottostante Tabella 1.

Tabella 1 - Aspetti significativi (sottotemi)	acronimo	sigla	n.°memorie agli ATTI
Tempo e Affidabilità Residui	TAR	T	10
Materiali Innovativi e Speciali	MIS	M	6
Costruzioni e Sistemi Particolari	CSP	C	6
Effetti e Aspetti Particolari	EAP	E	3

(totale 25)

Questi aspetti possono essere ritrovati entro i temi della Sessione, potendo costruire così una sorta di sotto-temi ai quali ci si può attenere nel prosieguo.

Orbene, nella prassi abituale di ogni Relatore Generale, si comincia a dissertare sullo stato dell'arte inerente la Sessione e poi si passa ad illustrare le memorie ad Essa attribuite, vedendo di organizzarle in gruppi logici per facilitarne la lettura. Invece, in questa occasione, ho pensato di fare il contrario, incominciando dalle memorie della Sessione, naturalmente vedendo di organizzarle in gruppi logici, ma cercando soprattutto di coglierne le novità al fine di riconoscere se queste GIORNATE AICAP hanno portato veramente un contributo all'innovazione delle strutture in calcestruzzo.

Dopo di che, mi sentirò autorizzato ad esporVi le mie considerazioni, allacciandomi anche ad episodi concreti.

\* Politecnico di Milano.

#### 2 - LE MEMORIE AGLI ATTI

Le memorie della 2<sup>a</sup> Sessione sono 25. Fra esse ne ho scelte 8, affinché siano illustrate nei punti più salienti direttamente dagli Autori nello spazio di 1 ora al termine di questa Relazione. Pertanto, il tempo a disposizione per ciascuna illustrazione deve essere contenuto categoricamente entro i 7 ÷ 8 minuti, cui gli Autori dovranno strettamente attenersi.

Per le memorie scelte, nella Tabella 2 sono indicati i Titoli e gli Autori, con l'appartenenza ai sottotemi prima individuati, per la palese prevalenza di uno dei quattro aspetti di cui si è detto.

Tabella 2- Memorie scelte per l'illustrazione diretta	sigla	n.° pagina agli ATTI
ANALISI DELLE PRESTAZIONI NEL TEMPO DI UN PONTE STRALLATO ESISTENTE - F. Biondini, P.G. Malerba	T	419
ANALISI DEGLI INTERVENTI MANUTENTIVI SU STRUTTURE AMMALORATE - R. Marino, A. Martini, A. Pedicini	T	491
L'UTILIZZO DEL CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE NELLE RIPARAZIONI - L. Giordano, G. Mancini	M	463
LA SICUREZZA DI SERVIZIO NELLA REALIZZAZIONE DI UN PONTE A CONCI IN C.A.P. - M. Arici, M.F. Granata	C	379
INDAGINI NUMERICHE SU PROTOTIPI DI EDIFICI INDUSTRIALI MONOPIANO IN AREA AD ALTA SISMICITÀ - A. Palermo, A. Carabellese, G. Toniolo	C	513
L'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE STRATEGICHE MEDIANTE L'IMPIEGO DELL'ISOLAMENTO ALLA BASE COMBINATO CON LO SMORZAMENTO DI MASSA - L. Petti, M. De Iulius, B. Palazzo	E	535
ISOLAMENTO SISMICO DI UN SERBATOIO A PRIOLO GARGALLO (SR) A. Santangelo, N. Scibilia, R. Stadorelli	E	543
IL VIADOTTO SANTIÀ DELLA LINEA AV-AC TORINO-VENEZIA, TRATTA TORINO-NOVARA. EFFETTI DELLA VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO DELL'IMPALCATO CORRELATI ALLE TEMPISTICHE DI REALIZZAZIONE G. Traini, L. Evangelista, F. Sacchi, S. Sabatini	E	551

La scelta di tali memorie è legata all'argomento d'interesse particolare che vi è contenuto (Tab. 3), stimolo alle mie considerazioni come infatti si vedrà nel prosieguo. Cioè, si può dire che tale scelta è stata soprattutto orientata dalle questioni che più mi stanno a cuore, ossia: - la possibilità di utilizzare nelle valutazioni e nelle misure approcci di tipo probabilistico e se occorre "fuzzy", - la presa di coscienza di dover considerare nelle scelte e nelle decisioni il costo dell'intero ciclo di vita con tutti gli oneri di servizio, - l'opportunità di impiegare i nuovi calcestruzzi ed acciai per la scelta della soluzione strutturale da ottimizzare sull'intero ciclo di vita, - l'obbligo di dover fronteggiare i problemi connessi all'esecuzione con i diversi vincoli legati alla cantierizzazione, - la necessità di assegnare i valori di progetto delle "Resistenze" e di calcolare i corrispondenti valori delle "Sollecitazioni" relativi a determinati effetti particolari per misurarne la sicurezza.

Per ciascuna delle restanti 17 memorie, raggruppate nei suddetti quattro sottotemi (T, M, C, E, Tab. 1), si ha una scheda nella quale si può leggere, con il corredo di qualche illustrazione:

- Titolo, Autori, sottotema, numero della pagina agli Atti,
- argomento e obiettivo,

Tabella 3 - Memorie scelte per l'illustrazione diretta			
Autori	Argomento d'interesse particolare	n° pagina agli ATTI	sigla
•Biondini / Malerba	Approccio di tipo probabilistico associando a ciascuna variabile aleatoria un opportuno fattore di sensibilità	419	T
•Marino / Martino / Pedicini	Rassegna economica dei costi di ripristino parziale e totale in Italia, indagine delle principali cause di degrado	491	T
•Giordano / Mancini	Modellazione statistica di dati sperimentali, applicazione di un idoneo safety format nelle verifiche di resistenza	463	M
•Arici / Granata	Sicurezza in servizio di un sistema costruttivo variato, sotto viscosità e per la rottura di cavi di precompressione	379	C
•Palermo / Carabellese / Toniolo	Specifiche attenti agli spostamenti di piano sotto sisma di telai monopiano, (valori $E_{3d}$ )	513	C
•Petti / De Iulius / Palazzo	Attenuazione della risposta dinamica sotto sisma mediante un sistema combinato di isolatori alla base e di Mass Damper, BI & TMD, (valori $E_{3d}$ )	535	E
•Santangelo / Scibilia / Stadarelli	Attenuazione della risposta dinamica sotto sisma mediante isolatori (BI), (valori $E_{3d}$ )	543	E
•Traini / Evangelista / Sacchi / Sabatini	Valutazione della freccia in mezz'ora delle campate di un ponte per effetto viscoso, (valori di $E_{3d}$ , misura della sicurezza $E_{3d} \leq E_{Rd}$   $T = \infty$ )	551	E

- sviluppo,  
- conclusioni e auspicci,  
il tutto, ben inteso, secondo il mio giudizio personale.  
Tali schede vengono proiettate in cascata, numerate da 4 a 20.

### ANALISI STRUTTURALE E MODELLAZIONE DI PONTI ESISTENTI: L'ESEMPIO DEL PONTE TENZA (T-pag.387)

• D.Asprone, E.Cosenza, G.Manfredi, A.Nanni, A.Occhiuzzi, A.Prota

**ARGOMENTO** • caratterizzazione strutturale del ponte Tenza (vecchia SA-RC)

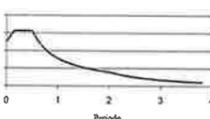
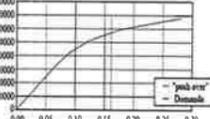
**OBIETTIVO** • caratterizzazione dinamica della struttura Tenza per analisi sismiche

**SVILUPPO** • geometria (originaria e rinforzata anni '90, laser scanner 3D), materiali (carote di calcestruzzo, spezzoni di 50 cm di barre  $\Phi$  18 e  $\Phi$  24 nei rinforzi), • analisi FEM con software SAP2000 e STRAU7: carichi gravitazionali, analisi modale (vincoli cedevoli di base), 3 differenti analisi sismiche (statica equivalente, modale e statica non lineare), validazione con prova dinamica

**RISULTATI** • lo studio parametrico dell'influenza dei cedimenti mostra che, a parte i primi 2 modi, la rigidità strutturale è tale che le caratteristiche del terreno non influenzano la risposta, comunque diversa dall'incastro perfetto, • il modello FEM, testato con prova dinamica, è rappresentativo • l'analisi statica non lineare sotto sisma (spettro di fig.13) mostra una capacità di spostamento orizzontale (a livello soletta) che risulta superiore (28 cm) al valore dell'elaborazione dello spettro (16 cm, fig. 14)

**CONCLUSIONI** • lo studio geometrico e meccanico della struttura consente la messa a punto di modelli da validare con prove in situ ed analisi FEM, modelli indispensabili per le analisi dinamiche sotto azioni di particolare intensità e velocità di applicazione

**AUSPICCI** • è auspicabile che nell'ambito del citato progetto internazionale si possa caratterizzare qualche altro importante ponte ad arco, anche in stretta sinergia con altre Facoltà

### VALUTAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DI UN PONTE IN C.A. A TRE ARCADE SUL FIUME VOLTURNO - Alberto Maria Avossa, Luigi D'Agostino, Pasquale Malangone, Alessandro Zambrano (T-pag.395)

**ARGOMENTO** • caratterizzazione strutturale del ponte a 3 arcate sul fiume Volturno (sulla Domitiana a Castelvolturno, Caserta)

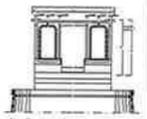
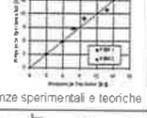
**OBIETTIVO** • caratterizzazione dinamica della struttura anche per analisi sismiche

**SVILUPPO** • descrizione dell'opera e dei rinforzi (fine anni '70), (fig.2), • analisi FEM con software SAP2000 di un'arcata isolata con solette sui giunti, analisi modale (50 modi=70% delle masse partecipanti), successivo FEM1 senza solette sui giunti, modello FEM2 con la sola struttura originaria, • sperimentazione dinamica per la validazione del modello teorico, elaborazione delle registrazioni con l'approccio PP (adatto al caso di una forzante tipo traffico veicolare, su un sistema smorzato)

**RISULTATI** • prima correlazione tra valori teorici e sperimentali in termini di frequenza (fig.12), • il modello FEM2 meglio approssima la risposta sperimentale (avendo il minor valore della funzione d'errore J, tab.3), • il modello teorico meglio rappresentativo è il FEM2 con incastro perfetto alle imposte (tab.4)

**CONCLUSIONI** • si è calibrato il modello FEM di un'arcata (senza solette di giunto) attraverso una sperimentazione dinamica in presenza di vibrazioni ambientali, col risultato di riconoscere meglio rappresentativo il modello FEM2 con incastro perfetto alle imposte, • lo studio proseguirà nella valutazione di riposte per altre situazioni di carico (sisma)

**AUSPICCI** • si attende lo sviluppo d'ulteriori valutazioni, anche in stretta sinergia con altre Facoltà

Modo	Freq. (Hz)	Freq. (Hz)	η (%)
Modo 1	2.300	2.261	0.0201
Modo 2	5.854	5.824	0.0007
Modo 3	8.050	8.010	0.0042
Modo 4	9.724	9.701	0.1124
Modo 5	13.822	13.822	0.0279
Modo 6	16.926	16.926	0.0018

### ANALISI DELLO STATO DEI MATERIALI PER UNA VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' RESISTENTE RESIDUA DI UN EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO - V.Cornaladesi, G.Moriconi (T-pag.433)

**ARGOMENTO** • procedura per la validazione di strutture esistenti alla luce della nuova normativa

**OBIETTIVO** • riabilitazione di strutture in c.a. sotto la nuova normativa

**SVILUPPO** • informazioni sul progetto e relativi controlli (ad es. per le armature, calcolo con le norme del tempo e controlli a campione), stato di conservazione della struttura, costruzione di un modello resistente relativo allo scheletro in c.a. (senza tamponature), • analisi FEM (SAP2000 NL) del comportamento strutturale, verifiche sotto carichi gravitazionali, analisi modale del comportamento strutturale (tab.1), • in base alle analisi numeriche, pianificazione delle indagini non distruttive (pacometro, sclerometro, ultrasuoni, carbonatazione) e distruttive (carote e spezzoni di barre)

**RISULTATI** • necessità di giungere fino all'8° modo, per la partecipazione circa dell'85% delle masse sul minore  $M_1$ , • sensibile diversità di resistenza tra i pilastri molto e poco sollecitati (ad es. tab.3, per le prove su carote), forse per fenomeni d'invecchiamento, • le prove su spezzoni di barre liscie (estratti da una trave non gravata) mostrano uno snervamento elevato, soddisfacente allungamento a rottura (tab.4)

**CONCLUSIONI** • la resistenza dei pilastri più caricati è attribuibile più ad un comportamento ortotropo del cls (asse carota ortogonale all'asse di carico pilastro) che all'invecchiamento

**AUSPICCI** • per vecchie strutture, la carbonatazione superficiale influenza fortemente (alzando) le misure di rimbalzo • possibile sistemazione di isolatori alla base per migliorare il comport. sotto sisma

No.	T (sec)	M <sub>1</sub> (%)	M <sub>2</sub> (%)
1	1.91	85.02	0.45
2	1.78	0.21	34.54
3	1.57	1.80	40.48
4	1.12	8.42	0.02
5	0.81	0.06	0.22
6	0.74	0.02	9.53
7	0.64	1.53	0.39
8	0.62	10.49	0.00
9	0.54	0.05	5.39
10	0.33	0.27	0.22

tab.1 - periodi di vibrazione e % di massa

	Valore medio	DEVIAZIONI standard
Resistenza a compressione cilindrica (MPa)	19.9	40.6
Resistenza a compressione su carote di cls (MPa)	21.2	40.7

tab.3 - risultati compressione su carote di cls

	ALL. previsto in situ	Fe B 33	Fe B 44
Diametro della barra (mm)	10.5	5-20	5-26
Tensione di snervamento (MPa)	476.2	≥ 385	≥ 430
Tensione massima (MPa)	755.0	≥ 490	≥ 540
Allungamento a rottura (%)	23.1	≥ 23	≥ 12

tab.4 - risultati sperimentali e limiti di del D.M.96

### CONCA DI NAVIGAZIONE "VITTORIO EMANUELE III" DI GOVERNOLO (MN). DIAGNOSI, MONITORAGGIO, CONSOLIDAMENTO E CONTROLLO QUALITA' - C.Dall'Oglio, D.Amesberger, A.Rizzo, M.Rizzo (T-pag.441)

**ARGOMENTO** • recupero e controllo delle strutture della Conca di Governolo fra Minchio e Po (natanti 1200 t, L=81 m, B=10m, risalente al 1925)

**OBIETTIVO** • recupero della Conca, anche a fronte delle più vistose sollecitazioni di servizio

**SVILUPPO** • diagnosi, prova dinamica (sotto impulsi prodotti dalla porta traslabile a valle) e monitoraggio dei dissesti più vistosi, • consolidamento fondazionale e delle murature con pali profondi (di 50 cm di diametro entro le murature, di maggior diametro nel terrapieno) per il rinforzo e la cultura delle murature e per il consolidamento del terreno fondazionale, • successivo monitoraggio in servizio

**RISULTATI** • maggiori dissesti nelle murature di valle sulla porta traslabile (fig.A) per varie cause, specie per il moto vorticoso prodotto dai nuovi rimorchiatori, • rinforzo e cultura delle strutture mediante pali (figg. B e C) sino ad attraversare la platea e consolidare il terreno fondazionale

**CONCLUSIONI** • i lavori della Conca rappresentano un episodio completo (indagine, diagnosi, studio, progettazione e verifica) compiuto su opere in c.a. vetuste per il loro recupero e adeguamento funzionale

**AUSPICCI** • possibili informazioni sul risanamento effettuato nei confronti delle lesioni, talune anche accresciute per le notevoli pressioni praticate nel jetgrouting





### RIPRISTINO STRUTTURALE E FUNZIONALE DEI DIGESTORI DI DEPURAZIONE ANIMALORATI IN C.A. - Gian Paolo Garberini, Manuel Demontis (T-pag.455)

**ARGOMENTO** • recupero (a fronte del degrado) e adeguamento (quasi nuovi contenitori di biogas) dei digestori siti a "le Aronne", Cagliari (fig.2B)

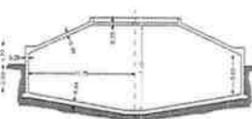
**OBIETTIVO** • validazione del ripristino tramite la disamina dei risultati dell'analisi strutturale (metodi "manuali" a tubi corti, FEM con software STRAU7, (fig.4)

**SVILUPPO** • preventiva ispezione e diagnosi delle strutture, • interventi di risanamento e precompressione a cavi esterni

**RISULTATI** • per diverse combinazioni di carico, disamina dei risultati (ad es. in tab.1 quadro verifiche di fessurazione), • le verifiche di resistenza hanno dato tutte esito positivo

**CONCLUSIONI** • lo studio accurato della struttura e la scelta dell'intervento (materiali e tecniche) possono ottenere positivamente il recupero e l'adeguamento, • il recupero, a fronte della ricostruzione, pesa per il 73,4%, mentre con il congiunto adeguamento esso sale al 79,5%

**AUSPICCI** • sarebbe utile stabilire per i digestori una casistica tipologica di riferimento ai fini delle scelte operative d'indirizzo




CONDIZIONE	Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3	Sez. 4
13	Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3	Sez. 4
14	Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3	Sez. 4
15	Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3	Sez. 4

tab.1 - quadro delle verifiche di fessurazione



**SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO E SISTEMI ESPERTI**  
 - Rita Greco, Mauro Mezzina, Giuseppe Uva (T-pag.483)

**ARGOMENTO** • Porto Industriale di Manfredonia: 4 sotto-opere (pontile di approccio, pontile di collegamento, banchina e diga), 3 elementi strutturali basilari (pali tubolari in acciaio, pulvini trasversali in c.a.p., tegoli nervati d'impalcato)

**OBIETTIVO** • riconoscere lo "structural assessment" per le diverse sotto-opere del Porto

**SVILUPPO** • procedura operativa: protocollo diagnostico (I e II livello), elaborazione ed interpretazione dei risultati, definizione delle priorità, interventi (structural assessment) sulla base del "condition rating",  
 • priorità di analisi per pulvini e tegoli, (ad es. per i pulvini, stato di fig.3), valutazione del "condition rating" su base fuzzy

**RISULTATI** • determinato il condition rating per i pulvini e per i tegoli su base fuzzy, si valuta quello della sotto-opera "pontile di approccio" (tab.3) riconoscendo d'essere in Classe III (tab.1), analoga valutazione per le restanti sotto-opere

**CONCLUSIONI** • lo studio compiuto consente di stabilire le liste di priorità degli interventi da compiere

**AUSPICI** • può interessare l'esposizione della dichiarata procedura fuzzy impiegata per il calcolo del "condition rating" (si auspica non solo attraverso i fattori d'importanza)

Classe di degrado	Definizione della condizione, della necessità degli interventi, esempi di degrado	Condizione rating
I	Absenza di difetti	da 5
II	Basso livello di danneggiamento (basi di protezione)	da 10
III	Medio grado di danneggiamento, lavori di riparazione in un ridotto lasso di tempo	da 15
IV	Alto livello di danneggiamento, sono necessari interventi urgenti riparare e/o preservare la condizione di merito	da 20
V	Danneggiamento molto intenso, limitazioni di traffico, sostanziale	da 25
VI	Condizione critica di danneggiamento, interventi prioritari nella limitazione alla sua funzione d'uso	da 30

tab.1- descrizione del danno-degrado

Classe di degrado	Definizione della condizione, della necessità degli interventi, esempi di degrado	Condizione rating
I	Absenza di difetti	da 5
II	Basso livello di danneggiamento (basi di protezione)	da 10
III	Medio grado di danneggiamento, lavori di riparazione in un ridotto lasso di tempo	da 15
IV	Alto livello di danneggiamento, sono necessari interventi urgenti riparare e/o preservare la condizione di merito	da 20
V	Danneggiamento molto intenso, limitazioni di traffico, sostanziale	da 25
VI	Condizione critica di danneggiamento, interventi prioritari nella limitazione alla sua funzione d'uso	da 30

tab.3- condition rating per pontile d'approccio



fig.3- pulvini: Classe a (sinistra), Classe b (destra), in tab. 3

**PRODUZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI DI ELEVATE QUALITA' E PRESTAZIONI MEDIANTE IL PROCESSO DI ESTRUSIONE** - Roberta Alfani, Gian Luca Guerrini (M-pag.373)

**ARGOMENTO** • materiali cementizi per il processo di estrusione

**OBIETTIVO** • produzione industriale di tubi ed altri manufatti edili

**SVILUPPO** • caratterizzazione reologica del materiale da estrudere, descrizione del processo di estrusione, ottimizzazione del plasticizzante (di max incidenza sul costo)

**RISULTATI** • possibilità di produzione di tubi (Lmax=5,00m) rispondenti alla norma UNI EN 588-1 (anche in termini di durabilità chimica e resistenza in acqua calda), possibilità di produzione di manufatti edili (flessione su 3 punti, 20MPa) con massa volumica di 2300Kg/m³

**CONCLUSIONI** • a differenza dei tubi (resistenza), per altri manufatti interessa la minimizzazione del costo/m conservando una sufficiente "resistenza al verde"

**AUSPICI** • produzione industriale di manufatti edili con lunghezze anche significative e prestazioni garantite

**Proprietà fondamentali del materiale da estrudere**  
 - buona dispersione del materiale da estrudere,  
 - buona plasticità e coesività della miscela,  
 - sufficiente "resistenza al verde", per il mantenimento della forma e la movimentazione



fig.1- estrusione di tubi



fig.8- esempi di manufatti

**COMPORTEMENTO STRUTTURALE DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO SOGGETTI A CORROSIONE** - L.Giordano, G.Mancini, F.Tondolo (T-pag.475)

**ARGOMENTO** • comportamento strutturale sotto corrosione delle armature

**OBIETTIVO** • riflessi sul comportamento strutturale (deformabilità di servizio e fragilità ultima) per la corrosione dell'armatura

**SVILUPPO** • effetti della corrosione: lato acciaio, riduzione del diametro ed eventuale modifica di (σ-c) - lato calcestruzzo, la sezione diventa eterogenea (fig.1) - lato aderenza, dopo la fessurazione del copriferro cessa il confinamento e l'aderenza tende a diminuire (ad es. fig.1, diminuzione del picco),  
 • studio del comportamento strutturale: la deformabilità in presenza dei fenomeni conseguenti alla corrosione, l'incremento di fragilità in condizioni ultime, (controlli num.2)

**RISULTATI** • per la deformabilità è essenziale tener conto della riduzione dell'aderenza (non bastano gli effetti prodotti su c/c ed acciaio in condizioni ultime, il mancato trasferimento di sforzi tra barre e calcestruzzo aumenta la fragilità riducendo la stabilità strutturale (ad es. fig.21, prove di Mangat e Elgarf, testate numericamente)

**CONCLUSIONI** • si dimostra che la corrosione delle armature è un fenomeno pericoloso sia per il comportamento della struttura in servizio che nei riguardi del meccanismo resistente sotto carichi estremi

**AUSPICI** • l'indicazione dei risultati sotto carichi ciclici potrebbe completare le precedenti conclusioni di significato preoccupante

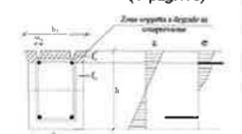


fig.1- calcestruzzo degradato in compressione



fig.4- aderenza di picco senza confinamento



fig.21- risultati trave con 5% di corrosione

**AGGREGATI RICICLATI PER IL CALCESTRUZZO STRUTTURALE. RISULTATI E PROSPETTIVE** - Mario Bassan, Valeria Corinaldesi, Marco Menegotto, Giacomo Moriconi (M-pag.403)

**ARGOMENTO** • studio degli aggregati riciclati (Recycled Aggregate, RA) nell'impiego strutturale (Recycled Aggregate Concrete, RAC)

**OBIETTIVO** • valutazione dell'impiego degli scarti di lavorazione negli impianti di prefabbricazione per le massime % di sostituzione

**SVILUPPO** • studio della granulometria del RA e sue proprietà fisiche, prove con sostituzione del NA dal 5% al 30%: di compressione sul calcestruzzo (provini cubici, 10cm) su 11 miscele RAC e 1 NAC, a flessioni di travi (su 4 punti) di cui 6 RAC e 2 NAC, a taglio di solai alveolari di cui 4 RAC e 4 NAC (figg. a fianco), studio del ritiro da essiccamento su due RAC 30% sabbia e 70% RA, sempre con superfluidificante, uno con SRA

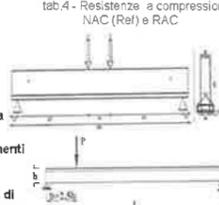
**RISULTATI** • salvo le miscele con RA di minore resistenza R<sub>c</sub>, non si hanno variazioni significative per la resistenza del RAC che s'ottiene, per le miscele 70% RA, se questo è saturato d'acqua, il ritiro da essiccamento è soddisfacente,  
 • le prove sulle travi e i solai alveolari RAC mostrano comportamenti del tutto simili a quelle NAC, (modeste riduzioni per le travi)

**CONCLUSIONI** • la qualità del calcestruzzo da cui proviene il RA influenza la % di sostituzione, per una R<sub>c</sub> di 55 MPa la sostituzione può essere 30%,  
 • i comportamenti strutturali, almeno fino alla sostituzione del 30%, denunciano prestazioni uguali, o anche migliori (di rado inferiori)

**AUSPICI** • mediante controlli di qualità adeguati (sul RA e sulle miscele RAC), possibile impiego anche al di fuori degli impianti di prefabbricazione

Miscela	Resistenza a compressione (MPa)	
	5 punti	25 punti
Ref	54,8	57,0
D-5%	52,4	54,1
B-10%	51,5	53,3
B-30%	50,9	51,9
D-5%	53,6	56,2
D-10%	53,5	56,1
E-5%	54,9	56,0
E-10%	53,3	55,1
F-5%	54,8	55,4
F-10%	53,8	55,4
H-5%	54,5	56,0
H-10%	53,8	55,3

tab.4- Resistenze a compressione NAC (Ref) e RAC



figg. 4 e 5 - Prove a flessione e a taglio su travi a) e solai b)

**AUTOSTRADA HADAT-FRONTIERA SIRIANA, VIADOTTO GRAND HOTEL E VIADOTTO MDEIREJ** - Mario Paolo Pietrangeli (T-pag.527)

**ARGOMENTO** • viadotti Grand Hotel nord e sud, viadotti Mdeirej nord e Mdeirej sud

**OBIETTIVO** • progetto degli interventi sulle strutture

**SVILUPPO** • quadro dei danneggiamenti: Mdeirej sud crolli e seri danni con trascinati (1,2 m) delle pile 3, 4 e 5 - Mdeirej nord, non crolli, ma danni localizzati nella pila 6 e nella campata adiacente (verso la pila 5) - Grand Hotel (nord e sud), una campata seriamente danneggiata,  
 • considerazioni sulla statica attuale e criteri d'intervento

**RISULTATI** • lo spostamento di 1,2m delle pile rende incerto l'attuale appoggio per la modestia delle armature trasversali (fig.12b),  
 • le campate danneggiate nel Grand Hotel (nord e sud) e nel Mdeirej nord vanno demolite e ricostruite (previo inserimento di cavi ausiliari a protezione delle campate adiacenti)  
 • complessa è la ricostruzione del Mdeirej sud (fig.14 relativa alla ricostruzione delle pile 3, 4 e 5)

**CONCLUSIONI** • nel concetto artificiale dei "fusibili strutturali", anche l'Autore riconosce che il danneggiamento (per il crollo della pila 6) non avrebbe coinvolto l'intero ponte e la ricostruzione sarebbe più agevole per una struttura con travi a semplice appoggio

**AUSPICI** • proprio per la complessità dell'intervento, si auspica che l'Autore possa riferire sul progetto esecutivo della ricostruzione

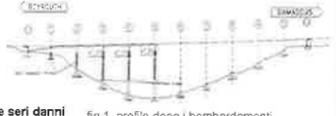


fig.1- profilo dopo i bombardamenti



fig.12b - appoggio pila dopo trascinato



fig.14 - torri provvisorie

**POSSIBILI IMPIEGHI DEI METODI ULTRASONICI NEL CONTROLLO DI QUALITA' DEL CALCESTRUZZO** - Giovanna Concu, Luisa Pani, Zaira Odoni (M-pag.427)

**ARGOMENTO** • correlazioni tra la velocità del segnale e la resistenza a compressione standard R<sub>c</sub> per diverse miscele e stagionature

**OBIETTIVO** • attestazione dell'applicabilità ed efficacia della tecnica ultrasonica nei primi 28 gg. di maturazione per la previsione della R<sub>c</sub> standard

**SVILUPPO** • miscele con 3 rapporti s/c, (miscela A=0,65, B=0,66, C=0,46), pari lavorabilità (miscela B e C con fluidificante),  
 • 6 diverse modalità di stagionatura (3,14,28 gg. Le prime 2 con due diverse U.R.=50 e 80%, l'ultima in acqua o in aria) per ogni miscela A, B o C; misure a 1, 3, 14, 28 gg.,  
 • raccolta e diagrammatura dei risultati

**RISULTATI** • la velocità del segnale cresce col tempo di lettura (fig.2, ad es. per la miscela A) ed altresì passando dalla miscela A alla C (fig.3 per la B, ad esempio da confrontare con la fig.2 valida per la A),  
 • le resistenze presentano andamenti consimili (fig.7), con anomale correlazioni nei primi tempi di maturazione (a 3 gg.)

**CONCLUSIONI** • la velocità del segnale è molto sensibile alla qualità del calcestruzzo (diversificata per miscela e stagionatura),  
 • andamenti consimili per velocità e resistenza (salvo a tempi brevi),  
 • max resistenza per la stagionatura n°5 (28 gg. in acqua) e per la stagionatura n°3 e 4 (14 gg. in acqua, 14 gg. in aria)

**AUSPICI** • la campagna dovrebbe essere estesa, anche con validazioni probabilistiche, per ottenere informazioni tali da poter standardizzare il metodo

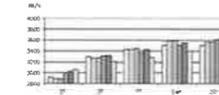


fig.2- velocità miscela A nel tempo



fig.3- velocità miscela B nel tempo

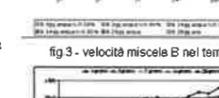


fig.7- velocità per le diverse condizioni di maturazione



**DETERMINAZIONE IN TEMPI BREVI DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE DEL CALCESTRUZZO**  
- Luisa Pani, Barbara De Nicolò, Monica Valdes (M-pag.521)

**ARGOMENTO** • correlazione fra la  $R_c$  di provini cubici (8cm di lato) "programmati" testati a 1 giorno e la  $R_c$  standard a (28 gg.)

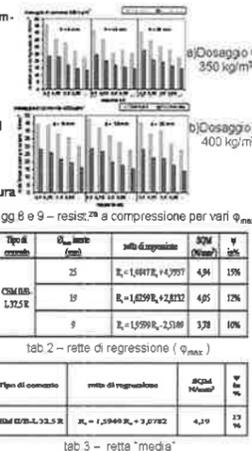
**OBIETTIVO** • stima della  $R_c$  standard con prove a 1 giorno su provini "programmati"

**SVILUPPO** • 30 miscele, per miscela 10 provini cubici (8 cm di lato) dei quali 8 sotto ciclo termico speciale e 2, assieme ai 7 provini di confronto (16 cm di lato), con procedura standard (UNI-EN),  
• analisi dell'influenza di: dimensioni del cubo di prova, velocità di applicazione del carico, condizioni di stagionatura

**RISULTATI** • istogrammi di confronto per le resistenze al variare della stagionatura per diverse miscele, con dosaggi 350 e 400 kg/m<sup>3</sup> di C,  
• rette di regressione in funzione del  $\Phi_{max}$  inerte (tab.2)  
• retta di regressione "media" (tab.3)

**CONCLUSIONI** • la retta di regressione "media" mostra un coefficiente di variazione 13%,  
• le correlazioni fra le resistenze a 1 giorno su provini "programmati" e quelle standard a 28 gg. risultano assai affidabili

**AUSPICI** • per una caratterizzazione più completa, lo studio potrebbe estendersi ad altre caratteristiche meccaniche



**CAPACITA' A TAGLIO DI TRAVI "STORICHE" IN CEMENTO ARMATO**  
- Mauro Mezzina, Fabrizio Palmisano (C-pag.497)

**ARGOMENTO** • nei riguardi del taglio si analizzano i risultati sperimentali ottenuti nei laboratori di Stoccarda (primi anni del 1900)

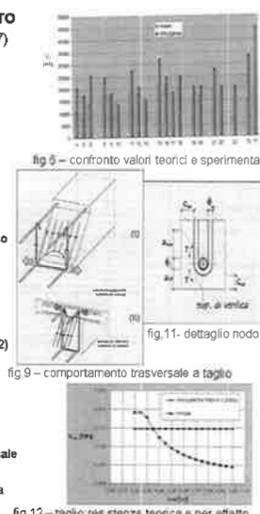
**OBIETTIVO** • confronti tra i valori teorici "attuali" e quelli di Stoccarda

**SVILUPPO** • analisi alla luce dell'attuale normativa (traliccio ad inclinazione variabile), valori del taglio ultimo  $V_{Rd,ctg}$ ,  
• impiego del "Load Path Method" per valutare la portanza dei connettori ad U,  
• richiamo dei risultati teorici ottenibili col traliccio iperstatico modificato

**RISULTATI** • i valori di  $V_{Rd,ctg}$  sovrastimano i valori di Stoccarda (fig.6), (col traliccio iperstatico modificato, valori più prossimi),  
• nello stesso spirito si orientano i risultati per  $v$  e  $ctg\theta$ ,  
• confronti con i valori risultanti dal Load Path Method (fig.12)

**CONCLUSIONI** • inapplicabilità dei metodi attuali alle travi storiche (rischio di sovrastima di portanza),  
• gli acciai duttili del passato non consentono di abbassare l'inclinazione  $\theta$  (onde, valori di  $ctg\theta$  minori),  
• possibile rottura a taglio anticipata per comport.<sup>to</sup> trasversale

**AUSPICI** • risultati utili da divulgare per l'interpretazione corretta della portanza a taglio di travi antiche (senza sovrastime)



**TRAVI DA PONTE IN C.A.P. DANNEGGIATE: COMPORTAMENTO TEORICO-SPERIMENTALE E PROGETTO DI RINFORZO CON FRP**  
- M.Di Ludovico, A.Prota, G.Fabbrocio, G.Manfredi, O.Manni, W.Arena (M-pag.447)

**ARGOMENTO** • rinforzo con FRP di travi da ponte danneggiate (non simmetricamente) nel bulbo inferiore (taglio trefoli)

**OBIETTIVO** • validazione del rinforzo con FRP

**SVILUPPO** • prove su 3 travi (fig.3, banco prova, carico 4 punti): S1 Integra, S2 e S3 artificialmente danneggiate con taglio trefoli al 16% e al 33%, a disposizione altre 2 travi S4 e S5 (parimenti danneggiate) da rinforzare secondo il progetto e da testare,  
• determinazione dei valori teorici per il confronto (metodo dello stress-block, programma di calcolo a fibre),  
• progetto del rinforzo con FRP da applicare alle due travi S4 e S5 da testare

**RISULTATI** • i risultati sperimentali, rispetto ai valori teorici, mostrano:  
- differenze trascurabili in termini di rigidità,  
- differenze trascurabili per il momento di 1<sup>a</sup> fessurazione,  
- differenze significative (per le travi S2 e S3) per il momento di smernamento (-15% e -22%) e per il momento ultimo (-16% e -23%)

**CONCLUSIONI** • in particolare, oltre ai significati precedenti, si è notato che la disimmetria nel taglio trefoli (anche al 33%) può essere trascurata nei riguardi del momento ultimo,  
• in attesa delle prove su S4 e S5, già si pone l'attenzione sulla necessità di cautelarsi contro il fenomeno della delaminazione dell'FRP

**AUSPICI** • opportunità di completamento dello studio, (anche con prove fatiche)



**INDAGINI SPERIMENTALI SUL COMPORTAMENTO STATICO DI UNA NUOVA TIPOLOGIA DI TRAVE MISTA ACCIAIO CALCESTRUZZO**  
- Camillo Nuti, Annibale Luigi Materazzi, Fabrizio Paolacci, Stefano Cerea (C-pag.505)

**ARGOMENTO** • validazione di una trave mista acciaio-calcestruzzo (della ditta Edilmetal) in spessore di soletto (fig.3)

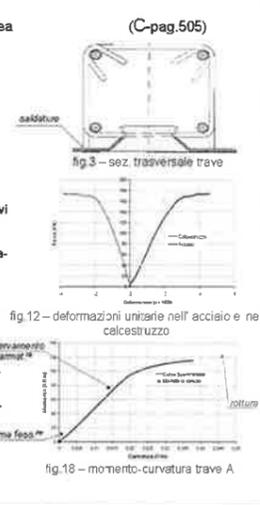
**OBIETTIVO** • applicabilità degli usuali modelli a flessione e taglio delle travi

**SVILUPPO** • prove sperimentali su 4 travi a flessione (quattro punti) e su 6 travi a flessione/taglio (distanza del carico dall'appoggio 2,5-2,75 volte lo spessore),  
• valutazione teorica del comportamento meccanico delle travi e della resistenza dei connettori

**RISULTATI** • prove a flessione e prove a flessione/taglio: usuali comportamenti delle travi in c.a. (ad es. fig.12),  
• confronti positivi tra i valori teorici e i valori sperimentali (ad es. fig.18, diagramma M-y),  
• confronti positivi in termini di rigidità e per i tagli ultimi (inclinaz. variab.,  $\theta_{app,te}$  = 32°-38°,  $\theta_{teorico}$  = 33°-38°)

**CONCLUSIONI** • le travi Edilmetal presentano palesi vantaggi di prefabbricazione ed operativi di cantiere  
• le indagini e le analisi svolte consentono di ritenere applicabili gli usuali modelli di calcolo delle travi in c.a.

**AUSPICI** • potrebbe interessare qualche previsione di comportamento in campo visco-elastico



**SULLA VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DI TEGOLI DI COPERTURA**  
- Beatrice Belletti, Patrizia Bernardi, Antonello Gasperi (C-pag.411)

**ARGOMENTO** • progettazione di elementi di spessore sottile ad U aperto (tegiolo ARGO, fig.2)

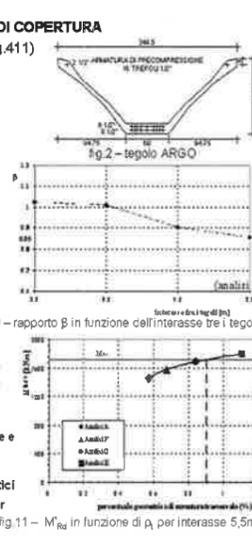
**OBIETTIVO** • determinazione della reale capacità portante  $M_{Rd} = \beta M_{Rd,0}$ , essendo  $M_{Rd,0}$  la capacità portante a trave, funzione dell'interasse dei tegoli (fig.10)

**SVILUPPO** • effetti della non linearità geometrica (tensioni trasversali) e delle non linearità meccaniche (materiali e fessurazione) rispetto al calcolo banale a trave inflessa,  
• analisi non lineari FEM, implementando il modello PARC, relativo al calcestruzzo armato fessurato, all'interno del programma ABACUS (2004) di biblioteca

**RISULTATI** • la reale capacità portante  $M_{Rd}$  è funzione della quantità  $\rho_t$  di armatura trasversale (a parità di armatura longitudinale),  
• incrementando  $\rho_t$  del 18%, 47%, 92% (rispetto all'armatura, analisi A)  $M_{Rd}$  incrementa del 7%, 16%, 23% (fig.11)

**CONCLUSIONI** • il valore  $\beta = 1$  significa contemporanea flessione trasversale e longitudinale, nei tegoli studiati ciò avviene per  $\rho_t = 0,90$

**AUSPICI** • la correzione col fattore  $\beta$  (in genere <1) per gli impieghi pratici a tegoli non accostati) sarebbe di comodo ausilio anche per gli altri profili delle CNR 10026/98



**PROVE DI CARICO SU PILASTRI PREFABBRICATI GIUNTATI TRAMITE FERRI DI RIPRESA INGHISATI**  
- Nerio Tullini, Luisfilippo Lanza (C-pag.556)

**ARGOMENTO** • sperimentazione su provini di pilastri giuntati (fig.1)

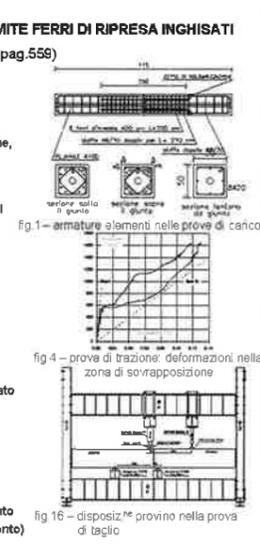
**OBIETTIVO** • applicabilità dei metodi tradizionali del c.a.

**SVILUPPO** • descrizione dei provini e delle prove: di trazione, di flessione, di flessione ciclica, di pre-flessione, di taglio,  
• disamina dei risultati e dominio N-M

**RISULTATI** • per le prove svolte (1provino/prova) si riportano i diagrammi in genere in corrispondenza del giunto e nella trave in adiacenza ed esso (ad es. in fig.4, con un andamento da tirante in c.a., si hanno le deformazioni nella sovrapposizione dei ferri),  
• la prova ciclica a flessione ha mostrato che per la massima richiesta di un terremoto di progetto (drift 2,5%) il momento resistente si riduce meno del 15%,  
• il dominio di progetto sperimentale N-M è ben più "ampio" di quello teorico,  
• la prova ciclica a taglio (disposizione di fig.16, in controllo di carico) ha mostrato pratica coincidenza fra valore misurato e valore teorico

**CONCLUSIONI** • il sistema di giunzione sperimentato, progettato secondo le regole dell'Eurocodice2, è valido in termini di resistenza,  
• la maggiore deformabilità del giunto non comporta una variazione significativa di rigidità

**AUSPICI** • è auspicabile un'indagine mirata allo studio dello scorrimento delle barre entro i tubi corrugati (prescrizioni per l'intasamento)



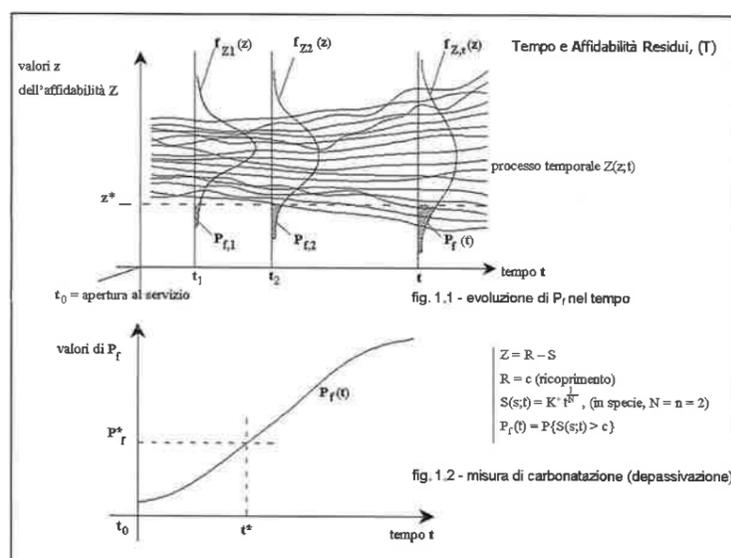
Come Vi avevo anticipato, i contributi sono numerosi e mirati, oltretutto importanti per gli studi e le ricerche future, cosicché queste GIORNATE AICAP 2007 possono dirsi invero positive.

### 3 – CONSIDERAZIONI

#### 3.1 – Tempo (T) e Affidabilità (Z) Residui, (sigla T)

Per la misura del Tempo e dell'Affidabilità (Reliability) Z Residui, cioè in un qualsiasi tempo t nel corso della vita della struttura, dipendenti da svariati fenomeni di degrado tra loro interconnessi oltretutto influenzati dall'uso, si hanno invero alcune formulazioni "astratte" del tipo (ad esempio [1] ÷ [4]):

per i tempi,  $P\{[T_R(t) - T_S(t) \leq 0] = P_f(t) \leq P_f^*$   
 per l'affidabilità,  $P\{[Z(z;t) \leq z^*] = P_f(t) \leq P_f^*$  con soglia di affidabilità, ove la probabilità d'insuccesso  $P_f$  crescente nel tempo (i fenomeni di degrado, irreversibili, si cumulano nel tempo) deve risultare non maggiore del piccolo valore  $P_f^*$  prefissato (fig. 1.1).\*



Tali scritture, ancorché suggestive, restano in genere astratte, sebbene per determinati fenomeni di degrado possano condurre a risultati concreti (ad esempio, per il fenomeno della carbonatazione, prima fase di "depassivazione"\*\*\*).

Vale la pena di ricordare, invece, che nelle misure di sicurezza livello 2, e nello stesso nostro linguaggio (si ricordi anche la Relazione del prof. Mancini), è ormai prassi comune l'uso del seguente parametro (fig. 1.3, con simboli ben noti):

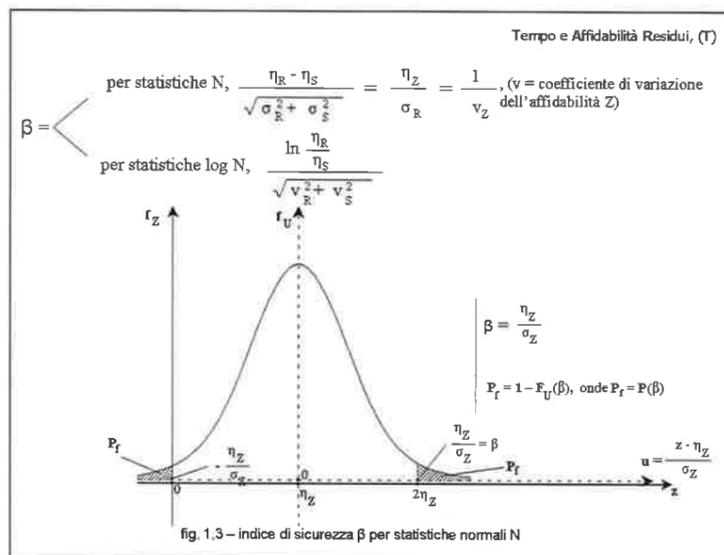
$$\beta = \begin{cases} \frac{(\eta_R - \eta_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, & \text{per statistiche normali} \\ \frac{\ln(\eta_R / \eta_S)}{\sqrt{v_R^2 + v_S^2}}, & \text{per statistiche log-normali,} \end{cases}$$

\* Nelle figure la prima cifra indica il paragrafo cui esse appartengono (3.1 cifra 1, oppure 3.2 cifra 2, e così via), la seconda cifra costituisce la numerazione progressiva.

\*\*\* Per l'Affidabilità, scritta nella forma (Resistenza R – Sollecitazione S), la R potrebbe essere espressa dal ricoprimento C delle barre (vedesi ad esempio [5], [6]) e la S dall'avanzare del fronte di carbonatazione nel tempo. Se fosse  $R = c =$  valore fisso deterministico, con  $S(s;t) = K \cdot t^{1/N}$ , essendo K ed N v.a. conosciute si da consentire la costruzione del processo S(s;t), si potrebbe avere subito:  $P_f(t) = P\{S(s;t) > c\}$  e quindi si avrebbe la misura di figura 1.2. Spesso si pone  $N = n$  (deterministico), col valore preferenziale  $n=2$ .

avendo posto per l'Affidabilità  $Z = R - S$  oppure  $Z = R/S$  ed avendo accettata l'ipotesi d'indipendenza delle due v.a. Resistenza R e Sollecitazione S.

Da tali espressioni di  $\beta$  si evidenzia il ruolo principale del margine  $(\eta_R - \eta_S)$  o del fattore  $(\eta_R / \eta_S)$  di sicurezza, ma altresì la forte influenza delle dispersioni. Nella fig. 1.3, è segnato il caso di statistiche normali (ad es. [7]).



Eppure questo problema, che si etichetta come durabilità, a partire dagli anni sessanta ha invaso il mondo delle costruzioni e le menti degli strutturisti, molte volte in forma esagerata, o anche maldestramente usato, ad esempio a fini propagandistici. Tuttavia, come anche si vedrà nel paragrafo 3.2, il problema nel campo strutturale è vitale, se si riflette al costo sociale, talvolta con danni alle persone, conseguente alla perdita di durabilità (la memoria di Marino e Altri, Tab. 3, è esplicita a questo riguardo).

Orbene, la pregevole Relazione del prof. Mancini ha chiaramente mostrato come ormai si abbiano strumenti codificati per garantire un desiderato tempo di vita per le strutture in calcestruzzo. Operando su diversificati livelli di precisione, la realizzazione di strutture durevoli non è più un vano desiderio, ma una realtà, anche se ancora molto v'è da fare per la complessità e l'intreccio dei meccanismi di degrado, interferenti peraltro con l'uso stesso della struttura, e per la presenza di molte aleatorietà e cause d'incertezza, al di là di quanto può dirsi noto per i "mono-mecanismi" della carbonatazione o dell'attacco ioni-cloro o del gelo/disgelo, ormai ben misurabili (come è nel Bulletin n.° 34 – FIB 2006 - [8]).

Ma per compiere queste misure, così come per redigere i progetti di sistemazione, se occorre anche alla luce di nuove azioni da considerare o di nuove normative, è necessario eseguire precise e coordinate operazioni. E a questo riguardo devo dire che purtroppo v'è ancora parecchia confusione fra gli addetti ai lavori, anche per la stessa terminologia impiegata, al di là dei criteri e delle conoscenze di base degli strumenti, dei materiali e delle vere finalità.

Dico questo con rammarico, anche perché ormai, con le numerose e pur datate pubblicazioni su tale argomento (vale, una per tutte, il Bulletin n.° 243 – CEB/FIP, 1998 – [9]) non dovrebbero più esservi dubbi ed esitazioni del come operare, a partire dalla progettazione per giungere ai capitolati tecnici, alla direzione dei lavori ed ai controlli delle diverse operazioni. Scherzosamente, si potrebbe dire che le "incertezze" riguardano altri aspetti della prima fase operativa (consistente nelle indagini, rilievi e prove), per la quale occorre pur sempre l'attività di tecnici quali-

\* Ad esempio nel Quadro 1 a p. 8 è riportato lo schema delle operazioni proposto per la "sistemazione" del costruito.



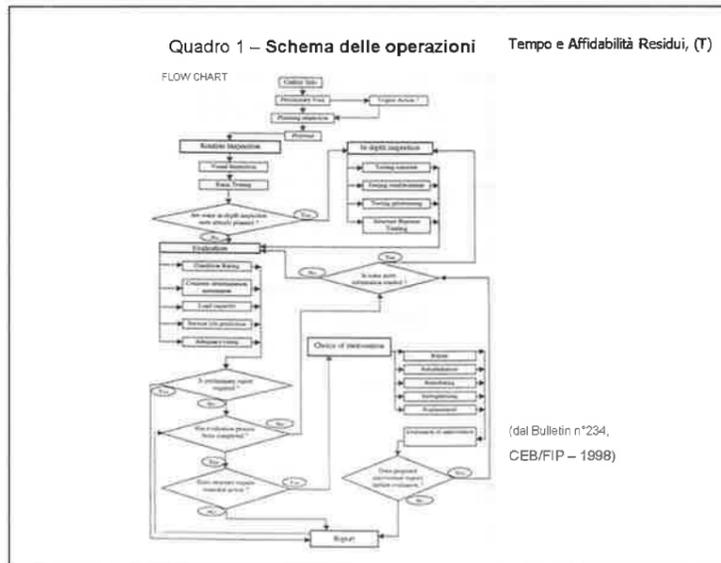
ficati (per il progetto, la direzione lavori, ecc.), giacchè per tali tecnici le nomine, le responsabilità, i compensi restano ancora in un limbo fumoso, spesso messo in dubbio dai committenti. Così come può restare difficile il riconoscimento separato delle responsabilità, se i tecnici sono più d'uno.

Ma ritornando alle questioni propriamente tecniche, il rilievo prima mosso a riguardo di una certa disparità operativa per la prima fase può trovare parziale conferma nelle memorie esaminate (anche a causa della stessa terminologia impiegata), nelle quali si trova spesso una lunga descrizione delle relative operatività, talvolta come se queste fossero una novità, quando invece interesserebbero soprattutto i ragguagli sulle modalità di elaborazione dei dati raccolti ed, ovviamente, le illustrazioni dei principi e dei modi che hanno portato al successivo progetto degli interventi.\* E ciò a secondo dei casi di riabilitazione, rimodellazione, riparazione, sostituzione, adeguamento o rinforzo con la loro esecuzione ed il loro controllo, eventualmente esteso ai primi momenti di servizio.\*\*

A questo riguardo, come accade nella realizzazione di tante altre opere (ad esempio una galleria profonda), date le numerose incertezze in gioco sotto l'ala della soggettività di giudizio, nonché per la limitata attendibilità delle funzioni di probabilità cui riferirsi, si deve osservare che nelle misure di sicurezza sarebbe opportuno riferirsi ai metodi che fanno capo alla Teoria degli Insiemi Sfuocati (Fuzzy

\* La trattazione probabilistica dei dati raccolti può talvolta rivelarsi preziosa, come nella memoria di Giordano e Altri (Tab. 3).

\*\* Le suddette operazioni di sistemazione sono specificatamente definite nel citato Bulletin n.° 234-[9], e ad esse ci si dovrebbe attenere per etichettare un intervento eseguito sul costruito.



Theory), ancora troppo poco divulgati, piuttosto che ai metodi deterministici o probabilistici, entrambi talvolta veramente infidi (ad esempio [10]).\*\*\*

(segue)

\*\*\* Un adeguato "adattamento" delle elaborazioni probabilistiche può però mitigare le incertezze in gioco, come nella memoria di Biondini/Malerba (Tab. 3).

## Manifestazioni future

			N. del Giornale
Agosto 2008	25-27	33 <sup>rd</sup> Conference on Our World in Concrete & Structures – Singapore	5/2008
	28-29	5 <sup>th</sup> International Specialty Conference on Fibre Reinforced Materials – Singapore	5/2008
Ottobre 2008	27-29	8 <sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength and High Performance Concrete – Tokyo, Giappone	11/2007
Maggio 2009	14-16	<b>GIORNATE A.I.C.A.P. 2009 – Pisa</b>	5/2008
Maggio-Giugno 2010	28-3	Third International fib Congress, Washington, USA	11/2006

## Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

### L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

#### 2<sup>a</sup> Sessione – Aspetti Costruttivi, Applicativi e Gestionali

Relazione Generale: Prof. Ing. Antonio Migliacci \*

Parte II\*\*

Sul tema della riparazione, accompagnata da un adeguamento, ha avuto non poca risonanza l'intervento effettuato sulle strutture dei piani 26° e 27° del palazzo Pirelli a Milano a seguito dell'incidente avvenuto il 18 aprile 2002, quando un monomotore Commander 112 TC è penetrato all'interno dell'edificio nell'interpiano 26°/27° ed è esploso (vedesi ad esempio [11], [12]).

Come è noto, la pianta strutturale dell'edificio alto circa 128 m è caratterizzata da un'evidente forma a sogliola, con l'asse maggiore in direzione prossima a quella del vento dominante (fig. 1.4).

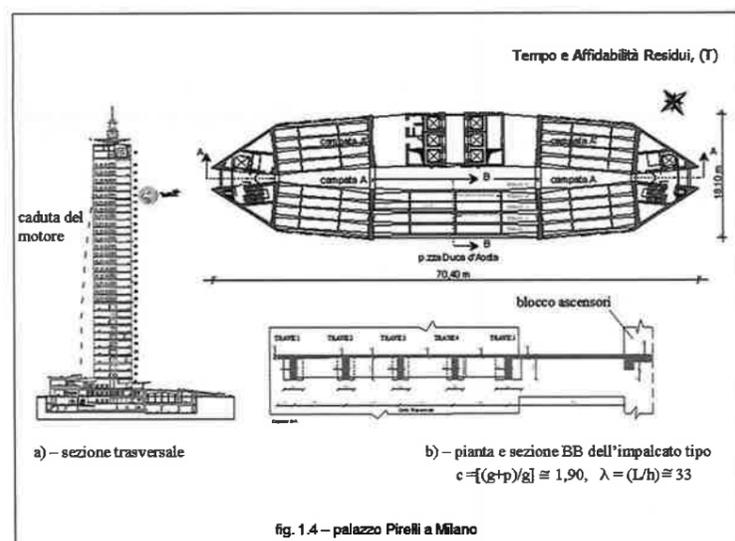


fig. 1.4 - palazzo Pirelli a Milano

In figura si può vedere come gli impalcati fra i massicci telai trasversali interni, nella zona che ha patito l'esplosione, siano in pratica ponti in c.a. di circa 24 m di luce formati da 5 travi rettangolari di 75 cm di altezza e 20 cm di larghezza, che si allarga a 50 - 60 - 80 cm alle estremità (continue con le campate adiacenti), sorreggenti una soletta superiore dello spessore standard di 8 cm sull'interasse travi di circa 1,6 m. La trave n.° 5 lato ascensori, sensibilmente più caricata, porta (lato ascensori) una soletta di maggior spessore (12 cm). Tale impalcato da ponte contiene tre traversi, uno in mezzera e due ai quarti circa della luce con un'altezza di 68 cm e spessore anima di 12 cm.

\* Politecnico di Milano.

\*\* La prima parte della Relazione è stata pubblicata nel n. 6 - Giugno 2008 del Giornale.

\*\*\* I divisori standard erano però formati da leggere pareti prefabbricate in alluminio anodizzato e pannelli sintetici, con un pavimento standard in moquette su un massetto di circa 7 cm di spessore.

Per il coefficiente d'utilizzo  $c$ , di cui si dirà più avanti al termine del paragrafo 3.2, nonostante la grande luce si avrebbe il valore  $c \approx 1,90$ , che è un valore usuale per gli impalcati uffici, ma su luci ad esempio solo 1/3 della precedente.

Il risultato è che sulla luce assi di circa 24 m si ha una robusta struttura in c.a. del peso di soli 5 KN/m<sup>2</sup> circa e con una snellezza geometrica prossima a 33!\*\*\*

Anche se l'esplosione non ha potuto minimamente intaccare il sistema di controventatura dell'edificio, vale la pena di ricordare che tale sistema è costituito principalmente dai due robusti blocchi in c.a. posti alla estremità della pianta, associati ai due massicci telai trasversali interni, col felice risultato che sotto i venti dominanti lo spostamento in sommità dell'edificio è dell'ordine dei 4 cm (circa 1/3000 dell'altezza  $H$ ), mentre sotto i venti eccezionali, anche perché diretti meno favorevolmente dei dominanti, tale spostamento si avvia ad attingere il valore 1/1000  $H$ . Per quanto riguarda l'accelerazione del moto forzato sotto vento, si è sempre su valori, non solo molto minori di quelli (ultimi) di progetto spesso assunti in Lombardia per i palazzi uffici (vedesi il successivo paragr. 3.4) pari ai 2/100  $g \approx 0,20$  m/sec<sup>2</sup>, ( $g$  = accelerazione di gravità), ma anche minori dei valori in genere riconosciuti come inizio del campo delle accelerazioni fastidiose (0,08-0,12 m/sec<sup>2</sup>, a seconda se si è in presenza oppure no di "rumori" dell'edificio).

Questa breve descrizione dimostra la genialità dello strutturista prof. Pier Luigi Nervi accoppiata a quella dello straordinario progettista arch. Giò Ponti.

Orbene, l'incidente, come è stato dimostrato (ad esempio [11]), ha avuto per effetto di deformare vistosamente verso il basso l'impalcato 26°, con la palese formazione di pseudo-cerniere in mezzera e agli estremi, e di inarcare il soprastante impalcato 27°, con un inizio di cernierizzazione agli estremi. Le frecce massime (per le travi n.° 5 lato ascensori) sono risultate di circa 25 cm verso il basso, per l'impalcato 26°, e di circa 5 cm verso l'alto, per il 27°. Di fronte a tali deformazioni, veramente preoccupante quella dell'impalcato 26° ed anomala quella del 27°, si è posto il dilemma fra la demolizione/ricostruzione ed il possibile recupero/riparazione, previa la rimessa in quota dell'impalcato. Optato per questa seconda ipotesi, si è messo a punto il progetto dell'intervento, preceduto come è ovvio, dopo l'immediata puntellazione sui piani sottostanti, da tutte quelle indagini che poteva-

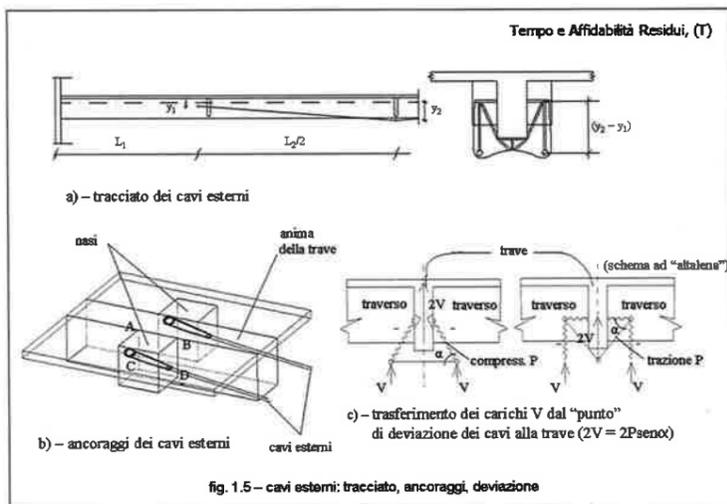


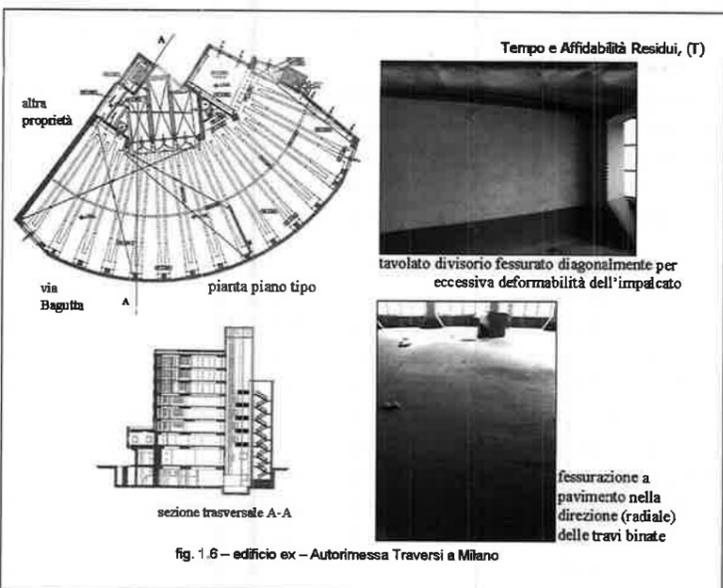
fig. 1.5 - cavi esterni: tracciato, ancoraggi, deviazione

no chiarire gli elementi necessari per compiere le diverse operazioni (specie nel merito dello stato delle pseudo-cerniere, ai fini della rimessa in quota dell'impalcato).

Per farla breve, avendo il presidio della puntellazione, per l'impalcato 26° le pseudo-cerniere sono state portate ad avere un migliore comportamento a cerniera mediante il taglio delle armature occorrenti e la "ripulitura" del calcestruzzo, quindi si è operato il livellamento forzato mediante martinetti a controllo di spostamento, si sono poi ricostruite le armature (quantitativi e continuità), mantenendo sempre in opera la puntellazione (per tutte queste operazioni vedesi [ 12]).

A questo punto, le travi nel tratto centrale compreso fra i traversi ai quarti luce sono state rinforzate (fig. 1.5) mediante cavi esterni aventi un tracciato triangolare, messi in trazione si da applicare alle travi precise forze verticali verso l'alto. Per tale sistema di post-sollecitazione, si è dovuto ideare (vedesi sempre la fig. 1.5), sia l'ancoraggio dei cavi in testata, impostato su "nasi" uniti alle anime delle travi mediante barre di post-compressione trasversale, sia l'apparecchio di deviazione dei cavi in mezzera, per il quale si è preferita la soluzione cosiddetta ad "altalena" (per avere bielle compresse di calcestruzzo agenti ortogonalmente sulle anime delle travi, schema b) di figura). In tal modo si è ottenuto anche il parziale autodisarmo delle travi.

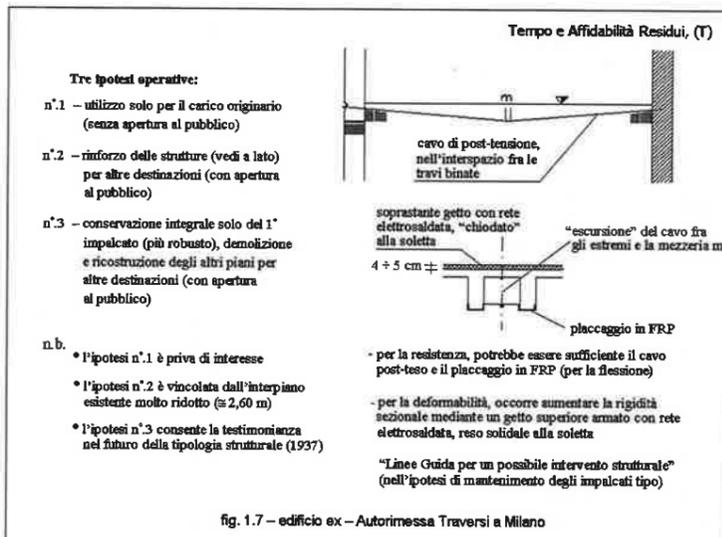
Le operazioni di rinforzo sono state poi completate mediante fasce in FRP nel tratto centrale delle travi. I cavi e la carpenteria metallica hanno ricevuto una successiva ricopertura con materiali tumescenti per raggiungere il REI previsto dai progettisti.



Sempre sul tema della riabilitazione, la vicenda dell'edificio ex- Autorimessa Traversi in via Bagutta a Milano, costruito nel 1937 (fig. 1.6), potrebbe costituire una testimonianza positiva sulla "salvaguardia delle pre-esistenze storico-monumentali", di cui si dirà più avanti in 3.2 (obiettivo n.° 10 del Quadro 2), senonché l'eventuale riabilitazione si è rallentata a causa di alcune opinioni contrastanti "sull'interesse culturale dell'immobile" e sulle reali possibilità dell' integrale conservazione delle strutture.

Superata la divergenza d'opinioni in merito all'originalità degli impalcati in c.a. con travi binate aventi rastremazioni a "coda di rondine" agli appoggi (che una ricerca storica è servita a dimostrare non essere tale), le indagini, le prove e le analisi numeriche compiute secondo precisi protocolli sono state tutte concordi nel riconoscere, senza rinforzo, la possibilità di ri-uso degli impalcati solo per il carico originariamente previsto (deposito di autovetture senza apertura al pubblico), ben inteso con la riparazione delle parti degradate. Pertanto, si aprivano tre possibilità (fig. 1.7, previa riparazione dei degradi):

- utilizzo per il carico originario, il che però è privo d'interesse nell'ipotesi di altre



destinazioni (con apertura al pubblico),

- utilizzo per altre destinazioni (con apertura al pubblico), mediante il rinforzo degli impalcati tipo (ad esempio come è indicato in figura) e dei pilastri perimetrali ai piani bassi,

- demolizione di tutte le volumetrie e delle strutture corrispondenti agli impalcati tipo, ma conservazione integrale delle strutture al primo piano (avente all'origine travi molto più robuste e quindi con una portata maggiore), quale testimonianza dell'originaria idea progettuale.

Poiché sembra che si vada verso la terza possibilità, il commento che si può fare è che, pur avendo assodata la non originalità degli impalcati a travi binate, la conservazione di quello al primo piano (il che non impedisce l'uso dell'immobile per altre destinazioni) costituisce una buona decisione finalizzata a lasciare nel futuro la testimonianza di una costruzione in c.a. risalente a settant'anni fa, fatta da uno strutturista abbastanza perspicace.

In conclusione, l'insegnamento che si trae è quello che l'obiettivo della suddetta salvaguardia non sempre può essere rispettato alla lettera, nonostante la sua importanza per la storia e la cultura, ma che comunque si deve cercare di perseguirlo al meglio.

### 3.2 - Materiali Innovativi e Speciali, (sigla M)

È proprio nel campo dei nuovi materiali che siamo tutti convinti che si siano fatte le più numerose e importanti innovazioni a favore delle strutture in calcestruzzo, non solo per il calcestruzzo, ma anche per gli acciai delle armature e per i materiali sintetici (FRP) nelle sistemazioni del costruito.\*

Tuttavia, nel nostro Paese molte di queste innovazioni non hanno ancora trovato una vera e propria codifica o, se accettate, invero con un poco di giustificata cautela, hanno dato luogo solo ad una serie episodica di realizzazioni (vedesi ad esempio le successive figg. 2.1 e 2.2).

Nel caso dei calcestruzzi, il confronto tra le Normative di alcuni Paesi (Quadro 2) mostra che in Italia il valore limite della compressione  $R_{ck}$  è  $85N/mm^2$ , con la prescrizione (peraltro ritengo giustificata) di una caratterizzazione a monte dell'impiego, sia per tale resistenza che per tutte le grandezze aventi influenza su di essa e sulla durabilità, nonché dell'attestazione di Qualità in cantiere\*\*.

\* Sebbene questi interventi sul costruito siano ormai all'ordine del giorno, con una letteratura vastissima e le prime consolidate indicazioni delle normative, nella Relazione presente per motivi di spazio non si faranno considerazioni al riguardo: il tema, ricco di risultati concreti, meriterebbe infatti una Sessione specifica a sé.

\*\* Fortunatamente questi controlli in cantiere vengono ritenuti ormai come indispensabili, tanto che è invalso l'uso, almeno per le strutture più significative e più impegnate staticamente.





Thermal Power Plant, Niederhausen (Germany) – (2002)

(High Resistance to acid attacks due to SO<sub>2</sub> and NO<sub>x</sub>)

$E_c = 43 \text{ GPa}$   
design strength  
 $R_{ck} = 75 \text{ MPa}$

Two Union Square, Seattle (USA) – (2003)  
Designer: NBBJ

$E_c = 45 \text{ GPa}$   
design strength  
 $R_{ck} = 70 \text{ MPa}$

fig. 2.5 – realizzazioni all'estero



anni '90



oggi (2006)

fig. 2.6 – Dubai dagli inizi del '90 ad oggi (2006)



fig. 2.7 – furbizzazione di Shanghai

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

male a fronte di numerosi obiettivi. E tali obiettivi, che riguardavano inizialmente quasi solo le proprietà meccaniche dei materiali, si sono poi dilatati con la richiesta prepotente di avere un'adeguata durabilità e poi un'adeguata resistenza al fuoco e poi, al di là del problema dei materiali, per quanto riguarda l'esecuzione e il servizio, è nata una serie di obiettivi assai pesanti, fra i quali, quasi prioritari, la salvaguardia della vita umana ed il rispetto dell'ambiente. Nel contempo, con tali complesse finalità, si va a perseguire il più generale obiettivo della "sostenibilità". Nel Quadro 3, è riportato un tentativo di catalogare tali obiettivi, suddivisi per materiale, esecuzione e servizio. Anche per le strutture in calcestruzzo corre l'ob-

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

## Quadro 3 - Obiettivi

lato materiale	lato esecuzione	lato servizio
1. Resistenza	6. Facilità di esecuzione	11. Versatilità della costruzione (adattab. <sup>11</sup> , riparab. <sup>12</sup> , sostituib. <sup>13</sup> )
2. Rigidità	7. Costi di esecuzione	12. Costi di servizio (ispezioni, manutenzioni)
3. Duttilità e tenacità	8. Tempi di esecuzione e rispetto dei programmi	13. Sicurezza di servizio (salvaguardia della vita umana)
4. Durabilità	9. Impatto del cantiere	14. Impatti ambientali
5. Resistenza al fuoco	10. Salvaguardia delle preesistenze storico-monumentali	15. Costi del territorio (vincoli)

bligo di cercare di far fronte al meglio a tali obiettivi.

Orbene, i nuovi calcestruzzi (HPC, HSC, LSC) possono far raggiungere parecchi di tali obiettivi, o comunque più avvicinarli, assai meglio che i calcestruzzi normali (NCS), come si può vedere attraverso i diversi confronti (Quadro 4).<sup>\*</sup> Infatti, la disamina di ciò, più volte fatta (ad esempio [14]), ha pienamente convinto che questi calcestruzzi devono essere considerati come un nuovo materiale cementizio, "superiore" rispetto ai tradizionali NCS e meglio "modellabile" nelle sue miscele fresche, opportunamente additivate affinché siano poi privilegiate in cantiere e in

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

## Quadro 4 - Confronti

Caratteristiche prestazionali dei nuovi HPC (High Performance Concrete), HSC (High Strength Concrete), LSC (Lime Stone Concrete) a confronto dei NSC (Normal Strength Concrete)

- maggiori valori di  $R_{ck}$  e resistenze anticipate, maggiore lungh.<sup>14</sup> di resistenza  $L_u = R_{ck}/(g\delta)$
- maggiori valori di  $E_c$  e anche di  $\nu$ , ( $E_c^* = E_c / (1 - \nu^2)$ ), maggiore lungh.<sup>15</sup> di deform.<sup>16</sup>  $D_u = E_c/(g\delta)$
- pratica impermeabilità
- pratica autocompattazione
- pratica insensibilità alla carbonatazione
- pratica insensibilità ai cicli di gelo e disgelo
- più contenuti, ma in specie controllati, valori di ritiro
- più contenuti, ma in specie controllati, parametri di viscosità
- maggiori resistenze a trazione e tenacità, (con fibre metalliche)
- maggiore resistenza al fuoco, (con fibre polimeriche)
- impiego più favorevole di sostanze fotocatalitiche

(n.b. - va studiato obbligatoriamente il mix-design con i giusti additivi, in relazione alle caratteristiche che si intende privilegiare in cantiere e poi in servizio, vedesi il Project CTG/CIS-E Politecnico)

\* Qui e nel seguito, vengono usati acronimi (anglosassoni) ormai di uso comune, dei quali può essere utile ricordare il significato:

HPC ≡ High Performance Concrete, HSC f High Strength Concrete,  
LSC ≡ Lime Stone Concrete, NSC f Normal Strength Concrete.

Nello stesso modo si ha:

SCC ≡ Self Compacting Concrete, FRC f Fiber Reinforced Concrete,

LWC ≡ Leight Weight Concrete, e così via, anche usando più di 3 lettere, come ad esempio nella sigla HPPFRC, di ovvio significato.

Questi brevi richiami sull'impiego che si è avuto per questi nuovi calcestruzzi ha bisogno di una ragionata spiegazione affinché tali richiami non sembrino un'enfaticizzazione irragionevole, fatta solo per amore del nuovo. A questo scopo, occorre partire dai concetti strategici di realizzazione delle grandi opere civili (ad esempio [13], [14]), per le quali si pone alla base il problema di ricercare la soluzione otti-

servizio determinate prestazioni (ad esempio [15]).

In particolare vale la pena di sottolineare quanto segue:

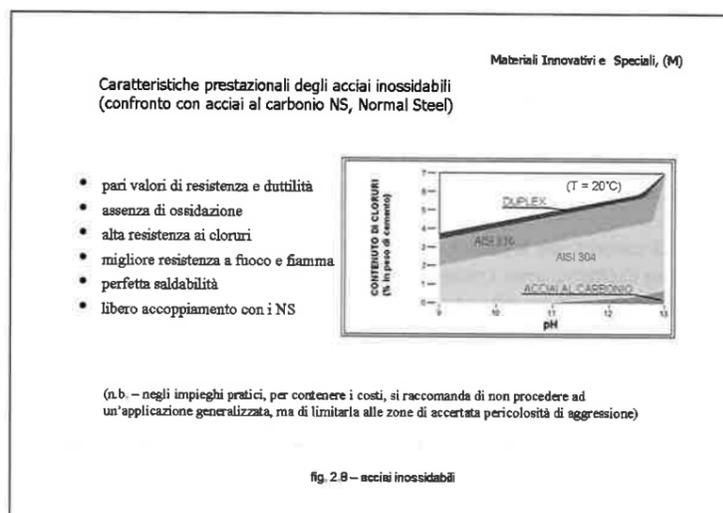
- entrambe le lunghezze specifiche, sia di resistenza  $L = R_c / (\delta g)$  che di deformazione  $D = E_c / (\delta g)$ , rispetto ai NSC risultano sensibilmente maggiorate, cioè il materiale si qualifica all'origine come un materiale strutturale "superiore",
- le resistenze a tempi brevi (1 g.) possono tranquillamente arrivare a 50 MPa,
- può risultare più contenuto, ma soprattutto più controllabile, il comportamento differito per viscosità e ritiro,
- le miscele fresche hanno tutte proprietà da SCC,
- si ha pratica impermeabilità, insensibilità alla carbonatazione ed ai cicli di gelo e disgelo.

Questa superiorità strutturale si trova insita ad esempio nel nuovo LSC del Gruppo Italcementi (Quadro 5), le cui miscele, per diversi casi d'impiego aventi una differenziata richiesta di prestazioni, fanno oggetto di una estesa ricerca sperimentale ormai conclusa per la sua prima parte (Quadro 6). In tal modo si ha già a disposizione la caratterizzazione richiesta "a monte" dell'impiego dall'attuale Normativa per i calcestruzzi di classe alta ( $R_{ck} > 55$  MPa). Non solo, ma resta dimostrato che a secondo delle necessità di servizio, con un accurato studio della miscela fresca e degli additivi, è possibile ottenere un calcestruzzo in opera che ben si adegua a tali necessità, conferendo quindi al prodotto la particolarità d'essere "modellabile". L'aggiunta di fibre opportune serve a caratterizzare ancora di più le prestazioni richieste, ad esempio le fibre polimeriche per la resistenza al fuoco (vedesi ad esempio [16]).

Ma anche per gli acciai le innovazioni non sono state da poco, specie per gli acciai inossidabili, il cui impiego è ormai possibile e garantito anche nelle situazioni di sol-

lecitazione più estreme (necessaria duttilità nelle zone ad alta sismicità), nonché per la realizzazione dei cavi delle strutture precomprese, con i relativi apparecchi d'ancoraggio, o per la realizzazione standardizzata di apparecchi di vincolo o di ancoraggi post-inseriti.

Nella figura 2.8 sono riportate in sintesi le principali caratteristiche di questi acciai, le quali fanno capire come con essi può essere facilitato il raggiungimento degli obiettivi strategici che ci si ripropone (ad esempio nei "core" degli edifici si può raggiungere una migliore resistenza al fuoco), essendo poi essi addirittura indispensabili per le maggiori concentrazioni degli agenti aggressivi: il noto diagramma riportato in figura è emblematico al riguardo.



Se poi si tratta di apprezzare i vantaggi conseguenti all'aumento di resistenza, per la diminuzione del quantitativo totale dell'acciaio (e quindi delle barre da lavorare) e per la riduzione della congestione delle barre nei casseri, si fanno certamente apprezzare gli acciai in barre del tipo B 500 C, aventi appunto uno snervamento superiore a quello degli acciai usuali e non inferiori caratteristiche di duttilità.

L'accoppiamento dell'acciaio al calcestruzzo, obbligatorio nelle strutture di calcestruzzo armato, ha trovato ultimamente un impiego sempre più esteso nelle strutture miste, sia nella realizzazione di travi in acciaio prefabbricate, si dice del tipo autoportante, da completare con armature e getti in opera, sia nei pilastri a tubo, da completare in opera per la formazione di pilastri circolari in c.a. incamiciati. Prova ne è che, quando si deve decidere la tipologia delle strutture degli impalcanti, specie nei palazzi uffici e negli edifici pubblici (quali le scuole e gli ospedali aventi luci maggiori che negli edifici residenziali), a fianco delle soluzioni tradizionali costituite da ossature in c.a. e solai unidirezionali (a pannelli alveolari o a predalles o talvolta anche a travetti prefabbricati) o spesso, per le maggiori ripetitività, formati da solette di getto pieno su campi a piastra, con o senza l'ausilio di "capitelli" sui pilastri, con o senza una post-compressione bi-direzionale, è ormai prassi abituale considerare anche la possibilità di una struttura mista, con pilastri in tubo d'acciaio, in genere su più piani, e travi autoportanti in acciaio, entrambi gli elementi da completare in opera con armature e getti, previa la posa degli elementi di solaio del tipo unidirezionale. Come si vedrà più avanti (fig. 3.5), queste valutazioni sono veramente obbligatorie, assieme alla definizione della maglia, e coinvolgono l'individuazione più conveniente della controventatura dell'edificio per ottenere la risposta dinamica più soddisfacente.

Per tale problema, che sarà ripreso nel successivo paragrafo 3.3, conviene anticipare subito qualche considerazione, che può condizionare la scelta del materiale. Orbene, sulla maglia frequente di 7,50 m di lato, l'ambizione è quella di potere realizzare una struttura avente un peso proprio  $g$  di soli 4,0 KN/m<sup>2</sup> sotto un carico di servizio  $p$  (somma dei permanenti portati  $\Delta g$  e del variabile  $q$ ) dell'ordine dei

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

**Quadro 5 - Il nuovo calcestruzzo LSC**

- l'idea di progetto: produrre un HPC/HSC senza "Silica Fume" o Ceneri Volanti
- il nuovo "High Performance / Strength Concrete (HPC/HSC)" messo a punto dalla Società CTG S.p.A. dell'Italcementi Group, è il calcestruzzo LSC (Lime Stone Concrete).

Tempo (Giorni)	Resistenza a compressione (MPa)	Resistenza a trazione per flessione (MPa)	Modulo (dinamico) di elasticità (MPa)
1	80	10,8	43.491
2	91	15,2	44.900
7	103	18,9	46.000
28	118(*)	20,8	48.100
3 anni	136	22,9	53.100

Alcuni parametri, valori medi  
(n.b.: al valore (\*) di  $R_{cm}$  corrisponde una  $R_{ck} = 90$  MPa, per un  $v_R \approx 0,14$ )

- l'uso di fibre metalliche nell'impasto è utile per meglio raggiungere gli obiettivi 1 e 3 nella DIA 36
- l'uso delle fibre polimeriche nell'impasto è utile per raggiungere l'obiettivo 5 nella DIA 36

Vengono sperimentati LSC con fibre, anche nei riguardi della possibile "pompabilità" in quota per gli edifici alti (nel Project CTG/CIS-E).

Materiali Innovativi e Speciali, (M)

**Quadro 6 - Project CTG/ CIS-E**

Coordination of the Project: Two different mix design has been developed (Rck75 and Rck90) by CTG:

CISE: A. Miglicci, A. Franchi, P. Ronca  
CTG: L. Cassar

The research activity was shared by:

- Politecnico di Milano
- Università di Brescia
- Università di Bergamo
- CTG - Italcementi Group

- Cement Type I 52,5R (500 - 530Kg/m<sup>3</sup>)
- Limestone Filler (~100Kg/m<sup>3</sup>)
- Natural rounded aggregates (3-4 Fractions;  $\Phi_{max} = 16$  mm)
- Acrylic based super plasticizers (AXIM)

Main goals:

- Workability maintenance for a long period of time
- High compressive strength at early age
- High final compressive strength
- High durability
- Easy availability of materials



4,5 ÷ 5,0 kN/m<sup>2</sup>, il che vorrebbe dire riuscire a ottenere un coefficiente d'utilizzo

$$c = \frac{g + p}{g}$$

di valore compreso fra 2,125 e 2,250\*: ma questo valore, si badi bene, costituisce un limite superiore difficilmente raggiungibile.\*\*

\* Si tenga presente che nei palazzi uffici il totale carico permanente portato  $\Delta g$ , con pareti mobili e pavimenti galleggianti ed impianti normali, può essere compreso fra un minimo di circa (1,4) ÷ 1,5 kN/m<sup>2</sup> ed un massimo di circa (1,9) ÷ 2,0 kN/m<sup>2</sup>, mentre il variabile  $q$  è di norma 3,0 kN/m<sup>2</sup>. Pertanto, il totale carico di servizio  $p$  oscilla all'incirca fra un minimo di 4,5 kN/m<sup>2</sup> ed un massimo di 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

\*\* Si osservi che il coefficiente  $c$  cresce in forma quasi iperbolica (frenata) al ridursi del peso proprio strutturale  $g$ . Ma per  $g$  al di sotto di certi limiti non si può andare, soprattutto per il confort vibrazionale e sonoro. Ad esempio, anche per una tiratissima struttura in acciaio con solai in lamierino grecato e calcestruzzo il limite di  $g$  può essere rappresentato (su tale maglia di 7,50 m dei palazzi uffici) da circa 2,75 kN/m<sup>2</sup>, cosicché si avrebbe per  $c$  il valore di circa 2,64 ÷ 2,82, che è veramente un'eccezionalità (anche pericolosa per il buon servizio).

A titolo di curiosità, vale la pena di ricordare che nei grandi ponti sospesi (Km di luce) il coefficiente d'utilizzo  $c$  arriva a malapena intorno a 1,10 ÷ (1,15) e che tale coefficiente può essere preso come misura della riduzione delle "prestazioni" strutturali originarie viste all'inizio (le luci di resistenza e di deformazione vengono a ridursi essendo moltiplicate col fattore  $1/c < 1$ , che diminuisce al crescere di  $c$ ). Ma questo non deve trarre in inganno, per-

ché il crescere di  $c$  (che può misurare l'efficienza strutturale per un dato carico  $p$  di servizio), i vantaggi sono sensibili soprattutto per quanto riguarda la risposta dinamica dell'edificio sotto le forzanti naturali (vento e sisma) per il ridursi delle masse in gioco, a parità di controventatura. In tal modo, molto spesso si può ottenere una disposizione meno invasiva della controventatura, come avviene nell'edificio A, la Torre della Moda di César Pelli, nel Quartiere Garibaldi Repubblica a Milano (di cui si dirà più avanti, fig. 3.4), oppure una più facile eliminazione delle "stampelle" laterali nell'edificio di Arata Isozaki a Citylife nel Quartiere storico della ex-Fiera a Milano (di cui si dirà nelle figg. 3.5 e 3.6), magari senza dover ricorrere a sistemi di smorzatori TMD, ma semplicemente con un "arricchimento" della controventatura (già irrobustita di per sé stessa essendo in LSC).

Il processo di ottimizzazione si dimostra così estremamente complesso per il sovrapporsi di vari obiettivi in gioco e l'intrecciarsi delle diverse scelte a disposizione. L'unica cosa certa, che pone precisi orientamenti nel progetto, è costituita dalla decisione di realizzare le strutture impiegando i nuovi calcestruzzi con maglie possibilmente ridotte (non oltre i 7,0 ÷ 8,0 m) e pilastri incamiciati, questi, sia per ridurre gli ingombri, sia per mitigare la diversità di accorciamento viscoso fra il "core" e i pilastri stessi (permanentemente più sollecitati).

(segue)

ché il crescere di  $c$ , per un determinato carico di servizio  $p$ , significa riduzione del peso proprio strutturale  $g$  e al ridursi di questo crescono in forma iperbolica (senza frenata) le luci di resistenza e di deformazione.

## Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

### L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

#### 2<sup>a</sup> Sessione – Aspetti Costruttivi, Applicativi e Gestionali

Relazione Generale: Prof. Ing. Antonio Migliacci \*

Parte III\*\*

#### 3.3 – Costruzioni e Sistemi Particolari, (sigla C)

Si presenta a questo punto un tema veramente interessante, che anche personalmente mi ha coinvolto in più di un'occasione. Esso è dovuto al fatto che, forse trascinato dalla "magia" dei Maestri Architetti con cui avevo a che fare ed impegnato a dimostrare che ero capace di progettare le strutture occorrenti, ho sorvolato sul lato esecutivo, rimandando il suo studio al momento del cantiere, assieme all'Impresa. E invece questo aspetto, che potremmo dire della cantierizzazione, costituisce una componente fondamentale del progetto, potendo addirittura guidarlo o addirittura condizionarlo: il mirabile viadotto di Millau in Francia (di cui già si è detto, fig. 2.4) ne è la testimonianza più palese.

Nel mio piccolo, come ho prima confessato, ho toccato con mano queste difficoltà, ad esempio per la Chiesa di San Padre Pio a S. Giovanni Rotondo (fig. 3.1) o per la Chiesa Dives in Misericordia a Roma (già ricordata nella fig. 2.2).

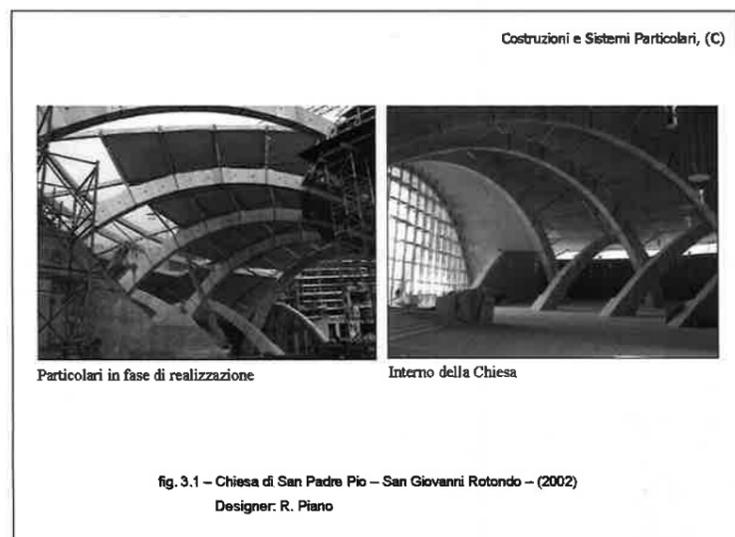


fig. 3.1 - Chiesa di San Padre Pio - San Giovanni Rotondo - (2002)  
Designer: R. Piano

In entrambi i casi, avendo scelto di costruire le strutture (archi in calcestruzzo a S. Giovanni Rotondo e "vele" in calcestruzzo del tipo LSC a Roma) mediante elementi strutturali singoli, da assemblare in opera con opportuni tracciati di cavi post-tesi, si pose il problema (fatto il progetto e approvvigionati gli elementi) di poter giustapporre gli elementi fra di loro (i "maxi-conci" degli arconi a S. Giovanni, del peso fino a 48 t, ed i "tasselli" delle vele a Roma, del peso fino a 12 t) con una minima tolleranza (anche mm o frazioni di mm), per consentire il successivo infilaggio dei cavi nei condotti (vedesi ad esempio [17] e [18]). La messa a punto

\* Politecnico di Milano.

\*\* La prima parte della Relazione è stata pubblicata nel n. 6 - Giugno 2008 del Giornale. La seconda parte è stata pubblicata nel n. 7-8 - Luglio-Agosto 2008.

delle attrezzature per ottenerlo ha comportato alcuni mesi di studio e costi anche non indifferenti: nella figura 2.2 era possibile vedere la "macchina" particolare, merito del progettista ing. Gennaro Guala, con la quale tramite una "manina" venivano movimentati i tasselli fino a portarli nella loro posizione definitiva con la tolleranza desiderata ([18]).

Un altro problema non indifferente per il buon servizio, nel quale si è trovata a che fare ad esempio la Direzione di Italferr nel caso di un ponte ferroviario in c.a.p. (memoria di Traini e Altri, Tab. 3), è rappresentato dai valori che possono assumere nel tempo determinate grandezze (in particolare in questo caso le frecce, che sono la causa di accelerazioni verticali nel transito dei convogli) in conseguenza delle deformazioni differite per viscosità. In sostanza, il problema si pone in questi termini:

- da un lato, occorre che siano assegnati i valori della grandezza da misurare, la quale può essere uno spostamento, un'accelerazione, una distorsione (ossia un Effetto Particolare, come si dirà ancora al successivo paragr. 3.4). I valori di tale grandezza, rappresentando una "Resistenza" (o Capacità), possono essere indicati con  $E_R$
- dall'altro lato, occorre essere in grado di calcolare i valori che tale grandezza potrà presentare nel corso della vita della struttura. Questi valori, rappresentando una "Sollecitazione" (o Domanda), vengono similmente indicati con  $E_S$
- nelle misure di I livello, occorrerà verificare che per i valori di progetto (pedice d) si abbia  $E_{Sd} \leq E_{Rd}$ .

Per molte delle strutture illustrate nel prosieguo queste necessità si sono immancabilmente manifestate ed, ovviamente, date le incertezze nel calcolo di  $E_{Sd}$ , che potrebbe risultare inopinatamente più grande di quanto calcolato si da non soddisfare più la precedente disuguaglianza, sarebbe oltremodo opportuno avere a

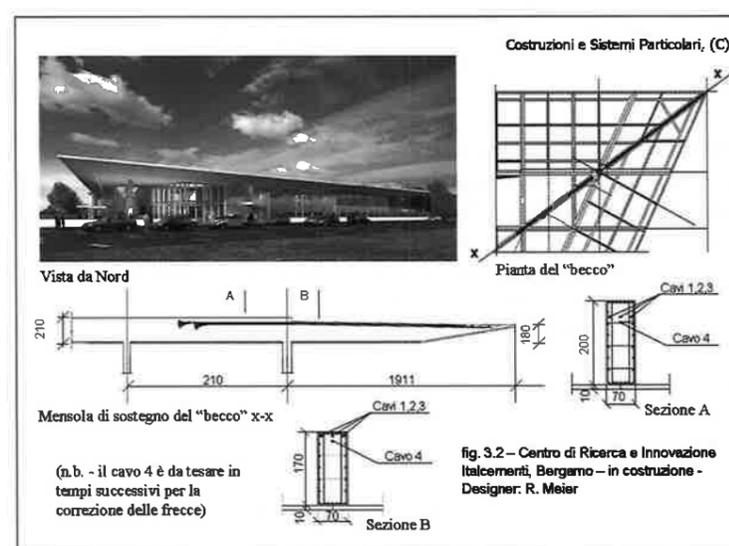


fig. 3.2 - Centro di Ricerca e Innovazione Italcementi, Bergamo - in costruzione - Designer: R. Meier

(n.b. - il cavo 4 è da tesare in tempi successivi per la correzione delle frecce)

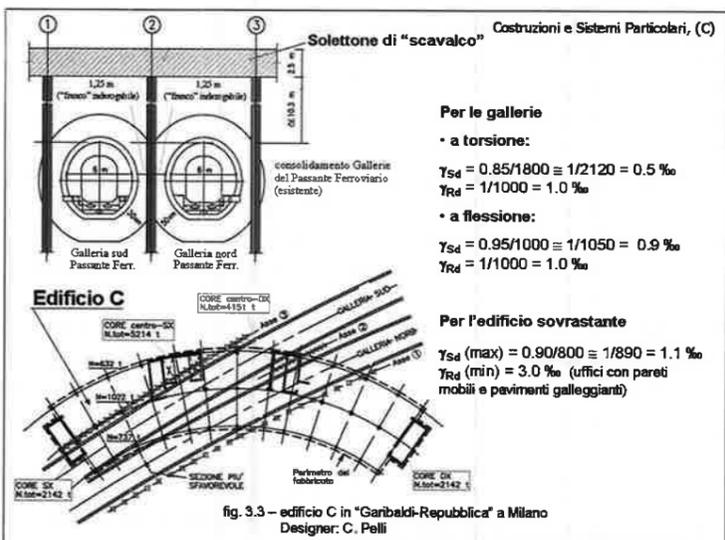
disposizione mezzi specifici per potere correggere nel tempo tale valore di  $E_{sd}$  in modo da riportare la misura di sicurezza ad essere positiva, oltre ad avere, ben inteso, buona certezza dei valori  $E_{Rd}$  assegnati.\*

Ciò è quanto potrà proprio manifestarsi per la copertura a sbalzo dei "Laboratori" Italcementi a Bergamo (fig. 3.2) nella quale gli sbalzi in calcestruzzo tipo LSC sono post-compressi da cavi.

Poiché la distorsione verticale fra due qualsiasi punti a sbalzo deve essere nulla (ossia  $E_{Rd} = \gamma_{Rd} = 0$  per il mantenimento allineato delle estremità sull'orizzontale, ciò sta a dire che a fenomeno viscoso esaurito tutte le estremità devono avere la medesima freccia, ossia  $\gamma_{Rd} = E_{sd} = 0$ , il che vuol dire appunto  $\gamma_{Sd}$  (generico) =  $\frac{(\eta_i - \eta_j), \text{ generici}}{L_{ij}} = 0$

ossia  $\eta_i - \eta_j$ , (generici), (i, j punti generici di estremità).  
Mediante i cavi n.° 4 potranno essere impresse successivamente le curvature necessarie ad ottenere tale risultato di allineamento delle estremità.

Ovviamente, in questo caso si trattava soprattutto di un problema estetico, mentre talvolta si può trattare di un problema non indifferente di servizio per le finiture e per gli impianti, a causa delle incompatibili distorsioni di piano che si possono produrre. Questo è quanto può accadere negli impalcati in elevazione dell'edificio C nel Quartiere Garibaldi Repubblica a causa delle deformazioni differite per viscosità del solettone fondazionale, posto al di sopra delle due gallerie sotterranee del Passante Ferroviario (fig. 3.3).



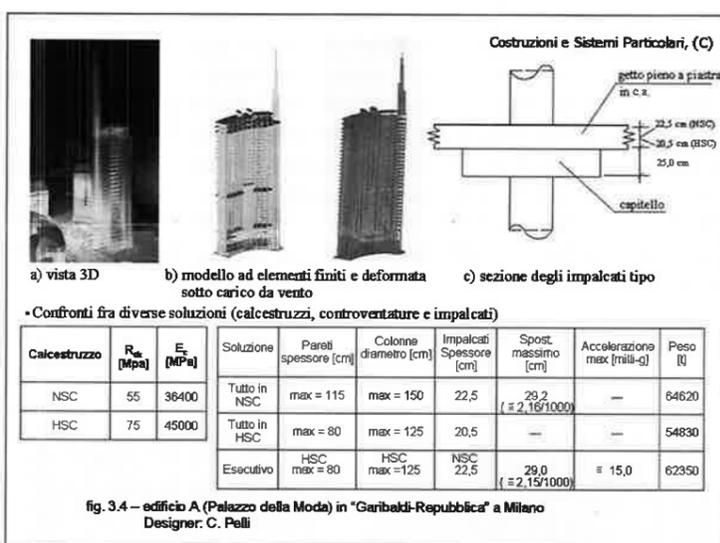
Tale solettone di scavalco può essere dotato di cavi da tesare successivamente, al tempo opportuno, al fine di garantire che risulti ancora positiva la misura  $\gamma_{Sd} \leq \gamma_{Rd}$  nella quale occorre assegnare (in qualche modo) i valori resistenti  $\gamma_{Rd}$  delle distorsioni di piano. Nel successivo paragrafo 3.4 si avrà modo di vedere qualche possibile valore di progetto per queste grandezze, anche se va subito detto che essi dipendono in misura notevole dalle tipologie costruttive adottate, risultando così molto opinabili. Comunque, si può prendere atto che anche per questi Effetti Particolari si è provveduto a trovare ormai i mezzi specifici per poterli fronteggiare, si da farli rientrare all'interno di misure positive.

\* Le incertezze nel calcolo di  $E_{sd}$  sono dovute, come è noto, alla difficoltà di prevedere la legge di viscosità e di stabilire l'esatta storia di applicazione dei carichi (oltre alla già citata memoria di Traini, vedesi quella di Arici/Granata, Tab. 3).

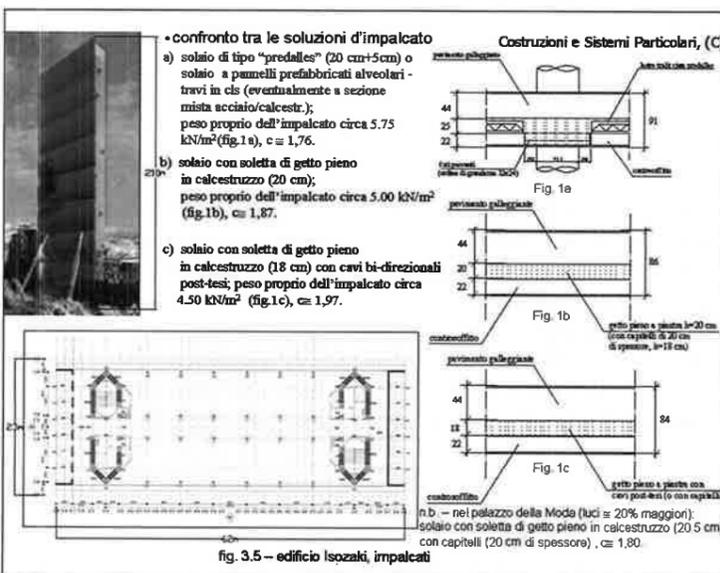
Le successive figure 3.4, 3.5, 3.6 e 3.7 si riferiscono a problemi riguardanti gli edifici alti, problemi ai quali già si è fatto cenno in quanto precede. Le soluzioni sono possibili nel modo migliore proprio utilizzando le innovazioni che si sono avute nel campo strutturale, in specie relative ai materiali, calcestruzzo e acciai, ed altresì nei riguardi della cantieristica, della quale già si è sottolineata l'importanza, anche spesso per la collocazione urbana dei cantieri.

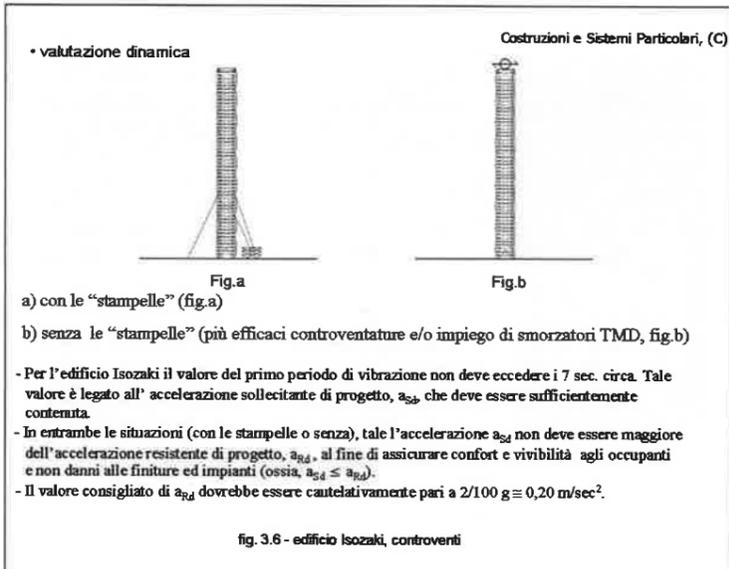
In particolare, ricordando quanto si è detto sui nuovi calcestruzzi che saranno impiegati (valore del modulo  $E_c$  anche il 20% superiore a quello del migliore NSC), è facile comprendere il significato del confronto riportato nella figura 3.4 relativa all'edificio A nel Quartiere Garibaldi Repubblica a Milano, (altezza 135 m con un obelisco soprastante di 80 m): la controventatura, con i nuovi calcestruzzi, può essere fatta meno invasiva per determinati valori resistenti dell'accelerazione e degli spostamenti.

Per inciso, si fa presente che negli impalcati standard di tale edificio il coefficiente d'utilizzo  $c$  ha attinto il valore di circa 1,80 (in verità un poco basso, nonostante si abbiano luci dell'ordine degli 8,0 m, specie se messo a confronto col valore 1,90 degli straordinari impalcati del palazzo Pirelli).



Le figure 3.5 e 3.6, relative all'edificio di Isozaki a Citylife a Milano (altezza 220 m), riconfermano l'intreccio stretto delle scelte riguardanti la tipologia degli impalcati (in primis la maglia e il peso proprio) con quelle relative al sistema di controvento.





Nelle figure si può vedere come il coefficiente d'utilizzo  $c$  può arrivare ad essere molto prossimo a 2,0, con una possibile riduzione dello spessore del "pacchetto" di solaio (e quindi dell'altezza dell'edificio, per un dato interpiano netto), mentre per il sistema di controvento l'impiego dei nuovi calcestruzzi, con un alto modulo  $E_c$ , e la congiunta adozione di masse smorzanti (Mass Damper) potranno far evitare di ricorrere alle "stampelle" laterali pensate da Isozaki. Tali stampelle, molto invasive per i volumi interrati circostanti, a controventi normali in NSC o ancor peggio in acciaio, sarebbero indispensabili di fronte all'elevato valore della snellezza dell'edificio,

$$\lambda = \frac{H}{B} = \frac{220 m}{20 m} = 11$$

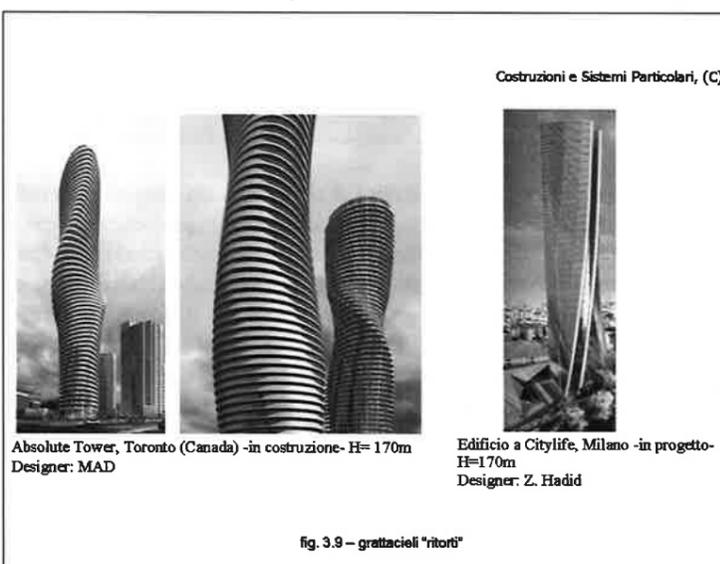
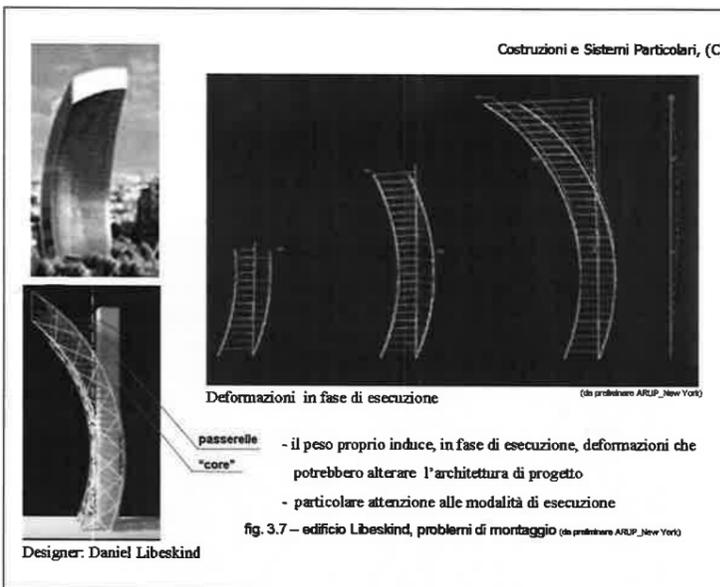
(H = altezza dell'edificio, B = lato minore in pianta).\*

La figura 3.7 (edificio di Daniel Libeskind in Citylife a Milano, altezza circa 150 m) può servire poi a confermare quanto si è detto sulla necessità di studiare la cantierizzazione delle strutture già nella fase di progetto. Il problema che si pone è comune a tutti i grattacieli di tipo "obliquo" o con grandi volumetrie a sbalzo in sommità (ad esempio, come è riportato nella fig. 3.8), le cui strutture, da realizzare senza alternative in acciaio, vanno montate tenendo presente l'evolversi delle deformazioni al crescere del montaggio, allo scopo di ottenere alla fine la geometria desiderata (e per fortuna il materiale, acciaio, non presenta deformazioni differite).

Anche per le strutture dei grattacieli del tipo "ritorto" (fig. 3.9), come è quello della Hadid a Citylife a Milano (altezza 170 m), si pongono problemi esecutivi non da poco, specie quando (per le minori altezze) si opta per una soluzione in calcestruzzo al fine di avere più facilmente una controventatura sufficiente facendo a meno di sistemi di attenuazione del moto, nonostante che i valori delle snellezze  $\lambda$ , in ragione della pianta, siano pur sempre dell'ordine di 10.

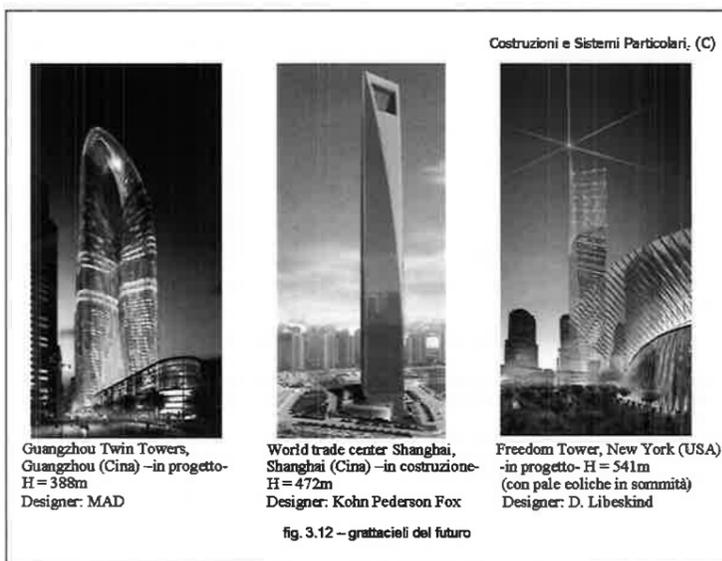
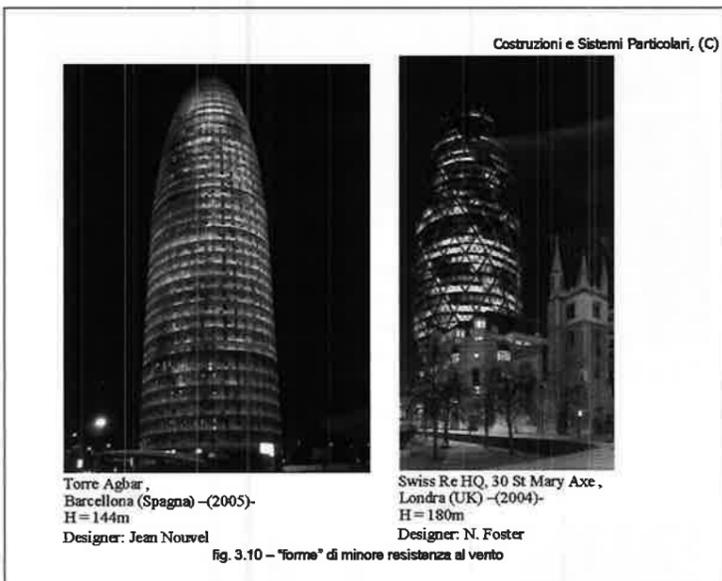
\* In genere, anche nelle soluzioni più ardite, senza sistemi di "attenuazione" del moto dell'edificio, tale snellezza per gli edifici civili non supera i valori di  $7 + (8)$ , (ad esempio [19]). Nelle ciminiere monocanna si può andare invece ben oltre il valore  $(10) + 12$ , a prezzo di una non piccola deformabilità (ad esempio [20]).

I sistemi di attenuazione (vedesi le memorie di Petti e Altri e di Santangelo e Altri, Tab. 3) hanno proprio lo scopo di far "rientrare" il moto dell'edificio entro gli assegnati valori resistenti delle sue componenti (come si dirà nel successivo paragr. 3.4). Peraltro, tali componenti lato sollecitazioni (ad esempio lo spostamento di piano) vanno adeguatamente esplorate (come ad esempio nella memoria di Palermo e Altri, Tab. 3).

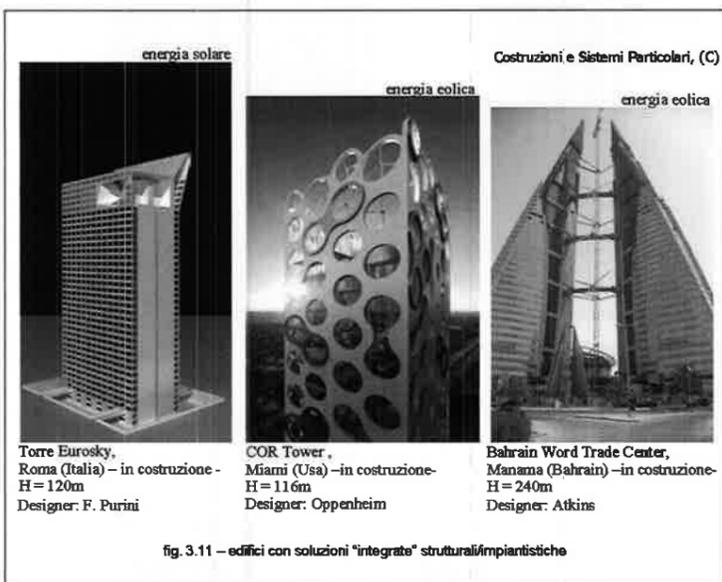




Inoltre, ultimamente si è ritornati a forme più appropriate dei corpi di fabbrica, per attenuare gli effetti dei carichi da vento (fig. 3.10), e, nell'obbligo ormai riconosciuto di perseguire la "sostenibilità", si sono venute a creare per tali edifici soluzioni "integrate" strutturali/impiantistiche con l'obiettivo di alleviare i consumi energetici, utilizzando l'energia solare o quella eolica (fig. 3.11).



comportamento di particolari strutture o elementi, addirittura con prove su prototipi al vero, anche senza essere nel campo dei grattacieli. Questa ultima situazione è proprio quella che si è avuta per la trave alta nel nuovo ampliamento dell'Università Bocconi a Milano (progetto di Emilio Pereira, strutture di Vincenzo Collina, fig. 3.13), a causa della ridotta geometria della trave agli appoggi in relazione anche all'importanza dei carichi da sostenere (i sottostanti impalcati appesi).



Ciclo di carico	Carico (kN)	nota
<b>Ciclo di carico scarico N. 1</b>	Da 0 a 5478	100% permanente
	Da 5478 a 5933	100% permanente + 50% accidentale
	Da 5933 a 5470	100% permanente
	Da 5470 a 6415	100% permanente + 100% accidentale
	Da 6415 a 5466	100% permanente
<b>Ciclo di carico scarico N. 2</b>	Da 5466 a 6388	100% permanente + 100% accidentale
	Da 6388 a 5460	100% permanente
	Da 5460 a 6399	100% permanente + 100% accidentale
<b>Ciclo di carico N. 3</b>	Da 6399 a 7321	100% permanente + 200% accidentale
	Da 7321 a 9078	100% permanente + 400% accidentale
<b>Ciclo di carico N. 4</b>	Da 9078 a 9994	100% permanente + 500% accidentale
<b>Ciclo di carico N. 5</b>	Da 9994 a 13373	100% permanente + 800% accidentale

Costruzioni e Sistemi Particolari, (C)

schemi resistenti (in c.a.)

Carico [kN]

Spostamento [mm]

fig. 3.13 - prove sul campione al vero della trave alta in BOCCONI a Milano

Per concludere, si può dire che i tecnici che si dedicano alla progettazione delle strutture di questi edifici ne hanno ormai sviscerato tutte le particolarità, anche in relazione a terreni fondazionali difficili (ben diversi, da quello roccioso di Manhattan) ed a situazioni cantieristiche molto vincolanti, nonché i Maestri Architetti sembra che facciano apposta a gareggiare fra loro nel conferire a tali edifici forme sempre più inusitate e ad arricchirli di funzioni (come è rappresentato nella fig. 3.12), mettendo sul tappeto per le loro strutture nuovi problemi esecutivi, oltrechè ovviamente di progetto.

A questo riguardo, la sperimentazione su modelli si può rivelare indispensabile, come è di regola per gli edifici alti nelle gallerie del vento (allo scopo, ben noto, di determinare distribuzione e valori dei carichi da vento, nonché le mutue influenze fra edifici adiacenti), ma talvolta è anche l'unico mezzo per avere chiarimenti sul

È certo però che con le volumetrie inusitate di cui si è detto, i paesaggi urbani potranno acquistare prospettive di grande impatto emozionale, come sarà ad esempio in Citylife a Milano (fig. 3.14), ma soprattutto, a parte l'emozione, tali paesaggi daranno una sicura prova del ruolo fondamentale dell'Architettura nel pilotare il destino delle città e della società.

Prima di chiudere questo paragrafo riguardante le Costruzioni ed i Sistemi Particolari (sottotema C), non posso non ricordare la straordinaria idrovia Trieste-Danubio, le cui Linee Guida di Progetto, curate dal Consorzio CIS-E di Milano, vanno sotto il nome di "Progetto Adriatico" (vedesi ad esempio [21]).

Nelle figure 3.15 + 3.18 sono richiamati alcuni dati tecnici, ma, prima di dire due parole su di essi, per dare subito un'idea della grandiosità dell'opera, ricordo che le sue strutture in calcestruzzo armato comporranno la messa in opera di un

Costruzioni e Sistemi Particolari, (C)



Edifici alti di Citylife, Milano - in progetto -  
Designer: Z. Hadid, D. Libeskind, A. Isozaki

fig. 3.14 - visione notturna dei tre edifici alti di Citylife a Milano

volume di calcestruzzo, molto spesso della nuova generazione e talvolta in elementi prefabbricati, sull'ordine dei 10 milioni di mc ed un peso d'acciaio, sovente del tipo inossidabile, sull'ordine dei 0,6 milioni di t.

Nella figura 3.15 si legge il tracciato di tale idrovia (in sotterraneo nel primo tratto sotto le Alpi) messo a confronto, sia con l'attuale periplo della penisola iberica per il tragitto Suez/Porti del Nord Europa (e viceversa), sia con il Corridoio 7 lun-

Costruzioni e Sistemi Particolari (C)



fig. 3.15 - l'importanza strategica del collegamento Adriatico - Danubio

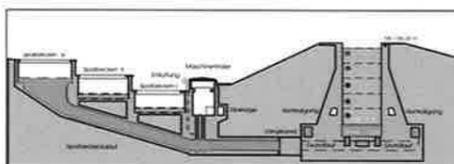
go il Danubio fino al Mar Nero. Il confronto parla chiaramente a favore di tale idrovia, intesa quale "scorciatoia" opzionale del Corridoio 7.

Nelle altre due figure 3.16 e 3.17 si hanno indicazioni su opere similari attualmente esistenti per il sollevamento dei natanti (che qui sono della classe Va europea CEMT, 110 m di lunghezza, 11,4 m di larghezza, 1350 t di stazza), sia mediante chiuse tradizionali (in Germania, 22 m di dislivello), sia mediante sistemi elettromeccanici a fune (in Cina, nelle Tre Gole, 113 m di dislivello).

Tali indicazioni, se proprio ve n'era bisogno, possono confortare sulla fattibilità di queste opere di sollevamento, così come per le gallerie (fig. 3.18) la mastodontica fresa TBM, di circa 20 m di diametro indicata in figura, può garantire sulla fattibilità dell'opera.\*

Allegato a "l'industria italiana del Cemento" • 9/2008

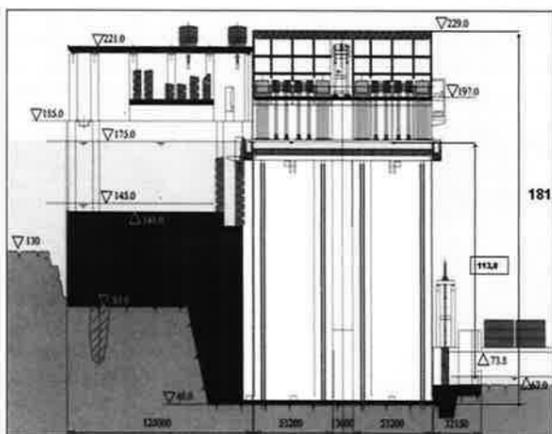
Costruzioni e Sistemi Particolari (C)



(dislivello: 22,0 m)

fig. 3.16 - chiusa di Bachausen (Hannover) nell'idrovia "Reno - Meno - Danubio"

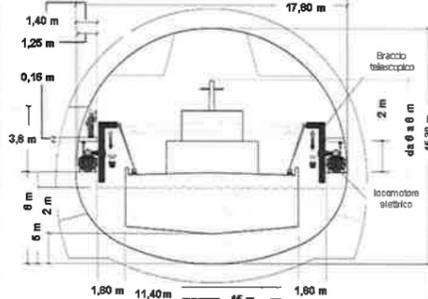
Costruzioni e Sistemi Particolari (C)



(dislivello: 113,0 m)

fig. 3.17 - sistema di sollevamento presso lo sbarramento delle "Tre Gole" (Cina)

Costruzioni e Sistemi Particolari (C)



La geometria della galleria fluviale



La fresa TBM (Tunnel Boring Machine)

fig. 3.18 - la galleria e la fresa (Progetto Adriatico)

\* Per il servizio, si ricorda che nelle gallerie di tale tipo si prevede che il transito dei natanti, a motore spento e senza equipaggio, sia totalmente automatizzato con il traino (a prora) e la guida (a poppa) mediante locomotori elettrici a motore lineare (scartamento metrico) mobili sulle banchine. L'equipaggio viene trasferito fra i due imbocchi delle gallerie mediante un trasporto ferroviario a navetta entro uno dei preforni costruiti per la realizzazione delle gallerie.



Questo Progetto Adriatico è stato illustrato nel luglio scorso al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici a Roma nell'aula del "Parlamentino", ricevendo sostanziali consensi tecnici, ma nel contempo suscitando alcune perplessità di carattere politico ed internazionale, dato che l'opera verrebbe a coinvolgere ben cinque Paesi Membri dell'UE (Italia, Slovenia, Ungheria, Austria, Slovacchia) ed un Paese (la Croazia) non ancora Membro.

Non v'è che da augurarsi che le forze politiche italiane siano in grado di attirare l'attenzione degli altri Paesi europei su questo Progetto, affinché venga preso pubblicamente atto dell'importanza strategica di tale idrovia e della sua fattibilità, con un tempo tecnico di circa 10 + (12) anni ed un costo chiavi in mano di circa 25

miliardi di Euro.\* Ciò nell'ottica della valorizzazione del bacino del Mediterraneo e della razionalizzazione del trasporto via acqua già esistente nella UE, con l'aggancio ai Mari del Sud, ed ovviamente con l'implicito risultato di mirare all'integrazione con gli altri sistemi di trasporto (ferro e gomma) ed all'incentivazione delle Autostrade del Mare. (segue)

\* Questo investimento non deve spaventare, poiché esso, secondo le proposizioni del famoso Libro Bianco dell'UE (12 settembre 2001), rappresenterebbe appena il 3,5% circa di quello previsto su base decennale per la sistemazione e a razionalizzazione dell'intero sistema di trasporto europeo (tutti i Corridoi, gli Interporti e i Mezzi compresi).

# Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

## L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

### 2<sup>a</sup> Sessione – Aspetti Costruttivi, Applicativi e Gestionali

Relazione Generale: Prof. Ing. Antonio Migliacci \*

Parte IV\*\*

#### 3.4 – Effetti e Aspetti Particolari, (sigla E)

Già in quanto precede (paragr. 3.3), si è detto che per taluni Effetti Particolari nelle relative misure di sicurezza ci si trova spesso sguarniti lato Resistenza, perché in sostanza non v'è una richiesta uniforme rivolta ad avere una determinata prestazione della struttura, mentre lato Sollecitazione, nel caso del calcestruzzo, ci si trova spesso in difficoltà nel prevederne l'entità nel corso del tempo, perché i calcoli per viscosità sono piuttosto incerti.

Questa misura della sicurezza in servizio con l'usuale relazione  $E_{sd} \leq E_{Rd}$  è però molto sentita dai tecnici che progettano le strutture, cosicché mi è sembrato utile enucleare un apposito sottotema (E) per dedicarvi qualche appropriata considerazione.

Ad esempio per gli edifici alti, ai fini di un buon servizio, occorre misurare le entità delle accelerazioni e degli spostamenti (sia in sommità che d'interpiano), considerando almeno i primi tre modi propri (flessionali ed uno torsionale), appunto per controllare il confort degli utenti e il non danneggiamento delle finiture e degli impianti.

Nelle Tabelle 4 e 5 della figura 4.1 sono riportati i valori delle accelerazioni orizzontali degli edifici alti, sia lato Resistenza che Sollecitazione, ricavati sulla base degli studi fatti e delle esperienze acquisite, come è spesso contenuto nelle Normative. In Lombardia, come si è già detto in 3.1, per l'accelerazione  $a_{Rd}$  ci si muove prudenzialmente intorno ai 2/100 g, nel caso dei palazzi uffici, ed a 1/100 g, per gli edifici residenziali, con un valore del primo periodo proprio consigliato sui 7 o 4 sec. circa.

Similmente, nelle Tabelle 6 e 7 della figura 4.2 sono riportate alcune indicazioni per

gli spostamenti orizzontali. Per questi, la scelta dei valori resistenti di progetto non può essere unica, giacché dipende molto dai sistemi di finitura (in specie le facciate e i divisori) ed impiantistici.

Comunque, in relazione ai magisteri attualmente in uso nei palazzi uffici (facciate a cappotto articolate, pareti mobili e pavimenti galleggianti), si potrebbero consigliare valori delle resistenze di progetto per lo spostamento differenziale di piano e per quello di sommità sull'ordine, rispettivamente, di

$$\frac{h}{500 \div 600}$$

(più cautelativo di quelli di Tab. 6) e di

$$\frac{H}{800 \div 1000}$$

essendo h l'interpiano ed H l'altezza dell'edificio, ciò per misure con un periodo di ritorno di 10 anni.

Effetti e Aspetti Particolari, (E)						
Normativa	Caratteristiche	Valori degli spostamenti s d'interpiano	Stato Limite da verificare	Altezza dell'edificio [m]	Spostamenti s in sommità (o fra due quote)	Spostamenti in funzione di: • H = altezza edificio • H <sub>1</sub> = distanza tra le quote di riferimento
Eurocodice 8	Per edifici aventi elementi non strutturali in materiale fragile unito alla struttura	$\leq 0,005h$	h/200	SLD	H = 250 25 cm tra 0 e 250m	H/1000
Eurocodice 8	Per edifici aventi elementi non strutturali duri	$\leq 0,0075h$	h/133	SLD	H=90 12 cm tra 0 e 90m	H/750
Eurocodice 8	Per edifici aventi elementi strutturali uniti in modo da non interferire con le deformazioni strutturali, e privi di elementi non strutturali	$\leq 0,010h$	h/100	SLD	H = 350 23 cm tra 0 e 350m 8 cm tra 50 e 100m 10 cm tra 150 e 200m	H/1520 H <sub>1</sub> /625 H <sub>1</sub> /500
OPCM 3274	Edifici con tamponamenti uniti rigidamente alla struttura in modo da non interferire con la deformabilità della stessa	$\leq 0,005h$	h/200	SLD	H = 280 8,5 cm tra 0 e 100 m 5 cm tra 100 e 150 m 8 cm tra 150 e 200 m	H <sub>1</sub> /1176 H <sub>1</sub> /1000 H <sub>1</sub> /625
OPCM 3274	Edifici con tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano in virtù della loro intrinseca deformabilità	$\leq 0,003h$	h/300	SLD	H = 280 23 cm tra 0 e 250 m	H <sub>1</sub> /663
OPCM 3274	Edifici con struttura portante in muratura armata	$\leq 0,004h$	h/250	SLD		

tabella 6- Valori "resistenti" degli spostamenti differenziali di piano

(s = spostamento, h = altezza d'interpiano)

fig. 4.2 - valori di s

Gli altri importanti effetti particolari che occorre misurare, di cui si è fatto cenno (sempre nel paragrafo 3.3), sono costituiti dagli spostamenti verticali che si possono presentare nel tempo per via della viscosità o a causa degli assestamenti fondazionali, per i quali la misura di sicurezza "a monte" è resa quasi sempre incerta per la difficoltà di prevedere bene la legge di viscosità del calcestruzzo o gli assestamenti del terreno nel tempo, in relazione alla storia di applicazione dei carichi.

Nella già citata memoria di Traini, questa difficoltà di misura si è puntualmente manifestata per i valori lato sollecitazione, la quale è un'accelerazione verticale, stimata al massimo in 3,2 m/sec<sup>2</sup> come conseguenza del transito dei convogli a 300 Km/h in presenza di una freccia in mezz'ora dell'impalcato (verso l'alto) stimata a tempo infinito in 13,2 mm. Ecco, è proprio il suddetto valore dello spostamento di 13,2 mm che può essere considerato incerto, in relazione all'incertezza della legge di viscosità

Destinazione edificio	Nazione	Tempo di ritorno [anni]	Valori di $a_{Rd}$		Effetti e Aspetti Particolari, (E)
			[mill-g]	[m/s <sup>2</sup> ]	
Residenziale	Italia - Lombardia	10	10-15	0,0099-0,147	
Hotel	Italia - Lombardia	10	15-20	0,147-0,196	
Uffici	Italia - Lombardia	10	20-25	0,196-0,245	
Residenziale	Italia - Lazio	10	8-9	0,079-0,098	
Uffici	Stati Uniti	10	20-25	0,196-0,245	
Residenziale	Stati Uniti	10	8-10	0,079-0,098	
Residenziale - Hotel	Australia	5	3,90-6,02	0,039-0,079	
		(10)	(4,03-8,43)	(0,039-0,082)	

tabella 4- Valori "resistenti" dell'accelerazione (per il sistema cognitivo - sensoriale umano)

Ubicazione edificio	Dimensioni	$a_{Rd}$ [m/s <sup>2</sup> ]	h [m]	v [m/s]	Normativa di riferimento	Valori di Normativa [m/s <sup>2</sup> ]
Singapore -	Altezza: 280 Lunghezza: 45 Larghezza: 45	0,055	230	30	AS 1170.2 BS6399-BCA BS9811	0,0595 0,100 0,026-0,081
Miyazaki - Japan	Altezza Pianta triangolare con lati: 92,7, 65,5, 66,6	0,015	150	25	RLB-AU	0,100
Tokio - Japan	Altezza: 150 Lunghezza: 50 Larghezza: 30	0,049	135	22	RLB-AJB	0,100

tabella 5- Valori delle accelerazioni registrate ( $a_{Rd}$ ) e valori delle normative ( $a_{Rn}$ )

(a = accelerazione; h = altezza di registrazione; v = velocità del vento) fig. 4.1 - valori di a

\* Politecnico di Milano.

\*\* La prima parte della Relazione è stata pubblicata nel n. 6 - Giugno 2008 del Giornale. La seconda parte è stata pubblicata nel n. 7-8 - Luglio-Agosto 2008. La terza parte è stata pubblicata nel n. 9 - Settembre 2008.



all'evolversi (stimato) dei carichi. Invece lato resistenza, si può avere in questo caso una precisa indicazione per l'accelerazione verticale massima (con riferimento all'Istruzione I/SC/PS-OM/2298, [22]) di valore  $a_{Rd} = 3,5 \text{ m/sec}^2$  (nel campo di frequenze  $0 \div 20 \text{ Hz}$ ).

Nella figura 4.3 è illustrato schematicamente questo problema e nella Tabella 8 a lato è riportata qualche indicazione (di larga massima) per le distorsioni di piano

$$\gamma_{12} = \frac{\eta_2 - \eta_1}{L_{12}}$$

riguardanti gli edifici civili. Anche per queste deformazioni, così come per gli spostamenti orizzontali d'interpiano, i valori resistenti sono strettamente legati al tipo delle finiture e degli impianti, cosicché, se presi "tout court", possono servire solo per un primo controllo dell'organismo strutturale.\*

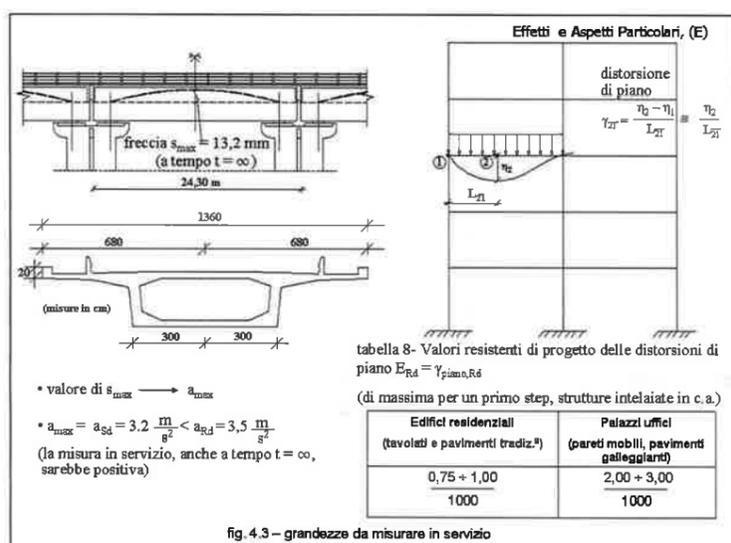


fig. 4.3 - grandezze da misurare in servizio

In modo simile, nella figura 4.4. viene riportata (in Tab. 9) qualche indicazione sui valori resistenti delle distorsioni fondazionali, anch'essi strettamente dipendenti dalla tipologia dell'edificio soprastante, anche per la sua stessa struttura (oltretutto, come al solito, in relazione alle finiture e agli impianti).\*\*

In figura si ha proprio il caso concreto dell'edificio A di Garibaldi Repubblica, che si erigerà a fianco del manufatto interrato della Via del Nord, da costruire prima, per il

\* Si noti che il valore

$$\frac{L}{500}$$

delle frecce (valore resistente di progetto) assegnabile in campata secondo la Normativa alle strutture metalliche in presenza di finiture "fragili" (essendo L la luce dell'elemento inflesso), confrontato con le indicazioni della prima colonna di Tabella 8, apparirebbe non poco esagerato, equivalendo su circa metà della luce (L/2) alla distorsione di piano pari a circa

$$\frac{1}{250} = \frac{4}{1000}$$

e peggio ancora si avrebbe per il valore

$$\frac{L}{350}$$

corrispondente su (L/2) alla distorsione

$$\frac{1}{175} = \frac{5,7}{1000}$$

Più aderenti sarebbero i confronti con i valori della seconda colonna di Tabella 8, relativa ai palazzi uffici.

\*\* Si noti che, rispetto alle distorsioni di piano, a queste distorsioni fondazionali anche in letteratura (ad esempio [23]) vengono assegnati valori maggiori, dell'ordine di circa 1,5 volte tanto o anche di più.

Allegato a "l'industria italiana del Cemento" • 10/2008

quale i progettisti hanno imposto un valore resistente

$$E_{Rd} = \gamma_{12,Rd} = \left( \frac{\eta_2 - \eta_1}{L_{12}} \right)_{Rd} = 3 \text{ cm}$$

A tale valore corrisponde per le fondazioni di confine dell'edificio A, essendo  $\eta_2 \approx 0$  (poiché per la vicinanza della linea MI-Lecco si avranno in [] fondazioni su micropali), un cedimento  $\eta_{1,Rd} = 3 \text{ cm}$ . Ciò, come si può vedere dai dati riportati in figura, costringerà ad eseguire per l'edificio A una fondazione di tipo indiretto su pali o su diaframmi, con un aumento degli oneri (costi e tempi) non indifferenti rispetto al caso di una fondazione diretta con jet-grouting, come si era inizialmente previsto.

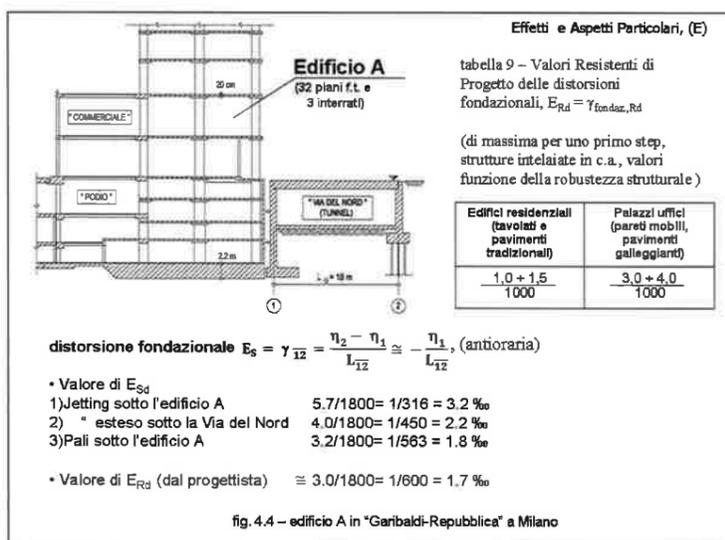


fig. 4.4 - edificio A in "Garibaldi-Repubblica" a Milano

#### 4 - ULTIME RIFLESSIONI

A questo punto, nel ringraziarVi per avermi seguito con pazienza in queste digressioni, penso che questa mia Relazione Generale non possa chiudersi che con qualche ultima riflessione, la cui essenza è peraltro contenuta nelle considerazioni precedenti.

Innanzitutto, il panorama delle strutture in calcestruzzo si può dire che attualmente vada a stabilizzarsi in meglio, poiché si è completato con le considerazioni riguardanti le misure di sicurezza in servizio, le garanzie sui nuovi materiali, le speciali regie esecutive e le prime indicazioni dei valori di progetto di particolari grandezze.

I tecnici preposti alla realizzazione di tali strutture, con tutto quello che già avevano da tenere presente e da controllare, mi sembra assomiglino ora ai comandanti di un moderno aereo, avendo di fronte un "intricato" quadro di comandi - prioritari, preferenziali, opzionali, consequenziali - la cui gestione è difficile e non consente distinzioni, rimandi o cancellazioni, imponendo quasi sempre scelte difficilmente revocabili.

Si pensi, appunto, all'individuazione della soluzione ottimale fra le tante tecnicamen-

Tali valori sono in buon accordo con quanto si è rilevato in opera, ad esempio nei lavori di costruzione delle Linee 2 e 3 della MM a Milano ([24]). Per un edificio residenziale multipiano con uno o due interrati, avente un organismo strutturale in c.a. regolare (cioè, ad esempio, senza avancorpi più fragili), nella fase delle iniezioni di consolidamento si potevano produrre (per un'errata intensificazione dell'iniezione) differenze di innalzamento del perimetro dell'edificio rispetto al colmo, distante circa  $6,00 \div 7,00 \text{ m}$ , anche dell'ordine del cm, il che vorrebbe dire una distorsione relativa dell'ordine di

$$\frac{1}{600 \div 700} \approx \frac{1}{650} \approx \frac{1,5}{1000}$$

Per i vecchi edifici in muratura senza irrigidimenti trasversali, e quindi più sconnessi, erano state osservate differenze di spostamento quasi doppie delle precedenti senza sostanziali danni interni.



te possibili ed ugualmente valide, si pensi al caso estremamente complesso dell'organismo strutturale di un alto edificio, si pensi alla responsabilità nell'assegnazione di determinati valori resistenti di alcune importanti grandezze e alle difficoltà di calcolo dei corrispondenti valori sollecitanti, si pensi ai possibili condizionamenti della cantieristica sulla progettazione.

Si pensi, di fronte a tutti questi obblighi e intralci strutturali, con la necessità insieme di confrontarsi in continuo con le altre componenti che partecipano alla costruzione, a come potere gestire e razionalizzare il lavoro per riuscire a condurlo felicemente in porto.

Ormai sono del parere che occorre un "team" di tecnici, esperti nei diversi settori dell'ingegneria strutturale (lato materiali, lato modellazione ed analisi numerica, lato cantieristica e così via), per potere concretizzare gli input di chi guida la progettazione e ne scandisce temi e problemi. Questo "manager", infatti, chiederà che siano studiate in cascata diverse soluzioni e risolte svariate problematiche, prima di giungere a delineare la soluzione vincente: quello che conta è proprio questa fase di lavoro, articolata e complessa, giacché tutte le successive operazioni di verifica e di redazione del progetto seguono a valle quasi per forza d'inerzia, richiedendo al massimo qualche affinamento particolare.

In tal modo, si torna a sottolineare ancora una volta la sostanziale diversità fra progetto e calcolo, intendendo il primo come frutto di reiterate prove e riprove, basate su idee originali e sull'esperienza, il secondo quale strumento essenziale per modellare e analizzare le "creature" strutturali ideate nel progetto, scoprirne meglio i comportamenti e, se occorre, migliorarli.

Infine, quale ultimo messaggio, si può dire che v'è da augurarsi che, facendo leva sull'apporto sempre più completo e responsabile delle diverse componenti che partecipano alla costruzione, in specie l'ingegneria strutturale, l'Architettura abbia ad esercitare ancora con maggiore audacia il suo ruolo di guida nel destino delle città e della società. A Milano, Vi posso testimoniare che ciò sta accadendo.

Nella speranza di non avervi annoiato, Vi porgo il mio caloroso saluto.

#### Riferimenti bibliografici

- [ 1 ] Benjamin J.R., Cornell C.A. – Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, Mc. Graw – Hill, New York, 1970
- [ 2 ] Bolotin V.V. – Life Prediction of Engineering System – IV International Conference ICASP – Università di Firenze, 1983 – Pitagora Editrice
- [ 3 ] Antonio Migliacci, Franco Mola – Application of Markov Processes in the Assessment of Structural Safety - IV International Conference ICASP – Università di Firenze, 1983 – Pitagora Editrice
- [ 4 ] Migliacci A. – Misure di sicurezza in termini di durabilità – dal volume "Testimonianze e note scientifiche in onore del settantesimo compleanno di Sandro Dei Poli" – DIS, Politecnico di Milano
- [ 5 ] Tognon A.I., Giulietti P. – La carbonatazione dei calcestruzzi. Aspetti teorici e pratici - CISM, Udine 1986
- [ 6 ] Maurizio Acito – Confronto in termini probabilistici di alcune proposte di valutazione della vita utile di strutture in cemento armato – Studi e Ricerche – Vol. 16, 1995 – Italcementi SpA Editore, Bergamo
- [ 7 ] Manuale di Ingegneria Civile, Vol. 2, Cap. I, Sicurezza strutturale, durabilità e sicurezza all'incendio – Zanichelli/Esac, Bologna – ri-edizione 2000/2001
- [ 8 ] Model Code for Service Design -Bulletin n.° 34 – FIB, 2006
- [ 9 ] Strategies for Testing and Assesment of Concrete Structures – Bulletin n.° 243 – CEB/FIP, 1998
- [ 10 ] Mammino A., Tonon F. – Opere strutturali per l'ingegneria territoriale – Vol. 1 Tomo 2 parte prima – ALINEA Editrice srl – Firenze 1997
- [ 11 ] Maurizio Acito, Alberto Franchi, Antonio Migliacci – Il risanamento strutturale del grattacielo Pirelli – Studi e Ricerche – Vol 24, 2003 - Italcementi Group Editore, Bergamo
- [ 12 ] Franchi A., Acito M., Crespi P., Migliacci A. – Analytical and experimental procedures for the realizing of the 26<sup>th</sup> floor of the "Pirelli" tall building after the airplane crash on April 2002, IABSE Symposium – Lisbon 2005
- [ 13 ] Migliacci A., Burchi G., Acito M. – La moderna strategia per la realizzazione delle grandi opere civili: l'allargamento dell'Europa all'Est – Studi e Ricerche – Vol. 23, 2002 - Italcementi Group Editore, Bergamo
- [ 14 ] Antonio Migliacci - In tema di moderne strategie di progettazione ed esecuzione in ingegneria civile – Studi e Ricerche – Vol. 25, 2004 – Italcementi Group Editore, Bergamo
- [ 15 ] Mario Collepari – Recenti sviluppi nel settore degli additivi per il calcestruzzo – Seminario sul tema "Evoluzione della sperimentazione per le costruzioni", Cipro, aprile 2007 – CIAS (Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale e Scientifico), Ed. 4 EMME Service SpA, Bolzano
- [ 16 ] Horst Falkner – Steel Fibre and Polymere Concrete Basics, Model Code 2007 and Applications - Seminario sul tema "Evoluzione della sperimentazione per le costruzioni", Cipro, aprile 2007 – CIAS (Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale e Scientifico), Ed. 4 EMME Service SpA, Bolzano
- [ 17 ] M. Milan, F. Simoncelli – "Padre Pio Church – Foggia, Italy" – Vol 11 n.°3 - Pubblicato da Structural Engineering International, Ed. IABSE, agosto 2001
- [ 18 ] Danilo Campagna, Aldo Castoldi, Gennaro Guala, Antonio Michetti, Antonio Migliacci – Chiesa del 2000 "Dives in Misericordia" a Roma. Le tre vele in c.a.p. bianco ad alta resistenza – Giornate AICAP, 2002 – Bologna – Patron Editore, 2002
- [ 19 ] P.E. Pinto – Effetti sismici e del vento sugli edifici alti AICAP, MAC – Meeting "Le Costruzioni Alte" - Treviso, 1980
- [ 20 ] Antonio Migliacci, Alberto Castellani – Considerazioni sugli effetti del II° ordine e secondari nelle alte ciminiere in c.a. e sulla sicurezza che ne consegue – Studi e Rendiconti – Vol 10, 1973 - Italcementi SpA Editore, Bergamo
- [ 21 ] Migliacci A., Silvestro G. – Outline of Adriatic project for inland waterway connecting the Adriatic sea and the Danube river – Studi e Ricerche – Vol. 28 – Starrylink Editrice, 2007
- [ 22 ] Istruzione I/SC/PS-OM/2298, gennaio 1997 – Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.
- [ 23 ] Renato Lancillotta – Geotecnica – Ed. Zanichelli, Bologna 1987
- [ 24 ] Antonio Migliacci – Le nuove gallerie della Metropolitana a Milano: innovazione costruttiva e filosofia di progetto – Studi e Ricerche – Vol. 11, 1989 – Italcementi SpA Editore, Bergamo

## Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

### L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

#### 3<sup>a</sup> Sessione – Realizzazioni

Relazione Generale: Ing. Giuseppe Traini\*

Parte I

##### Introduzione

La lettura delle memorie presentate nella sessione delle realizzazioni apre un concreto spaccato sul più recente sviluppo delle tecniche costruttive nell'ambito delle opere in ca e cap.

Come, poi, meglio analizzato nella descrizione dei contenuti delle diverse memorie si riassumono qui di seguito gli elementi più significativi che sono stati rilevati.

- Controllo di qualità del processo (sia della progettazione e della sua verifica, sia durante la fase costruttiva), con conseguente aumento della qualità globale dell'opera (riduzione degli errori, gestione contrattuale delle non conformità, etc.);
- Aumento delle capacità di calcolo dei moderni programmi strutturali, per la gestione di grosse quantità di dati, imposte dai codici normativi in uso e di prossima applicazione, e per procedere ad un'ottimizzazione delle scelte strutturali; capacità di valutazione dei fenomeni lenti del cls (ritiro, viscosità) e degli effetti delle diverse fasi costruttive (costruzione per step, modifica dei vincoli al contorno, etc.);
- Incremento delle potenzialità dei sistemi di monitoraggio, che permettono un accurato controllo del comportamento strutturale, sia in corso d'opera che in esercizio, e la verifica delle assunzioni fatte in sede di progetto;
- Maggiore attenzione alla durabilità delle strutture, e alle principali leve per poterla garantire, sia in fase di progettazione che in fase realizzativa;
- Maggiore attenzione agli aspetti manutentivi delle opere, coniugato con un miglioramento delle tecnologie relative ai controlli non distruttivi per la valutazione dello stato di conservazione e delle riserve di resistenza delle strutture;
- Necessità di "scomporre" l'opera in parti d'opera di agevole realizzazione, al fine di incrementare lo standard di qualità dell'opera stessa anche in presenza di un depauperamento sempre maggiore di personale qualificato nei cantieri; in questa ottica, maggiore utilizzo di materiali e tecnologie di facile impiego, ma che garantiscono livelli qualitativi elevati dell'opera stessa.

Le infrastrutture risultano l'ambito nel quale si è maggiormente avvertito il maggior progresso tecnico; l'elevato numero di realizzazioni ha fortemente contribuito alla spinta verso l'innovazione e lo sviluppo delle costruzioni in c.a. e in c.a.p.; una conferma peraltro testimoniata dalla composizione delle memorie, relative al 3<sup>a</sup> sottotema del presente convegno, le "Realizzazioni", che hanno visto primeggiare, come numero, gli articoli sulle infrastrutture.

Infatti alla sessione "Realizzazioni" sono state attribuite 15 memorie,

che è stato possibile riunire in tre distinti raggruppamenti che servono per individuare un filo conduttore per la loro rappresentazione.

I tre gruppi individuati sono i seguenti:

- Ponti e viadotti (n. 8 memorie);
- Infrastrutture (n. 3 memorie);
- Applicazioni tecnologiche (n. 4 memorie).

##### 1) Ponti e viadotti

Il primo gruppo di memorie, è il più nutrito e fa capo, appunto, alle opere cosiddette "da ponte", che da sempre rappresentano "l'immaginario" dell'ingegneria strutturale.

Prima di esaminarle in dettaglio, si pongono in evidenza gli aspetti innovativi colti in questa tipologia di opere di recente realizzazione.

- Innanzitutto, per la realizzazione degli impalcati si rileva l'impiego diffuso della tecnologia costruttiva basata sulla spinta (estrusione) in opera di conci costruiti a tergo di una spalla. Questa modalità realizzativa era, fino a non molto tempo fa, impiegata quasi esclusivamente per i ponti in acciaio, e si è dimostrata, in molti casi, una valida alternativa ad altre tecniche costruttive, come quella dell'avanzamento a sbalzo per conci successivi, prefabbricati o realizzati in opera. Le motivazioni principali relative alla scelta di questa tecnologia possono essere molteplici: minori tempi e/o costi di costruzione, maggiore qualità dell'impalcato, minore impatto del cantiere sul territorio su cui insiste l'opera. Ovviamente la maggiore diffusione è stata consentita anche dall'evoluzione delle tecniche di varo, sia in termini di controllo dell'intero processo, sia grazie alla disponibilità di materiali che permettono di spingere grossi pesi con relativa facilità.

• Altro carattere innovativo è costituito dalla sempre maggiore libertà del progettista, in fase di concezione dell'opera, fornita, anche, dalle sempre maggiori capacità di calcolo e di approfondimenti a disposizione dei progettisti. Tale libertà si concretizza, ad esempio, nella facilità di accoppiamento di materiali con comportamenti diversi, quali l'acciaio e il cemento armato precompresso, per la realizzazione degli elementi strutturali; oppure nella possibilità di ricercare forme complesse ed esteticamente pregevoli, mantenendo l'assoluto controllo sul comportamento strutturale. Anche in questo caso, la facilità e la velocità di modellazione permettono di investigare e confrontare diverse soluzioni strutturali nelle fasi preliminari della progettazione, e nell'ambito della progettazione esecutiva permettono l'ottimizzazione delle sezioni resistenti, così da fornire un valido contributo nella riduzione dei costi dell'opera (es. sistema Modena nella tratta AV Milano-Bologna).

- Altro aspetto è l'adozione diffusa del sistema di controllo di qualità su tutte le fasi, dalla concezione alla progettazione alla costruzione, che permette di ridurre le possibilità di errore all'interno di un processo particolarmente complesso, e di garantire la rintracciabilità di

\* ITALFERR - Direzione Scientifica - Roma

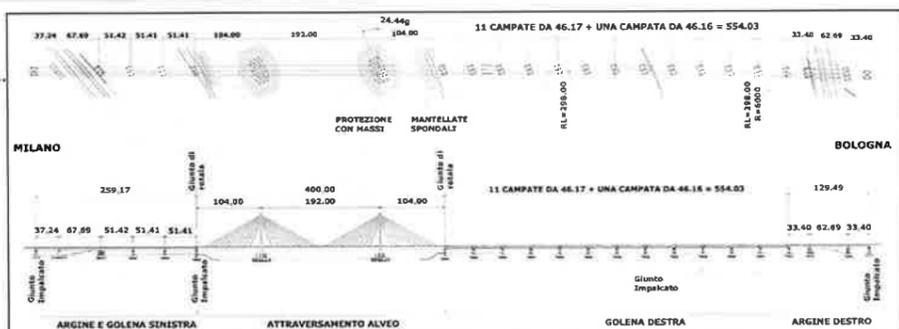


Fig. 1 - Ponte strallato sul fiume Po - Pianta e prospetto generale dell'opera.

tutte le informazioni inerenti l'opera (elaborati di progetto, procedure di realizzazione, qualità dei materiali, prove e controlli effettuati, modifiche in fase costruttiva, etc.) che costituiscono di fatto il suo DNA.

Passiamo ora all'illustrazione delle otto memorie di questo gruppo, iniziando da quella presentata da PETRANGELI, TRAINI, EVANGELISTA, CIPOLLONI, dal titolo: **"Linea ferroviaria alta velocità Bologna-Milano - Ponte strallato sul fiume Po"** (figg. 1-4).

La memoria riassume le principali caratteristiche di questa imponente opera (primo ponte strallato ferroviario per l'alta velocità del mondo, record in termini di "luce impalcato" per la rete ferroviaria italiana, opera simbolo non solo della Milano-Bologna ma di tutta l'alta velocità italiana), descrivendo le tre tipologie di strutture che sono state individuate per sovrappassare gli argini, le aree golenali e l'alveo del Po.

Vengono analizzati, poi, i criteri progettuali più significativi, dettati dalla necessità di rispettare alcuni requisiti prestazionali propri dei ponti ferroviari, ed in particolare:

- nella costruzione a conci degli impalcati in c.a.p. di scavalco degli argini, il mantenimento di stati tensionali di compressione nelle sezioni di ripresa di getto tra concio e concio in fase di esercizio;
- la sicurezza strutturale nei confronti degli effetti del deragliamento di un treno con rottura di stralli;
- la sicurezza di esercizio ferroviario in caso di predeterminati livelli di erosione del fondo alveo, con scalzamento della fondazione delle antenne;
- soddisfacimento di requisiti di deformabilità per la sicurezza dell'esercizio ferroviario e per il comfort dei passeggeri, valutato attraverso accurate analisi dinamiche;
- rispetto dei livelli tensionali e degli spostamenti massimi della rotaia dovuti all'interazione binario-struttura (vista l'entità della luce dilatabile, è risultato necessario disporre due giunti di binario alle estremità del ponte strallato, ed anche questa è una singolarità per le ferrovie italiane).

Dopo l'illustrazione delle modalità costruttive dei diversi elementi strutturali, vengono riassunte le prove su modelli fisici che sono state effettuate come conferma delle analisi teoriche, e che si sono rese necessarie per il carattere assolutamente innovativo di questa tipologia di opera in ambito ferroviario, ovvero:

- prova Osterberg su due pali, di 2m di diametro, appositamente costruiti, al fine di verificare il comportamento delle fondazioni delle antenne;
- prova su modello in scala 1:2 di un concio di impalcato con blocco di ancoraggio strallo, per investigare la diffusione delle tensioni attorno all'ancoraggio;
- prove di fatica su modello in scala reale della struttura metallica posta nella sommità delle antenne per l'ancoraggio degli stralli.
- prove di fatica per tre stralli, con differente numero di trefoli, completi di ancoraggio.
- prove su un modello in scala 1:50 per la valutazione dell'erosione delle pile in alveo.

Infine, la memoria descrive l'impostazione del sistema di monitoraggio completo posto sull'opera, utile per la valutazione del comportamento della stessa durante la vita di servizio.

La seconda memoria di questo gruppo è presentata da CUOZZO e AVERARDI RIPARI, e ha per titolo: **"I viadotti Tanaro IV (Asti-Cuneo) e Oulmane Khelifa (Algeri): due esempi di moderni viadotti in c.a.p. realizzati con la tecnica della spinta - Soluzioni innovative per la precompressione e la tecnologia di spinta"** (figg. 5-6).



Fig. 2 - Ponte strallato sul fiume Po - Costruzione dell'impalcato strallato.

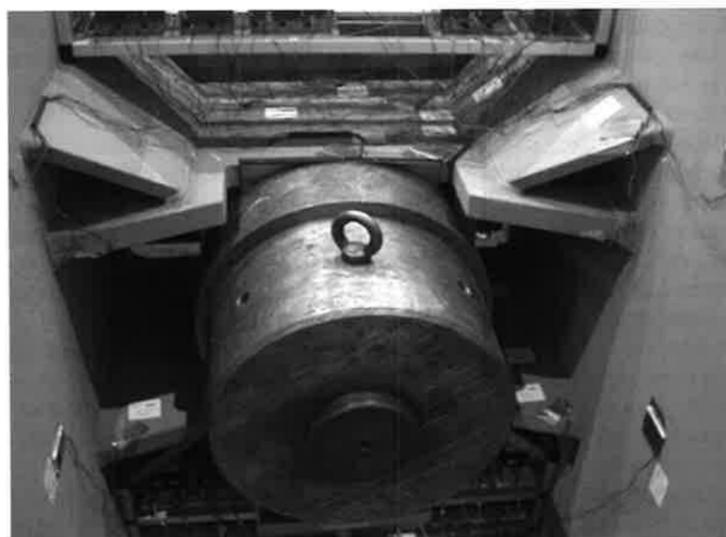


Fig. 3 - Ponte strallato sul fiume Po - Modello in scala reale dell'ancoraggio sulla torre.



Fig. 4 - Ponte strallato sul fiume Po - Vista generale ad opera ultimata.



Fig. 5 - Viadotto Tanaro IV - Fase di spinta dell'impalcato con l'impiego di avambecco metallico.



Fig. 6 - Viadotto Tanaro IV - Realizzazione del tratto d'impalcato con conci a sbalzo.

Nella memoria viene illustrata la realizzazione di due viadotti stradali, nei quali sono state applicate due tecniche alternative di realizzazione: getto in opera a tergo delle spalle e successivo varo a spinta; costruzione di campate in opera a sbalzo a partire dalle pile con l'ausilio di una coppia di carri getto.

Viene evidenziato che per entrambi i viadotti la progettazione originaria prevedeva soluzioni strutturali diverse da quelle poi realizzate: per il viadotto Tanaro IV l'attraversamento del fiume omonimo prevedeva luci variabili da 50 m a 100 m in c.a.p. con conci prefabbricati da porsi in opera con la tecnica dell'avanzamento a sbalzo; per il viadotto Oulmane Khelifa invece era stata prevista una soluzione a conci successivi prefabbricati in avanzamento con sette luci di 56 m.

In entrambi i casi l'Impresa esecutrice ha ritenuto economicamente più conveniente l'adozione di tecniche di getto in opera, e per il viadotto Tanaro IV le tecnologie costruttive sono state anche differenziate in funzione dell'ampiezza delle luci; tali scelte sono state valutate positivamente dalle Amministrazioni.

Le due opere sono state pertanto riprogettate prevedendo, per il Viadotto Tanaro 4, la realizzazione delle prime nove campate con getto in opera a tergo delle spalle e successiva spinta e la costruzione delle rimanenti sei campate in opera a sbalzo a partire dalle pile con l'ausilio di una coppia di carri getto. Per il viadotto Oulmane Khelifa è stata in toto adottata la tecnica a spinta con getto a piè d'opera di tutte e sette le campate del viadotto.

La memoria evidenzia lo sforzo effettuato, in fase progettuale, per ridurre i costi di costruzione, attraverso un migliore sfruttamento dei materiali, per contrarre i tempi, attraverso l'ottimizzazione delle lunghezze dei conci, l'adozione per la tecnica a sbalzo di carri varo di nuova concezione facilmente montabili e rimuovibili, la limitazione dell'impatto del cantiere sul territorio su cui insiste l'opera.

Si condividono in particolare le conclusioni della memoria, che pongono l'accento sulla constatazione, già espressa in premessa, che sempre più spesso occorre, in fase di progettazione, effettuare scelte volte all'impiego di tecnologie costruttive che consentano alle Imprese di raggiungere i loro obiettivi economici assicurando nel contempo la qualità delle opere realizzate, nel rispetto di tempistiche sempre più stringenti per il completamento delle opere, e considerando infine le oggettive difficoltà di reperimento di maestranze competenti.

La terza memoria del gruppo "Ponti e viadotti" è quella presentata da MANCINI, MARCHESELLI, PANTALEO, SACCHI, TRAINI, dal titolo

### "Il Ponte Savena della Linea AV-AC Bologna-Firenze" (figg. 7-9).

Anche in questo caso viene rappresentata una esperienza, di recente realizzazione, di impiego di varo a spinta di un impalcato ferroviario, precedentemente costruito a conci, e gettato fuori opera a tergo di

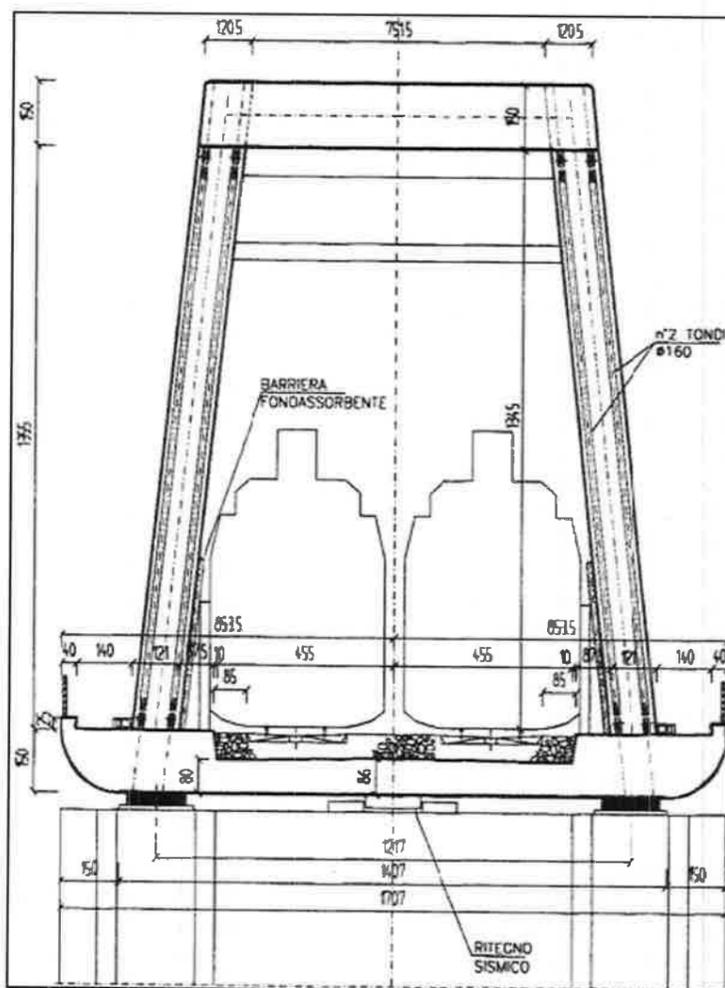


Fig. 7 - Ponte sul Savena - Sezione trasversale.



Fig. 8 - Ponte sul Savena - Impalcato ed avambecco per la spinta.

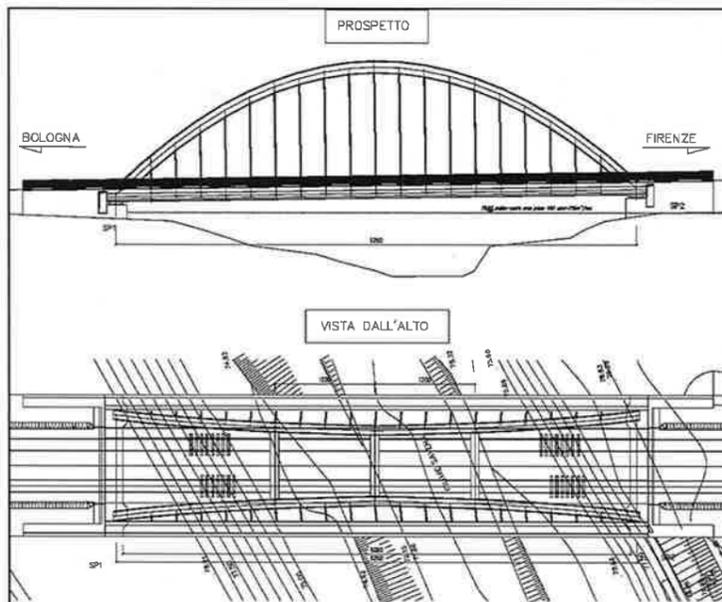


Fig. 9 - Ponte sul Savena - Prospetto e vista dall'alto dell'impalcato.

retro di una spalla, dotata di travi guida opportunamente predisposte per la successiva traslazione.

L'impalcato è stato realizzato in tre tronchi successivi, con utilizzazione di un sistema di cinte e casseri rimovibili e quindi riutilizzabili; una volta completato il getto dell'impalcato e la precompressione bidirezionale, il varo di punta è stato realizzato tramite l'ausilio di un avambecco metallico e di due pile provvisorie.

La memoria descrive inoltre le valutazioni teoriche per l'individuazione della corretta sequenza delle fasi di tesatura dei pendini, al fine di pervenire all'assetto definitivo ipotizzato in progetto a partire dallo schema statico di fine varo, con ponte in appoggio sulle spalle e sulle pile provvisorie. Viene infine descritta la complessa modellazione numerica effettuata in sede di progetto costruttivo.

La memoria conclude con l'elencazione delle caratteristiche innovative di questo ponte ferroviario: il ponte sul Savena della linea AV-AC Bologna-Firenze costituisce senz'altro un'opera di particolare snellezza rispetto alle ordinarie tipologie impiegate sulla costruzione di opere ferroviarie (altezza totale fra piano ferro e intradosso impalcato pari a 1.55 m, per una portata teorica di oltre 60 m), che si traduce in un pregio estetico indiscutibile. Le modalità operative impiegate durante la sua costruzione, e le relative modalità di controllo, hanno consentito di raggiungere i requisiti prestazionali previsti con l'ottimizzazione delle diverse sezioni resistenti. La moderna concezione delle modalità costruttive ha consentito di rivalutare una tipologia strutturale, spesso usata nel passato, poi abbandonata per la complessità del processo costruttivo, in quanto venivano richiesti getti completamente realizzati in opera su un complesso sistema di casseri; peraltro l'impiego nella post-tensione, di guaine in HDPE, di iniezione sottovuoto ed isolamento elettrico dei cavi, ha fornito a questa opera garanzie di durabilità e contenimento dei costi di manutenzione certamente non raggiungibili con altre tecnologie.

La quarta memoria del gruppo "Ponti e viadotti" è quella presentata da VIVIANI, dal titolo "Il nuovo ponte ad arco in sistema misto sul fiume Serchio" (figg. 10-12), che presenta un'altra applicazione, stavolta in campo stradale, della tipologia costruttiva di ponte ad arco a spinta eliminata.

Il ponte ad arco in oggetto costituisce l'opera d'arte principale del progetto di completamento della viabilità provinciale di Lucca con il

una spalla.

Nella memoria vengono illustrati i principali aspetti del progetto costruttivo ed il dettaglio delle fasi di costruzione, che hanno richiesto l'impiego di un monitoraggio temporaneo e la presenza di operatori altamente qualificati.

Il ponte Savena della linea AV-AC Bologna-Firenze ha uno schema statico di arco tirante a via inferiore, nel quale l'impalcato, precompresso bidirezionalmente a cavi scorrevoli, è stato dimensionato in modo da assorbire la spinta longitudinale degli archi, realizzati in c.a.o. su piani inclinati, e da sopportare le azioni del ballast e dei treni che vengono trasferite agli archi a mezzo di 34 coppie di pendini di sospensione realizzati con tondi pieni in acciaio.

Per effetto dei condizionamenti di carattere orografico e della livellata della linea, lo spessore strutturale al di sotto del pacchetto costituito da ballast/traverse/binario è risultato di soli 80 cm; la sezione trasversale dell'impalcato è stata quindi modellata con uno spessore variabile, pari a 80 cm nella zona centrale, impegnata dalla piattaforma ferroviaria, ed a 150 cm nelle zone esterne, sulle quali si immettono gli archi ed i pendini di sospensione, e trovano l'alloggiamento le barriere antirumore.

La precompressione bidirezionale dell'impalcato, con isolamento elettrico garantito cavo per cavo, è risultata necessaria per assorbire, in direzione longitudinale, la spinta degli archi e mantenere un valore minimo di compressione nelle sezioni dell'impalcato in fase di esercizio; in direzione trasversale per trasferire le azioni permanenti e variabili al doppio allineamento esterno di pendini, idonei a riportare le azioni ad essi applicate direttamente sugli archi, e garantire la compressione di tutte le sezioni anche in questa direzione.

In merito alle modalità di realizzazione, al fine di preservare la realizzazione dell'opera da eventuali episodi di piena del fiume Savena, è stata evitata l'introduzione di limitazioni alla sezione di deflusso delle acque nell'alveo, quali quelle derivanti da centinature atte a sopportare il peso del cassero e del ponte, fino alla fase di messa in tensione dei pendini. Si sono pertanto costruiti l'impalcato e i quattro monconi di partenza degli archi, in un'apposita vasca di varo localizzata sul

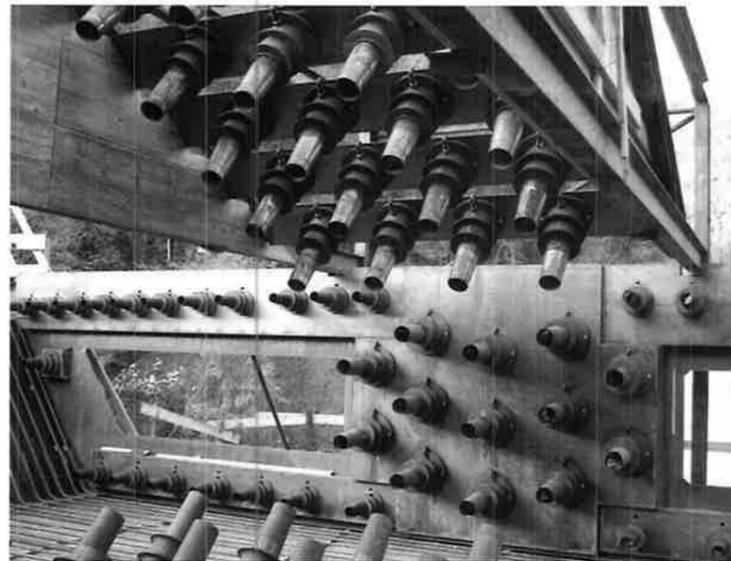


Fig. 10 - Ponte ad arco in sistema misto sul Serchio - Particolare della zona di connessione arco trave prima del getto.



Fig. 11 - Ponte ad arco in sistema misto sul Serchio - Montaggio dei conci d'impalcato.

che è stato realizzato in struttura mista, acciaio per l'arco e c.a.p. per l'impalcato, dopo attente valutazioni su possibili alternative. Per l'arco la realizzazione in acciaio non presenta alternative comparabili in termini di rigidità, resistenza e stabilità globale. Per l'impalcato sono state studiate soluzioni alternative in acciaio a piastra ortotropa ed a struttura mista; dall'analisi dei risultati, in termini di impiego di materiali e di tempi di realizzazione, è scaturito che la soluzione in c.a.p. rappresenta la migliore alternativa da un punto di vista tecnico-economico.

L'impalcato, in c.a.p. a cavi post-tesi, è del tipo a cassone bicellulare, ad altezza costante per tutta la lunghezza, con anima centrale e anime laterali leggermente inclinate verso l'esterno; particolare attenzione è stata rivolta alla definizione degli spessori in modo da limitare, per quanto possibile, i carichi permanenti. Il sistema scatolare è stato ulteriormente irrigidito da una serie di traversi, posti ad equidistanza di 15 m, con la duplice funzione di garantire la forma della sezione e di trasferire i carichi dalle nervature laterali alla centrale. Alle estremità dell'impalcato sono presenti due traversi di testata realizzati in c.a.p., in grado di trasferire i carichi verticali agli appoggi garantendo la piena efficienza della connessione arco-trave.

L'arco in acciaio è costituito da una sezione scatolare a forma rettan-



Fig. 12 - Ponte ad arco in sistema misto sul Serchio - Vista generale dell'opera.

collegamento della via "Fondovalle" alla strada statale SS12 "del Brennero". Il ponte, della luce di 132 m, è a sistema misto, realizzato con un impalcato in c.a.p. di spessore di 2.40 m ed arco sottile in acciaio con freccia pari a 17.50 m, per un corrispondente ribassamento di 1/7.54. Il sistema di sospensione è posto centralmente all'impalcato ed è costituito da funi spiroidali chiuse.

La memoria descrive innanzitutto le ragioni che hanno condotto alla scelta di questa tipologia strutturale: l'ampiezza della luce, dovuta anche all'obliquità dell'attraversamento rispetto all'asta fluviale, è stata dettata dalla necessità di mantenere libera la sezione idraulica del fiume, senza poter ricorrere a sostegni intermedi; la quota di deflusso della piena con tempo di ritorno duecentennale ha imposto il ricorso ad una struttura a via inferiore; la necessità di organizzare uno svincolo in sovrapposizione in corrispondenza del ponte ha contribuito a limitare lo spessore dell'impalcato. La soluzione ad arco è scaturita infine da un confronto di tipo tecnico-economico con altre tipologie strutturali alternative (ponte strallato) effettuato in fase di progettazione definitiva.

La memoria descrive quindi le caratteristiche strutturali del ponte,

golare dell'altezza di 1.20 m e larghezza di 2.50 m costante per tutto lo sviluppo; la sezione è irrigidita con diaframmi trasversali in corrispondenza dei pendini di sospensione e nei punti intermedi.

Il sistema di sospensione è stato studiato in modo da garantire, per quanto possibile, il funzionamento ad arco-trave secondo lo schema classico di arco sottile e trave irrigidente. I pendini sono stati realizzati con coppia di funi spiroidali chiuse del diametro di 72 mm poste ad interasse di 5 m. Anche in questo caso i pendini sono stati pretesi al termine del montaggio ottenendo il completamento del sistema combinato arco-trave con la limitazione, per quanto possibile, della caratteristica flettente longitudinale nell'impalcato.

Da un punto di vista statico la struttura presenta caratteristiche di rigidità tali da far ricadere il sistema nelle ipotesi poste alla base del sistema Langer di arco sottile e trave irrigidente; la condizione di sistema misto ha ovviamente imposto lo studio di dettaglio degli effetti viscosi nel sistema sia per quanto riguarda il livello tensionale acciaio/calcestruzzo, sia per la deformazione globale dell'impalcato perfettamente solidale con l'arco in acciaio.

La memoria descrive, quindi, le fasi realizzative del ponte, condiziona-



te dalla carente rigidità e resistenza dei suoi elementi costituenti presi singolarmente: l'arco, se non correttamente vincolato alle estremità, è infatti inadatto a trasferire carichi concentrati comunque disposti, e l'impalcato è incapace di sostenersi per tutta la luce. Per il caso in esame non esistevano alternative alla costruzione tradizionale su pile provvisorie e successivo completamento. Da un'attenta analisi dei costi e dei tempi di esecuzione è scaturita la soluzione tecnica della parziale prefabbricazione in cantiere, fuori opera, di segmenti d'impalcato, posti poi su stilate provvisorie e successivamente completati in opera con cassatura sostenuta dagli stessi elementi prefabbricati.

La memoria pone giustamente l'accento sull'attenta pianificazione delle fasi di getto volta a limitare il più possibile gli effetti reologici del calcestruzzo costituente l'impalcato, utilizzando in particolare cls a ritiro controllato per i getti di completamento della soletta superiore ed inferiore. Pone inoltre l'attenzione sulla fase di tesatura dei pendini, che ha rappresentato la condizione, per pendini ed arco, più impegnativa di quella d'esercizio.

In conclusione, la tipologia strutturale adottata ha consentito di risolvere il tema progettuale con il pieno rispetto dei vincoli idraulici e stradali e con un risultato tecnico-economico ed estetico di sicuro interesse: infatti non si può non apprezzare il pregio estetico di questo ponte, dato dal sapiente impiego del sistema misto che ha consentito di utilizzare la forma sottile dell'arco in acciaio e la snellezza dell'impalcato in c.a.p..

La quinta memoria del gruppo "Ponti e viadotti" è sempre dello stesso autore VIVIANI ed è quella dal titolo "Il nuovo ponte sul Serchio a Turríte Cava" (figg. 13-14). In questo caso si tratta di un ponte realizzato a trave continua in c.a.p. su quattro luci (45-60-60-45 m), ad andamento rettilineo con pendenza longitudinale costante; l'impalcato, con sezione trasversale a cassone monocellulare di altezza costante, è semplicemente appoggiato sulle pile, a fusto singolo con fondazioni a pozzo e con spalle di estremità sempre sui pozzi. La struttura, posta in zona sismica, è stata vincolata in modo da migliorare, per quanto possibile, le proprie capacità dissipative. La realizzazione è avvenuta con la tecnica dell'estrusione utilizzando pile provvisorie metalliche, necessarie vista la notevole snellezza della struttura. La memoria descrive innanzitutto le principali scelte progettuali operate, a partire da quella di realizzare una nuova opera in sostituzione di una passerella stradale esistente, non più sufficiente a soddisfare le accresciute esigenze di traffico dovute allo sviluppo dei centri urbani posti sulle due sponde del fiume, e la cui analisi ha evidenziato carenze tali da non ritenere valida l'ipotesi di procedere ad un suo adeguamento. Dal punto di vista idraulico sono risultate vincolanti le indicazioni dell'Autorità di Bacino, che ha imposto l'utilizzo di luci superiori a 40 m, al fine di ridurre il numero delle pile in alveo, e per le quali è stato "richiesto" dalla stessa Autorità il fusto unico di tipo cilindrico e fondazioni a pozzo.

La soluzione prescelta è risultata quella di minor costo, rispetto a tutte quelle vagliate, fra cui quella di trave continua in sistema misto acciaio-calcestruzzo.

La memoria fornisce poi una descrizione accurata delle caratteristiche tecniche dell'intero attraversamento costituito da una serie di manufatti in grado di garantire la massima funzionalità del collegamento e delle infrastrutture presenti: la spalla in destra idraulica, di connessione con la via provinciale, conformata in modo da garantire il passaggio del traffico attraverso il rilevato di cui fa parte; il ponte è a quattro luci in c.a.p., e le tre pile hanno il fusto cilindrico modificato in corrispondenza della sommità in modo da accogliere i vincoli dell'impalcato e garantire l'alloggiamento delle slitte in fase di varo; la



Fig. 13 - Nuovo ponte sul Serchio a Turríte Cava - Fasi di varo.



Fig. 14 - Nuovo ponte sul Serchio a Turríte Cava - Scorcio prospettico.

spalla in sinistra idraulica è anch'essa scatolare e consente il passaggio al suo interno della linea ferroviaria interferente. Viene inoltre descritto il sistema vincolare, che presenta soluzioni mirate, vista anche la non trascurabile sismicità della zona: in particolare, le forze orizzontali trasversali sono trasmesse in fondazione da tutte le strutture di sostegno, pile e spalle; l'azione longitudinale è trasmessa interamente alla spalla lato provinciale mediante due appoggi in neoprene ad elevato spessore e debole armatura, posti alla quota del baricentro dell'impalcato e a funzionamento bilatero con comportamento dissipativo.

Relativamente all'impalcato, sono stati previsti due sistemi di precompressione: il primo, con risultante pressoché baricentrica, destinato a sostenere i carichi durante la fase di varo dell'impalcato; il secondo, di completamento, organizzato in modo tradizionale con cavi ad andamento parabolico per il definitivo sostegno dei carichi permanenti ed accidentali.

Per quanto riguarda la costruzione, la soluzione progettuale originaria, che prevedeva la tecnica tradizionale campata per campata con banchinaggio in alveo, è stata modificata in sede di appalto prevedendo il varo di punta di conci prefabbricati e solidarizzati con apposita precompressione di varo. Questa tecnica presenta alcuni vantaggi esecutivi in quanto concentra la costruzione del ponte vero e proprio (getto del calcestruzzo e posa dell'armatura metallica) in corrispon-



denza di un lato con la possibilità di porre in essere attività di prefabbricazione spinta, turni di lavoro liberi da condizionamenti atmosferici e qualità del prodotto più elevata. L'impalcato è stato quindi scomposto in sette conci in modo da posizionare i giunti in zone di minore impegno costruttivo e con lunghezze tali da mantenere il concio di prima tesatura all'interno delle guide di varo. In considerazione dell'altezza d'impalcato (pari a 2.80 m) e delle luci da superare, non era possibile organizzare la spinta utilizzando le sole pile definitive, per cui è stato fatto ricorso all'uso di pile provvisorie poste a metà luce, in modo da riportare i valori di snellezza intorno ai parametri correnti. Il varo è stato fatto oggetto di verifiche accurate in termini di planarità del piano di slittamento, e di valutazione preventiva delle azioni

dovute a variazioni termiche e a cedimenti differenziali concomitanti alle fasi di montaggio.

In conclusione, anche in questo caso si evidenzia la valenza estetica dell'opera ultimata, pur nella semplicità formale della soluzione adottata (trave continua a cassone a spessore costante in semplice appoggio su pile cilindriche); come evidenziato in figura, la pulizia delle linee è enfatizzata dall'uniformità cromatica raggiunta con l'utilizzo di una vernice epossidica di finitura e di protezione del calcestruzzo, che di sicuro costituisce una valida alternativa alla pigmentazione, tecnica non ancora diffusamente utilizzata in Italia per le infrastrutture in c.a. e c.a.p..

(segue)

## Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

### L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

#### 3<sup>a</sup> Sessione – Realizzazioni

Relazione Generale: Ing. Giuseppe Traini\*

Parte II\*\*

La sesta memoria del gruppo "Ponti e viadotti" è quella degli autori GALLI, MALERBA, SORBA, dal titolo "Il ponte strallato sul torrente Parma" (figg. 15-18). Questa opera presenta le seguenti caratteristiche generali: la geometria è asimmetrica, con un'unica antenna inclinata di 18° sulla verticale, alta 75 m; l'impalcato sospeso è suddiviso in due campate con lunghezze diverse, la prima di luce 40 m, (dal contrappeso nord all'antenna), la seconda (dall'antenna alla spalla sud) di luce 130 m; la piattaforma stradale è composta da due carreggiate larghe 11,4 m, separate da un varco centrale di 5,0 m; gli impalcati sono a sezione mista acciaio-calcestruzzo, mentre l'antenna è costituita da due lame in c.a.p., unite trasversalmente da due setti alle estremità e da cinque coppie di crociere in acciaio disposte a passo costante.

La memoria si sofferma inizialmente sulle motivazioni della scelta strutturale operata, che sono state sia di carattere idraulico che di inserimento ambientale: il ricorso a soluzioni con travi su più campate avrebbe portato alla realizzazione di un certo numero di pile fra gli argini del torrente Parma, caratterizzato dall'impetuosità e dalla accentuata dinamica dell'alveo; avrebbe inoltre costituito uno sbarramento visivo alle viste prospettive del torrente. Lo schema strallato, che sostituisce l'azione di supporto delle pile mediante schiere di stralli ancorati alla sommità di un'antenna, assolve brillantemente alle istanze sia idrauliche che ambientali. L'inserimento dell'opera nel tracciato stradale ha comportato inoltre la necessità di prevedere andamenti curvilinei per l'opera: planimetricamente l'asse del ponte è circolare con raggio medio di ca. 350 m; altimetricamente il profilo presenta una curvatura costante, di raggio 3000 m. Lo schema strallato ha una configurazione a semiarpa (half-fan), con tracciati degli stralli sghembi tra loro, data la geometria complessiva della struttura. Il tratto di impalcato da 130 m è retto da sette ordini di stralli ( $1 \times 4 + 6 \times 3 = 22$  stralli). Altri tre ordini di 11 stralli connettono l'antenna al contrappeso.

La memoria passa poi alla descrizione di tutti gli elementi strutturali che compongono l'opera: fondazioni, spalla sinistra, contrappeso in riva destra, travi precomprese di collegamento fra le fondazioni dell'antenna e del contrappeso, impalcato (a sezione mista acciaio-calcestruzzo), antenna, sistema di strallatura e sistemi di vincolo.

Fra tutti questi merita una menzione particolare la soluzione adottata per l'antenna: in senso verticale la struttura è divisa in due parti, quella inferiore in calcestruzzo armato realizzata in sette conci, e quella superiore dove il castello metallico con gli ancoraggi degli stralli è inserito tra due fasce laterali, ancora in calcestruzzo armato, che danno aspetto filante ai prospetti da monte e da valle. La sezione corrente è stata sagomata con due lame in calcestruzzo armato precompresso rese collaboranti da elementi di collegamento trasversali: quello nella parte

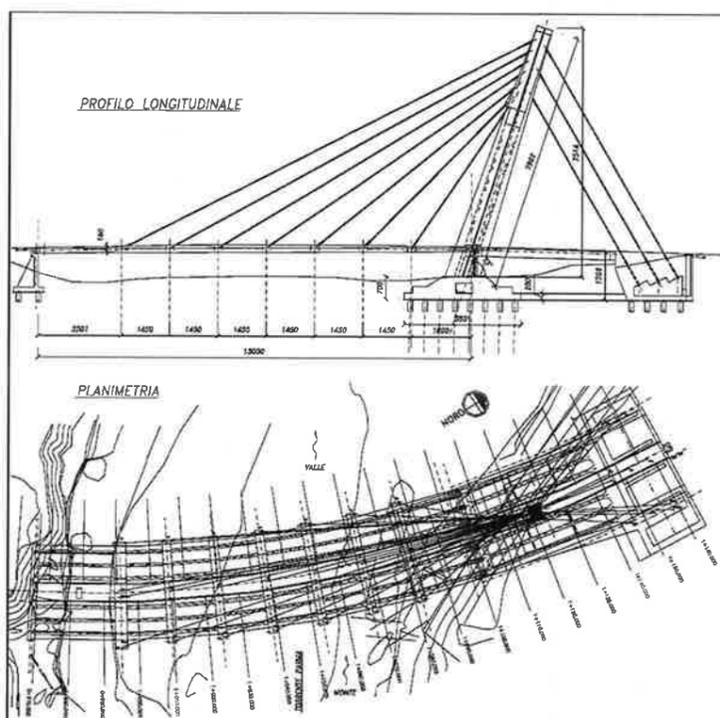


Fig. 15 - Ponte strallato sul Torrente Parma - Caratteristiche generali dell'opera.



Fig. 16 - Ponte strallato sul Torrente Parma - Vista dell'antenna e del retroponete.

\* ITALFERR - Direzione Scientifica - Roma

\*\* La I Parte è stata pubblicata nel n. 2/Febrbraio 2008 del Giornale.



Fig. 18 - Ponte strallato sul Torrente Parma - Vista generale dell'opera finita.

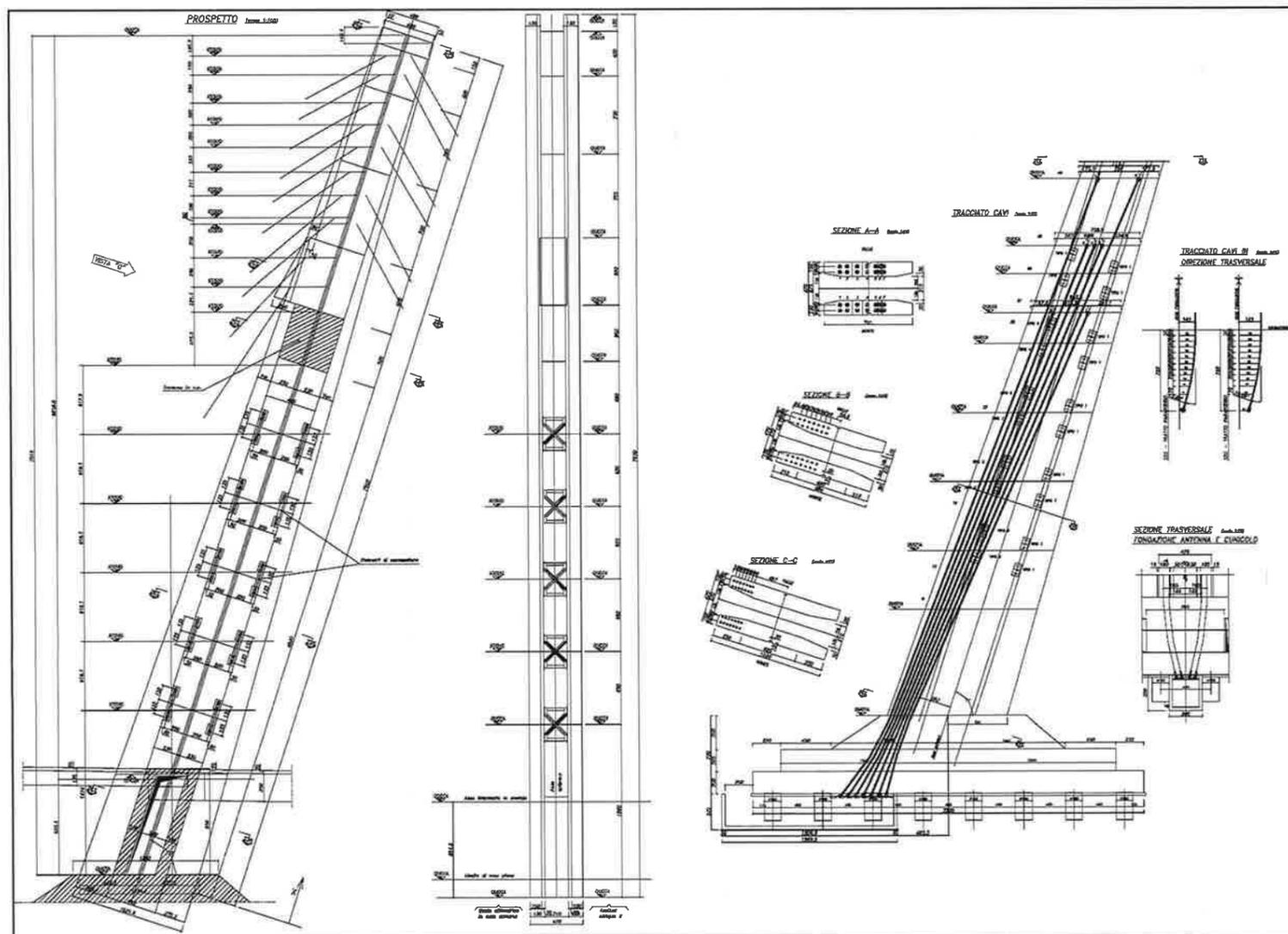


Fig. 17 - Ponte strallato sul Torrente Parma - Prospetto e sezioni dell'antenna.

bassa, costituito da due setti paralleli di 1 m di spessore; quello superiore è un blocco di calcestruzzo che si sviluppa per 5 m ed è largo quanto il varco tra le due antenne, e funge da appoggio del castello metallico degli ancoraggi degli stralli; nel tratto di antenna intermedio il collegamento è costituito da 5 coppie di crociere in acciaio, disposte a passo costante lungo il corpo dell'antenna.

La precompressione delle due lame, in cavi pos-tesi, si è resa necessaria per contrastare l'eccentricità del peso proprio durante la fase transitoria in cui l'antenna era un elemento isolato.

Per il collegamento superiore degli stralli all'antenna è stato previsto l'impiego di un castello metallico, soluzione in uso già da qualche anno per i ponti strallati con antenne in calcestruzzo armato (ponte di Normandia, ponte sul Po di cui alla succitata memoria), che costituisce un adeguato sistema di diffusione consentendo il trasferimento delle azioni concentrate di tiro dalle testate degli stralli al corpo dell'antenna in calcestruzzo. Il primo livello di diffusione è affidato agli ancoraggi in acciaio e riporta i tiri a piastre in acciaio di grosso spessore; il secondo livello fa sì che le risultanti agenti su queste piastre vengano convogliate, da sistemi adeguatamente resistenti e rigidi, in asse antenna, e trasferite al calcestruzzo mediante sistemi di accoppiamento tali da mantenere i tassi di lavoro dei materiali entro livelli accettabili. La soluzione in acciaio consente di realizzare in officina i complessi rinforzi

locali e le diaframmature che provvedono a graduare questo meccanismo di trasmissione, e di limitare l'ingombro globale della zona di ancoraggio, in modo da renderlo compatibile con le dimensioni dell'antenna.

La memoria prosegue con l'elencazione delle analisi strutturali effettuate tramite modellazione numerica, e con la descrizione delle fasi costruttive, molto articolate data la complessità dell'opera; infine viene descritto il piano di controlli e misure, sia sui materiali che sui procedimenti costruttivi in fase di realizzazione, che di monitoraggio previsto durante l'esercizio, con sensori che misurano i principali parametri meccanici ed ambientali con l'acquisizione dei dati in automatico mediante sistema computerizzato.

La settima memoria appartenente del gruppo "Ponti e viadotti", è quella degli autori NATI, POLLI, PUOPOLO, MANCINELLI, dal titolo: **"Viadotto Asse Mediano - sistema di isolamento sismico per il nuovo cavalcavia posto in corrispondenza della Stazione A.V. Campania Afragola"** (figg. 19-22).

Il nuovo viadotto oggetto della memoria scavalca la linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli, facendo parte dell'importante arteria stradale, denominata "Asse Mediano", nel tratto compreso tra i comuni di Acerra ed Afragola. La piattaforma dell'arteria stradale è sostenuta da due viadotti

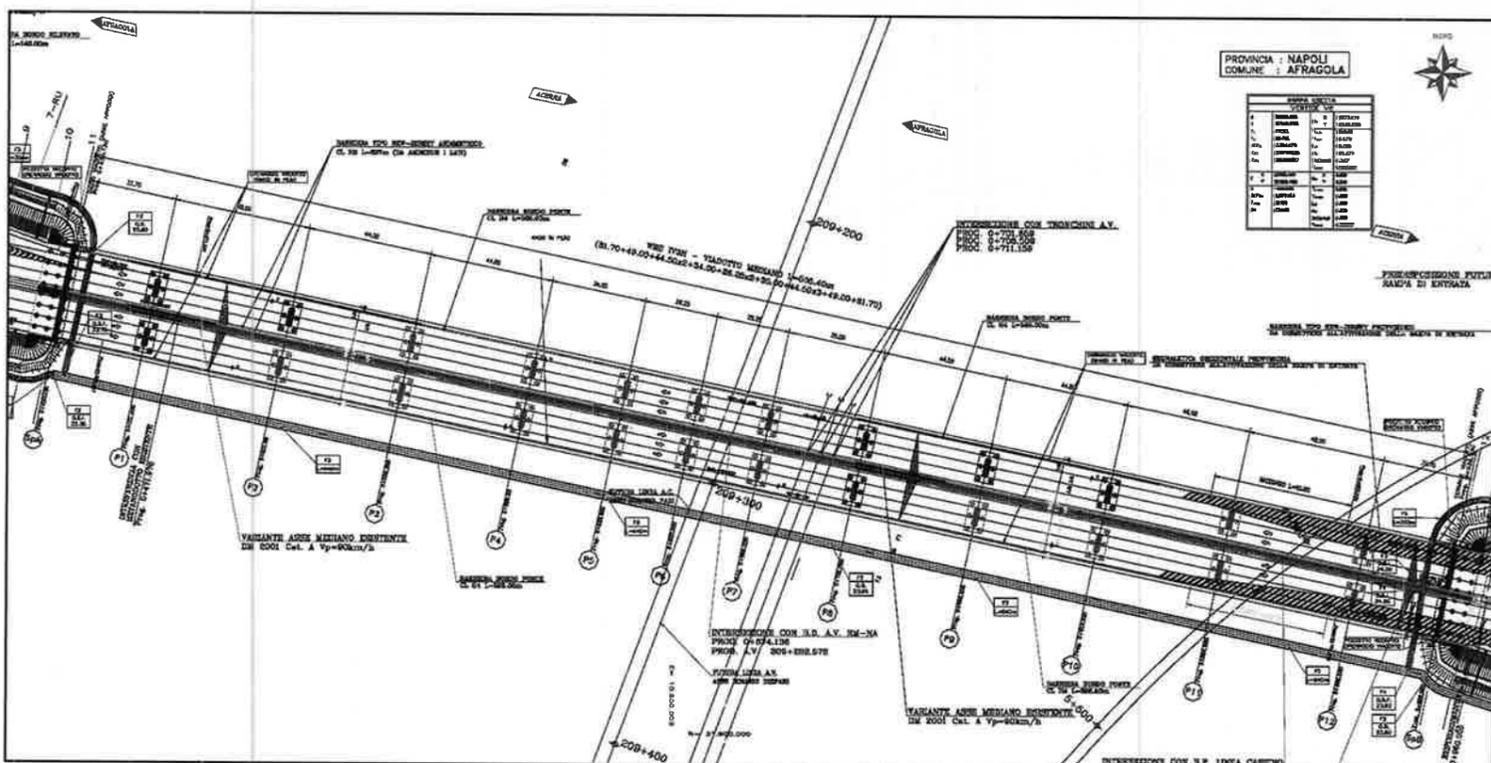


Fig. 19 - Viadotto Asse Mediano - Planimetria generale.

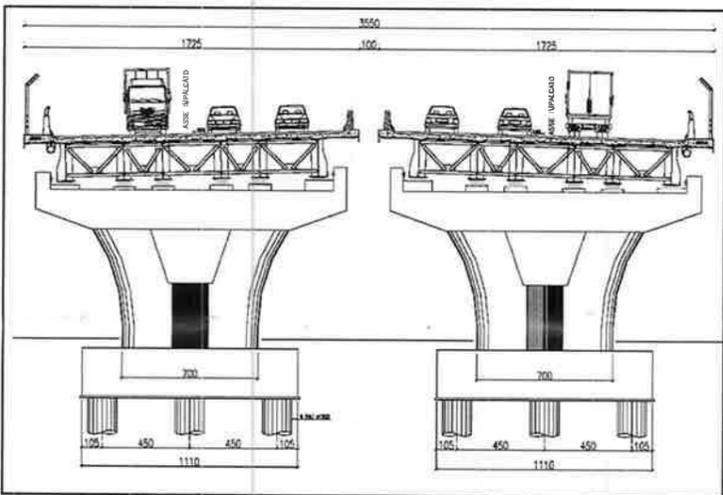


Fig. 20 - Viadotto Asse Mediano - Sezione trasversale.



Fig. 21 - Viadotto Asse Mediano - Pile in fase di costruzione.

strutture.

La memoria fornisce una descrizione delle caratteristiche dimensionali del viadotto. Ogni carreggiata è costituita da tre impalcato continui separati da giunti: il primo impalcato (lunghezza totale 202.9 m tra gli assi appoggi) corre dalla spalla SPA alla pila P5 ed è composto da 5 campate di luci pari a 31.7 m, 49.0 m, 2x44.5 m e 33.2 m; il secondo impalcato, di scavalco della linea AV (lunghezza totale 50.9 m tra gli assi appoggi), è costituito da due campate di luci 25.45 m; il terzo impalcato (lunghezza totale 248.4 m tra gli assi appoggi) corre dalla pila P7 alla spalla SPB ed è composto da 6 campate di luci pari a 34.2 m, 3x44.5 m, 49.0 m e 31.7 m.

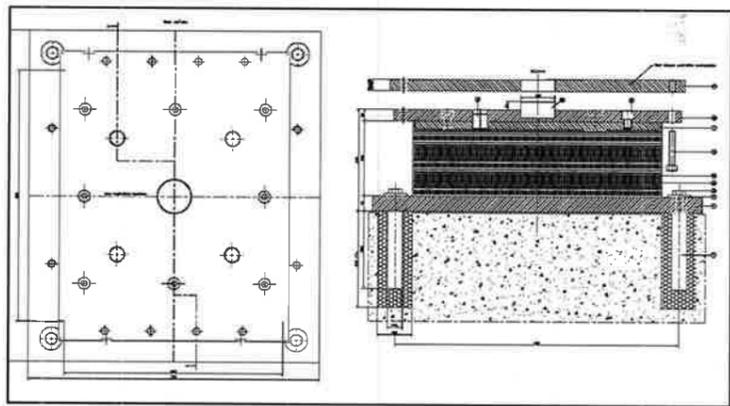


Fig. 22 - Viadotto Asse Mediano - Isolatore in neoprene.

L'impalcato è realizzato con un sistema misto acciaio calcestruzzo con soletta di spessore 25 cm solidarizzata a 6 travi ad altezza variabile da 1.1 m a 2.0 m per le campate di estremità, 2.0 m costante per le campate interne e 1.10 m per le campate di scavalco della linea A.V. Di particolare interesse risulta la scelta della forma delle pile, che risultano gradevoli anche in relazione alla loro modesta altezza (compresa tra 7.50 m e 10.05 m) ed alla elevata larghezza dell'impalcato. Inoltre, il ridotto ingombro trasversale del fusto e delle fondazioni ha consentito di disporre le pile secondo un allineamento in retto nonostante l'angolo di intersezione obliquo (circa 8°) formato dall'asse dei viadotti con la linea A.V.. Queste presentano una configurazione geometrica ad "Y" con un fusto pressoché rettangolare sul quale insistono due "braccia" inclinate di circa 10° rispetto alla verticale. È stato previsto uno schema distributivo degli appoggi che consente di minimizzare le azioni trasmesse alle spalle ed alle pile di transizione, limitandole alle sole componenti trasversali mediante l'adozione di 1-2 appoggi unidirezionali longitudinali per allineamento. Per gli impalcato dotati di isolamento sismico le pile intermedie hanno le 4 travi centra-

identici, disposti affiancati, uno per senso di marcia; l'impalcato di ciascun viadotto è suddiviso in tre tratti continui separati da giunti sismici. L'area nella quale ricade l'opera è classificata, dalla vigente normativa sismica, come zona di 2° categoria; per conseguire la protezione sismica dei viadotti è stato adottato un sistema di tipo passivo costituito da una opportuna combinazione di isolatori a scorrimento e dispositivi in neoprene armato ad elevato smorzamento; solo per il breve tratto di viadotto posto sulla linea A.V., nel rispetto delle specifiche di progettazione ferroviarie, sono stati utilizzati dispositivi di appoggio di tipo convenzionale, che trasmettono interamente le azioni sismiche alle sotto-



Fig. 23 - Ponte Strallato sul Rio Potengi - Vista d'insieme del ponte strallato e del viadotto d'accesso sulla riva nord.

li con appoggi muniti di sistema d'isolamento, e le 2 travi esterne con appoggi multidirezionali; per l'impalcato convenzionale di scavalco della linea AV le azioni longitudinali sono assorbite da 2 appoggi fissi per le travi centrali sulla pila centrale.

Il sistema di isolamento è costituito da appoggi in neoprene armato dotati di rigidità orizzontale  $K = 2200 \text{ kN/m}$  e smorzamento viscoso equivalente  $\alpha = 10\%$ , e di dispositivi di appoggio in acciaio-teflon; in relazione allo stato di sollecitazione sono stati previsti due tipi diversi di isolatori: il tipo A, posto sulle due travi centrali in corrispondenza delle spalle; il tipo B, posto sulle quattro travi interne su tutte le pile intermedie. Lo spostamento massimo di progetto è stato fissato a 209 mm. La memoria riporta una descrizione dettagliata dei modelli di calcolo, tridimensionali e rappresentativi dell'intera struttura del singolo viadotto, tali da riprodurre fedelmente tutti gli elementi che lo compongono, e da riprodurre il comportamento dei dispositivi di appoggio e di isolamento. Per l'analisi delle sollecitazioni indotte dal sisma sulle sottostrutture è stata effettuata un'analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico dell'intera struttura.

I risultati di tali analisi mostrano un ottimo comportamento degli isolatori, che spostano i periodi propri dei due impalcati isolati, sia longitudinale che trasversale, al di sopra dei 2 secondi, con valori sostanzialmente identici, grazie alla regolarità della suddivisione delle campate. La differente rigidità del sistema di isolamento, in direzione longitudinale e trasversale, associata agli isolatori con superficie di scorrimento in direzione longitudinale disposti sulle spalle e sulle pile di transizione trova riscontro in una variazione del periodo proprio tra le due direzioni longitudinale e trasversale.

In conclusione, il sistema di isolamento sismico adottato distribuisce le azioni sismiche in maniera pressoché uniforme sulle pile, di diversa altezza, e limita le azioni sulle spalle e sulle pile di transizione alle sole componenti trasversali, ovvero nella direzione di maggior rigidità e resistenza conseguibile. Attraverso un allungamento del periodo proprio la struttura "si sposta" in un campo di accelerazioni decisamente più basso di quello di una struttura convenzionale, e di entità tale da consentire la progettazione in campo elastico delle sottostrutture e delle fondazioni, elevando così il livello di protezione sismica del viadotto.

L'ottava e ultima memoria appartenente al gruppo "Ponti e viadotti" è quella dell'autore DE MIRANDA, dal titolo "Il ponte strallato sul Rio Potengi a Natal - Brasile" (figg. 23-26). Si tratta di un nuovo ponte stradale, completato di recente, che unisce le rive del rio Potengi, nei pressi della sua foce nell'Oceano Atlantico, all'estremità



Fig. 25 - Ponte Strallato sul Rio Potengi - Fasi di costruzione dell'impalcato strallato.

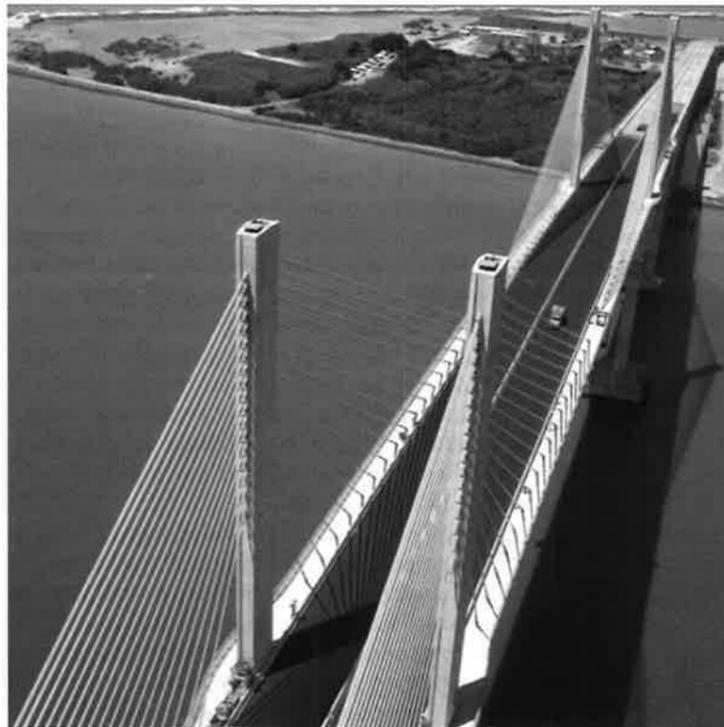


Fig. 26 - Ponte Strallato sul Rio Potengi - Il ponte completato.

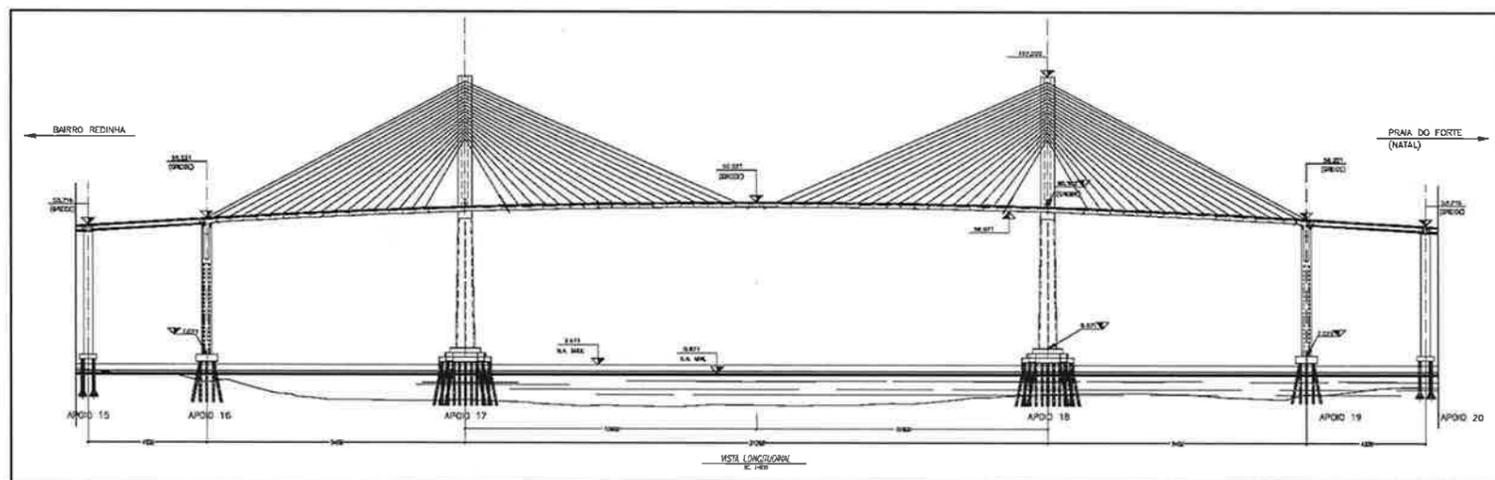


Fig. 24 - Ponte Strallato sul Rio Potengi - Profilo longitudinale.



nord della città di Natal, capitale dello Stato del Rio Grande do Norte nel nord-est del Brasile. L'attraversamento è costituito da due viadotti d'accesso ed un ponte strallato centrale, per uno sviluppo totale di 1782 m; il ponte strallato principale ha una luce centrale di 212 m e due campate laterali di 94 m, per una lunghezza totale di 400 m. L'impalcato, posto ad una altezza di 58 m per consentire l'attraversamento di grandi imbarcazioni, ha una larghezza di 24.30 m, ha sei corsie (due per senso di marcia più emergenza) e due percorsi pedonali esterni.

La memoria descrive la concezione strutturale del ponte strallato, la cui struttura principale è individuata da due piani paralleli e verticali nei quali sono ubicati gli elementi strutturali principali: plinto-pile-antenne-stralli e travi principali di impalcato. Il sistema delle forze principali che equilibrano i carichi verticali attraverso i triangoli d'equilibrio formati dalle trazioni degli stralli, e dalle compressioni delle antenne e delle travi d'impalcato risulta quindi tutto contenuto nel medesimo piano, ed è questa planarità degli sforzi principali che ha reso non necessaria la realizzazione di traversi di collegamento tra le antenne.

Il criterio progettuale, improntato alla semplicità delle forme degli elementi strutturali, si è tradotto nella semplificazione dei processi esecutivi, con effetti positivi in termini di qualità del risultato finale, di sicurezza del lavoro e di economia della costruzione.

L'impalcato è solidale con gli elementi verticali a cui è appoggiato e sospeso, cioè i fusti delle pile e le antenne, e risulta quindi continuo tra le due pile d'ormeggio: la struttura risulta quindi, nel piano longitudinale, un grande portale a tre luci i cui traversi sono irrigiditi e sostenuti dal sistema stralli-antenne. Nel piano trasversale la struttura è ancora caratterizzata dalla completa continuità strutturale: il complesso pile-antenne è infatti configurato come un telaio ad H. Lo schema statico, caratterizzato dalla piena solidarietà tra gli elementi strutturali, è stato reso possibile dalla grande altezza dell'impalcato che ha fornito la necessaria flessibilità longitudinale alle pile, tale da assorbire le sollecitazioni indotte da variazioni termiche, ritiro e viscosità del calcestruzzo, e ha consentito di ottenere la massima rigidità strutturale sia nelle fasi di costruzione che in quelle di esercizio.

Vengono poi descritti gli elementi strutturali che compongono il ponte; in particolare, l'impalcato è composto da una coppia di travi longitudinali, con interasse di 20 m, complanari con pile antenne e stralli, a sezione trapezoidale piena con sbalzi laterali e spigoli arrotondati, collegate da una serie di traversi, precompressi, che sostengono la soletta. Questo tipo di sezione d'impalcato, già adottato in un'altra realizzazione dallo stesso autore, si è dimostrato efficace in termini di efficienza strutturale e di praticità esecutiva: infatti, l'assenza di casseri interni per la realizzazione delle travi semplifica molto la costruzione, la sezione piena permette il facile alloggiamento dei cavi di precompressione longitudinali e il trasferimento delle forze concentrate trasmesse dagli stralli, e la presenza di spigoli arrotondati evita concentrazioni di tensioni termiche nelle zone degli spigoli.

La memoria si sofferma nella descrizione degli studi aerodinamici compiuti per il progetto dell'opera, ubicata in una zona con vento prevalente in direzione longitudinale, per cui la disposizione degli stralli su piani, la sezione trasversale arrotondata delle antenne e l'assenza di traversi di collegamento tendono a minimizzare gli effetti di tale vento. Per analizzare gli effetti del vento trasversale sull'impalcato, sia in esercizio che durante la costruzione, sono state compiute analisi teoriche di buffeting e di flutter, successivamente verificate mediante prove in galleria del vento su modelli aeroelastici sezionali, per varie incidenze e gradi di smorzamento.

Il progetto ha previsto una serie di analisi statiche e dinamiche e le verifiche agli stati limite di servizio e ultimi secondo la normativa brasiliana; in particolare sono state effettuate analisi statiche passo-passo delle fasi esecutive considerando i fenomeni viscosi; sono state altresì consi-

derate le non linearità dei materiali e gli effetti del secondo ordine geometrico sia per l'analisi del comportamento flessionale dell'impalcato che per l'analisi della stabilità delle antenne in esercizio e dell'insieme pile – antenne – impalcato a sbalzo in fase di costruzione. Per le verifiche agli stati limite ultimi sono state considerate le sollecitazioni calcolate per i carichi amplificati dei coefficienti ponderali e valutate con un'analisi non lineare, tenendo conto quindi delle amplificazioni indotte dalle non linearità geometriche e dalle riduzioni di rigidità del materiale all'aumentare delle sollecitazioni; per le verifiche agli stati limite di servizio sono stati assunti limiti cautelativi per la fessurazione (ambiente marino), ovvero è stato garantito lo stato limite di decompressione per combinazioni di carico quasi permanente (permanenti insieme a ritiro, viscosità, variazioni termiche ed il 40% dei carichi mobili) e quello di formazione delle fessure per la combinazione frequente, con l'80% dei carichi mobili.

La memoria descrive infine le fasi realizzative: quelle relative a pile ed antenne, nonostante la grande altezza e le strette tolleranze esecutive, sono state rese semplici dalla loro verticalità e dall'assenza di traversi superiori; la planarità del sistema stralli-travi-antenne ha semplificato il posizionamento dei tubi-forma su impalcato e antenne, consentendo di minimizzare gli errori di posizionamento; la costruzione dell'impalcato – a sbalzo su quattro fronti paralleli con getti in opera mediante l'utilizzo di quattro coppie di tralici autovaranti superiori con cassatura inferiore sospesa – è stata ottimizzata in modo da realizzare, a regime, un concio ogni settimana. Di particolare interesse le fasi realizzative conclusive dell'impalcato, che ha raggiunto prima le pile d'ormeggio, operando la chiusura dei giunti laterali, e successivamente la chiusura in chiave: questa infatti è stata preceduta dall'applicazione, mediante martinetti disposti nel giunto centrale, di una coazione longitudinale, al fine di contrastare le sollecitazioni e le deformazioni a lungo termine indotte da ritiro e viscosità, e quindi mantenere uno stato di compressione per carichi frequenti in tutti gli elementi strutturali ed ottenere, a tempo infinito, la geometria di progetto.

## 2. Infrastrutture

Il secondo gruppo, quello delle "Infrastrutture", è composto da tre memorie; la prima è quella presentata da CRENCA, BEOMONTE, dal titolo: "La "Futani – Centola". Le opere d'arte del III Lotto della Variante alla SS18 nel Cilento" (figg. 27-29).

L'opera infrastrutturale descritta rappresenta il lotto conclusivo, di ca. 10 km di sviluppo, del progetto impostato a suo tempo dalla Cassa per il Mezzogiorno per la realizzazione di una strada a scorrimento veloce, la variante alla SS18 nel Cilento in provincia di Salerno (da Paestum a Policastro), che contribuisce alla valorizzazione della vocazione turistica dell'area.

La memoria prende l'avvio nel racconto delle lunghe vicissitudini delle fasi progettuali, iniziate nei primi anni '70, e realizzative dell'intera variante, ed evidenzia che il lotto in esame, i cui lavori non erano stati mai avviati per difficoltà tecniche in generale e per impegnativi problemi di natura geotecnica connessi all'attraversamento di un'area in frana, è stato poi realizzato in meno di cinque anni, nonostante la sopravvenuta necessità di adeguare l'intero progetto alla nuova classificazione sismica adottata dalla Regione Campania ad opere già iniziate, con costi comunque contenuti.

La memoria passa quindi alla descrizione del tracciato di questa strada a scorrimento veloce (piattaforma di tipo IV), che si inserisce in un contesto ambientale di rilievo, al confine con il Parco Nazionale del Cilento e del Vallo di Diano; questo fatto ha condizionato le scelte progettuali sia di tracciato, sia delle singole opere.

L'adeguamento sismico dei viadotti si è reso necessario per il passag-



Fig. 27 - La "Futani-Centola" - Viadotto Lambro.



Fig. 28 - La "Futani-Centola" - Viadotti Mingardo e Serrapotamo.



Fig. 29 - La "Futani-Centola" - Area "lazzo del Canonico".

Lungo il tracciato sono inoltre presenti una galleria naturale alcune gallerie artificiali, ed opere minori quali cavalcavia e sottopassi. Degno di nota è il tratto stradale, di ca. 470 m, che attraversa le zone franose in loc. lazzo del Canonico, per il quale si è resa necessaria la realizzazione di paratie di pali tirantati e di una galleria artificiale sempre fra paratie di pali, nonché di un sistema di drenaggio realizzato con dreni tubolari suborizzontali.

La memoria si conclude con alcuni cenni sugli impianti d'illuminazione per le gallerie e per gli svincoli, e sull'innovativo sistema di delineazione dei margini della carreggiata stradale (segnalazioni luminose continue e discontinue a LED) adottato in un tratto ad elevato rischio nebbia.

La seconda memoria del gruppo "Infrastrutture", degli autori DI CHIARA, GUIDUCCI, TREMI PROIETTI, ha per titolo "**Parcheggi interrati in Alassio (SV)**" (figg. 30-32).

Le opere oggetto della memoria sono due parcheggi interrati, in Piazza dei Partigiani e Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto ad Alassio, la cui realizzazione si colloca in un più ampio progetto di riqualificazione urbana della città che comprende il Centro Antico di Levante.

I due parcheggi interrati occupano quasi totalmente le rispettive piazze, circondate da edifici multipiano, con un lato in prossimità del mare; pur avendo una porzione a contatto sono organizzate in maniera indipendente, ciascuna con propria rampa di accesso/uscita. Le dimensioni utili sono di circa 117x34 m per Piazza dei Partigiani e 40x34 m per Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, con 3 piani interrati, per una profondità massima di scavo di circa 10.2 m dal piano finito delle piazze, posto a circa +2.0 m s.l.m..

La memoria pone in evidenza l'aspetto particolarmente delicato del progetto strutturale delle opere di sostegno dello scavo, sia per la rilevante profondità dello scavo, sia per la presenza di un importante battente idrostatico (ca. 8.5 m) e di un'elevata eterogeneità e permeabilità

gio di tutti i comuni a zone sismiche di categoria II e III (nel progetto esecutivo originario solo 2 viadotti su 5 erano in zona sismica di categoria III), ed essendo le fondazioni dei viadotti già in avanzata fase costruttiva, è stata studiata una soluzione progettuale per redistribuire la nuova azione sismica su opportuni elementi strutturali capaci di sopportarla; ciò ha consentito di evitare il ricorso a rinforzi alle strutture già realizzate. La redistribuzione delle azioni sismiche è stata possibile modificando gli schemi di vincolo del viadotto in "condizioni dinamiche" grazie all'introduzione di dispositivi "antisismici" di tipo viscoso ed elasto-viscoso, che permettono il mantenimento dello schema statico di progetto in fase di servizio, al fine di consentire i movimenti lenti dell'impalcato e quindi evitare l'insorgere di sollecitazioni per deformazioni impedito.

La memoria passa poi alla descrizione delle caratteristiche delle principali opere d'arte.

I 5 viadotti, di sviluppo variabile tra 164 e 718 m, sono tutti caratterizzati da uno schema statico a trave continua, con luci variabili da 34.5 a 45.0 m, con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con due travi principali affiancate di altezza costante, in acciaio Cor-ten; le pile sono in calcestruzzo armato con fusto a sezione cava ottagonale costante, di dimensioni esterne 5.8x4.0 m.

L'uniformità delle scelte strutturali, dei materiali e delle forme per i viadotti crea un segno distintivo sul territorio di sicuro interesse.

L'uniformità formale e la mitigazione dell'impatto sul territorio sono stati i principi guida della progettazione delle diverse opere; ad esempio tutte le opere di contenimento, tranne le opportune eccezioni, sono state realizzate con textomur (non tessuto per la stabilità e il rivestimento a verde dei pendii), in luogo dei muri in cls.

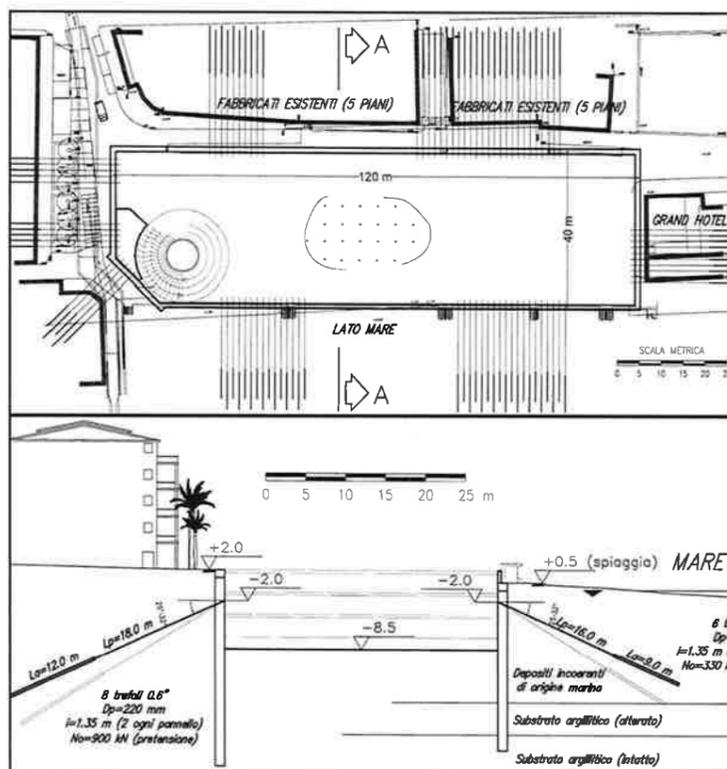


Fig. 30 - Parcheggio Piazza dei Partigiani - planimetria e sezione trasversale.



Fig. 31 - Parcheggio Piazza dei Partigiani - Paratie contrastate dai tiranti a scavo ultimato.

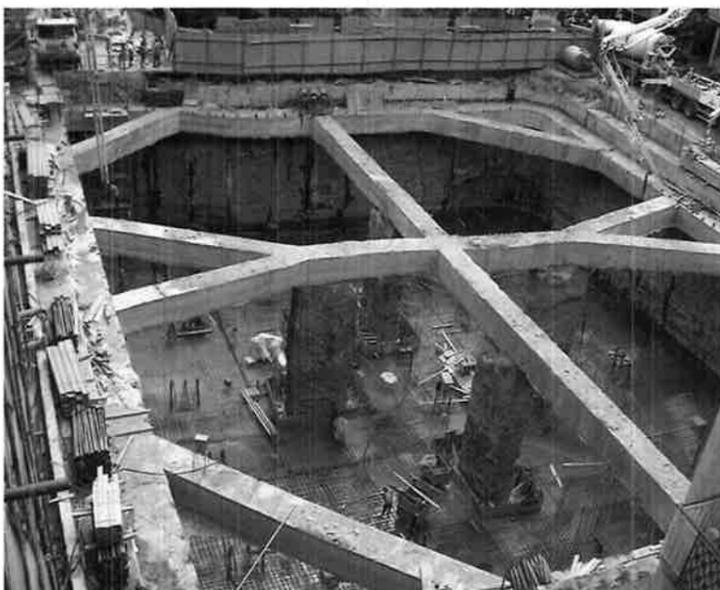


Fig. 32 - Parcheggio Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto - Sistema di contrasto provvisorio.

dei terreni, sia per la presenza lungo il perimetro dello scavo di importanti edifici multipiano (fino a 5 piani) su fondazioni dirette e del Grand Hotel, in ristrutturazione, che ha imposto stretti requisiti sui cedimenti indotti dalle operazioni di scavo. Queste esigenze hanno comportato precise scelte progettuali, orientando le tipologie delle opere, le metodologie e le tecnologie esecutive, nonché gli schemi per le analisi statiche.

Il progetto è stato quindi governato dalla necessità di ridurre al minimo le perturbazioni nell'intorno dello scavo per evitare danneggiamenti agli edifici perimetrali; tale esigenza ha comportato scelte tipologiche, dimensionamenti strutturali e scelte di tecnologie esecutive tali da limitare le deformazioni delle opere di sostegno e le oscillazioni del livello di falda esterno agli scavi. La scelta progettuale si è orientata sull'esecuzione di diaframmi continui in c.a. con spessore di 1.2 m contrastati, in via definitiva, dagli impalcati strutturali del parcheggio e dal

solettone di fondo. In via provvisoria sono state operate due diverse scelte per i due interventi: per Piazza dei Partigiani è stato adottato un solo ordine di tiranti a 4.0 m dal piano campagna (l'esecuzione di livelli di tiranti più profondi è stata evitata per il rischio di sifonamento dei terreni dovuto alle elevate pressioni idrostatiche a tergo dei diaframmi, con rischi di trasporto di materiali fini e dilavamento delle iniezioni), presollecitati in modo da contenere al minimo le deformazioni orizzontali; per Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, viste le minori dimensioni in pianta e per l'impossibilità di eseguire tiranti attivi (intersezioni con i tiranti già eseguiti e con i micropali di fondazione del Grand Hotel) è stato adottato un sistema di contrasto provvisorio passivo eseguito all'interno su un unico livello, costituito da un telaio orizzontale di travi in c.a., sostenuto da 4 pilastri centrali ed appeso alle travi di coronamento perimetrali dei diaframmi.

(segue)

## Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

### L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio

#### 3<sup>a</sup> Sessione – Realizzazioni

Relazione Generale: Ing. Giuseppe Traini\*

Parte III\*\*

Il sottosuolo interessato dai due parcheggi è costituito, fino a 16÷19 m dal piano campagna, da terreni alluvionali prevalentemente sabbioso-ghiaiosi, con variabile contenuto limoso; al disotto è presente un substrato flyshoide argillitico di consistenza litoide, variamente degradato/decompressato e fessurato fino a 21÷23 m di profondità, e inalterato a maggiori profondità; data questa stratigrafia, la lunghezza dei diaframmi è stata portata a 23÷25 m, in modo da penetrare nel substrato per 5÷8 m, fino alla porzione intatta, e quindi fornire una idonea cinturazione idraulica della zona da scavare, tale da limitare le infiltrazioni di acqua in fase costruttiva.

L'eterogeneità dei terreni ha condizionato anche la scelta della tecnologia costruttiva dei pannelli di diaframma, che sono stati eseguiti mediante idrofresa, che consente di eseguire scavi in continuo sia nei terreni sciolti che negli strati litoidi consistenti profondi, in tempi relativamente ridotti, con scarse vibrazioni indotte alle strutture vicine (inevitabili con i tradizionali sistemi di scavo integrati con scalpello) e con possibilità di un preciso controllo della verticalità della perforazione.

La sottospinta idraulica è stata interamente contrastata mediante un reticolo a maglie quadrate di micropali di ancoraggio, la cui esecuzione è avvenuta prima dello scavo da una quota prossima a quella della falda, al fine di evitare flussi idrodinamici che potevano portare a dilavamento delle iniezioni cementizie.

La memoria si sofferma sulle analisi effettuate in fase di progetto per valutare le sollecitazioni sulle paratie, e per stimare, mediante modelli elasto-plastici bidimensionali, l'entità delle deformazioni indotte a tergo degli scavi e l'abbassamento della falda esterna agli scavi per effetto dell'emungimento dall'interno. I risultati di tali valutazioni hanno trovato poi conferma nelle letture dei dati forniti dal sistema di monitoraggio, geotecnico e topografico, implementato in fase di realizzazione.

La memoria descrive dettagliatamente le caratteristiche strutturali delle strutture interne per le quali, data la linearità della pianta delle due autorimesse, è stata adottata una maglia strutturale che ha consentito sia di ottimizzare le dimensioni del posto auto, garantendo comunque una larghezza di corsia non minore di 5 m, sia di contenere al massimo la profondità degli scavi mediante l'utilizzo esclusivo di travi in spessore. Il progetto delle strutture interne è stato sviluppato in conformità ai seguenti criteri: i diaframmi perimetrali non costituiscono appoggio verticale per gli orizzontamenti interni di piano, per cui i pesi agenti sono trasmessi integralmente alla platea di fondazione tramite i setti verticali interni; gli orizzontamenti interni (platea e solai) costituiscono il contrasto orizzontale definitivo dei diaframmi perimetrali; lungo tutte

le riprese di getto e lungo tutto il perimetro di contatto con le paratie è stato previsto un doppio cordone di bentonite per la tenuta idraulica; le solette dei piani orizzontali sono state gettate su predalles, con funzione di cassero, per la richiesta resistenza al fuoco.

Particolare attenzione è stata posta ai requisiti di durabilità, in relazione all'aggressività dell'ambiente: la resistenza meccanica del calcestruzzo ed il rapporto acqua/cemento sono stati definiti in relazione alla classe di esposizione XS1 – ambiente marino – in accordo con la UNI EN 2006; l'ampiezza delle fessure è stata limitata a 0.2 mm; lo spessore minimo dei copriferri è stato posto pari a 6 cm per le paratie e la platea di fondazione e 3 cm per le strutture interne.

La terza ed ultima memoria appartenente al gruppo "Infrastrutture", degli autori NATI, POLLI, ZANETTI, ha per titolo "La galleria "Santa Chiara" sulla linea A.V. Roma-Napoli" (figg. 33-35).

L'opera oggetto della memoria è un tratto in galleria artificiale della linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli, che attraversa la zona compresa tra il quartiere San Marco e l'Autostrada A16 Napoli-Bari nel comune di Afragola. La soluzione in sotterraneo è stata individuata al fine di contenere l'impatto dell'infrastruttura ferroviaria sul tessuto urbano esistente.

La memoria illustra le tematiche strutturali e costruttive di questa lunga galleria artificiale (sviluppo di ca. 1300 m), caratterizzata dalla estrema variabilità della geometria interna, necessaria per seguire la variabilità dell'impianto ferroviario, e conseguentemente dell'ingombro esterno.

Infatti la galleria ospita, in un primo tratto di ca. 490 m, sia la linea A.V. che altre due linee, RFI (variante Napoli-Cancello) e Circumvesuviana, in un unico manufatto scatolare suddiviso da un allineamento di pali centrali, con luci rispettivamente di 14.38÷26.50 m e 21.95÷25.65 m, per una luce complessiva massima, alla progressiva di biforcazione delle linee, pari a 52.15 m in asse ai pali perimetrali. Per un tratto successivo di 156 m le linee RFI e Circumvesuviana vengono alloggiati in un unico manufatto scatolare suddiviso in due luci da un allineamento di pali centrali, mentre il ramo principale, che alloggia la linea A.V. e le relative interconnessioni pari e dispari, si sviluppa per ca. 190 m in scatolare a luce singola avente valore variabile tra 21.80 m e 26.85 m. In un tratto successivo di altri 190 m fino ad una ulteriore biforcazione si inserisce un allineamento centrale di pali, sia per un ulteriore incremento delle luci che per un maggiore ricoprimento di terra. Quindi la linea di interconnessione dispari viene alloggiata in manufatto scatolare a singola luce, con valore costante pari a 7.70 m, per altri 450 m fino al termine della galleria, mentre il ramo principale A.V. e l'interconnessione pari proseguono in manufatto scatolare a semplice luce, di valore praticamente costante pari a 21 m circa, per altri 430 m fino alla fine della galleria.

Quindi, anche se l'opera presenta una tipologia strutturale semplice e

\* ITALFERR - Direzione Scientifica - Roma.

\*\* La I Parte e la II Parte della Relazione sono state pubblicate nei nn. 2/Febrero e 3/Marzo 2008 del Giornale.

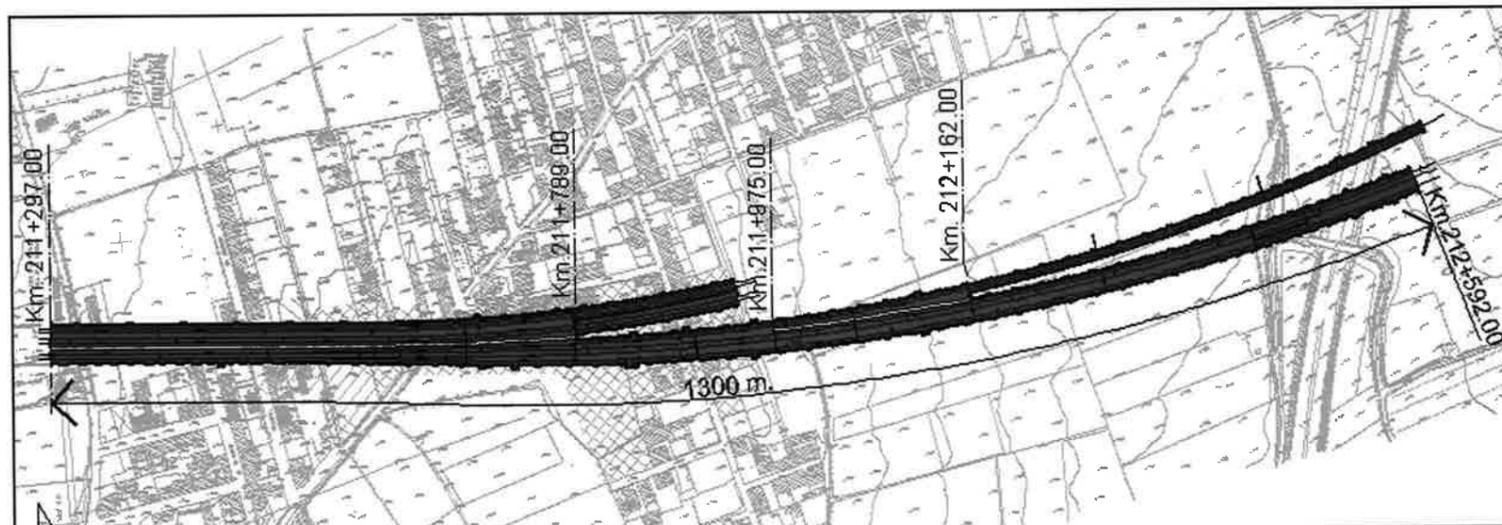


Fig. 33 - Galleria "Santa Chiara" - Planimetria generale.

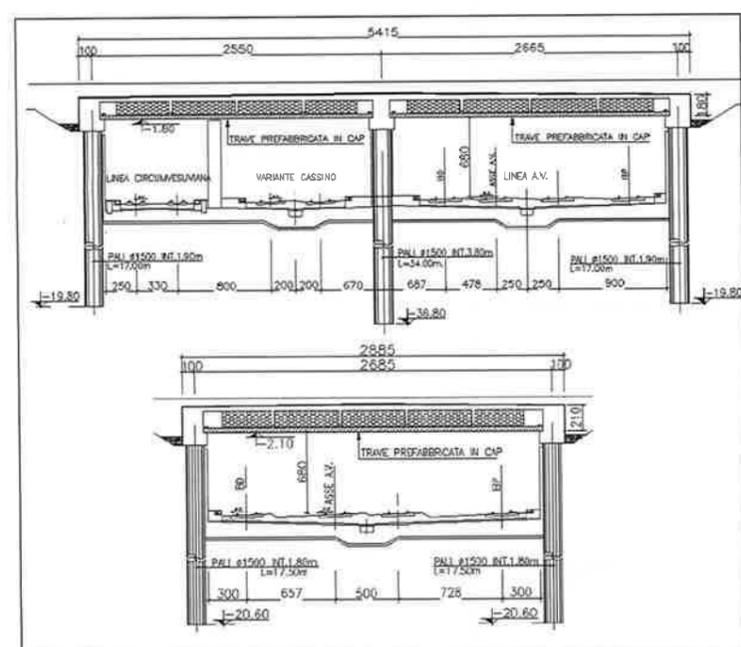


Fig. 34 - Galleria "Santa Chiara" - Sezioni trasversali dei tratti a doppia e a singola luce.

di corrente utilizzo per le infrastrutture stradali e ferroviarie, la presenza di varie linee ferroviarie affiancate, con sviluppo plano-altimetrico articolato, ha richiesto uno studio molto accurato delle geometrie dei diversi tratti di galleria. In presenza, infatti, di un tracciato ferroviario con curve planimetriche di vario raggio, con curve altimetriche e relativi raccordi concavi e convessi, con scambi, innesti e derivazioni, ha rivestito notevole importanza lo studio di ottimizzazione delle caratteristiche dei vari elementi strutturali, ovvero la scelta di manufatti a semplice o doppia luce, degli interassi delle palificate, della tipologia degli impalcati e delle quote di estradosso della galleria.

Come sempre succede in ambito urbano, il progetto e la realizzazione delle opere sono stati fortemente condizionati anche dalla presenza di notevoli interferenze con sottoservizi e infrastrutture viarie (fognature, acquedotti, elettrodotti, strade comunali, strade provinciali), ivi compresa l'Autostrada A16 Napoli-Bari che ha richiesto lo spostamento provvisorio dell'arteria e la fasizzazione della realizzazione della galleria.

Dallo studio di ottimizzazione sono scaturite quattordici sezioni tipo-



Fig. 35 - Galleria "Santa Chiara" - Posa in opera dei tegoli prefabbricati di copertura.

logiche diverse, costituite dai seguenti elementi strutturali:

- Paratie perimetrali di contenimento del terreno realizzate con pali quasi accostati di diametro 1200÷1500 mm;
- Palificate intermedie di diametro 1500 mm, con interasse doppio rispetto a quello delle paratie laterali;
- Impalcati costituiti da travi prefabbricate e affiancate - in c.a.p. per le luci maggiori ed in c.a.o. per le luci minori - con interposti blocchi di polistirolo di alleggerimento e getto di completamento in opera, per uno spessore complessivo variabile tra 1.20 m e 2.40 m;
- Solettone di fondo di contrasto delle paratie e pareti di rivestimento delle palificate in c.a.o..

L'utilizzo dei pali perimetrali è stato possibile grazie alla natura dei terreni, dotati di buone caratteristiche di resistenza, e grazie all'assenza della falda fino alla quota di scavo. Le fasi realizzative hanno previsto l'impiego del cosiddetto metodo "Milano", consistente nell'esecuzione delle paratie di pali laterali (e, ove previsto, delle paratie di pali centrali) con le relative travi di coronamento, nella successiva messa in opera dei tegoli prefabbricati in c.a.o./c.a.p., dei blocchi di polistirolo interposti e dell'armatura di completamento; una volta eseguito il getto di completamento si è effettuato lo scavo sotto copertura all'interno della galleria fino alla quota di imposta del solettone di fondo. La realizzazione di quest'ultimo e delle rifodere di rivestimento dei pali completa la sezione strutturale. Tale tecnica realizzativa permette di ottenere una notevole riduzione delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle palificate, che trovano nel solettone di copertura un contrasto in testa praticamente indeformabile, a fronte di un maggiore disagio nelle operazioni di cantiere legate allo scavo sotto copertura.

La memoria si conclude con la descrizione delle analisi strutturali, che sono state eseguite mediante modelli matematici agli elementi finiti che tengono conto dell'interazione terreno-struttura e che tengono conto, inoltre, della redistribuzione delle sollecitazioni a lungo termine dovute alla variazione dello schema statico degli impalcati, operato per garantire la continuità strutturale.

### 3. Applicazioni tecnologiche

Il terzo gruppo, quello delle "Applicazioni tecnologiche", è composto da quattro memorie; la prima è quella presentata da GENNARI SANTORI, TOMMASINI, dal titolo: "Indagini diagnostiche su un basamento industriale per turbina in calcestruzzo armato" (figg. 36-39).

Nella memoria viene descritta una campagna di indagine diagnostica non distruttiva, effettuata dagli autori su un basamento industriale in calcestruzzo armato di dimensioni ragguardevoli, al fine di accertare l'importanza e l'estensione, nel calcestruzzo all'interno del basamento, di difetti visibili in superficie ed apparentemente locali. A tale proposito sono state impiegate le tecniche degli ultrasuoni, della tomografia sonica e della videoendoscopia, e la memoria trae lo spunto dal "caso concreto" per descrivere nel dettaglio le suddette tre tecniche di indagine.

La memoria inoltre pone giustamente l'attenzione sul fatto che la realizzazione dei basamenti delle macchine vibranti di grosse dimensioni (nel settore degli impianti industriali) costituisce un problema esecutivo spesso di non semplice soluzione: tali manufatti sono infatti caratterizzati da rilevanti dimensioni, con conseguente elevato calore di idratazione da dover disperdere (enfaticizzato dall'elevata temperatura esterna nel caso di impianti in zone a clima caldo), dalla elevata densità delle armature presenti, e dalla possibile carenza di maestranze specializzate nel caso di alcuni paesi del terzo mondo. Per tutte queste ragioni le operazioni di getto rappresentano una fase molto delicata del processo costruttivo, ed è quindi frequente che a scasseratura avvenuta i basamenti risultino interessati da importanti anomalie essenzialmente riconducibili a fenomeni di segregazione, alla presenza di cavità interne, a riprese di getto (giunti freddi) tali da costituire vere e proprie soluzioni di continuità del materiale.

Le moderne tecniche di indagine non distruttive che possono essere proficuamente impiegate per analizzare tali anomalie sono quelle degli ultrasuoni, della tomografia sonica e della videoendoscopia.

La memoria "spiega" che le indagini ultrasoniche, da effettuare a campione, hanno il fine di valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e della sua omogeneità, e quindi costituiscono un valido strumento di diagnostica preliminare, che permette di tarare l'estensione delle indagini successive. In particolare, attraverso la misura della velocità delle onde elastiche di compressione all'interno del volume di calcestruzzo è possibile valutare l'uniformità e la qualità del cls in termini di modulo elastico (statico e dinamico) o resistenza, attraverso l'uso di codificate equazioni di correlazione; tanto maggiore è la velocità, tanto più elevata è la qualità del cls.

La tomografia sonica è invece una tecnica diagnostica che consente di valutare il campo di variazione della velocità di propagazione delle onde elastiche all'interno di un elemento strutturale, attraverso una serie di misure di propagazione sonica od ultrasonica eseguite sul perimetro della zona indagata, e successive elaborazioni numeriche dei dati; dalle misure si possono ricavare le caratteristiche fisiche del mezzo (omogeneità, densità, consistenza, presenza di difetti e di cavità, etc.), con ricostruzione virtuale della posizione e dell'estensione di discontinuità stratigrafiche interne attraverso l'elaborazione di mappature di isovelocità (tomogrammi).

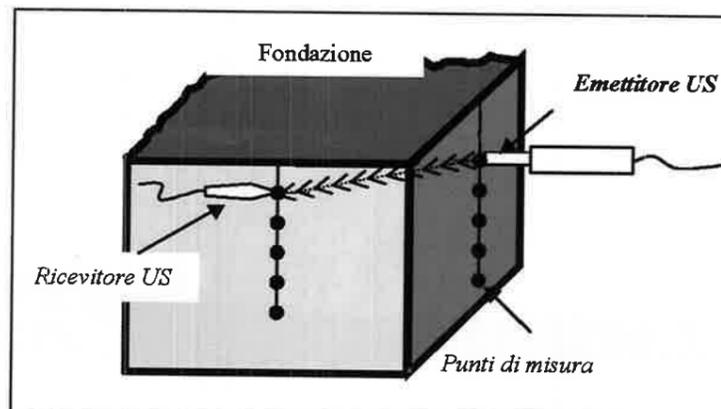


Fig. 36 - Indagini diagnostiche su un basamento industriale per turbina in calcestruzzo armato - Disposizione di misura ultrasonica.

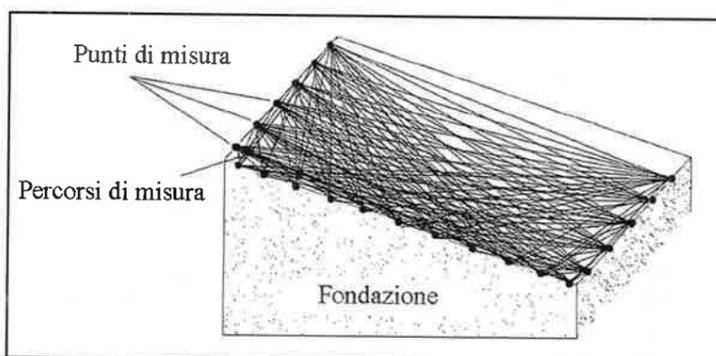


Fig. 37 - Indagini diagnostiche su un basamento industriale per turbina in calcestruzzo armato - Schema tomografico: punti misura e relativi percorsi secanti.

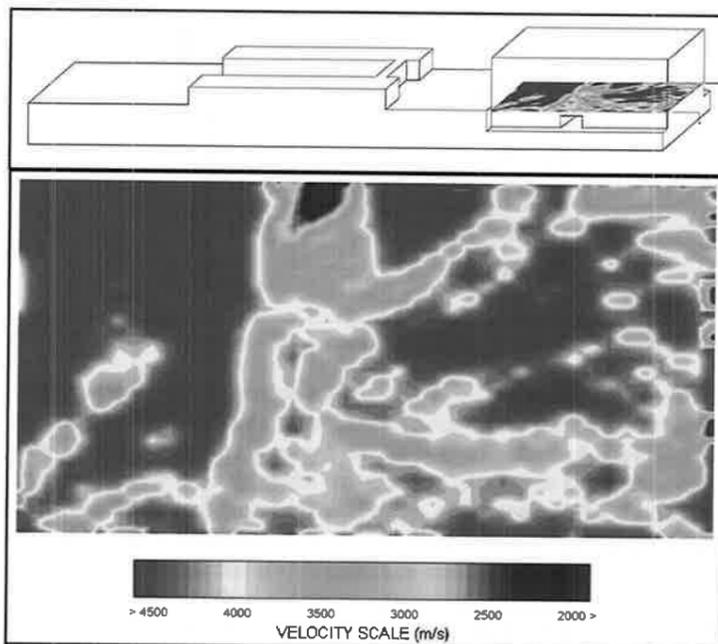


Fig. 38 - Indagini diagnostiche su un basamento industriale per turbina in calcestruzzo armato - Tomogramma di una sezione orizzontale del basamento.

Anche le misure tomografiche consistono nel sollecitare il materiale con una serie di onde di compressione e nel rilevare la risposta dell'elemento in termini di velocità di propagazione delle onde; sia i punti di sollecitazione che quelli di acquisizione devono essere disposti lungo il perimetro accessibile di una sezione dell'elemento oggetto dell'indagine, in modo da realizzare un reticolo di percorsi di propagazione inter-

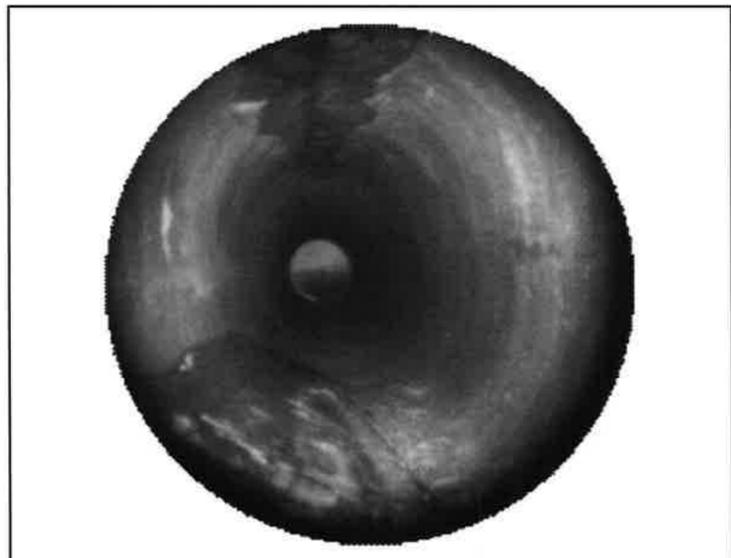


Fig. 39 - Indagini diagnostiche su un basamento industriale per turbina in calcestruzzo armato - Endoscopia con evidenza di segregazione del calcestruzzo.

no alla sezione stessa. Per ciascuna sezione indagata vengono effettuate le misure sulla griglia dei punti di misura tracciata lungo il perimetro della sezione imponendo una eccitazione di tipo impulsivo su ciascuno dei punti e ricevendo sui restanti punti il segnale trasmesso mediante opportuno trasduttore. Il risultato delle elaborazioni, attraverso opportuni algoritmi di calcolo, consiste in mappe delle velocità di propagazione dei segnali, che consentono di individuare eventuali anomalie presenti nelle sezioni indagate.

Le variazioni repentine di velocità nei tomogrammi sono generalmente indice di elevate disomogeneità nei materiali, con eventuale presenza di vuoti e fessurazioni; estese zone con valori di velocità nettamente distinti sono indice di variazioni delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali costituenti la sezione. Anche in questo caso a velocità maggiori corrispondono caratteristiche meccaniche migliori anche se, trattandosi di valori relativi e non assoluti, non è possibile correlare direttamente le mappe di velocità calcolate sulle sezioni tomografiche al modulo elastico.

Il metodo tomografico è infine validato mediante l'esecuzione di proiezioni videoendoscopiche, in corrispondenza di zone individuate come caratteristiche nel corso delle prove tomografiche, eseguite mediante ripresa fotografica con boroscopio rigido inserito in fori di ispezione di 14 mm di diametro. La memoria afferma che la corrispondenza tra i due metodi è risultata assai elevata in tutti i casi analizzati, per cui la correlazione tra ispezioni endoscopiche ed anomalie tomografiche consente di "tarare" opportunamente la sensibilità della tecnica e conseguire una buona differenziazione delle varie tipologie di anomalie.

La seconda memoria del gruppo "Applicazioni tecnologiche", presentata dagli autori DE LUCA, DE MARTINO, RICCIARDELLI, MAUTONE, ha per titolo: "L'utilizzo di calcestruzzo autocompattante (SCC) per la realizzazione del ponte Don Bosco a Napoli" (figg. 40-42).

In questa memoria viene presentato un esempio di "sostituzione" di ponte in ambito urbano, attualmente in fase di completamento nel comune di Napoli, in cemento armato a volta obliqua e spessore variabile di 27 metri di luce; in particolare viene evidenziato che per gli interventi in tale ambito l'esistenza di vincoli di varia natura (geometria, esigenze architettoniche, interazione della nuova opera con le opere circostanti, presenza di sottoservizi interferenti) condiziona pesantemente le scelte progettuali, e richiede spesso il ricorso a tecnologie

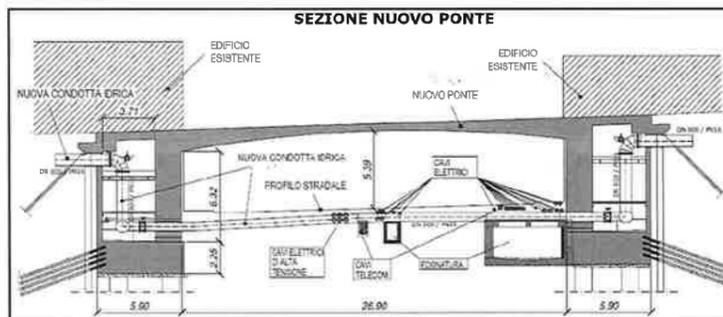


Fig. 40 - L'utilizzo di calcestruzzo autocompattante (SCC) per la realizzazione del ponte Don Bosco a Napoli - Sezione longitudinale.

innovative, quale l'utilizzo del calcestruzzo SCC nel caso in esame.

La memoria prende l'avvio dalla descrizione del complesso contesto urbanistico nel quale si pone l'intervento in oggetto, e dall'elencazione di tutti i vincoli costruttivi al contorno, ovvero la presenza di numerosi ed importanti sottoservizi, sia sopra che sotto il ponte esistente, nonché la presenza di edifici in aderenza.

Viene poi descritta la soluzione strutturale individuata per soddisfare le esigenze derivanti dai vincoli sopraelencati, e dalle necessarie caratteristiche di luce libera e di franco verticale; la scelta progettuale è stata indirizzata verso una volta, con 35° di obliquità, in cemento armato a sezione variabile ed estradosso doppiamente inclinato con spessore minimo in chiave pari a 0.50 m e spessore massimo alle spalle pari a 1.50 m. Di particolare interesse è la descrizione della valutazione del comportamento strutturale della volta, effettuata mediante l'impiego di una approfondita modellazione numerica. Da tale analisi è ovviamente emerso il suo comportamento marcatamente tridimensionale, dato dall'instaurarsi di un meccanismo resistente di arco rigido nella direzione della diagonale minore del parallelogrammo di base; è inoltre emersa una maggiore rigidità, e pertanto un miglior comportamento strutturale, della volta obliqua a sezione variabile rispetto a quella a sezione costante, con una maggiore concentrazione delle reazioni vincolari agli estremi della diagonale minore. Le modellazioni effettuate hanno quindi confermato la bontà della soluzione prescelta: nel caso delle volte ribassate, infatti, la variabilità di spessore si coniuga bene con una pianta obliqua, in quanto entrambe le caratteristiche contribuiscono all'instaurarsi di un meccanismo resistente di arco rigido, con conseguente maggiore concentrazione di reazioni e maggiore uniformità di

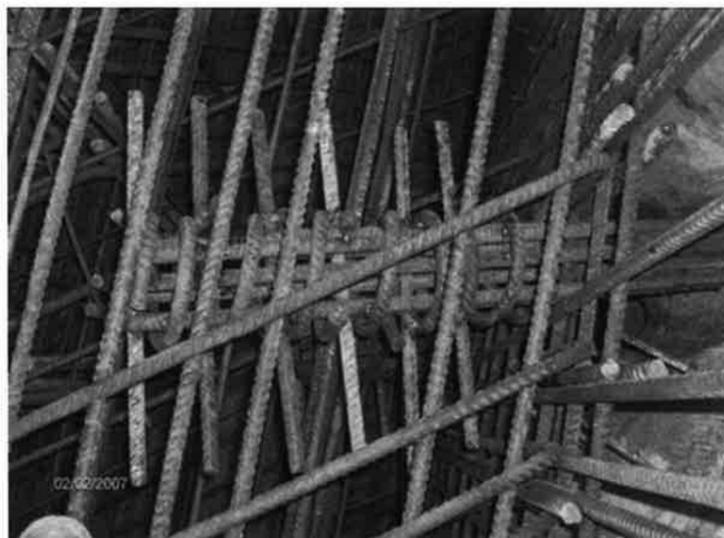


Fig. 41 - L'utilizzo di calcestruzzo autocompattante (SCC) per la realizzazione del ponte Don Bosco a Napoli - Particolare armatura in fase di montaggio.

		RICETTA 1 formula 999 SCC45 - XC2		RICETTA 2 formula 2000 SCC45 - XA3		RICETTA 3 miscela 2003/A SCC45 - XA1		RICETTA 4 miscela 2003/B SCC45 - XA1		RICETTA 5 miscela 2000/A SCC45 - XA3		RICETTA 6 miscela 2000/B SCC45 - XA3	
		kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol
Acqua		180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180
Finissimi	Cemento 42,5	450	160	450	160	450	160	450	160	450	160	450	160
	Filler	200	71	200	71	200	71	0	0	200	71	200	71
		650	231	650	231	650	231	450	160	650	231	650	231
Rapporto Acqua/Cemento		0,40		0,40		0,40		0,40		0,40		0,40	
Rapporto Acqua/Finissimi		0,78		0,78		0,78		1,13		0,78		0,78	
Sabbia	Asciutta 0/4	450	170	600	226	450	170	450	170	600	226	600	226
	Lavata 0/4	650	245	650	245	650	245	650	245	650	245	650	245
		1.100	415	1.250	471	1.100	415	1.100	415	1.250	471	1.250	471
Pietrischetto	0,4/12,5	100	38	100	38	100	38	100	38	100	38	100	38
Pietrisco	12,5/25	320	121	170	64	320	121	320	121	170	64	170	64
		420	159	270	102	420	159	420	159	270	102	270	102
SFL	SKY 524	8,0		6,0		7,0		6,5		6,0		6,5	
	STREAM	1,5		2,0		2,5		0,0		2,5		2,5	
		2.360	985	2.358	984	2.360	985	2.157	914	2.359	984	2.359	984
		SKY 254	STREAM	SKY 254	STREAM	SKY 254	STREAM	SKY 254	STREAM	SKY 254	STREAM	SKY 254	STREAM
Rapporto SFL/Cemento		1,78%	0,33%	1,33%	0,44%	1,56%	0,56%	1,44%	0,00%	1,33%	0,56%	1,44%	0,56%
Rapporto SFL/Finissimi		1,23%	0,23%	0,82%	0,31%	1,08%	0,38%	1,44%	0,00%	0,82%	0,38%	1,00%	0,38%

Fig. 42 - L'utilizzo di calcestruzzo autocompattante (SCC) per la realizzazione del ponte Don Bosco a Napoli - Caratteristiche delle miscele dei calcestruzzi SCC.

distribuzione delle tensioni, e quindi migliore sfruttamento del materiale.

Di primario interesse, in questa memoria, è la parte relativa alla scelta delle miscele di calcestruzzo per la costruzione del ponte; sono state utilizzate diverse tipologie di calcestruzzo, in funzione delle caratteristiche peculiari delle diverse parti d'opera da realizzare.

In particolare per l'impalcato, caratterizzato da una notevole concentrazione di armatura, è stato utilizzato un calcestruzzo autocompattante SCC (Self Compacting Concrete) a prestazione garantita, conforme alla norma UNI-EN 206-1 ed alla norma complementare UNI 11040. Le caratteristiche richieste erano di un calcestruzzo con classe di resistenza a compressione C35/45 SCC, classe di esposizione XA3, diametro massimo degli aggregati pari a 25 mm, classe del contenuto di cloruri Cl 0,20, rapporto acqua/cemento  $\leq 0,45$ , con una resistenza a compressione a 7 e a 14 giorni rispettivamente maggiore di 28 MPa e 35 MPa. La particolare conformazione dell'impalcato (estradosso con duplice inclinazione di circa il 3% per ciascuna delle due direzioni principali in pianta), ha reso necessaria la preventiva messa a punto e la prova di diverse miscele di materiale (prove di laboratorio e prove in sito per la determinazione della resistenza alla segregazione e la capacità di scorrimento), per poter scegliere quella dotata di fluidità e viscosità tali da consentire il getto della soletta inclinata, senza problemi.

La terza memoria del gruppo "Applicazioni tecnologiche", presentata dagli autori DELLA BELLA, GUERRINI, ha per titolo: "Nuovi sviluppi di rivestimento di facciate in GRC con azione fotocatalitica autopulente" (figg. 43-44).

In questa memoria sono illustrati alcuni aspetti della tecnologia di produzione di elementi prefabbricati - per la realizzazione di facciate ed altri elementi architettonici di rivestimento - in GRC (Glass Reinforced Cement), materiale cementizio al quale è stato aggiunto il principio

fotocatalitico TX Active®, che lo rende unico in termini di soluzione architettonica ed ecologica-ambientale; dopo una breve descrizione della tecnologia del GRC e del principio TX Active®, viene descritto il primo esempio applicativo di prodotto, realizzato a Montecarlo, Principato di Monaco (Residence Saint John's Court).

La memoria descrive le materie prime, i metodi produttivi, le caratteristiche ed i riferimenti normativi del GRC.

Si tratta di un materiale composito a matrice cementizia, ossia calcestruzzo ricco di cemento bianco (50% circa) e con inerti molto fini di sabbia silicea (intorno ad 1 mm) rinforzato con armatura diffusa di fibre di vetro AR, sotto forma di fibre tagliate o di rete. Il materiale è inoltre additivato con: additivi fluidificanti per ridurre il rapporto acqua/cemento intorno allo 0,3 e mantenere comunque una buona fluidità della malta dopo la miscelazione; resina acrilica per meglio proteggere le fibre di vetro e ridurre la permeabilità agli agenti liquidi atmosferici, e quindi aumentare la durabilità; pigmenti (ossidi minerali) per conferire all'elemento architettonico in GRC la colorazione in pasta a piacere.

In merito alle tecnologie produttive, sono descritti i tre metodi di produzione degli elementi prefabbricati in GRC: spray, premiscelazione, estrusione; in particolare, questo terzo metodo è adatto per manufatti a sezione costante di dimensioni contenute (pannelli di rivestimento delle facciate) in grado di autosostenersi allo stato fresco, e per elementi cavi (fregi, cornici e cornicioni) con spessori minimi molto sottili (fino a 6÷7 mm). La finitura può essere liscia da trafilatura, oppure levigata o bocciardata con successiva lavorazione dopo l'indurimento.

Per quanto riguarda le caratteristiche di questo materiale, il primo posto è certamente occupato dalla durabilità anche in ambiente molto aggressivo - testimoniata da oltre 30 anni di applicazioni e da prove di invecchiamento accelerato - resa possibile grazie ai componenti inerti del GRC (silice, cemento, fibra di vetro, niente ferro), al bassissimo rapporto acqua/cemento (ca. 0,3) e all'aggiunta della resina acrilica. Il GRC

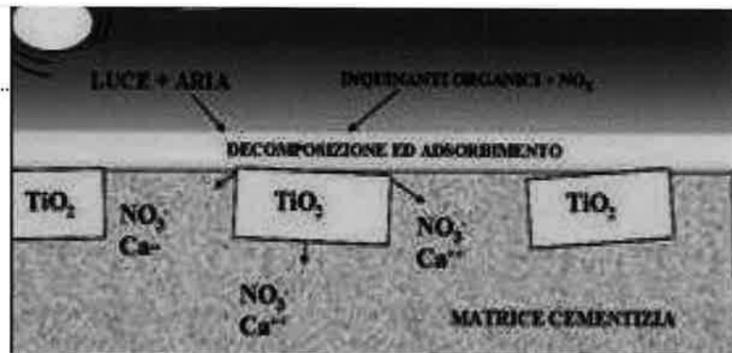


Fig. 43 - Nuovi sviluppi di rivestimento di facciate in GRC con azione fotocatalitica autopulente - Meccanismo della fotocatalisi.



Fig. 44 - Nuovi sviluppi di rivestimento di facciate in GRC con azione fotocatalitica autopulente - Residence Saint John's Court a Montecarlo dopo la ristrutturazione.

presenta inoltre vantaggi dal punto di vista prestazionale e funzionale, in termini di: leggerezza visti gli spessori ridotti degli elementi; resistenza a flessione, a trazione e agli urti grazie alla distribuzione diffusa e uniforme del rinforzo in fibre di vetro; resistenza all'usura data dalla matrice di sabbia silicea a granulometria molto fine, che rende la superficie liscia e compatta; estetica, grazie ad una superficie modellabile a piacere nella forma, dimensione, aspetto (liscia naturale o granigliata con utilizzo di ghiaietto lavato a vista o sabbiata o a rilievo previo inserimento di una matrice di finitura in gomma), colore (naturale in pasta con impiego di pigmenti, di ossidi minerali nella miscelazione).

A queste caratteristiche si aggiunge il fatto di essere (come citato dalla memoria) "environmental friendly" grazie all'utilizzo del principio attivo fotocatalitico TX Active®. Questo principio attivo si basa sulla fotocatalisi, un fenomeno naturale per il quale, sfruttando l'energia luminosa, una sostanza all'interno della matrice cementizia (il fotocatalizzatore) induce la formazione di reagenti fortemente ossidanti che sono in grado di decomporre le sostanze organiche e inorganiche presenti nell'atmosfera, e quindi contribuisce a mantenere pulita la superficie esterna del manufatto, con risultati estetici di grande pregio (mantenimento del colore e della brillantezza originaria della superficie) ed effetti certamente positivi in termini di riduzione degli oneri di manutenzione, oltre che di riduzione dell'inquinamento atmosferico.

La memoria cita giustamente la prima applicazione pratica di questi cementi fotocatalitici in Italia, nella realizzazione della chiesa "Dives in Misericordia" di Roma, su progetto dell'architetto Richard Meier, ed elenca una serie di altre realizzazioni significative all'estero, fra cui la ristrutturazione del Residence Saint John's Court a Montecarlo, per la quale il principio attivo fotocatalitico è stato impiegato per la realizzazione delle facciate in GRC.

La quarta ed ultima memoria del gruppo "Applicazioni tecnologiche", degli autori POLLI, TREMI PROIETTI, GIGLI, MASSA, ha per titolo: "S.S. n° 87 bis - Viadotto Regi Lagni: abbassamento della livelletta stradale" (figg. 45-48).

La memoria illustra le fasi operative dell'abbassamento della livelletta del viadotto stradale "Regi Lagni", mediante taglio e accorciamento del fusto delle pile, al fine di ottenere il franco minimo di 5.25 m rispetto al sovrastante viadotto della tratta ferroviaria A.V. Roma-Napoli, nel comune di Caivano; inoltre, illustra il progetto di adeguamento sismico del viadotto, dovuto alla recente riqualificazione sismica del sito dalla zona 3<sup>a</sup> alla 2<sup>a</sup>, consistente nell'adozione di un nuovo sistema vincolare.

La memoria spiega inizialmente che la posizione altimetrica del nuovo viadotto ferroviario, e quindi la necessità di abbassare quello stradale in corrispondenza dell'intersezione, sono scaturite da espressa richiesta da parte del comune di Caivano, al fine di limitare l'impatto ambientale della nuova infrastruttura ferroviaria sul territorio. L'abbassamento della livelletta del viadotto stradale, costituito da 19 impalcati poggianti su 18 pile e 2 spalle per una lunghezza totale di ca. 580 m, ha interessato 15 pile ed una spalla a partire dalla pila n. 4, con accorciamenti graduali fino ad un massimo di 2.12 m sulla pila n. 15.

La memoria descrive poi nel dettaglio le fasi costruttive dell'intervento che è stato effettuato, per ogni pila, agendo una sola volta con tutto l'abbassamento previsto in progetto:

- si è proceduto innanzitutto alla idrodemolizione di due fasce di un metro della superficie esterna dei cinque piedritti costituenti il fusto della pila;
- di seguito sono stati montati tre gruppi di quattro castelletti metallici di sostegno provvisorio, sormontati da 12 martinetti oleodinamici;
- una volta messi in carico i martinetti, si è proceduto al taglio, con filo diamantato, dei cinque piedritti, per un'altezza pari all'abbassamento richiesto dalla nuova livelletta stradale;
- prima di effettuare il calaggio della pila si è proceduto alla sostituzione degli appoggi di neoprene esistenti con appoggi provvisori, e alla demolizione delle testate delle solette interferenti, al fine di consentire la rotazione degli impalcati adiacenti;
- l'abbassamento del pulvino è stato effettuato per tratti di 20 cm, corrispondenti al passo degli elementi costituenti i montanti metallici, controllando lo spostamento simultaneo dei 12 martinetti, ed i relativi carichi con un'unica centralina;
- si è proceduto quindi al ripristino delle armature (sovrapposizione delle barre verticali e raddoppio delle staffe) e al getto di incamicatura, realizzato per fasi con l'impiego di betoncino per i tratti idrodemoliti e di malta a ritiro compensato per il tratto di interfaccia fra i tagli;
- una volta ripristinata la continuità del fusto della pila è stato infine effettuato il sollevamento delle testate degli impalcati per l'inserimento degli appoggi definitivi.

La memoria descrive le scelte progettuali effettuate per conseguire l'adeguamento sismico del viadotto, a partire dall'analisi dei criteri di protezione sismica dello stato di fatto basati sul trasferimento, sostanzialmente rigido, delle azioni di campata direttamente sulla pila di competenza, con impostazione coerente alle normative ante DM 1996 (anno di costruzione 1990). L'adeguamento sismico è stato ottenuto con una oculata scelta del sistema vincolare, tenendo conto delle necessità sia di conservare lo schema statico e le caratteristiche resistenti della struttura, senza procedere ad alcun rinforzo, sia di mantenere la strut-



Fig. 45 - Viadotto Regi Lagni - abbassamento della livelletta stradale - Taglio delle pile e rimozione dei blocchi tagliati.



Fig. 46 - Viadotto Regi Lagni - abbassamento della livelletta stradale - Impalcato dopo l'abbassamento di una pila.

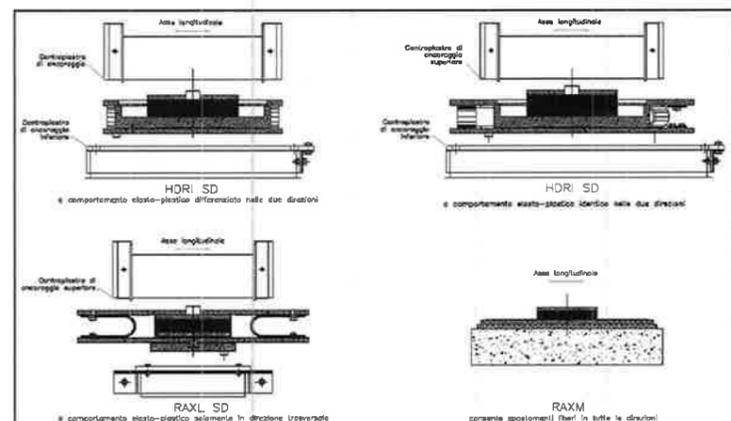


Fig. 47 - Viadotto Regi Lagni - abbassamento della livelletta stradale - Tipologie dei dispositivi di vincolo.

composizione di due tecnologie in serie: un apparecchio di appoggio in gomma con funzioni di isolatore accoppiato ad un appoggio elastoplastico; la rigidità del dispositivo in gomma è stato calibrata in modo da avere una risposta elastica del sistema strutturale per i terremoti frequenti (SLD), al limite elastico dei dispositivi elastoplastici, e di attivare la loro deformazione plastica nell'eventualità di sisma raro (SLU), limitando l'incremento dell'azione in testa pila che rimane in campo elastico; le soglie dei dispositivi sono state tarate in funzione della resistenza delle pile.

Per il calcolo della struttura è stata effettuata un'analisi dinamica non lineare con integrazione al passo, e con generazione di tre gruppi di accelerogrammi spettrocompatibili, in accordo con l'OPCM 3274/03; per ogni gruppo di accelerogrammi è stato effettuato il controllo passo-passo dei valori delle forze in testa pila, dell'entità di tutti gli spostamenti relativi di giunto (impalcato-impalcato), e dell'escursione plastica dei dispositivi di vincolo allo SLD ed allo SLU. I risultati ottenuti

	spostamenti (mm)						forze longitudinali max in testa pila (KN)			max. movimento relativo tra gli impalcati (mm)		giunto tipo	varco (mm)
	impalcato		termica		el. plastico		registrate nell'analisi	ammisibili	altezza pila (m)	in chiusura	in apertura		
	min. (all. sx/all. dx)	max. (all. sx/all. dx)	max. all. sx	max. all. dx	max. all. sx	max. all. dx							
sp.1	-141	115	4		67		242	800	0	-141	115	UBK 350	195
Pila1	-141/-135	115/122	4	4.2	67	63	511	650	5.60	-15	30	UBK 50	45
Pila2	-128/-171	136/152	4,2	3,7	63	72	526	650	5.72	-84	64	UBK 160	100
Pila3	-171/-171	153/153	3,7	3,7	71	72	573	650	5.92	-15	15	UBK 50	45
Pila4	-171/-171	153/153	3,7	3,7	71	72	573	650	6.09	-15	15	UBK 50	45
Pila5	-171/-171	153/153	3,7	3,7	72	72	573	650	5.95	-15	15	UBK 50	45
Pila6	-171/-171	153/153	3,7	3,7	72	72	573	600	6.77	-15	15	UBK 50	45
Pila7	-171/-171	153/153	3,7	3,7	72	72	573	600	6.45	-15	15	UBK 50	45
Pila8	-171/-171	153/159	3,7	1.2	72	90	499	600	6.41	-130	170	UBK 350	195
Pila9	-170/-115	158/193	9.0	10.0	0	0	0	400	10.51	-100	160	UBK 350	195
Pila10	-114/-172	193/153	1.2	3.7	105	72	427	470	8.53	-250	120	MBK 400	220
Pila11	-174/-214	153/173	3,7	2.4	76	93	434	650	5.60	-130	175	UBK 350	195
Pila12	-213/-160	173/156	2,4	3,7	92	76	432	700	5.43	-160	120	UBK 350	195
Pila13	-173/-173	154/154	3,7	3,7	76	76	575	700	5.19	-15	15	UBK 50	45
Pila14	-172/-172	153/153	3,7	3,7	73	73	574	800	4.97	-15	15	UBK 50	45
Pila15	-172/-172	153/153	3,7	3,7	72	72	573	800	3.93	-15	15	UBK 50	45
Pila16	-172/-172	153/153	3,7	3,7	72	72	573	800	3.13	-15	15	UBK 50	45
Pila17	-172/-172	153/153	3,7	3,7	72	72	573	800	1.94	-15	15	UBK 50	45
Pila18	-169/-163	167/151	3,7	3.5	68	66	559	800	1.37	-60	80	UBK 160	100
sp.2	-163	150	3,5		69		272	800	0	-163	150	UBK 350	195

Fig. 48 - Viadotto Regi Lagni - abbassamento della livelletta stradale - Risultati dell'analisi sismica.

tura in campo elastico in caso di evento sismico, al fine di garantire la piena efficienza funzionale e di servizio dell'opera, sia di controllare la forza massima in testa pila e contenere contestualmente gli spostamenti.

È stato fatto ricorso ad una soluzione di vincolo ibrida che prevede la

sono coerenti con le caratteristiche resistenti delle sottostrutture, e per i sismi frequenti evidenziano il corretto funzionamento dei dispositivi di vincolo, che non impegnano eccessivamente le proprie capacità deformative, garantendo la funzionalità per terremoti successivi.

## Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 2007

Salerno, 4-6 ottobre 2007

### La normativa strutturale – Stato dell'arte

Relazione su invito: Dr. Ing. Giovanni Angotti \*

#### 1) Premesse

Il Presidente dell'AICAP, prof. Luca Sanpaolesi, che ringrazio vivamente, mi ha invitato, per conto del direttivo dell'Associazione che ringrazio pure, a tenere una relazione sulla **normativa strutturale – stato dell'arte** nell'ambito delle Giornate A.I.C.A.P. 2007 dedicate a "L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della Scienza e della Tecnica – Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio".

Adempio con piacere all'invito nella speranza di essere all'altezza del compito a confronto di riconosciute personalità della Scienza e della Tecnica delle costruzioni fra le quali mi trovo compreso, **nella prima sessione con** il prof. Edoardo Cosenza che, precedendomi, ha già affrontato in modo eccellente *gli aspetti teorici, progettuali e normativi* del tema del convegno e nella **tavola rotonda** con l'ing. Marcello Mauro, Presidente del Consiglio Superiore dei LL.PP. ed i professori Franco Braga, Alberto Burghignoli, Luca Sanpaolesi e Gian Domenico Toniolo, che in modo altrettanto eccellente, affronteranno aspetti della normativa strutturale nazionale ed europea.

Per svolgere il tema assegnatomi avverto perciò maggiormente l'esigenza di dover prendere alcune cautele, premettendo qualche considerazione sulla **normativa tecnica** che costituisce il quadro di riferimento dello **stato dell'arte** di cui dovrò occuparmi.

Ancor prima, ma sempre allo stesso fine, ritengo opportuno soffermarmi brevemente sulla locuzione **stato dell'arte**, introdotta per la prima volta nel linguaggio dell'ingegneria nel 1910 da H. H. Supplee in un manuale sulle *turbine a gas*, ove si legge "In the present, **state of the art** is all that can be done" (al presente, **stato dell'arte** è tutto ciò che è possibile fare).

La forma *status of the art*, invece, risale all'*Antony's Photography Bulletin del 1889* come si attesta nell'*Oxford English Dictionary*, con la seguente espressione "The illustrations give a good idea of the present **status of the art** in the various methods of printing." (Le illustrazioni danno un'idea corretta del presente **stato dell'arte** dei vari metodi di stampa).

Una più circostanziata definizione si trova però nel contesto della normativa europea sui brevetti, ove il termine **stato dell'arte** è un concetto molto importante per stabilire l'effettiva innovazione ed il passaggio inventivo. Lo **stato dell'arte** viene utilizzato per designare tutto ciò che è reso disponibile al pubblico tramite descrizione orale o scritta, utilizzo vero e proprio, o qualsiasi altra modalità, prima della data di registrazione dell'applicazione Europea dei brevetti, in accordo con *European Patent Convention (EPC)*, stipulata a Monaco il 5 ottobre 1973 ed entrata in vigore il 7 ottobre 1977.

Il primo comma dell'art. 54 di questa Convenzione, edita, come tutti gli atti europei, in lingua inglese e francese, fornisce le seguenti versioni letterali:

- **nell'inglese** "An invention shall be considered to be new if it does not form part of the **state of the art**";

- **in francese** "Une invention est considérée comme nouvelle si elle n'est

*pas comprise dans l'état de la technique*".

Il riferimento all'arte nella prima lingua ed alla tecnica nella seconda delle versioni europee, ovviamente con lo stesso significato, trova in Italia una giustificazione storico-filosofica quanto meno sin dagli anni 30 del 900 nella voce ARTE dell'Enciclopedia Treccani a cura del suo fondatore il filosofo Giovanni Gentile, il quale giunge, attraverso una profonda analisi, ad affermare che con arte e tecnica "si vogliono designare due forme di attività, che sono strettamente congiunte, e, a rigore, ne formano una sola" ed ancora che "la tecnica in quanto posseduta s'identifica col soggetto, cioè col sentimento, e quindi con l'arte".

Il senso della locuzione **stato dell'arte** nella lingua e nella cultura italiana comprende dunque interamente quello europeo sdoppiato, consentendo così di individuare in siffatta accezione quello afferente alla **normativa strutturale** nel nostro Paese.

Sorge però in Italia qualche perplessità semantica in senso evolutivo sulla locuzione **stato dell'arte**, dovendosi al momento introdurre una peculiare, importante distinzione nazionale ai fini della comprensione di ciò che è accaduto e che sta accadendo nel nostro Paese in materia di **normativa strutturale**.

Distinzione tipicamente italiana, forse inusuale in Europa, comportando due differenti **stati dell'arte** significativi della medesima fattispecie e nello stesso tempo.

Il primo lo definirei **stato dell'arte consolidato** e si riferisce alla **normativa tecnica vigente** ai sensi del D.M. 14.09.2005 e quindi a tutto ciò che oggi, essendo noto, può farsi.

L'altro, **stato dell'arte in itinere** e si riferisce al prossimo approdo legislativo della normativa tecnica contenuta in un testo ormai noto, approvato di recente dal Consiglio Superiore dei LL.PP. a conclusione di un lungo dibattito sviluppatosi nel Paese fra gli operatori del settore e nella comunità scientifica, e quindi relativo a tutto ciò che potrà farsi presto, ragionevolmente a cominciare dai primi mesi del 2008.

Va da sé che in ogni caso una **normativa tecnica** dovrebbe rappresentare una sintesi delle conoscenze tecnico-scientifiche ovvero una sintesi dello **stato dell'arte** nel campo tecnico applicativo.

#### 2) Recente evoluzione della normativa tecnica

La normativa vigente del D.M. 14.09.2005 è infatti in fase di profonda evoluzione, in verità già annunciata dallo stesso legislatore allorquando con il D.M. n° 3819 del 02.03.2006 istituì una **Commissione di Monitoraggio** "con lo scopo di raccogliere informazioni circa l'applicazione della norma, redigere un commento e quindi proporre opportuni aggiustamenti e/o modifiche al testo delle norme stesse" assegnando ad essa il termine di scadenza del 23.04.2007, poi prorogato con legge n° 17 del 26.02.2007 al 31 dicembre 2007.

La Commissione di Monitoraggio il 9 Febbraio di quest'anno ha ultimato i propri lavori "sulla base delle osservazioni e dei suggerimenti provenienti dal mondo produttivo, scientifico e professionale" fra le quali sono comprese quelle del Centro Studi del CNI avanzate attraverso alcune pubblicazioni, di cui una proprio a commento del D.M. 14.09.2005, ed ha quindi proposto non già emendamenti alle vigenti norme del D.M. 14.09.2005 bensì la bozza di un nuovo testo sostitutivo, che opportu-

\* Presidente Centro Studi CNI



namamente integrato e modificato è noto ormai nella versione definitiva approvata dal Consiglio Superiore del LL.PP. con voto n° 74 del 27.07.2007 dopo un lungo ed approfondito dibattito che ha impegnato l'Assemblea nelle sedute del 13 e del 27 Luglio scorso. Testo di norme quest'ultimo al quale si riferisce la seguente sintesi concettuale contenuta nel voto di approvazione e nella quale si rinvergono le ragioni dell'ineluttabilità di un nuovo testo che, a breve, dopo i percorsi previsti presso la Conferenza Stato-Regioni ed il Consiglio di Stato dovrà sostituire quello tuttora vigente.

Il nuovo testo delle Norme tecniche per le costruzioni consentirà, come quello vigente, "di raccogliere in un unico elaborato le **norme** che disciplinano la **progettazione**, l'**esecuzione** ed il **collaudo** delle **costruzioni** al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità".

Esso, "nel **riprendere** e talvolta **modificare** anche in modo significativo i contenuti delle norme di cui al D.M. del 14 settembre 2005, oltre ad aver recepito nel suo complesso le diverse osservazioni di ordine tecnico pervenute nel periodo sperimentale monitorato, ha tenuto conto **della più che significativa scarsa applicazione nella progettazione corrente delle precedenti norme nel periodo transitorio oggetto di monitoraggio**. Tale mancata utilizzazione della norma, **in parte dovuta alla non obbligatorietà della stessa** nel periodo cosiddetto sperimentale, va anche **ricercata nella oggettiva difficoltà applicativa**, dovuta a **svariati** motivi, fra i quali è appena il caso di ricordare: la non **completa trattazione** degli **aspetti sismici** pure importanti per il Paese, che venivano rinviati ad una Ordinanza di protezione civile, senza un adeguato collegamento; un testo sulla **geotecnica** non sufficientemente adeguato ad una tecnica in continuo divenire; una impostazione non sempre in linea con le più recenti indicazioni degli **Eurocodici**.

Tenuto conto di tali presupposti, il nuovo testo normativo reintroduce una serie di indicazioni inerenti le **procedure di calcolo e di verifica delle strutture**, nonché talune **fondamentali regole di progettazione ed esecuzione delle opere**".

Il nuovo testo, quindi, segue **una serie di nuovi e condivisibili indirizzi**:

- "mantenimento del **criterio prestazionale** delle norme precedenti, per quanto consentito dall'esigenza di operatività della norma stessa";
- "**coerenza** con gli **indirizzi normativi a livello comunitario**, sempre nel rispetto delle esigenze di sicurezza del Paese; in particolare **coerenza** di formato **con gli Eurocodici**, norme europee **EN** ormai ampiamente diffuse";
- "**norme sismiche** ricondotte nell'ambito del decreto ministeriale di norme tecniche, con i contributi del mondo scientifico nonché della Protezione civile";
- "più **ampio sviluppo** della parte relativa alla geotecnica".

### 3) Stato dell'arte consolidato

In verità nella progettazione strutturale in generale, non solo in quella corrente, il testo di norme del D.M. 14.09.2005, tuttora in vigore, ha trovato scarsa se non addirittura nessuna utilizzazione proprio nella sua parte innovativa relativa ai metodi di calcolo agli stati limite per le ragioni già esposte - difficoltà applicativa, carenze normative, non obbligatorietà, ecc. - mentre ha continuato e continuerà a trovare piena applicazione, almeno fino alla fine di quest'anno, la precedente legislazione costituita da un corpo organico di norme prescrittive ampiamente sperimentate, basate sul metodo di verifica alle tensioni ammissibili:

- il D.M. 09.01.1996 per le strutture in c.a., c.a.p. ed acciaio;
- il D.M. 16.01.1996 per le strutture in zona sismica;
- il D.M. 11.03.1988 per le opere ed i sistemi geotecnici;
- la circolare del Ministero dei LL.PP. n° 65 AA/GG del 10.04.1997 con

"*istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*" (per la sua natura ovviamente non prescrittiva), che ha avuto una importanza decisiva per un decennio sulla buona progettazione strutturale in Italia sia per gli aspetti afferenti alla analisi statica, all'analisi dinamica, alla modellazione delle strutture, alle verifiche, alle interazioni con i pannelli delle tamponature, sia per quelli costruttivi degli edifici in muratura e delle strutture in c.a. di nuova costruzione, nonché degli interventi su quelli esistenti.

\*

Dunque, la prima considerazione sullo *stato dell'arte* consolidato afferrisce alla normativa che ha regolato da oltre un decennio e che continuerà a regolare, ancora per breve tempo, la generalità della progettazione strutturale in Italia. Normativa prescrittiva, basata sul metodo di verifica alle *tensioni ammissibili*, ormai superato in Europa da norme di nuova generazione quali gli Eurocodici.

### 4) Quadro normativo e stato dell'arte in itinere

Un tentativo importante di aggiornamento della normativa strutturale in Italia per le zone sismiche è stato fatto con l'*Ordinanza della Protezione Civile n. 3274/2003* recante "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", che prevedeva l'abbandono del metodo delle tensioni ammissibili, il recepimento della impostazione prestazionale e delle verifiche agli stati limite, in coerenza con l'Eurocodice 8 e con le normative di altri Paesi extra europei.

Secondo tale impostazione, recepita poi nelle nuove *Norme tecniche vigenti* ed in itinere, le regole di progettazione devono ritenersi subordinate al conseguimento dell'obiettivo generale di riduzione del rischio sismico con la finalità che "*in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile*".

L'Ordinanza, però, sempre rinviata, non è mai entrata in vigore fintantoché il D.M. 14.09.2005 ne ha sterilizzato qualsiasi efficacia applicativa prevedendo, di fatto, il suo superamento.

Essa ha però avuto il grande merito di avere riaperto in Italia il dibattito sulla normativa strutturale e di avere aperto la strada irreversibilmente verso l'applicazione degli Eurocodici.

\*

Si porrà però a breve il problema dell'effettivo superamento del vecchio quadro normativo ancora vigente che dovrà essere interamente sostituito, salvo qualche limitata sopravvivenza. Problema che in verità va tenuto presente sin da oggi nella consapevolezza che un nuovo D.M. dovrà specificare i termini di applicazione delle nuove norme e quindi l'eventuale limitato periodo di prolungamento della contemporanea sopravvivenza della vecchia ancora vigente.

Si ha invece, secondo il nuovo testo, la previsione normativa dell'applicazione in via definitiva del *metodo di verifica alle tensioni ammissibili* in alternativa a quello agli stati limite unicamente per "*le costruzioni di tipo I e 2, per le classi di uso I e II e limitatamente ai siti ricadenti in zona sismica 4*", perciò per opere di modesto impegno strutturale, peraltro con l'applicazione dei criteri di un corpo normativo ancora antecedente, ma sicuramente più coerente con la eccezione consentita:

- il D.M. 14.02.1992 per le strutture in c.a., c.a.p. e in acciaio;
- il D.M. 14.01.1987 per le murature;
- il D.M. 11.03.1988 per le opere ed i sistemi geotecnici.
- il D.M. 16.01.1996 per le azioni sismiche assumendo  $S=0,05$

A breve, quindi, la normativa strutturale sarà quella del testo delle "*Norme tecniche per le costruzioni*" approvate di recente dal Consiglio Superiore dei LL.PP., che **definiscono** i principi per la progettazione,



l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e di stabilità, anche in caso d'incendio, esplosioni, urti nonché di durabilità garantita attraverso una opportuna scelta dei dettagli e dei materiali che devono sempre essere sottoposti a procedure e prove di accettazione, un opportuno dimensionamento delle strutture ed adottando le necessarie misure di protezione e manutenzione, il cui piano deve essere perciò obbligatoriamente compreso fra gli elaborati del progetto strutturale; **forniscono** i criteri generali di sicurezza adottando, per la generalità dei casi, i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, distinguendo nelle verifiche allo stato limite ultimo quello "di equilibrio come corpo rigido", quello "di resistenza della struttura compreso gli elementi di fondazione" e quello "di resistenza del terreno"; **precisano** le azioni che devono essere utilizzate nel progetto; **definiscono** le caratteristiche dei materiali e dei prodotti; più in generale **trattano** gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere; **consentono** il riferimento ad altre normative di comprovata validità in particolare agli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali.

Insieme ad altre, una novità significativa è, ad esempio, la definizione dell'azione sismica, **al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini sia di accelerazione del suolo  $a_g$  che di forma dello spettro di risposta**.

"A tal fine, **per ciascun sito, viene individuato il periodo di ritorno del sisma relativo allo stato limite ed alla costruzione**".

"In questo quadro operativo, finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità sismica di cui si dispone, è anche previsto il riferimento a quattro stati limite in luogo dei due in zone non sismiche".

Infatti **"Allo stato limite di danno** – ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee all'indomani del terremoto – viene affiancato **lo stato limite di immediata operatività**, particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.).

In modo analogo, **allo stato limite di salvaguardia della vita**, individuato definendo più puntualmente lo stato limite ultimo, si è affiancato **lo stato limite di prevenzione del collasso**, particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia).

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione, fanno corrispondere **una progressiva crescita del danneggiamento al complesso di struttura, elementi non strutturali ed impianti**, per individuare così univocamente ed in modo *quasi "continuo"* le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione".

Una ulteriore significativa novità è costituita dai criteri di progettazione proprio degli impianti in zona sismica la cui applicazione richiede l'intervento dello strutturista sin dalla fase della loro concezione occorrendo valutazioni di forze, azioni e deformazioni che solo lo strutturista è in grado di fornire.

Nel quadro generale della sicurezza, ad esempio, in caso di sisma deve essere messo in conto "il rischio di fuoriuscita incontrollata di gas". A tal fine lo strutturista deve partecipare alla progettazione del passaggio dei tubi per la fornitura del gas "dal terreno alla costruzione" perché sopportino "senza rottura i massimi spostamenti relativi fra costruzione e terreno dovuti all'azione del sisma di progetto".

\*

Il Consiglio Superiore dei LL.PP. ha già approvato, inoltre, con voto del 27 luglio 2007, affare n° 58, **le Appendici Nazionali** dei 22 Eurocodici che "più di altri si interfacciano con i contenuti delle nuove

**Norme Tecniche per le costruzioni"** in itinere ed in particolare con quelle della progettazione strutturale e che perciò rappresentano un formidabile riferimento anche interpretativo della norma nazionale.

Sono stati adottati parametri nazionali che "sovente confermano i valori raccomandati dagli Eurocodici, mentre, laddove se ne discostano, stabiliscono appositi valori o disposizioni dettati dal rispetto delle esigenze di sicurezza del Paese nonché delle sue tradizioni scientifiche e culturali".

Si tratta indubbiamente di un importante contributo italiano verso una normativa europea condivisa.

\*

È stato pure approvato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. con voto n. 36 del 27.07.2007, la "proposta di aggiornamento dei primi elementi riguardanti criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale", nella quale la pericolosità sismica è resa compatibile con le Norme Tecniche per le costruzioni in itinere.

\*

**Il quadro normativo**, quindi, appena sarà approvato il testo in itinere, rispetto al quale andrà considerato "lo stato dell'arte" delle applicazioni che potranno eseguirsi, sarà costituito:

- dalle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al voto n° 74 del 27.07.2007, del Consiglio Superiore dei LL.PP.;
- dalle Appendici Nazionali" agli Eurocodici di cui al voto del Consiglio Superiore dei LL.PP. del 27.07.2007, affare n° 58;
- "dall'aggiornamento dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale" di cui al voto del Consiglio Superiore dei LL.P. n° 36 del 27.07.2007.

Il Capitolo 12 delle Norme tecniche in itinere individua poi i "documenti che costituiscono riferimento di consolidata validità", con valenza di integrazione della normativa tecnica. Essi sono:

- "Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici";
- "Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici";
- "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss.mm.ii.;
- "Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)", che hanno sempre giocato un ruolo importante nell'evoluzione della normativa tecnica nazionale;
- "Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN";
- "Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea";
- "Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI".

## 5) Informazione ai professionisti

Il Consiglio Superiore dei LL.PP. nel citato voto n° 74 si è già posto il problema della applicazione del nuovo quadro normativo osservando che stante il carattere innovativo delle nuove norme che riflettono il formato degli Eurocodici "atteso che in Italia non hanno trovato ancora diffusa applicazione, appare opportuno che il Servizio Tecnico Centrale avvii con la massima urgenza possibile le attività propedeutiche alle emanazioni di **Circolari esplicative** dei vari argomenti trattati". Il Presidente Mauro, con grande coerenza e sensibilità ha già attivato una Commissione per la preparazione delle Circolari che potrà avvalersi anche del contributo dei rappresentanti degli Ordini presso la Commissione di Monitoraggio.

Si tratta di una iniziativa molto apprezzata dal mondo professionale. Essa dovrà fornire, a mio avviso, anche indicazioni sulle procedure del-



l'esame ed approvazione della progettazione strutturale da parte degli Uffici periferici preposti, lasciati oggi in alcune Regioni all'arbitraria interpretazione degli istruttori locali dei progetti.

Al fine che precede potrebbe costituire una lodevole iniziativa da parte del Consiglio Superiore la riattivazione della pubblicazione del glorioso "Giornale del Genio Civile" che potrebbe diventare fonte di informazione autorevole e di diffusione della ricerca nelle discipline strutturali quando divenuta applicabile e compatibile con la normativa tecnica vigente, nonché delle applicazioni professionali più significative; ma anche di dibattito sull'evoluzione delle norme tecniche di cui è legislativamente previsto il periodico aggiornamento.

## 6) Aggiornamento continuo dei professionisti

D'altra parte la corretta applicazione della nuova normativa tecnica nel suo complesso richiede una partecipazione attiva degli Ordini Professionali, sicuramente di quello degli Ingegneri, che può avvalersi del suo Centro Studi, nell'interesse dei professionisti che svolgono attività strutturale, per favorirne l'aggiornamento continuo nelle discipline pertinenti, d'intesa con le associazioni settoriali come l'AICAP. Quest'ultima ad esempio ha già curato la pubblicazione di due pregevoli volumi intitolati "Guida all'uso dell'EC2" che credo ora vadano adeguati all'avvenuto recepimento nazionale dello stesso Eurocodice n° 2. Devo pure ricordare che il "Codice deontologico" approvato dal Consiglio Nazionale degli Ingegneri il 16.06.1988 ed aggiornato il 01.12.2006 a seguito di disposizione della legge n° 248/2006 pone a capo degli iscritti all'Albo l'obbligo di "migliorare ed aggiornare la propria abilità costantemente". Esso è, a tutti gli effetti, cogente.

Devo pure ricordare che, in tema di aggiornamento professionale, il Disegno di legge presentato alla Camera dei Deputati (A.C. n. 2160) il 24.01.2007 concernente la "Delega al Governo in materia di professioni intellettuali" implicitamente riconosce l'obbligo dei professionisti di aggiornare costantemente la propria formazione, annoverando "l'omesso aggiornamento della formazione professionale" come illecito disciplinare ed affidando agli organi "nazionali e territoriali" degli Ordini il "compito essenziale" "dell'aggiornamento e della qualificazione professionale dei propri iscritti" nonché "la verifica del rispetto degli obblighi di aggiornamento da parte dei professionisti iscritti".

Aggiornamento, indipendentemente dall'esito del disegno di legge, da programmare con urgenza con lo scopo di consentire la partecipazione alla progettazione strutturale degli ingegneri che, a vario livello, diffusamente vi partecipano già in tutto il territorio nazionale, evitando così che presunte difficoltà interpretative ed applicative delle nuove norme ne minaccino o ne provochino l'espulsione dal settore soprattutto di quelli di una certa fascia d'età che si occupano di strutture di piccola e media importanza.

Ciò non riguarda gli ingegneri civili italiani laureatisi negli ultimi 20 anni che hanno seguito nelle Università corsi di Tecnica delle Costruzioni basati sia sulle tensioni ammissibili, sia sugli stati limite, con una netta preferenza per questi ultimi e corsi di Geotecnica sempre più evoluti. I laureati ingegneri strutturalisti degli ultimi 20 anni hanno quindi sviluppato applicazioni (in particolare le tesi di laurea), modellazione strutturale e di verifica con il metodo agli stati limite, ma hanno anche acquisito conoscenza di modellazioni e calcoli geotecnici.

Si può quindi affermare che essi possiedono un bagaglio scientifico e tecnico adeguato alla progettazione strutturale ed all'applicazione delle nuove norme tecniche.

Va preso atto tuttavia che a tutt'oggi i progetti di strutture in c.a. - c.a.p. sviluppati con il metodo agli stati limite sono stati molto pochi anche nelle zone non sismiche.

Evidentemente l'attaccamento alla tradizione, favorito da una normati-

va con impostazione classica, ha alimentato una certa pigrizia progettuale.

Questo è pertanto lo stato culturale e professionale degli ingegneri dal quale devono muovere in Italia le iniziative di aggiornamento professionale nel settore, che deve essere prima promosso come interesse individuale del professionista e quindi tutelato come interesse pubblico attraverso un'applicazione coerente del codice deontologico.

Università, Ordini professionali, Associazioni culturali (AICAP) devono mettere perciò a punto programmi di aggiornamento con contenuti precisi. Non servono più corsi generalisti ma occorre puntare su una offerta formativa mirata ad aspetti specialistici, come ad esempio la progettazione strutturale sismica, la geotecnica e le relative modellazioni, la sicurezza delle costruzioni esistenti nonché gli interventi di consolidamento e di adeguamento.

A titolo di esempio ricordo le vecchie collane dell'ITALSIDER sull'applicazione dell'acciaio, ricche di esempi applicativi anche in zona sismica, ed in particolare quella dei volumetti con chiare esemplificazioni teoriche volte a facilitare la progettazione di edifici, ponti, serbatoi e consolidamenti in acciaio.

Se verrà creato un sistema territoriale (attraverso gli Ordini provinciali e le sedi decentrate delle Associazioni specialistiche) coordinato da un riferimento centrale si possono dare risposte rapide a dubbi interpretativi che nasceranno nell'applicazione. La forte coerenza della nuova normativa strutturale con gli Eurocodici faciliterà certamente l'interpretazione del testo.

L'intero quadro legislativo della normativa strutturale deve però essere ufficialmente disponibile alcuni mesi prima della sua entrata in vigore. In tal modo i professionisti avranno il tempo di esaminarlo e studiarlo e soprattutto di mettere a punto il software strutturale compatibile con le nuove norme, oggi assolutamente indispensabile per qualsiasi progettazione strutturale.

## 7) Il calcolo automatico

I codici di calcolo automatico infatti costituiscono un aspetto essenziale ed assai delicato della progettazione strutturale.

Al proposito la nuova "Normativa Tecnica" (capitolo 10), prevede testualmente che nella "redazione dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo":

"Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

**Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale".**

Per rafforzare il principio di responsabilità del progettista nella scelta del programma di calcolo è previsto inoltre che:

"Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, **il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni**":

**a) Tipo di analisi svolta**

**b) Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo**

**c) Affidabilità dei codici utilizzati.** Per questi ultimi "Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'affidabilità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distri-



butore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione".

**d) Validazione dei codici**, per la quale

"Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni".

Si tratta in verità di una prescrizione ambigua perché avrebbe dovuto essere riferita alla validazione dei codici e non già alla prestazione professionale e perciò di difficilissima applicazione e se applicata di esito assai delicato. Ad esempio: chi stabilisce quando scatta l'obbligo? chi sceglie il soggetto diverso? Chi lo paga? Cosa succede se si perviene a risultati diversi? Chi stabilisce chi ha ragione?

Credo quindi vada ripensata e che vada individuata invece la sede di certificazione ufficiale dei programmi, come avviene per qualsiasi altro prodotto, trasformando la prescrizione in raccomandazione al progettista.

**e) Modalità di presentazione dei risultati;**

**f) Informazioni generali sull'elaborazione;**

**g) Giudizio motivato di accettabilità dei risultati affidando al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.** A tal fine il progettista può anche ricorrere, nei casi che egli riterrà opportuni, alla ripetizione del calcolo mediante altro programma ed eventualmente con altro soggetto qualificato.

\*

Dinanzi ad un cambiamento così profondo della progettazione strutturale gli ingegneri italiani devono, quindi, essere messi in condizione di poter contribuire alla sua elaborazione senza particolari difficoltà attraverso l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche e di poter concorrere quindi al successo degli Eurocodici in quanto strumenti volti al raggiungimento di obiettivi fondamentali quali:

- migliorare la competitività dell'industria europea delle costruzioni sia all'interno sia all'esterno dell'U.E;
  - costituire la base per appalti europei di lavori pubblici e per i correlati contratti di servizi di ingegneria;
  - essere di riferimento per la determinazione delle prestazioni di elementi strutturali nei confronti dei requisiti essenziali;
- ed al raggiungimento dei seguenti benefici:
- facilitare la libera circolazione nell'UE di materiali e prodotti da costruzione, contribuendo a migliorare il funzionamento del mercato interno;
  - costituire una base di comprensione comune fra progettisti, committenti, operatori, utilizzatori, imprese e produttori;
  - costituire una base comune di ricerca e sviluppo nel campo dell'ingegneria strutturale;
  - consentire la preparazione di software affidabile.

"Gli Eurocodici infatti, sono in grado oggi di offrire l'opportunità di raggiungere standard di progettazione armonizzata nel mercato europeo delle costruzioni e nel resto del mondo.

Per raggiungere questo obiettivo, la raccomandazione che l'Europa rivolge agli

SM è che gli Eurocodici siano resi applicabili, che i professionisti li applichino e che nelle Università i corsi di progettazione strutturale siano basati sulla filosofia degli Eurocodici" (Guida all'uso dell' Eurocodice 2 a cura di AICAP).

\*

Sono sicuro che gli ingegneri italiani affronteranno con successo il cambiamento che le Nuove Norme Tecniche richiedono. Essi hanno affrontato e superato negli anni 60 difficoltà concettuali di maggiore rilievo, allorché venne emanata la legge sismica n° 1684 del 25.11.1962, molto vicina ad una impostazione prestazionale, mentre ancora nella ingegneria civile erano completamente assenti gli insegnamenti della geotecnica e della dinamica, mentre la precedente concezione strutturale e la metodologia di calcolo degli edifici erano basati non già sul comportamento globale delle strutture di un edificio bensì sulla sua scomposizione in telai indipendenti nelle zone sismiche (allora limitate) ed addirittura in una sequenza di travi continue nel resto del territorio nazionale. Legge che introdusse per la prima volta il riferimento a regole tecniche note ma non predefinite, che potevano modificarsi continuamente in conseguenza dell'evoluzione della scienza edilizia e con la sola prescrizione che "le strutture debbono essere calcolate come sistemi elastici costituiti da travi e pilastri solidali (telai) e calcolati con i metodi della scienza delle costruzioni".

Le previsioni normative della legge n. 1684/62 trovarono infatti specificazione in due importanti Circolari del Ministero dei Lavori Pubblici, la n. 3797 del 6 novembre 1967, sulla geotecnica e sulle strutture di fondazione, e la n. 6090 dell'11 luglio 1969, sulle costruzioni prefabbricate a grandi pannelli; argomenti non disciplinati dalla legge.

## 8) Conclusioni

Sono pienamente consapevole quindi che lo stato dell'arte della progettazione strutturale, riferito a qualsiasi normativa tecnica, comprende sempre i professionisti che la applicano. In tal senso normativa ed aggiornamento devono sempre avanzare insieme. In ciò consta nel caso l'abilità e la saggezza del Legislatore, dell'Università, dell'Ordine degli Ingegneri, delle Associazioni tecniche specializzate, dei singoli professionisti che, qualora si fregino del titolo di **strutturista** dovrebbero però essere individuabili con le loro peculiarità formative e culturali (titoli, master, specializzazioni, corsi di aggiornamento, esperienze, ecc) nonché con il loro curriculum specialistico in **appositi elenchi**, così come oggi avviene per quanti possono svolgere attività in tema di sicurezza dei cantieri (legge 494/1996) e di prevenzione incendi (legge n. 818/84). Sarebbe garanzia per gli operatori del settore, committenti ed imprese compresi. Sarebbe garanzia sociale.

Va però diffusa e sostenuta la concezione unitaria della progettazione nella quale le figure specialistiche dello strutturista, ma penso anche dell'impiantista, devono poter concorrere sin dalla fase di avvio del progetto, coordinate dal **responsabile della progettazione** che il Regolamento dei LL.PP. (D.P.R. n. 554/99) già prevede. Ciò perché la sicurezza assume oggi una concezione unitaria che comprende strutture ed impianti, ma anche gli elementi non strutturali di ogni opera, nei confronti delle azioni più varie anche eccezionali.

Salerno 4 Ottobre 2007