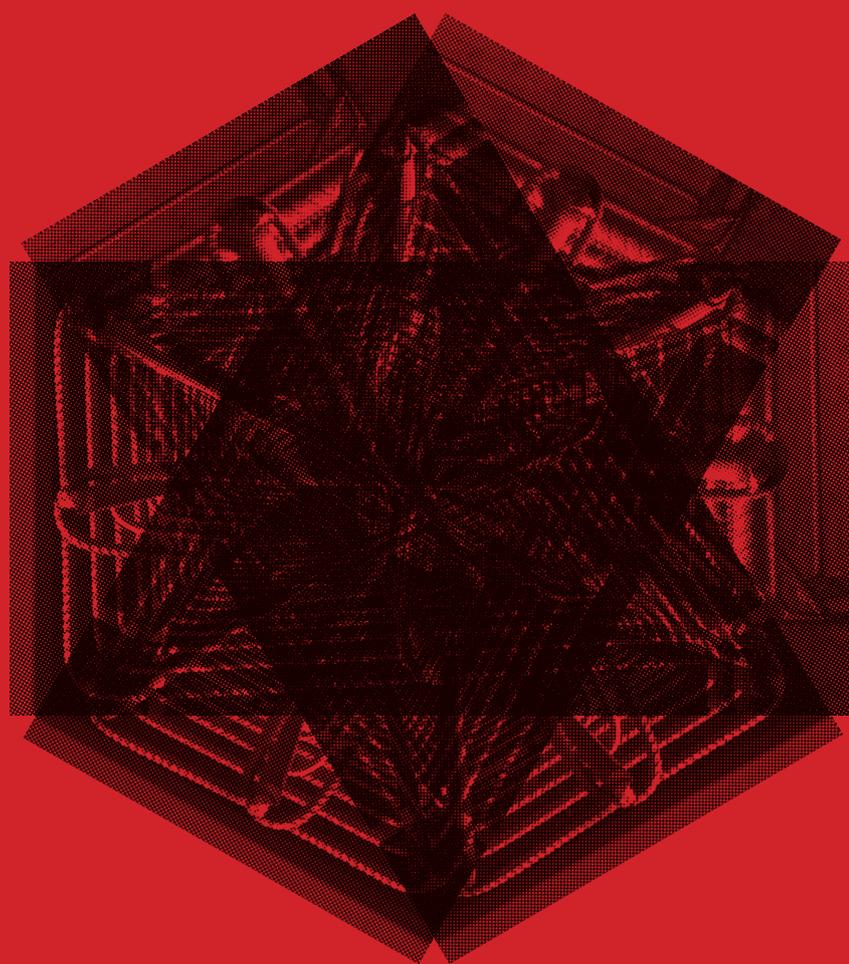


L'Ingegnere Italiano

374

Il calcestruzzo armato

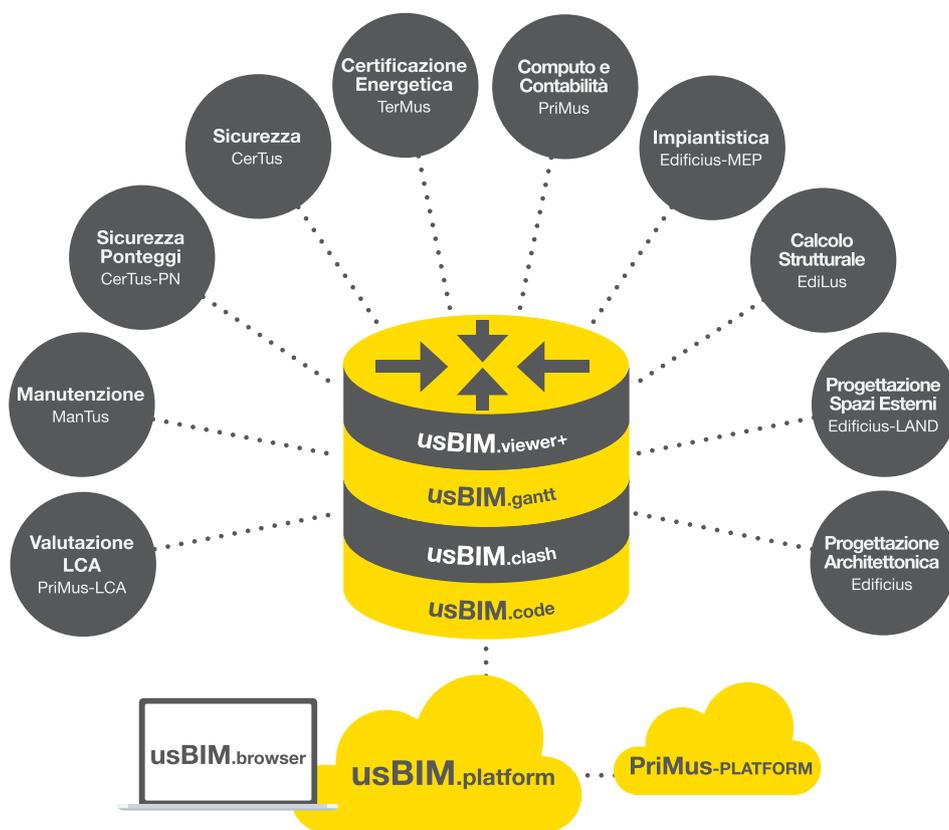




usBIM

BIM integrated system

Scopri il più vasto sistema integrato di piattaforme, plug-in e software per creare e gestire il modello BIM



Il sistema integrato che porta il BIM italiano al top della tecnologia mondiale

Il sistema usBIM prevede l'integrazione di piattaforme digitali aperte, plug-in e software (BIM authoring/BIM tools) in grado di creare e gestire il modello digitale BIM in tutti i momenti della vita della costruzione, dalla fase di progettazione a quella di realizzazione e manutenzione o dismissione.

L'Ingegnere Italiano è la rivista dedicata alla ricerca, alla tecnologia e ai progetti di ingegneria.

Un magazine che si propone di raccontare l'eccellenza dell'ingegneria italiana nel contesto internazionale, coniugando il rigore scientifico con i nuovi linguaggi e l'innovazione.

Direttore responsabile

Armando Zambrano

Direttore editoriale

Gianni Massa

Curatore del numero

Giovanni Cardinale

Coordinamento editoriale e giornalistico

Antonio Felici

Consulente editoriale

PPAN | ppan.it

Progetto grafico

Stefano Asili | asi.li

Stampa

artigrafiche Boccia | artigraficheboccia.it

Pubblicità

Agicom srl – Castelnuovo P (Roma) | agicom.it

Segreteria direzione

Filomena Petroni

Editore

Consiglio Nazionale degli Ingegneri:

Stefano Calzolari, Giovanni Cardinale, Gaetano Fedè,
Michele Lapenna, Ania Lopez, Massimo Mariani,
Gianni Massa, Antonio Felice Monaco, Roberto Orvieto,
Angelo Domenico Perrini, Luca Scappini,
Raffaele Solustri, Angelo Valsecchi,
Remo Giulio Vaudano, Armando Zambrano
www.tuttoingegnere.it

Hanno collaborato

Franco Angotti
Franco Mola
Maurizio Orlando
Paola Pierotti

L'Ingegnere Italiano





Questo numero de L'Ingegnere Italiano era ormai pronto per la stampa quando è giunta, improvvisa, inaspettata, la notizia del crollo del Ponte Morandi. Un'opera emblematica dell'ingegneria italiana degli anni '60: sintesi tra concezione, sperimentazione, progettazione, innovazione delle tecnologie e dei processi costruttivi.

Un pezzo di Genova e Italia.

Oggi, però, immagine di tragedia. Il pensiero di tutti gli ingegneri italiani va alle vittime, inconsapevoli e innocenti, alle famiglie coinvolte, agli affetti irreversibilmente infranti. Va alla solidarietà delle persone comuni e dell'impareggiabile sistema di soccorsi fatto da vigili del fuoco, protezione civile, associazionismo volontario. Va alla comunità ed ai nostri colleghi di Genova. Le immagini di questo Agosto ricordano l'importanza di un mestiere, quello dell'Ingegnere, tanto affascinante e coinvolgente quanto fortemente connesso al concetto di rischio nella sua più ampia accezione. I materiali, le azioni, gli usi, le conoscenze e le tecniche si evolvono, si innovano, aprono scenari mai attraversati. Il ponte Morandi continuerà ad essere studiato, analizzato; il suo collasso dovrà insegnarci ancora tanto. E ancora di più rammentarci dell'importanza della prevenzione e della manutenzione. Adesso, nel momento del cordoglio e del dolore, esso si offre a noi con l'immagine della distruzione e della rovina che vogliamo leggere con il proposito di un impegno sempre più attivo e pressante degli ingegneri sul tema della sicurezza del costruito.



al SAIE 2018
Bologna 17-20 ottobre

con gli specialisti di
Sismica e Pushover
Vetro strutturale
Legno strutturale
**Progettazione
antincendio**
**Scaffalature
metalliche**
Tensostrutture

**PRIMA DEL SAIE - I giorni 8 e 9 Ottobre
a Vicenza CAECONFERENCE.COM**

Richiedendo un incontro con gli specialisti in
www.hsh.info
riceverete l'ingresso gratuito al SAIE



UNA NUOVA NARRAZIONE DELL'INGEGNERIA

Quello che vi apprestate a sfogliare è un Ingegnere Italiano del tutto particolare. Rappresenta il primo numero di un nuovo corso che risponde ad una nuova politica editoriale e di comunicazione, recentemente intrapresa dal Consiglio Nazionale Ingegneri. Come molti di voi sapranno, a partire dall'inizio del 2018 il CNI si è dotato di un nuovo organo di informazione, Il Giornale dell'Ingegnere, il quale, grazie alla cadenza mensile e la grande diffusione, è stato efficacemente focalizzato sull'attualità e sulla divulgazione delle linee di indirizzo politico del Consiglio Nazionale. Ciò al fine di dare più visibilità alla categoria, trasformando gli ingegneri italiani in "opinion leader". Tuttavia, affinché questi obiettivi vengano raggiunti completamente, è necessario che la nostra comunicazione tocchi altre corde, che si impegni a proporre una "narrazione" più efficace e a tutto tondo di quello che rappresenta oggi l'ingegneria italiana. E' necessario far comprendere i motivi per cui riteniamo e vogliamo affermare sempre di più che l'ingegneria è un fattore primario per la crescita del Paese e quanto sia importante la cultura dell'Ingegneria per la salvaguardia del sapere, in un percorso di innovazione che consenta lo svolgimento della professione nel rispetto della tradizione. Innovazione che gli ingegneri italiani hanno sempre saputo declinare attraverso la ricerca, l'uso delle tecnologie più avanzate e, soprattutto, grazie alla capacità di elaborare progetti di alto livello. Non a caso possiamo affermare, senza tema di smentite, che l'ingegneria rappresenta un'eccellenza assoluta di questo Paese.

Il nuovo Ingegnere Italiano servirà proprio a raccontare tutto questo. Il magazine sarà svincolato dal resoconto del quotidiano per concentrarsi nell'analisi scientifica dei temi e dei progetti che hanno fatto grande l'ingegneria italiana nel mondo. Ogni numero sarà una monografia che si occuperà in maniera approfondita di un tema specifico, raccogliendo i contributi di alto profilo scientifico delle menti più brillanti del nostro settore. Il primo numero, quello che state leggendo, è dedicato ad un materiale antico ma quanto mai attuale: il calcestruzzo. Seguiranno altre interessanti monografie che andranno ad approfondire numerosi altri temi, proponendo una visione caleidoscopica dell'ingegneria, completa nelle sue mille sfaccettature.

A questo punto non mi resta che augurare a tutti voi buona lettura!

Armando Zambrano
Presidente CNI

Il Consiglio Nazionale ha voluto darmi la grande responsabilità e l'immenso onore di questa direzione editoriale. "L'ingegnere Italiano" ha quasi 100 anni. Ha attraversato il confine tra il secondo e il terzo millennio passando dalla guerra al fascismo, alla liberazione, alla Repubblica, al sogno e alla costruzione di una nuova società. L'ingegneria è l'interfaccia, il confine, tra scienza e società. Tra tradizione e innovazione. Tra passato e futuro. Tra il prima e il dopo. Il numero 374 inizia un progetto nuovo che proverà ad approfondire, attraverso numeri monografici, il valore e il ruolo dell'ingegneria, sintesi multidisciplinare che costruisce il percorso, mai unidirezionale, che va dall'idea alla sua realizzazione. Un progetto sperimentale aperto al contributo di tutti coloro che ogni giorno lavorano per generare le relazioni e gli attriti profondi necessari per costruire un dopo migliore rispetto al prima.

PRIMA

E' istruttivo e fondamentale studiare il mondo che ci circonda, la bellezza, il funzionamento, o semplicemente l'utilità o l'inutilità delle cose, naturali o artificiali. Per quanto tutto ciò sia affascinante, non c'è paragone con l'interrogarsi sulla storia della loro genesi. Cioè sulla sovrapposizione di competenze, talenti, intuizioni, eventi casuali o fortemente voluti. Sugli incroci di forze economiche, politiche, individuali, collettive, di coincidenze, di errori, che hanno generato un dopo rispetto a un prima.

Per esempio prima del frigorifero come si conservava il cibo? E come ci è venuta l'idea del rasoio bilama? O del tosaerba? Giusto per interrogarci su questioni che potrebbero apparire di non cruciale importanza.

Prima e dopo.

Come si è arrivati a inventare il volo? O il cemento armato, le vaccinazioni, la laparoscopia, l'apri-scatole?

Studio e memoria. Conoscere. Vale per tutte le conquiste della civiltà; una per tutte, la libertà.

I progressi significativi avvengono spesso non attraverso un approccio diretto, ma ponendo obiettivi ambiziosi che offrono forti motivazioni, che accendono l'immaginazione. All'incirca così, nel 1970, Ernst Stuhlinger (NASA) si esprime nella famosa risposta a Suor Maria Gioconda, missionaria in Zambia, che, riferendosi alle ricerche per le missioni su Marte, chiedeva "perché spendere miliardi di dollari per la ricerca spaziale quando ci sono tanti bambini che muoiono di fame?".

Impossibilità possibili. Prima impossibilità, dopo possibilità e poi realtà.

Utopia e realtà sono unite da una fune, o se preferite, visto il titolo di questo numero nuovo, da un trefolo, la cui forza, che, paradossalmente, può divenire anche la sua fragilità, è data dagli attriti tra le fibre che la compongono.

La caratteristica di quella fune, la resistenza a trazione che trascina in avanti l'umanità, si materializza quando quegli attriti agiscono in profondità, in silenzio. Quando sono visibili al microscopio, fin sotto la materia della fisica classica. Tale forza ha necessità di misura, di precisione, di ricerca, di tempo. Di analisi critica e non solo di racconto. Ha necessità di uomini e donne che smontano certezze, che provano e riprovano a mettere in fila cause ed effetti. Ha necessità di considerare la frammentazione delle competenze, quella intesa a compartimenti stagni, un punto di debolezza e non un punto di forza (ciò dovrebbe valere, a maggior ragione, nel sistema di governo della Pubblica Amministrazione). Ha anche bisogno di una sana dose di indisciplina.

Poi c'è il racconto e la sua necessità. La sua capacità di generare nuovi attriti.

Prima e dopo.

Gianni Massa

Vice Presidente Vicario CNI

Blumatica GDPR

Implementazione del modello di organizzazione e gestione dei dati personali ai sensi del GDPR 2016/679

oltre 3.000 licenze attive
oltre 20.000 aziende gestite

Multi-aziendale Condivisione dati e documenti coi clienti

- ✓ Gestione nomine
- ✓ Banche dati a corredo completamente personalizzabili
- ✓ Gestione dei registri delle attività di trattamento
- ✓ Valutazione rischi
- ✓ DPIA con metodologia di valutazione ideata da Blumatica
- ✓ Informazioni documentate

Applicazione completamente cloud che non necessita di installazione.
Fruibile anche in versione mobile su tablet e smartphone.

Primo e unico software certificato* conforme al regolamento UE 2016/679 e con metodologia DPIA proprietaria riconosciuta e validata

*alla data di rilascio dei certificati di accreditamento



Scopri di più!
www.blumatica.it/GDPR

374

5 Armando Zambrano

6 Gianni Massa

10 Giovanni Cardinale

19 Franco Mola

54 Franco Angotti
Maurizio Orlando

68 Franco Mola

94

96 Paola Pierotti

104 Paola Pierotti

111

/ sommario

Una nuova narrazione dell'ingegneria

Prima

Le Costruzioni in calcestruzzo armato:
riflessioni, suggestioni, normative, progetto

Il calcestruzzo armato

Il punzonamento nelle piastre in c.a.

Caratteri distintivi
e progetto degli edifici alti

FOCUSING

Ingegnerizzazione e industrializzazione
per il Centro didattico espositivo
di Dallara Automobili

Nuova vita per la Bourse de Commerce
di Parigi: Tadao Ando firma l'opera
per François Pinault

gli autori di questo numero

Le Costruzioni in calcestruzzo armato: riflessioni, suggestioni, normative, progetto

Perché parlare di calcestruzzo

L'edificio rappresentato nella *fig. 1* è situato a Firenze, Via Santa Caterina d'Alessandria, a due passi dalla Stazione di Santa Maria Novella.

Progettato dall'arch. Alberto Galardi, e dagli ingegneri Augusto Bianco e Silvano Zorzi, per Olivetti, ai primi anni '70, presenta struttura in cemento armato precompresso e piani appesi con tiranti in c.a. bianco a due nuclei laterali in calcestruzzo armato.

Essendo in costruzione negli anni che precedevano la mia laurea (1976) quel cantiere, quel progetto, hanno avuto, in un giovane studente, una enorme forza espressiva, anche per il nome di Silvano Zorzi progettista di grandi opere in c.a. tra cui due ponti ad arco sull'autostrada A1, ancora vicino a Firenze. Ecco, in questa immagine, in questo edificio, si racchiudono, almeno per il mio sentire, tante delle motivazioni per aver voluto dedicare il primo numero della nuova serie di questa storica rivista alle costruzioni in calcestruzzo.

In questa costruzione c'è creatività, disegno, architettura, tecnologia, industrializzazione, prefabbricazione, integrazione totale tra tutte le anime, le sensibilità, le culture che accompagnano ogni progetto.

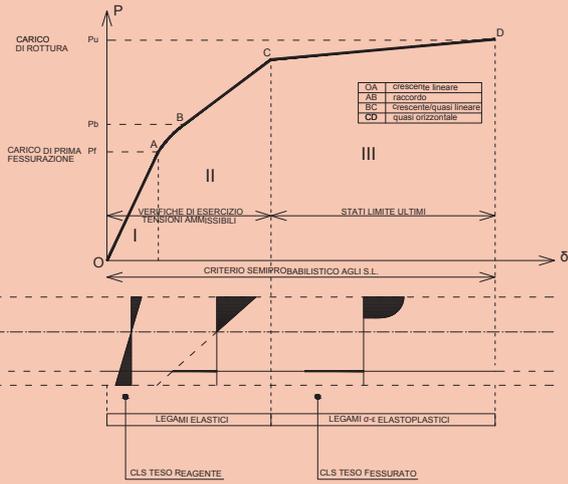
"Visualization of space must be supported by structural knowledge. Design without structural knowledge will result in dilettantism. For this reason we make construction a prerequisite to architectural planning".

Concetti chiari, espressi non da un odioso quanto inutile difensore della superiorità dell'ingegneria sull'architettura, ma da un maestro dell'architettura, Ludwig Mies van Der Rohe in occasione dell'*"Inaugural address"*, nel 1938, al Dipartimento di Architettura a Chicago.

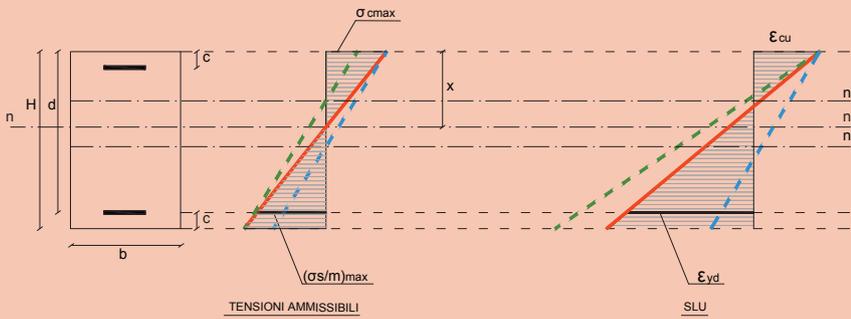
C'è anche un'altra idea nella volontà di dare spazio ed attenzione a questo materiale.

Le immagini di massicci cordoli in c.a. crollati, a causa del sisma, sopra alle macerie di costruzioni modeste, con murature prive di qualsiasi organizzazione e tessitura, o quelle dei nodi di telai in c.a., magari progettati per tenere di conto della sola storia dei carichi verticali, distrutti dalle azioni dinamiche ripetute e violente, si sono fuse e sovrapposte con le voci autorevoli di architetti, anche molto famosi, rilanciate dai media, che hanno demonizzato questo materiale, decretando la superiorità di altri materiali nel garantire la

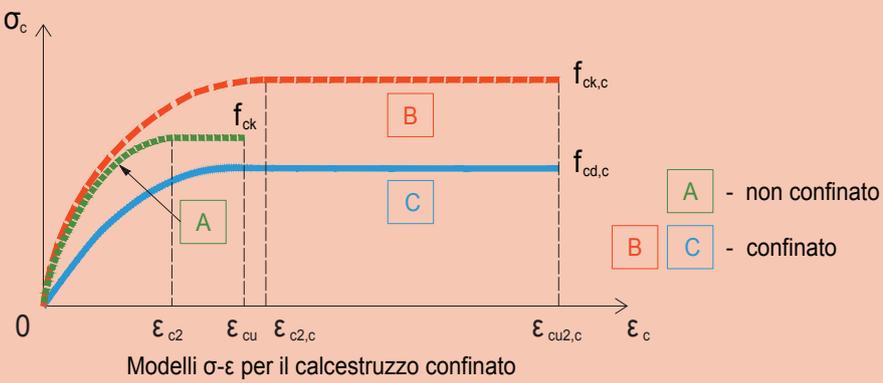




3



4



5

sicurezza delle persone e delle cose.

Come se la scelta del materiale di una costruzione non fosse uno dei tanti atti del progettare e come se questa scelta non dovesse procedere da una profonda conoscenza dei materiali, delle condizioni al contorno, delle prestazioni richieste, delle finalità estetiche, costruttive, economiche, ecc.; ancora Mies Van Der Rohe, opportunamente: *“... che meravigliosa sensibilità possedevano quanti, nel passato, decidevano dove impiegare la pietra ed in che occasioni rinunciarvi...”*. Infine, un'altra motivazione, che definisco intima, legata più alla passione del costruire, all'ammirazione ed all'amore verso quelle tecniche e quelle persone che, con il cemento armato, traducono l'immaterialità dell'idea e delle disposizioni esecutive, in materialità vera, in opere concretamente “manufatte”.

Le costruzioni in calcestruzzo richiedono una attenzione molto particolare che va dalla progettazione del materiale base, alla sua produzione, alle modalità di posa in opera, fino al disegno delle linee di armatura che garantiscono il funzionamento e la vita delle strutture.

E, infatti, il disegno complessivo dell'opera e di ogni singolo dettaglio che assicura la solidarietà tra calcestruzzo ed armature metalliche, ed è attraverso il “patto” tra i materiali, che si garantiscono, resistenza, bellezza, durabilità.

Così O. Belluzzi: *“Le strutture di cemento armato sono costituite da calcestruzzo di cemento nel quale sono annegate delle armature (fig. 2) disposte in modo opportuno...”* e quel “patto” di cui parlavo prima non è altro che la Teoria del Cemento armato che va letta come *“...un compromesso fra la necessità di ottenere formule che consentano di sottoporre al calcolo i vari problemi della pratica, e quella di scostarsi il meno possibile dalla realtà assai più complessa che nelle altre costruzioni...”*

Si è quindi scelto di trattare questo tema, le costruzioni in calcestruzzo, da vari punti di vista: la storia, le normative, l'attenzione a problemi pratici fortemente legati alla natura di questi materiale (il punzonamento) e, soprattutto, i progetti, le costruzioni: fine ultimo di ogni attività di progettazione. In questo contesto assume un rilievo particolare, anche simbolico, la forte ripresa dell'uso del calcestruzzo negli edifici alti recentemente costruiti in Italia: una testimonianza dell'attualità di questo materiale, dei suoi processi costruttivi, della sua affidabilità ed economia.

Aspetti progettuali ed evoluzione delle norme

Nel 1949, in Francia, a quasi cento anni dalle prime applicazioni del cemento armato, fu pubblicato un interessante volume dal titolo “Le evoluzioni e le incertezze della tecnica del Calcestruzzo” che, di fatto, sanciva un certo ritardo tra prassi operative e progresso delle ricerche scientifiche e sperimentali.

Nel RD del 16 Novembre del 1939 si parlava dei “carichi di sicurezza del calcestruzzo” con coefficienti di sicurezza pari a 3 o addirittura a 9 per la quota di resistenza che dovesse superare il 225 kg/cm²; i limiti alle tensioni tangenziali, calcolati in sezione non fessurata, erano posti tra 4 e 16 kg/cm² (in funzione dell'assenza o presenza di armatura). Molti anni dopo, in ambito europeo, il Model Code CEB-FIP 1990 (COM 90), introduceva un concetto molto importante che, ancora oggi, è assolutamente tanto attuale quanto non applicato nella gestione del processo edilizio: *“La conservazione delle opere richiede la cooperazione del proprietario, dei progettisti, dell'impresa costruttrice, dell'utilizzatore”*.

Si sviluppavano così quei concetti legati all'attenzione al ciclo di vita, al mantenimento nel tempo delle prestazioni (la durabilità), che sappiamo avere un ruolo determinante nelle costruzioni in calcestruzzo; ruolo che, nel passato, era affidato, essenzialmente, al controllo dello stato di tensione nel calcestruzzo e nelle armature metalliche.

Con il DM Infrastrutture 17 gennaio 2018, il solo metodo di verifica ammesso per la progettazione delle strutture è quello così detto Semi-probabilistico agli Stati Limite; i “carichi di sicurezza”, ovvero le tensioni ammissibili, spariscono, finalmente, dal quadro normativo, essendo ormai evidente la non aderenza di questo criterio ad interpretare il comportamento di sezioni ed elementi strutturali sottoposte ad azioni dinamiche che le impegnano ben oltre il campo elastico.

Il diagramma che segue, ben noto a tutti, (fig. 3) sintetizza in modo chiaro i riferimenti dei due metodi, pienamente utilizzabili, anche per costruzioni in zona sismica, se pure come metodi alternativi, solo a far data dalle norme del 1996.

Nel *I Stadio* i livelli di sollecitazioni sono bassi, la sezione è interamente reagente con un comportamento elastico lineare; raggiunta la resistenza a trazione del calcestruzzo (*II Stadio*), si innesca la fessurazione del calcestruzzo (*“Lo stato fessurato deve essere considerato come una conseguenza della possibilità di lavoro dei due materiali”* A. Migliacci) e, con essa, la parzializzazione della sezione; l'errore che si commette continuando ad immaginare un comportamento elastico-lineare è sostanzialmente accettabile per le finalità del calcolo.

Infine, nel *III Stadio*, le sollecitazioni diventano prossime alla resistenza flessionale della sezione, la fessurazione si estende con fessure più ampie e più numerose ed il comportamento della sezione esce decisamente dall'ambito elastico lineare.

Il *I e II Stadio*, attengono al campo delle verifiche di esercizio (SLE, Tensioni ammissibili); il *III Stadio* è quello tipico delle verifiche di stato limite ultimo.

In linea generale il controllo dello stato tensionale nel materiale mantiene ancora una sua importanza all'interno della globalità del giudizio (dato dall'esame tanto delle situazioni ultime quanto di quelle di esercizio), dando così luogo ad una saldatura concettuale tra i due metodi.

La chiara individuazione della profondità dell'asse neutro come parametro legato alla prestazione della sezione, non è una novità del metodo semi-probabilistico anche se, lo sviluppo di questo metodo, ci ha costretti a valutare il comportamento della sezione allo stato limite ultimo più sotto il profilo del diagramma delle deformazioni (lineare per ipotesi) che non del diagramma delle tensioni (assolutamente non lineare).

La *fig. 4* dà conto di come, anche nel caso del metodo delle tensioni ammissibili, fosse possibile individuare una retta di massima pendenza ed associare una specifica pendenza della retta del diagramma delle sigma, ad uno specifico comportamento della sezione rispetto, allo “sfruttamento” dei materiali.

Oggi, la retta di massima pendenza non esiste più ma certo esiste una retta di riferimento rappresentativa di uno stato fisico in cui il calcestruzzo ha raggiunto la sua deformazione ultima (convenzionale).

Dal punto di vista però del progettista è opportuno riflettere sulla circostanza che, in realtà, le verifiche di tensione in

esercizio, non sono poi così determinanti, in molti casi, se non nella combinazione di carico “quasi permanente”.

Infatti, riprendendo le formulazioni 4.1.3, 4.1.15, 4.1.16 delle NTC 2018, si vede come, per un calcestruzzo C25/30, per esempio, il limite massimo della tensione di compressione sia pari 14.16 MPa per gli SLU, e 15 MPa (!) o 11,25 MPa per gli SLE, rispettivamente nella combinazione caratteristica (rara) ed in quella quasi permanente; ciò a fronte di un valore del carico che, nei due casi di combinazioni di carico per gli SLE, (es. per una costruzione con $G1 = 2,50 \text{ N/m}^2$, $G2 = 2,00 \text{ KN/m}^2$, $Q1 = 2,00 \text{ KN/m}^2$), risulta essere, rispettivamente, pari al 70% ed al 55% del carico totale agli SLU.

E' chiaro quindi che l'attenzione al livello delle tensioni in esercizio, certamente importante in una visione globale delle prestazioni della struttura, debba essere condotta con un'ottica che va al di là del semplice, ed in alcuni casi scontato, esito numerico delle verifiche di norma.

La possibilità di produrre ed utilizzare calcestruzzi ad elevate prestazioni è certamente una delle novità che ha permesso l'utilizzo di questo materiale in situazioni e tipologie costruttive molto complesse.

In ambito revisione dell'Eurocodice 2 (*Design of concrete structures - part 1-1 : Generale rules... - CEN/TC 250/SC 2 n. 1358 - draft 2018-06-12*) c'è la previsione dell'introduzione di un calcestruzzo C 100, insieme alla indicazione di un tempo t_{ref} per il raggiungimento del valore di resistenza ipotizzato, che è confermato essere di 28 gg, diciamo di default, ovvero compreso tra 28 e 91 gg quando specificato in progetto; progetto che dovrà contenere eventuali indicazioni di valori desiderati anche, prima o dopo, t_{ref} , in funzione di varie fasi costruttive (getto, rimozione dei puntelli, ecc.).

Sempre in questo draft, sulla base di ricerche oggetto di un dibattito ancora molto aperto, si determina la tensione di compressione f_{cd} nel modo che segue :

$$f_{cd} = \eta_{cc} k_{tc} f_{ck} / \gamma_c$$

(con: $k_{tc} = 1$ (salvo diversa specificazione delle regole dei paesi membri) e $\eta_{cc} = (n / f_{ck})^{1/3}$, non maggiore di 1; per n è proposto il valore di 40, con una discussione intorno al valore 30; $g_c = 1,5$).

	f_{cd} (MPa)			
	C25	C50	C70	C90
DM 17 gennaio 2018	14,16	28,33	39,66	51,00
EC2 Draft 06/18 (40)	16,66	30,94	38,72	45,78
EC2 Draft 06/18 (30)	16,66	28,11	35,18	41,60

La tabella indica il significato di queste assunzioni, per vari tipi di calcestruzzo, rispetto a quelle definite dalla nostra norma ed evidenzia una tendenza di alcune ricerche alla penalizzazione dei calcestruzzi più prestanti.

Per gli acciai la normazione in campo europeo, fatto salve le limitazioni imposte dagli annessi nazionali, si spinge fino alla introduzione di acciai B500, 550, 600, 700, con tre classi di duttilità (A,B,C)

Tra le maggiori novità introdotte dalle recenti NTC 2018 c'è certamente quella Calcestruzzo confinato (4.1.2.1.2.1) (fig. 5).

La possibilità di andare oltre il limite classico dello 0,35% per la ϵ_{cu} del calcestruzzo, in funzione di una progettazione di dettaglio che garantisca il confinamento del calcestruzzo, offre interessanti sviluppi per questo materiale, pur nella necessità di leggere questa novità nel panorama prescrittivo più ampio imposto dal paragrafo 7.4 in tema di costruzioni di calcestruzzo in zona sismica.

Qui, l'insieme dei vincoli e delle prescrizioni normative, sul quantitativo e sulla disposizione delle staffe, offre un quadro di sicura preoccupazione per il progettista, costretto a muoversi nello stretto sentiero che la norma disegna tra prescrizione teorica e qualità reale del costruito. Ecco un punto dove il carattere prescrittivo della norma si spinge ad indicare aspetti di dettaglio che troverebbero una migliore collocazione in altri documenti, non cogenti sul piano della legge.

L'applicazione dei principi normativi in tema di "nodi" e di "confinamento" possono indurre a valutare gli stessi come un ostacolo, un freno allo sviluppo dell'uso di questo materiale, anche in alcuni casi assolutamente ordinari; si pensi alle prescrizioni sul numero e passo delle staffe e si legga questa prescrizione con la realtà di un materiale in cui dimensione

degli aggregati, mix, e modalità esecutive, sono legate spesso a forme di artigianalità spinta.

Il rischio è quello del formale rispetto della norma e di una qualità reale dei nodi fortemente minata da imperfezioni costruttive tanto invisibili quanto dannose.

Si torna quindi al concetto di norma cogente e non solo; si torna al concetto di una norma che è scritta nello stesso modo, tanto per la costruzione singolare e complessa, quanto per quella ordinaria; tanto per il cantiere caratterizzato da elevate professionalità e qualificate procedure di costruzione e di controllo, quanto per il cantiere ordinario nella concezione, nelle maestranze, nella gestione.

La prospettiva di una norma cogente fatta da pochi punti chiari e non interpretabili, ed il rinvio a manuali di buone pratiche, linee di indirizzo, documenti normativi non cogenti sul piano della legge, ma cogenti sul piano della contrattualistica, mi appare la sola perseguibile in un'ottica di circolazione delle conoscenze, sviluppo delle idee e della responsabilità degli attori del processo edilizio.

Questa distinzione, oltretutto, darebbe forza a quella "tecnologia invisibile", fatta di specifiche, procedure, aspetti contrattuali, senza le quali la costruzione non potrà mai avere quella qualità che la renderà non solo bella, ma durevole, manutenibile, realmente sicura.

Lo sviluppo dell'uso del calcestruzzo anche in costruzioni complesse, quali quelli che, nel seguito di questo numero vengono citati ed illustrati, ci fa ritenere comunque praticabile quel sentiero stretto legato ad una penalizzazione del c.a. che la lettura della norma sembra a volte indicare; praticabile, a prezzo della inevitabile cultura e sapienza del progettista e, quindi, a prezzo di quella "capacità di progettare" che, fortunatamente, non può essere annullata da alcuna norma tecnica.

Sulla scelta delle norme (nazionale ed europee), di mantenere distinta l'analisi delle strutture in calcestruzzo da quelle delle costruzioni in calcestruzzo in zona sismica, anche in presenza di un territorio ormai totalmente classificato a rischio sismico, sia pure con diverso livello di pericolosità, ci sono varie scuole di pensiero.

Anche qui, dalla parte del progettista, è evidente che le prescrizioni normative del paragrafo 7.4 sui limiti minimi e massimi di armatura, come sulle limitazioni geometriche o tipologiche, risultano assolutamente prevalenti su quelle imposte nel capitolo 4.

Infine, proprio con riferimento alle condizioni di esercizio, il richiamato draft del giugno 2018, riprende ed organizza tutti gli aspetti che vanno nella direzione di garantire la durabilità delle strutture, confermando, al primo posto, (6.3 Requirements for durability”), la concezione della struttura.

E' indubbio infatti che questo aspetto, spesso sottovalutato e ricondotto alla ordinarietà ripetitiva delle scelte e del solo “dimensionamento”, anche, purtroppo, nella narrazione quotidiana del nostro lavoro, è quello che più di ogni altro può garantire il successo, nel tempo, di una costruzione, imponendo, all'ingegneria, di interessarsi anche di tutte quelle questioni relative, per esempio, agli involucri, il cui degrado funzionale può collegarsi direttamente al degrado delle strutture.

In tema di “copriferro” la formulazione tipica dell'Eurocodice 2

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

legata ad un valore minimo del “copriferro”, incrementato di una quantità dipendente dalle tolleranze di esecuzione, comporta valori che, senza considerare eventuali prestazioni per il rischio incendio, per le classi strutturali più vulnerabili (S6), possono avvicinarsi ai 60-65 mm.

E' del tutto evidente che l'adozione di copriferri di queste dimensioni, senza l'attenzione dovuta al mix del calcestruzzo, alla qualità della sua produzione e posa in opera, alla qualità dei casseri, alla valutazione degli effetti di “pelle”, possa costituire un rimedio peggiore del male.

Ecco un altro aspetto della progettazione delle strutture in c.a., che lega in modo davvero forte la concezione della struttura, il progetto, il disegno delle linee di armatura, la qualità complessiva dell'esecuzione, l'essere davvero “manufatto” della materia calcestruzzo.

Considerazioni conclusive

Le costruzioni in calcestruzzo restano una delle tipologie più utilizzate in varie parti del mondo.

Lo sviluppo delle ricerche e della tecnologia ha consentito anche una evoluzione normativa che rende utilizzabili calcestruzzi con prestazioni davvero molto alte e non pensabili solo qualche lustro fa.

Le possibilità espressive di questo materiale restano tutt'ora evidenti, sia quando esse siano funzionali ad una identificazione forte tra soluzione strutturale e soluzione architettonica, oppure quando, come nella chiesa dell'Autostrada del sole di Michelucci, a Firenze, la soluzione architettonica prevale su quella strutturale, costretta a garantire il sostegno della storia dei carichi verticali ed orizzontali assecondando un disegno che traguarda solo obiettivi di linguaggio artistico.

L'uso di questo materiale ha accompagnato anche la crescita industriale, infrastrutturale ed economica di questo paese, lasciandoci, per esempio, fabbriche di eccezionale bellezza (fig 6).

Non solo, la concezione, il progetto, di opere in calcestruzzo non può fare a meno del pensiero sul “come si costruisce”: cassetture, pompe per il getto del calcestruzzo, carpenterie, ecc. non sono demandabili ad una “fase costruttiva in officina”; esse attengono in qualche modo al progetto ed hanno un impatto diretto tanto sull'estetica che sulle prestazioni di resistenza, duttilità, durabilità.

Nelle costruzioni in calcestruzzo armato gettate in opera, il cantiere, anche nei casi più complessi, riprende una sua artigianalità e ci collega, idealmente, ai cantieri ed alle macchine da cantiere del passato.

La storia delle costruzioni in calcestruzzo vive della dialettica serrata e costante tra il progettista ed il costruttore che, nelle costruzioni dei primi passi nell'uso di questo materiale, spesso erano identificati in un unico soggetto. (fig. 7)

Forse una riflessione tra il limite cui può e deve arrivare un progetto esecutivo, ed una definizione di cosa non può essere compreso in questo, ma deve essere necessariamente riferito alla fase di costruzione, sarebbe utile in un momento in cui si ridiscute dei contratti design and build.-

In un numero della rivista *L'architettura d'aujourd'hui* del 2013, dedicato all'opera di un architetto che ha molto sperimentato il campo delle costruzioni in calcestruzzo, Rudy Ricciotti, lo stesso è definito come "constructeur engagé", proprio a definire l'importanza del "coinvolgimento" nell'uso di certi materiali e certe tecnologie.

La sua sperimentazione nel campo dei UHPC (Ultra High Performance Concrete) avviene all'interno di una specifica collaborazione con i francesi della Lafarge ed è testimonianza di questa necessaria sinergia simbiotica tra progettista, produttore, costruttore.

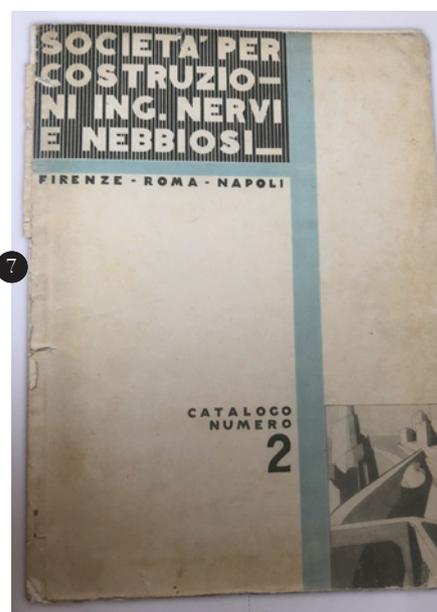
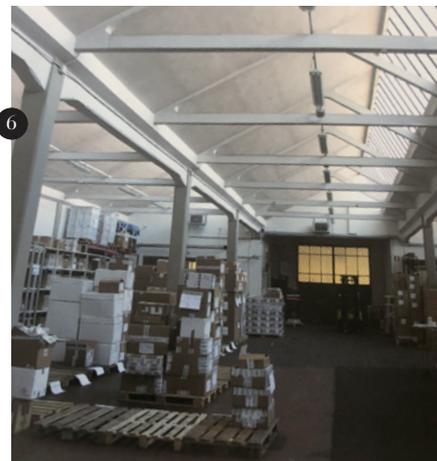
Un confine, quest'ultimo, non ancora esplorato, in un momento storico così singolare in cui, per dirla con uno degli studiosi più importanti nel campo del design per la sostenibilità, Elio Manzini, si è passati dalla "complessità subita", ad una "complessità gestita", attraverso la fase della "complessità normata".

Non è certo mia intenzione sostituire al "fondamentalismo" dei detrattori del cemento armato, peraltro spesso privo di solide basi teoriche e conoscitive, un "fondamentalismo" a rovescio, fatto di esaltazione di caratteristiche e prestazioni delle costruzioni in calcestruzzo.

"Il cemento armato dimostra, ancora oggi, di essere un materiale moderno in continua evoluzione, capace di dare risposte convincenti alle prestazioni sempre più avanzate che il mondo dei progettisti richiede..." (E. Cosenza ed al.)

La lezione del passato, e quella recente, testimoniata anche negli esempi riportati, è quella della conoscenza e della sapienza tecnica legata alla scelta corretta, e consapevole, di un materiale, di una tecnica costruttiva, piuttosto che di un altro.

In conclusione di questa nota però mi piace riprendere, sommessamente, un concetto che sento intimamente connesso alla mia sensibilità di progettista e che traggo ancora dal pensiero dell'architetto Rudy Ricciotti: "...l'acciaio mette alla gogna l'errore umano... è intollerante nei confronti dei suoi ideatori..." al contrario del calcestruzzo che "...come la pietra, ha la sua esperienza. Un colpo di vento non lo spaventa. Neppure il tempo. Perdona gli errori, li trascende..."



Nei prossimi 120 anni le condizioni
ambientali saranno più aggressive.
Noi abbiamo la soluzione, oggi.

PoliMac®

WIRE PROTECTION FOR A CHANGING WORLD

Il nuovo rivestimento **PoliMac®** per Gabbioni,
Materassi Reno, Terramesh e Rete Paramassi.

NEW
POLYMER
COATING

Maggiore durabilità
Maggiore resistenza all'abrasione
Maggiore resistenza agli UV
Maggiore resistenza chimica
Maggiore sostenibilità ambientale



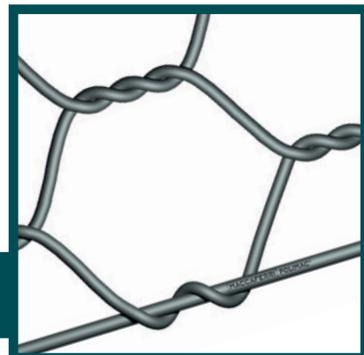
10x

MAGGIORE RESISTENZA
RISPETTO AI RIVESTIMENTI
POLIMERICI TRADIZIONALI



LIBERO DA
METALLI
PESANTI

I PRODOTTI POLIMAC® PRESENTANO
IL LOGO IDENTIFICATIVO SUL FILO
DI BORDATURA



maccaferri.com/polimac

MACCAFERRI

Il calcestruzzo armato

Franco Moia

Introduzione

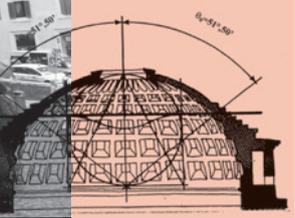
Non è compito facile tracciare in maniera esaustiva e dettagliata il percorso storico della evoluzione della tecnica del calcestruzzo strutturale e della sua affermazione nella pratica del costruire. Varie e differenti per loro intrinseco carattere sono le ragioni alla base di questa considerazione, e fra queste, quella di maggiore importanza risiede nella natura stessa del materiale. La complessità fisico-chimica del calcestruzzo, associata a quella di tipo meccanico che ne governa la collaborazione con l'acciaio, danno luogo a più percorsi di studio orientati a definire le caratteristiche prestazionali di un materiale che, a partire dalle sue prime applicazioni, all'inizio del XX Secolo, si è sempre più affermato sino a divenire il più utilizzato nella industria delle costruzioni.

Essendo le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo dipendenti non solo da quelle dei singoli componenti, ma anche e soprattutto dalla aderenza che fra essi si manifesta a seguito di complesse reazioni chimiche, lo studio del materiale nei suoi aspetti di base richiede di operare in un ambito geometricamente assai ridotto, quello delle analisi definite di microlivello. L'utilizzo del materiale per la costruzione di elementi strutturali allarga la scala geometrica di indagine divenendo in questo stadio determinante la collaborazione fra calcestruzzo ed acciaio, dalla quale viene a dipendere la capacità resistente dell'elemento nei confronti degli effetti indotti dalle azioni ad esso applicate. Indagini volte alla conoscenza della risposta di elementi strutturali, che implicano scale geometriche di maggiore ampiezza, sono definite di mesolivello. Infine, l'analisi della costruzione nella sua interezza, riguardata quale organismo capace di garantire una consistente ed affidabile capacità a fronte delle domande ad esso applicate, racchiude e riassume in sé, ampliando la scala geometrica, le prerogative e le proprietà derivate dalle analisi precedenti definendo un ambito operativo di macrolivello. I tre livelli qui brevemente ricordati hanno delineato lo sviluppo storico del calcestruzzo armato e dai risultati che da essi si sono inizialmente derivati, successivamente discussi e criticamente analizzati sino alla loro completa affermazione e al loro consolidamento, si sono venute affermando altre modalità di approccio applicate sia alla analisi, sia al progetto delle costruzioni. La prima di queste modalità ha dato luogo ad una sempre più raffinata valutazione analitico-matematica della capacità e delle prestazioni di organismi strutturali di elevata complessità, mentre la seconda ha rivolto il proprio interesse ad un approccio olistico al progetto, basato sulla profonda comprensione del comportamento strutturale maturata attraverso un atteggiamento riflessivo, sostenuto da vasta e meditata cultura. A fronte di questi aspetti riguardanti la sperimentazione, l'analisi ed il progetto delle strutture in calcestruzzo armato, sono poi da prendersi in considerazione le prerogative riguardanti la misura della sicurezza di tali strutture. Questo problema, dapprima limitato al controllo degli stati tensionali dei materiali, assunto quale principio deterministico sufficiente per l'affermazione della idoneità della struttura nei confronti di tutte le sue implicazioni prestazionali, è stato oggetto di totale rivolgimento, introducendo l'aspetto probabilistico del problema e il controllo della risposta strutturale a fronte di specifici stati di comportamento. Partendo dalle prime formulazioni e modelli teorici sviluppati

- 1 – Pantheon, vista generale
- 2 – Pantheon, vista interna della cupola
- 3 – Sforzi di meridiano e parallelo nelle volte sferiche soggette al peso proprio
- 4 – L'incremento dello spessore dei paralleli nelle cupole del Pantheon, di Hagia Sophia e di S. Pietro



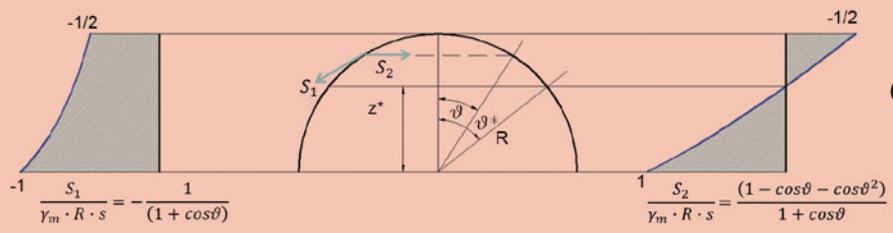
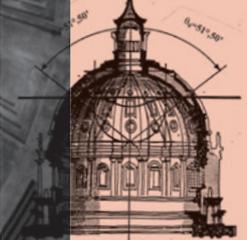
1



2



3



4

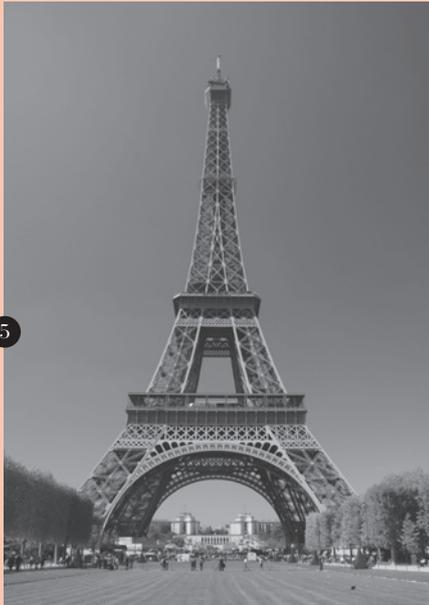
$$S_2 = 0$$

a) Equazione derivata dalla meccanica strutturale:

$$\cos^2\theta + \cos\theta - 1 = 0 \quad \cos\theta = \left(\frac{-1 + \sqrt{5}}{2}\right)$$

b) Interpretazione geometrica:

$$z^* = R \cos\theta = R \cdot \left(\frac{-1 + \sqrt{5}}{2}\right) \text{ sezione aurea di } R$$



- 5 – Tour Eiffel, 1888/89
- 6 – Flatiron Building, 1899
- 7 – Woolworth Building, 1913
- 8 – Chrysler Building, 1929
- 9 – Rockefeller Centre, 1936
- 10 – Empire State Building, 1930

per la analisi ed il progetto delle strutture in calcestruzzo armato, la sperimentazione e la ricerca applicati allo studio dei materiali, del loro accoppiamento, delle loro interazioni e delle correlative modalità costruttive, hanno permesso di tracciare un lungo e fruttuoso percorso, che, attualmente in continuo divenire, ha consentito a questa tecnica costruttiva di affermarsi come la più diffusa nel mondo. Un percorso non sempre agevole, lungo il quale hanno operato ricercatori, sperimentatori, progettisti che hanno lasciato ampia impronta di sé con i risultati delle loro ricerche, delle loro invenzioni e con le opere da loro progettate. Di questo percorso tenteremo nel prosieguo di tratteggiare alcuni momenti che ne hanno determinato in maniera significativa la direzione. Comprendo che la limitatezza dello spazio comporterà necessariamente incompletezza la quale potrà peraltro generare dubbi sulla maggiore o minore importanza dei momenti che mi accingo a ricordare rispetto ad altri, anch'essi di indubbia rilevanza. Nel mio operare ho cercato di mettere in luce le intuizioni e la capacità di interpretare il comportamento strutturale di alcuni grandi maestri, le cui formulazioni, pur se nel tempo modificate dai risultati delle nuove ricerche, ancor oggi costituiscono il solido substrato sui quale si articolano le prescrizioni ed i principi dei codici di misura della sicurezza delle costruzioni in calcestruzzo armato.

La nascita del calcestruzzo armato

La nascita del calcestruzzo armato quale materiale strutturale può approssimativamente porsi intorno all'ultima decade del XIX Secolo. Quella del calcestruzzo, quale materiale da costruzione di grandi potenzialità, sebbene di confezione alquanto primitiva, risale invece al I Secolo, di cui testimonianza eminente è il Pantheon, nella configurazione di Adriano portata a compimento sul progetto di Agrippa del Secolo precedente, *fig. 1*. La volta del Pantheon, improntata a notevole raffinatezza sotto l'aspetto costruttivo, evidenziata dalla presenza di un elegante cassettonato, che ne caratterizza la linea architettonica, è ottimamente conservata e consiste in una semisfera avente diametro 44m con ipetro superiore circolare di diametro 9m, *fig. 2*. Il materiale con cui è

costruita la volta può essere classificato quale forma primitiva di calcestruzzo, essendo formato da inerti di varia pezzatura, dispersi in una matrice legante costituita da pozzolana macinata, materiale reperibile in luogo, avente caratteristiche idrauliche, capace di indurire quando miscelato con acqua. Sotto l'aspetto meccanico tale materiale evidenzia comportamento simile a quello delle pietre, ovvero buona resistenza a compressione e assai limitata, ma soprattutto non affidabile, resistenza a trazione. Da queste proprietà prende forma la volta del Pantheon, per la quale, essendo la azione dominante il peso proprio, è necessario che per equilibrare tale azione non siano strettamente determinanti gli sforzi di trazione. Con riferimento alla *fig. 3*, la moderna analisi strutturale di volte sottili sferiche soggette al peso proprio, mostra che le tensioni di meridiano sono ovunque di compressione, mentre quelle di parallelo diventano nulle in corrispondenza al valore della colatitudine soluzione della equazione trigonometrica riportata nella stessa figura. Ne risulta che per valori di colatitudine inferiori a tale soluzione le tensioni di parallelo sono di compressione, mentre per valori superiori sono di trazione. Questi risultati non erano noti all'architetto del Pantheon, il quale tuttavia, come si osserva nella *fig. 4*, a partire da un valore di colatitudine assai prossimo a quello in corrispondenza al quale si annulla la tensione di parallelo, ha aumentato lo spessore della volta in maniera consistente. In tale modo, anche in presenza di eventuali stati fessurativi di parallelo, che si possono generare per alti valori della colatitudine, la volta può in prima approssimazione pensarsi costituita da archi disposti in simmetria polare, le cui spinte sono equilibrate dai paralleli aventi maggiore spessore verso la base degli archi stessi. E' interessante a questo riguardo chiedersi quale sia stata la ragione che ha spinto l'architetto ad aumentare lo spessore della volta. Ritengo che la risposta a questo quesito sia da ricercarsi nel fatto che, sebbene ignorasse i principi della moderna meccanica strutturale, l'architetto ben conosceva quelli della geometria classica, attraverso i quali, come si osserva in *fig. 3*, l'ordinata letta sull'asse di simmetria polare, espressa in funzione della colatitudine, coincide, alla quota del parallelo privo di tensione, con la sezione aurea del raggio della sfera. La volta era in quel tempo elemento strutturale alquanto frequente nella pratica costruttiva e agli architetti doveva essere ben nota la possibilità di evenienza di fessurazioni parallele agli archi di meridiano, estese a partire

dalla base della volta fino alla quota del parallelo ove la corrispondente tensione cambia di segno. Da qui la scelta costruttiva dell'architetto del Pantheon di incrementare lo spessore della volta a partire dal parallelo situato alla quota della sezione aurea del raggio, fino alla base della volta. Il Pantheon può pertanto riguardarsi quale antenato delle costruzioni in calcestruzzo la cui struttura fu progettata attraverso un approccio concettuale geometrico che fu in grado, pur ignorando i principi della meccanica delle costruzioni, di individuare la corretta risposta statica della struttura. È significativo al riguardo che aumenti di spessore della volta in corrispondenza alla sezione aurea del raggio si osservino nelle successive cupole della basilica di Hagia Sophia in Costantinopoli e della basilica di S. Pietro in Roma, *fig. 4* ove, per quest'ultima, la configurazione a doppio strato della cupola con interposta intercapedine assume sezione piena a partire all'incirca dalla coordinata aurea del raggio. La disponibilità di materiali essenzialmente lapidei, naturali o artificiali, che vietava la costruzione di strutture per le quali le tensioni di trazione erano necessarie all'equilibrio, orientò in maniera netta le forme architettoniche, che fino alla metà del XVIII secolo compresero essenzialmente le colonne, le pareti, gli archi e le volte. Le sole strutture capaci di resistere a sforzi di trazione, utilizzate spesso in grandi dimensioni, furono quelle lignee, la cui debolezza all'azione del fuoco fu in larga parte causa della loro limitata sopravvivenza. Lo sviluppo delle costruzioni, le tecnologie esecutive e le forme strutturali cambiarono repentinamente nella seconda metà del XVIII Secolo, allorché si affermò il processo tecnologico-industriale di produzione delle ghise dapprima, e successivamente del ferro dolce e degli acciai strutturali. La risposta meccanica dell'acciaio a stati di tensione monoassiale, essenzialmente di tipo elastico lineare, simmetrica a trazione e compressione, permise di introdurre gli elementi strutturali noti come travi, in configurazione singola, agenti quali elementi inflessi o in configurazioni più complesse quali elementi soggetti essenzialmente ad azioni assiali negli organismi strutturali denominati strutture reticolari piane o spaziali, oppure a sollecitazioni flessionali e taglianti negli organismi definiti telai. La strutturalistica delle costruzioni metalliche si sviluppò con grande velocità, sì da permettere nel 1888/89 la costruzione a Parigi della Tour Eiffel, *fig. 5*, brillante compimento di un secolo di scienza dell'ingegneria che trovò le sue premesse nella convergenza della Teoria delle travi di B.

De St. Venant, della legge costitutiva elastica generalizzata di R. Hooke e del principio dei lavori virtuali, costituenti le basi sulle quali si libra la "Tour de trois cent metres". La rapida diffusione della costruzione in acciaio trovò terreno fertile negli Stati Uniti, ove dall'inizio del XX secolo divennero sempre più frequenti gli edifici alti, tutti a struttura in acciaio, a partire dall'era pionieristica del Flatiron Building, *fig. 6*, primo edificio di circa cento metri. Della successiva prima "New York Era", è poi cospicuo esempio il Woolworth Building, di altezza 213 m, *fig. 7*, mentre nella "Seconda New York Era" si affermarono edifici la cui eleganza e arditezza li elevò a punti caratterizzanti del profilo della città. Fra questi sono preminenti il Chrysler Building, *fig. 8*, primo edificio abitabile sopra i trecento metri, il Rockefeller Centre, 280m, *fig. 9*, di raffinata eleganza e l'Empire State Building, 381m, *fig. 10*, che rimarrà il più alto edificio al mondo fino al 1973. Durante questo periodo di grande sviluppo della costruzione metallica il calcestruzzo iniziò a muovere i suoi primi passi, trovando le ragioni della sua esistenza e della sua crescita nei promettenti risultati che le prime applicazioni lasciarono intravedere e nel loro costo contenuto. La produzione di questo nuovo materiale trovò la sue premesse nella scoperta, da parte di J. Aspdin nel 1824, e nella successiva produzione, posta sotto brevetto, del cemento Portland, che costituisce la parte idraulica del calcestruzzo, capace di formare, mescolata con acqua e con le parti inerti, costituite da sabbia e ghiaia, un conglomerato artificiale, caratterizzato da buona resistenza a compressione e modesta resistenza a trazione. Il concetto, ormai maturo nella meccanica strutturale, di collaborazione statica fra differenti elementi resistenti, fu alla base della scelta di introdurre all'interno della massa di calcestruzzo, costituente l'elemento resistente, barre metalliche capaci di equilibrare gli sforzi di trazione in esso indotto dalle azioni esterne. Le premesse teoriche sulle quali basare la collaborazione fra i due materiali furono ravvisate nella loro elevata aderenza e la pratica coincidenza dei coefficienti di dilatazione termica lineare dei due materiali costituì ulteriore fattore positivo, non potendosi sviluppare fenomeni interattivi negativi, capaci di impegnare significativamente tale prerogativa in presenza di distribuzioni di temperatura uniformi nelle sezioni resistenti degli elementi strutturali. Gli studi teorico-sperimentali, orientati alla ottimizzazione della densità del calcestruzzo, riducendone i vuoti interstiziali fra gli inerti, consentirono di migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale, sia in

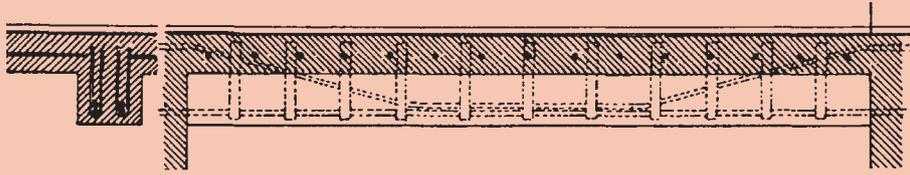
termini di resistenza a compressione, sia per quanto riguarda l'aderenza con l'acciaio. Il primo modello teorico interpretativo del comportamento meccanico degli elementi strutturali in calcestruzzo armato fu elaborato dall'ingegnere belga F. Hennebique. Il modello, sebbene basato su non corrette assunzioni, quali la scelta a priori di diagrammi tensionali per elementi inflessi e il dimensionamento delle armature di parete ritenute soggette a tensioni tangenziali, permise ad Hennebique di costruire importanti opere edili ed infrastrutturali, fra le quali spicca il Ponte Risorgimento sul Tevere a Roma, costruito nel 1911, *fig. 11*, consistente in un arco di luce circa 100m, con freccia di 10m. Il Ponte è attualmente in servizio ed in stato di buona conservazione malgrado la presenza di fenomeni fessurativi nella volta, conseguenza del disarmo anticipato voluto fermamente da Hennebique. La affidabilità di comportamento del manufatto, affetto da fessurazioni provocate dalle distorsioni impresse in fase di disarmo alle quali seguirono ridistribuzioni favorevoli delle sollecitazioni flessionali, evidenziava già, per le prime importanti applicazioni di questa prassi costruttiva, gli aspetti di non linearità insiti nella risposta strutturale delle strutture in calcestruzzo armato e gli effetti favorevoli indotti da distorsioni impresse ad arte. Un grande avanzamento che portò all'utilizzo sempre più esteso della nuova tecnica costruttiva fu conseguito allorché si pervenne alla definizione dei fondamenti teorici del dimensionamento formulati su base razionale, supportata da vasta sperimentazione orientata a fare emergere le caratteristiche essenziali della risposta strutturale. Nella vasta schiera di progettisti, ricercatori, esperti di meccanica strutturale impegnati in questa attività, spicca la figura di E. Morsch, Professore presso il Politecnico di Zurigo, che pose le basi della cosiddetta Teoria Statica del calcestruzzo armato, chiarendo i meccanismi che presiedono alla capacità portante delle strutture costruite con questo materiale. Le ipotesi di base su cui si articola il modello di Morsch, oltre alla perfetta aderenza dei materiali e alla compatibilità deformativa assicurata dalla ipotesi di sezione piana, compare la assunzione della assenza di resistenza a trazione del calcestruzzo, qualunque sia l'orientamento della tensione. Questa ultima ipotesi permise di introdurre il modello resistente a traliccio per le sollecitazioni di taglio, con angolo di inclinazione delle bielle diagonali di compressione pari a 45°, come richiesto dalla ipotesi di assenza di resistenza a trazione del calcestruzzo, cui corrisponde, al

disotto dell'asse neutro, uno stato di tensione tangenziale costante. Nella *fig. 12*, sono rappresentati alcuni risultati dei test sperimentali condotti da Morsch, il modello teorico da essi derivato e lo stato tensionale negli elementi del traliccio resistente. Il modello di Morsch fu posto alla base del primo documento normativo per il progetto e la verifica delle strutture in calcestruzzo armato pubblicato in Germania nel 1904, successivamente in Francia nel 1906 e in Italia nel 1907. Il modello e i primi documenti normativi diedero grande impulso alle costruzioni in calcestruzzo armato e nuove tecniche costruttive furono oggetto di brevetto. Nella prima decade del XX Secolo furono costruiti molti imponenti edifici industriali, in particolare centrali elettriche, dighe di ritenuta, silos per materiali granulari, *fig. 13*. Il calcestruzzo armato fu anche estesamente utilizzato in ambito infrastrutturale, per la costruzione di ponti di grande luce, fra i quali esempio eminente è il ponte di Plougastel in Francia, *fig. 14*, progettato da E. Freyssinet. Si tratta di un ponte-viadotto ad archi multipli, ciascuno di luce 186m, costruito nel periodo 1926-30, utilizzando tecniche costruttive innovative, in particolare l'appoggio delle centine su pontoni galleggianti. Malgrado le grandi potenzialità della nuova tecnica costruttiva, evidenziate da costruzioni di tale dimensione e complessità, i vantaggi che si potevano conseguire dall'utilizzo del calcestruzzo armato nel campo edilizio non furono immediatamente ravvisati. L'avanzamento decisivo in tale direzione fu originato dall'intuizione dell'architetto E. Jeanneret-Gris, detto Le Corbusier, il quale negli anni 1911-12 concepì il progetto Dom-ino, *fig. 15*, ove la scomposizione dell'unità di abitazione nei suoi singoli componenti ne metteva in luce l'ossatura portante in calcestruzzo armato formata da impalcati di spessore costante, colonne scale, fondazioni, e per unità di maggiore volume ed altezza, i nuclei comprendenti i vani scale ascensori e i cavedi di servizio. L'architetto, profondamente impressionato dalle distruzioni che la I Guerra Mondiale aveva provocato lungo la Marna nel 1914, ritenne il suo progetto, per i bassi costi e la elevata funzionalità, essere la migliore soluzione per la successiva ricostruzione, conferendo alle costruzioni in calcestruzzo per l'edilizia un valore sociale che ancora oggi si percepisce nei condomini cittadini i cui impianti strutturali, realizzati con getti in opera o mediante elementi prefabbricati, *fig. 16*, sono diretta applicazione dei concetti informatori del progetto Dom-ino.

Gli Ingegneri-Architetti e le grandi opere fra le due Guerre

Nel ventennio che si estende fra le due Guerre Mondiali emersero figure particolari, nelle cui opere si coniugano estetica ed arditezza e furono esplorate, fino ai loro domini estremi, le potenzialità allora perseguibili del materiale. Tali potenzialità furono promosse, per quanto riguarda l'aspetto estetico, dalla plasmabilità del materiale, cui poterono conseguire forme e configurazioni strutturali improntate a grande creatività il cui valore fu in alcuni casi conseguenza della forma stessa, mentre in altri venne a dipendere dalla lettura immediata dell'impegno statico delle varie membrature in un complesso nel quale l'organismo strutturale assunse carattere connotativo determinante. Un simile impiego della struttura porta con sé varie e differenti peculiarità, fra le quali, di maggiore significato, si riconoscono l'estensione della scala geometrica, la raffinatezza degli schemi strutturali, la dichiarata aderenza alle geometrie proprie della meccanica strutturale. La complessità degli impianti strutturali, le loro dimensioni e le particolarità di funzionamento non potevano a quel tempo essere compiutamente analizzate mediante l'applicazione dei concetti di base della teoria statica, cosicché l'approccio concettuale al progetto strutturale fu carattere distintivo della attività degli Ingegneri-Architetti, nella quale due discipline apparentemente contrastanti trovarono sintesi raffinata. Fra questi spicca P.L. Nervi, le cui opere esprimono in maniera esemplare il connubio fra la capacità espressiva del nuovo materiale e la aderenza della forma strutturale alle geometrie della meccanica delle strutture. Fra i suoi lavori di maggiore pregio si ricordano lo stadio di Firenze, *fig. 17*, ove l'equilibrio delle strutture di forte aggetto poste a copertura delle tribune è risolto attraverso uno schema reticolare di elementi tesi e compressi il cui impegno statico, seppure di non difficile identificazione, richiede tuttavia grande maestria e profonda conoscenza per assicurare una corretta ed affidabile capacità resistente dei nodi di collegamento degli elementi resistenti. Differente è invece l'approccio al progetto e alla realizzazione delle scale elicoidali, elementi noti e studiati nell'Università di Bologna ove Nervi si laureò. La progettazione di questi elementi è infatti condotta attraverso una analisi strutturale classica, in

campo elastico lineare e successivamente gli elementi strutturali sono oggetto di progettazione attraverso la teoria statica del calcestruzzo armato, arricchita del contributo apportato da E. Rausch alla risoluzione del problema della torsione, che aveva condotto alla formulazione del traliccio spaziale resistente, generalizzazione del modello piano di Morsch stabilito per l'equilibrio in presenza di azioni taglianti. Una seconda opera, di estrema eleganza, leggerezza e complessità è l'Hangar di Orbetello, *fig. 18*. Analizzato sotto l'aspetto statico il complesso strutturale può essere in prima approssimazione classificato quale volta sottile cilindrica sostenuta da appoggi puntiformi disposti lungo le direttrici perimetrali. La superficie cilindrica della volta è formata da archi reticolari diagonali che trovano appoggio su una trave di bordo anch'essa reticolare, di configurazione atta a contrastarne la spinta e da diaframmi terminali. L'approccio al progetto strutturale è in questo caso guidato da una solida conoscenza delle formulazioni teoriche per lo studio delle volte sottili, in quei tempi argomento di grande rilevanza della meccanica strutturale, ove emergono figure di grandi studiosi, quali S.P. Timoshenko, W. Flugge, K. Girkmann. Sulla base di queste conoscenze Nervi concepì il continuo bidimensionale quale orditura sottile di elementi essenziali, alleggerendo il sistema, traforando lo spazio. Si vengono così a configurare con estrema chiarezza e rigore le prerogative di una costruzione ove l'invenzione architettonica, rappresentata dalla leggerezza e dalla raffinatezza dell'orditura e la profonda cultura ingegneristica, sia nei suoi aspetti teorici, che in quelli più propriamente connessi al particolare materiale utilizzato, emergono in irripetibile sinergia e raffinatezza. Un ulteriore aspetto, connesso alla tecnica esecutiva della complessa maglia strutturale, per la quale Nervi sperimentò per la prima volta la prefabbricazione, che successivamente utilizzata nella costruzione di molte sue opere, gli valse il titolo di Architetto-Ingegnere-Costruttore, definizione quest'ultima che egli molto apprezzava, ritenendosi innanzitutto una persona portata alla azione. Altro esempio di struttura nella quale la sua salda cultura ingegneristica si manifesta pienamente sono gli impalcati della chiesa del Cuore Immacolato di Maria in Bologna, *fig. 19*, ove le nervature portanti sono dislocate nella direzione dei momenti flettenti principali, così come valutabili mediante la teoria elastica lineare delle piastre sottili di Germaine-Lagrange. Qui la valenza architettonica è sostenuta dalla forma che la struttura assume nel pieno rispetto delle



11

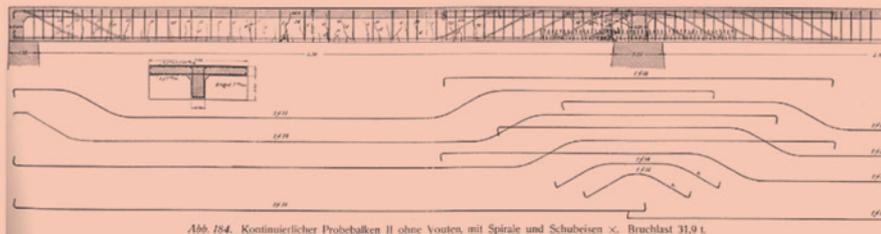
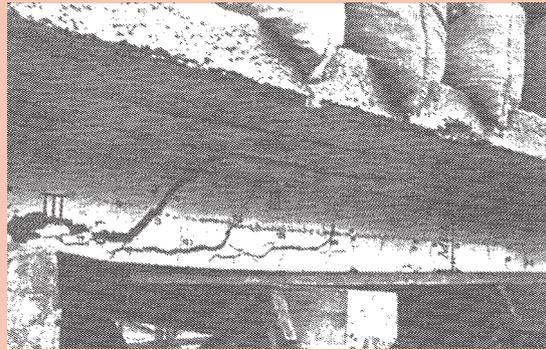
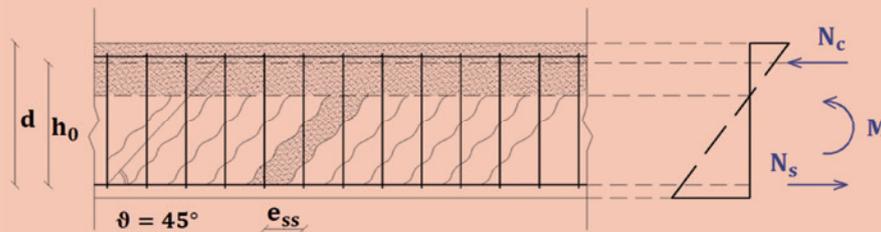


Abb. 184. Kontinuierlicher Probekörper II ohne Vouten, mit Spirale und Schubbeisen \times . Bruchlast 31,9 t.

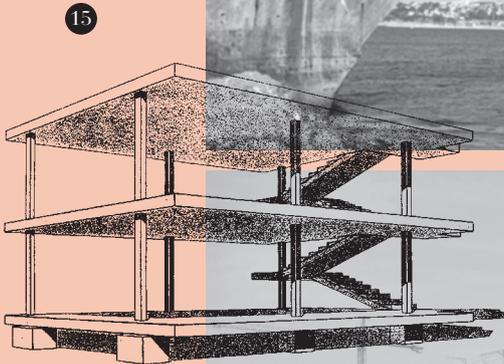
12



Tensioni negli elementi resistenti di parete:

$$\sigma_c = 2\tau \quad \sigma_s \rho_s = \tau$$

$$\rho_s = \frac{A_{ss}}{b \cdot e_{ss}} \quad N_s \cong \frac{M}{0.9 \cdot d}$$



- 13 – Prime applicazioni del calcestruzzo armato
- 14 – Ponte di Plougastel, 1928
- 15 – Il Progetto DOM-INO, 1912
- 16 - Condomini cittadini moderni in calcestruzzo strutturale gettato in opera o prefabbricati

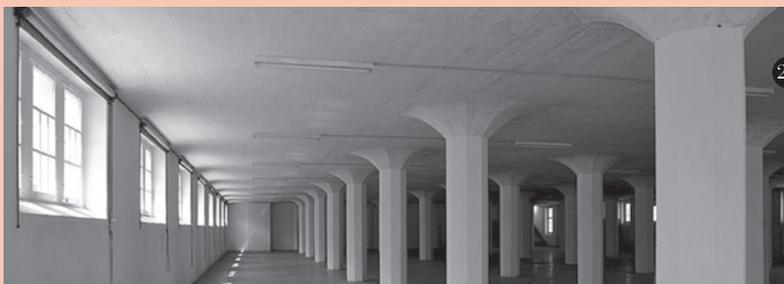
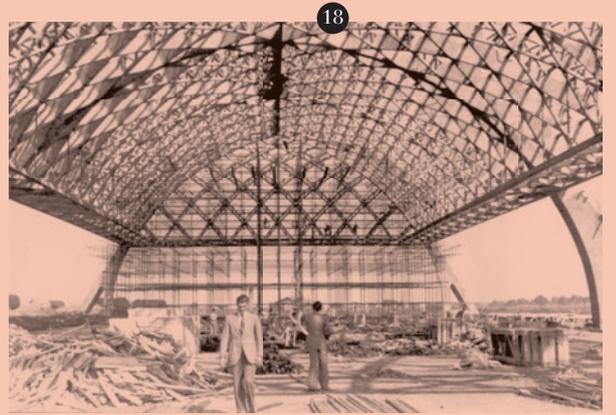
geometrie dettate dalla meccanica strutturale. Una altra eminente figura di Ingegnere Architetto, la cui produzione, maggiormente orientata verso le opere infrastrutturali, è anche ricca di opere di tipo industriale e logistico è quella di R. Maillart. Allievo di W. Ritter al Politecnico di Zurigo, nei suoi primi anni di attività frequentò importanti personaggi impegnati nella progettazione delle opere in calcestruzzo armato, in particolare F. Hennebique. La sua attività, nel campo della ingegneria dei ponti in calcestruzzo armato fu assai vasta e portò a soluzioni innovative caratterizzate da grande eleganza ed efficienza. A questo riguardo sono da ricordare i ponti con sezioni trasversali a cassone, dotate di grande capacità flessionale e torsionale e i ponti a travata con voltina irrigidente, in particolare il ponte Tavanasa, *fig. 20* e il ponte Salginatobel, *fig. 21*, nel quale si ravvisano geometrie perfettamente inserite nel territorio alpino circostante. La profonda cultura ingegneristica di Maillart è anche testimoniata dai brillanti risultati teorici e sperimentali che lo condussero alla scoperta del centro di taglio, così da lui chiamato, nelle travi aventi sezione a canale. La sua scoperta lo pose in contrasto con l'accademismo allora imperante nella Università di Zurigo, in particolare con il Prof. A. Rhon, che negò la correttezza dei risultati da egli raggiunti. Dopo una lunga disputa, punteggiata anche da qualche asprezza, le tesi di Maillart prevalsero, assicurandogli la fama nell'ambito della meccanica delle costruzioni. Ulteriori opere nelle quali la genialità del grande progettista emerse con pieno successo furono gli impalcati industriali e le strutture per edifici logistici. Nel campo degli impalcati industriali, a differenza dell'approccio seguito da Nervi, per il quale l'aspetto estetico aveva valenza rilevante, Maillart enfatizzò le prerogative di capacità portante e semplicità costruttiva. A questo riguardo egli concepì un impalcato ravvisabile quale piastra sottile su appoggi puntiformi, rappresentati dalle colonne. Per questo tipo di impalcati assume ruolo determinante l'effetto di taglio-punzonamento che si manifesta in corrispondenza delle colonne. Per assicurare la resistenza dell'impalcato Maillart incrementò la sezione della sottostante colonna mediante un capitello di opportuna larghezza ed altezza, aumentando così il perimetro di punzonamento, *fig. 22*. Questo tipo di approccio essenzialmente concettuale, precedente più di 40 anni le ricerche teorico-sperimentali di S. Kinnunen e H. Nylander, permise la costruzione di impalcati senza travi, di assai semplice costruzione ed elevata capacità portante, oggi

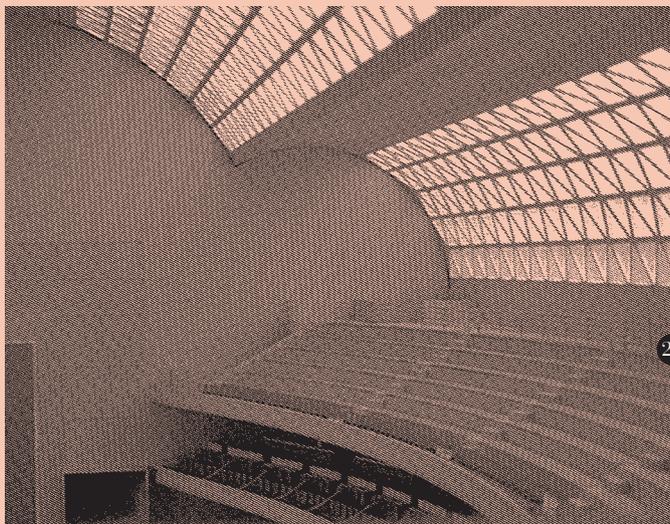
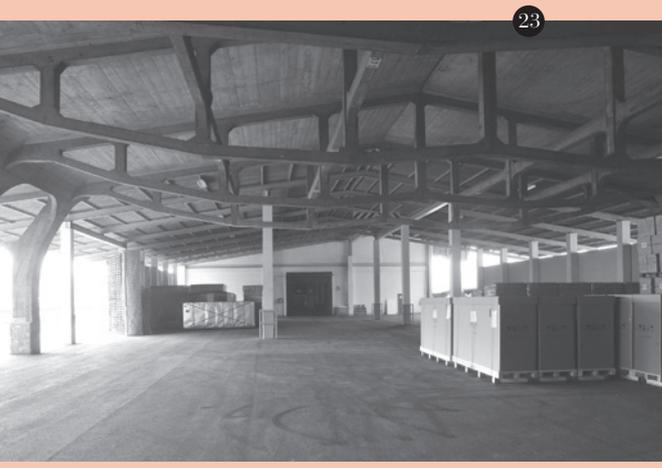
largamente impiegati anche negli edifici civili. Di particolare interesse è poi l'impianto strutturale dei magazzini Generali di Chiasso, *fig. 23* per la cui copertura sono utilizzati impalcati piani collegati con elementi verticali ad una catena inferiore a forma di arco rovescio, ripresentando, con segno modificato degli sforzi nell'arco, lo schema statico assunto nei ponti a travata con voltina irrigidente. L'approccio concettuale fu la caratteristica di base dell'atteggiamento di Maillart nei riguardi del progetto strutturale, orientato alla invenzione di forme la cui bellezza trae le premesse dalla intuizione e dalla comprensione profonda del comportamento degli organismi resistenti, successivamente confermata da verifiche analitiche la cui credibilità egli affermò risiedere nella loro semplicità ed immediatezza. L'analisi non deve prendere il sopravvento sulla intuizione e sulla pratica guidata dalla conoscenza maturata dalla frequentazione dei cantieri di costruzione. Anche per questo grande ingegnere, che ha lasciato così larga traccia di sé nella storia delle costruzioni in calcestruzzo armato il termine di architetto-ingegnere-costruttore appare del tutto appropriato, purchè gli aspetti formali, che la definizione di architetto necessariamente comporta, siano riguardati quale stretta compenetrazione tra forma e intrinseca bellezza delle relazioni che governano la statica e la geometria delle costruzioni. Un terzo personaggio, le cui opere hanno lasciato profondo segno nella storia delle costruzioni in calcestruzzo armato è E. Torroja, attivo prevalentemente in Spagna. Gli aspetti connotativi dell'opera di Torroja si evidenziano nella progettazione di strutture a guscio, caratterizzate da grande dimensione e ridotto spessore, atte a realizzare coperture di grande luce. Sono testimonianza di questa attività le coperture del mercato di Algeciras, *fig. 24* e dell'ippodromo della Zarzuela, *fig. 25*, ove sono presenti elementi a forma di iperboloidi di grande aggetto, fra loro affiancati. La ricerca delle massima leggerezza ha portato alla costruzione di elementi con rapporto pari a 250 fra luce di aggetto e spessore, il cui equilibrio è assicurato da colonne poste lungo la direttrice di affiancamento fra due elementi adiacenti e alla estremità posteriore da un elemento tirante che trova il proprio equilibrio nella sottostante struttura, anch'essa aggettante ma avente spessori opportunamente calibrati sì da offrire al sovrastante tirante adeguato contrappeso. Altra struttura di grande rilevanza fu il Fronton Recoletos, *fig. 26*, progettato in collaborazione con l'Arch. S. Zuazo. Questa costruzione è una chiara affermazione della conoscenza che Torroja aveva delle

- 17 – Stadio di Firenze, P.L. Nervi, 1930/32
- 18 – Hangar di Orbetello, P.L. Nervi, 1939/41
- 19 – Chiesa del Cuore Immacolato di Maria, Bologna, P.L. Nervi, 1961/65
- 20 – Ponte Tavanasa, R. Maillart, 1904/05
- 21 – Ponte Salginatobel, R. Maillart, 1929/30
- 22 – R. Maillart: gli impalcati senza travi

teorie delle volte cilindriche sottili, in questo caso applicata ad una voltina con sezione trasversale di forma particolarmente complessa, dotata di timpano terminale che ne garantisce il mantenimento della forma in corrispondenza all'appoggio. La figura di Torroja si differenzia rispetto a quelle di Nervi e di Maillart per l'approccio scientifico che egli sempre pose alla base della sua attività di progettista. Un approccio sostenuto dagli avanzamenti che già fra le due guerre avevano apportato nuovi sviluppi alla teoria statica del calcestruzzo armato e permettevano di valutare con maggiore precisione aspetti di comportamento che tale teoria e le modalità di misura della sicurezza allora prescritte non consentivano compiutamente. L'atteggiamento scientifico di Torroja, rinvenibile anche nelle sue ricerche su modelli, ebbe quale sbocco naturale la sua associazione, quale Professore Ordinario di "Fondamenti di Calcolo e Esecuzione di Opere in Calcestruzzo Armato e Precompresso" alla Escuela Special de Caminos, ove fu guida a brillanti ricercatori nell'ambito della meccanica delle strutture in calcestruzzo armato e fu fra i fondatori delle associazioni europee che a partire dalla metà degli anni 50 indirizzarono la progettazione e la analisi di tali costruzioni. Una figura di Ingegnere-costruttore dunque, fortemente impegnato sul versante scientifico, vero promotore, insieme ad altre illuminate figure, di una rivoluzione culturale che ha improntato la moderna strutturalistica del calcestruzzo armato, i cui effetti si riscontrano ancor oggi, negli attuali codici di misura della sicurezza. Il periodo che si estende fra le due guerre, oltre ad essere illustrato dalla presenza di queste grandi ed altre non meno famose personalità, è anche momento di significativo avanzamento delle conoscenze sia teoriche che sperimentali del comportamento di elementi in calcestruzzo armato. Nuovi modelli interpretativi di fatti non prevedibili dal modello di Morsch vennero elaborati, permettendo una più completa e affidabile previsione del comportamento strutturale, cui conseguirono progetti guidati da maggiore consapevolezza scientifica. Fra questi modelli di notevole interesse furono quelli orientati alla previsione e alla quantificazione dei fenomeni fessurativi, presenti nel calcestruzzo armato quale naturale conseguenza dei livelli deformativi consentiti all'acciaio teso, largamente superiori agli allungamenti ultimi del calcestruzzo. La presenza di fessure porta con sé la perdita di perfetta aderenza fra i due materiali, il cui effetto, seppure non lesivo dell'equilibrio sezionale, riduce invece la resistenza dell'elemento strutturale

nei riguardi della sua durabilità. Un approccio rigoroso richiede la risoluzione di problemi governati da equazioni non lineari, con condizioni al contorno non preventivamente definite in quanto dipendenti dalle funzioni incognite. La messa a punto di modelli semplificati ma sufficientemente affidabili fu oggetto di approfondito dibattito in questo ambito di ricerca nel quale emerse il modello proposto da L.P. Brice, *fig. 27*, che assunse costante il valore della tensione tangenziale di aderenza fra acciaio e calcestruzzo fra due fessure successive. In tal modo risultavano immediate l'integrazione dell'equazione governante l'equilibrio locale della barra metallica e la determinazione delle forze agenti nell'acciaio e nel calcestruzzo e da quest'ultima era di ovvia valutazione la distanza fra due successive fessure. La presenza, nella definizione dell'interasse fra le fessure, del termine direttamente proporzionale al diametro della barra e inversamente proporzionale al rapporto geometrico di armatura è diretta conseguenza della ipotesi di Brice. Esso appare in un largo numero delle proposte che a partire da allora furono avanzate da vari ricercatori ed è riscontrabile nelle relazioni presenti negli attuali codici di misura della sicurezza, a testimonianza della profondità di pensiero dei ricercatori di quegli anni, che operò sempre temperata dalla necessità di potere pervenire a relazioni agili ed affidabili attraverso le quali l'ingegneria strutturale potesse consistentemente procedere. Un altro importante campo nel quale molti ricercatori si cimentarono riguardò la formulazione di leggi costitutive atte a descrivere il comportamento del calcestruzzo compresso fino alla rottura, da utilizzarsi per la determinazione teorica della resistenza di sezioni in calcestruzzo armato soggette a flessione e forza normale. I risultati della teoria statica, basata sulla ipotesi di comportamento elastico del calcestruzzo compresso e dell'acciaio teso, dipendevano dal valore dal rapporto dei moduli elastici fra acciaio e calcestruzzo, di incerta valutazione, essendo il calcestruzzo sede di deformazioni differite generate dalle azioni permanenti. Il valore assegnato a tale parametro, contrassegnato con il simbolo n era fortemente affetto da convenzionalità, da qui la ricerca orientata alla determinazione di un metodo di analisi indipendente da tale parametro. Il calcolo allo stato limite ultimo rispondeva a tale richiesta e formulazioni di questo tipo iniziarono ad essere costruite, dando luogo al cosiddetto "Frei n Method", la cui presenza nei moderni codici di misura della sicurezza è fatto generalizzato. Alcuni aspetti essenziali di





- 23 – Magazzini Generali di Chiasso, R. Maillart, 1923/25
- 24 – La Copertura del mercato di Algeciras, E. Torroja, 1934/35
- 25 – Ippodromo della Zarzuela, E. Torroja, 1935/41
- 26 – Fronton Recoletos, E. Torroja, 1935

questo, per quei tempi innovativo metodo, sono schematicamente riportati nella *fig.28*. Il progresso nella analisi e nel progetto delle costruzioni in calcestruzzo armato permise di conseguire ulteriori risultati di grande interesse che ampliarono gli orizzonti della teoria statica, senza tuttavia modificarne l'approccio in tema di misura della sicurezza. Questo basilare aspetto rimase infatti ancorato alla verifica degli stati tensionali del calcestruzzo e dell'acciaio assunta quale unico criterio identificatore della corretta risposta strutturale anche nei riguardi di fenomeni, per il controllo dei quali tale criterio, non potendo fornire basi di giudizio affidabili, dava luogo a contraddittori risultati.

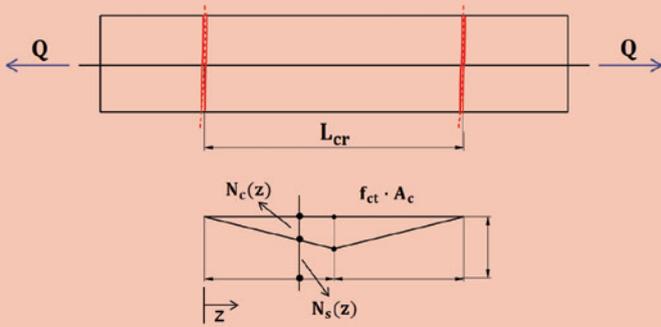
Lo sviluppo del calcestruzzo strutturale dopo la II Guerra Mondiale

La necessità di una estesa ricostruzione, in tutte le nazioni europee, dopo le distruzioni conseguenti alla II Guerra Mondiale, diede luogo ad una marcata accelerazione del processo evolutivo delle costruzioni in calcestruzzo armato. La grande quantità di costruzioni da realizzarsi, civili, industriali ed infrastrutturali, fece emergere l'aspetto economico del problema e la conseguente necessità di ottimizzare il processo costruttivo, non solo nei riguardi delle costruzioni in calcestruzzo armato ma anche per quelle in calcestruzzo precompresso che in quel periodo avevano iniziato ad essere realizzate su larga scala. Per potere dare una risposta consistente a problemi di tale portata, nacquero due Associazioni, la cui attività costituì la base del progresso scientifico e della moderna concezione che presiedono alla analisi ed al progetto delle costruzioni in calcestruzzo armato. La prima associazione fu la "Fédération Internationale de la Précontrainte" (FIP), fondata nel 1952 e la seconda fu il "Comité Européen du Béton" (CEB), fondato nel 1953. Con specifica attenzione a questa seconda associazione, alla quale aderirono ingegneri progettisti, professori universitari, costruttori e tecnici operanti nel campo della direzione dei lavori e della gestione delle costruzioni, il compito che essa si

assunse riguardò la formulazione di un approccio codificato per la misura della sicurezza strutturale. A tale scopo si riconobbe dapprima il carattere di aleatorietà delle grandezze presenti nelle disequaglianze di verifica, sia quelle connesse alla resistenza, sia quelle atte a definire le azioni applicate alle costruzioni. Fu poi definito il concetto di stato limite, inteso quale stato raggiunto il quale l'organismo strutturale o una sua parte non fossero più in grado di garantire le prestazioni fissate in fase di progetto. In relazione alle caratteristiche prestazionali da prendersi in considerazione per le varie applicazioni, gli stati limite furono suddivisi nelle due categorie di stati limite di servizio e di stati limite ultimi. I primi relativi a situazioni connesse al corretto funzionamento dell'impianto strutturale durante il suo tempo di vita utile, i secondi relativi a situazioni inerenti il collasso per perdita di capacità portante. Questo nuovo modo di operare condusse da un lato alla necessità di formulare in maniera probabilistica la misura della sicurezza, dall'altro di dovere elaborare affidabili modelli di comportamento per esplorare la capacità dell'organismo strutturale nei riguardi di specifici stati limite. Il primo aspetto comportò serie difficoltà di ordine matematico, il secondo richiese un grande sforzo analitico e sperimentale atto ad investigare la risposta strutturale in uno scenario culturale allargato, non potendo più essere confinata in una semplice valutazione delle tensioni nei materiali la risposta ai quesiti che un simile approccio poneva. La sistematizzazione del problema sotto l'aspetto probabilistico condusse alla formulazione di tre metodi di misura della sicurezza, caratterizzati da differenti livelli di approssimazione. Il Metodo di livello 3, di maggiore precisione, consistente nella determinazione della probabilità P_f mediante l'integrale di convoluzione illustrato in *fig. 29*. Il calcolo di tale integrale può effettuarsi agevolmente allorchè le variabili R, S siano assunte di tipo normale. In tal caso infatti, la probabilità P_f assume la forma propria del metodo di livello 2, associata al valore del parametro β , che esprime la distanza dall'origine della retta limite $R=S$ rappresentata nel piano delle variabili standard ridotte. Il terzo metodo di misura, detto metodo di livello 1, introdotto per evitare le difficoltà matematiche e le incertezze statistiche dovute alla mancanza di dati, tipiche dei primi due metodi, riconduce la misura della sicurezza al confronto fra due prefissati frattili della distribuzione statistica di R, S . Assunti rispettivamente, quali valori di base per le azioni e le resistenze i frattili superiori di probabilità 95% ed inferiori di

probabilità 5%, definite grandezze caratteristiche, la misura della sicurezza per gli stati limite di servizio e per quelli ultimi conduce alle relazioni riportate nella *fig.29*. Il metodo di livello 1, per il carattere approssimato con il quale vengono trattati gli aspetti statistici del problema, ha assunto il nome di Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Dopo una puntuale calibrazione condotta attraverso confronti con i risultati derivati dal Metodo di livello 3, il Metodo Semiprobabilistico è stato adottato dai Codici di misura della sicurezza in ambito europeo e le sue peculiarità sono state riconosciute, per la loro fondatezza ed autorità, anche in ambito mondiale. La seconda direttiva di sviluppo della attività del CEB riguardò la formulazione di svariati e consistenti modelli interpretativi del comportamento strutturale, onde procedere alla misura della sicurezza per gli stati limite di servizio ed ultimi. A questo riguardo sono da ricordarsi il modello di Morsch modificato, formulato da F.Leonhardt e R.Walter per la valutazione della capacità portante di elementi soggetti ad azione di taglio. Il modello di Morsch, modificato attraverso l'introduzione di un fattore riduttivo della quota di azione equilibrata dalle armature di parete, consentì di porre in evidenza gli ulteriori contributi alla resistenza offerti da meccanismi sinergicamente interagenti con il meccanismo resistente a traliccio. Il modello fu ulteriormente raffinato, attraverso la applicazione dei concetti della teoria della plasticità, giungendo alla attuale formulazione, basata sulla assunzione di un angolo di inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo inferiore a 45°. In questa maniera, anche per la resistenza a taglio viene introdotto il concetto di duttilità, associato all'angolo per cui l'armatura di parete e la nervatura di calcestruzzo soggetta a tensione diagonale di compressione presentano eguale capacità. Le basi del Modello di Morsch modificato e quelle del modello basato sulla teoria della plasticità sono illustrate nella *fig. 30,a,b*. Un altro campo, nel quale il CEB fu particolarmente attivo è quello relativo alla valutazione della capacità portante di elementi snelli in presenza di fenomeni di secondo ordine. A questo riguardo sono da ricordare i lavori compiuti fra le due guerre da O. Baumann e K.Gaede, sulla base dei quali fu poi formulato da A. Aas Jacobsen il Metodo della Colonna Modello, che fu assunto dal CEB quale base per una trattazione che, seppure approssimata, permise di ottenere ottimi risultati pratici per l'analisi ed il progetto di elementi snelli in configurazione singola. L'attività in tale campo portò anche alla formulazione

di modelli teorici raffinati, basati sulla risoluzione della equazione differenziale non lineare governante il problema per mezzo del metodo delle differenze finite, o in alternativa, applicando il metodo degli elementi finiti. In questo campo sono di rilievo i lavori di K. Aas Jacobsen e M. Grenacher. Interessante poi il metodo dell'equilibrio, stabilito da P.Faessel, attraverso il quale, nell'ambito di precisione del Metodo della Colonna Modello, risulta possibile stabilire l'esistenza o meno di un punto di equilibrio senza dovere conoscere il diagramma momenti-curvature-forza normale nella sua completa estensione. Nella *fig. 31* sono illustrati alcuni aspetti dei metodi ora ricordati. Relativamente agli stati limite di servizio, di significativo interesse furono gli studi relativi allo stato limite di fessurazione e di deformazione, in particolare orientati alla definizione di una affidabile relazione analitica atta a descrivere la deformazione dell'acciaio teso fra le fessure, tenendo conto del contributo irrigidente del calcestruzzo. A tale riguardo il primo modello fu formulato da J.Ferry Borges che assunse il contributo irrigidente del calcestruzzo indipendente dallo stato tensionale esistente nell'acciaio. Successivamente F.Leonhardt e H.Falkner introdussero un contributo irrigidente inversamente proporzionale alla tensione dell'acciaio e tale ipotesi fu introdotta anche nella definizione del legame momenti-curvature utilizzato per la analisi deformativa degli elementi strutturali. Le proposizioni di Leonhardt-Falkner furono poi largamente esplorate da R.Favre. Allo stato attuale l'ipotesi di Ferry Borges è stata adottata per lo stato limite di fessurazione, assumendo invece per lo stato limite di deformazione la formulazione di Leonhardt-Falkner. Le assunzioni qui brevemente descritte sono illustrate nella *fig. 32*. Un fondamentale ambito di ricerca, decisivo per una descrizione approfondita del comportamento in esercizio delle strutture in calcestruzzo armato e precompresso, fu poi quello relativo agli effetti strutturali delle deformazioni differite del calcestruzzo. A questo riguardo i primi passi furono compiuti sulla base dei risultati ottenuti da F.Dischinger nel 1937, che formulò un modello viscoso di puro invecchiamento, descritto da una legge costitutiva di tipo differenziale nella variabile tempo. In via alternativa furono oggetto di studio i modelli di tipo ereditario, non invecchianti, anch'essi con legge costitutiva differenziale, osservando che tali modelli potevano assumersi per definire il comportamento limite del materiale caricato in età avanzata. Una rappresentazione più affidabile e



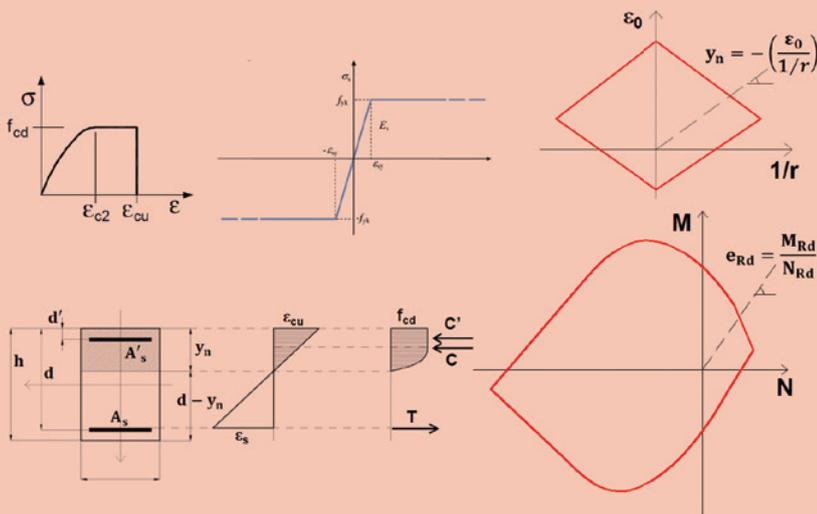
$$N_s(z) + N_c(z) = Q$$

$$z_{cr} = \frac{f_{ct} \cdot A_c}{\tau \cdot p} = \frac{f_{ct}}{4 \cdot \tau} \cdot \frac{\phi}{\rho_s}$$

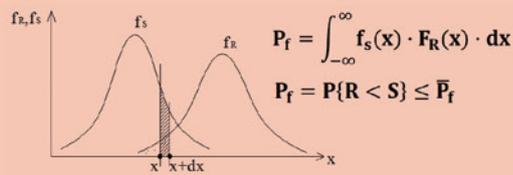
$$\frac{dN_s(z)}{dz} = -\tau \cdot p$$

$$w_m = \left[\frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{0.5 \cdot f_{ct}}{E_s \cdot \rho_s} \right] \cdot \left[\frac{f_{ct}}{2 \cdot \tau} \cdot \frac{\phi}{\rho_s} \right]$$

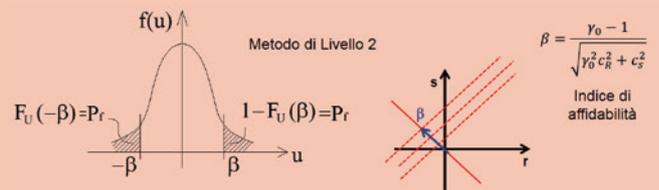
27



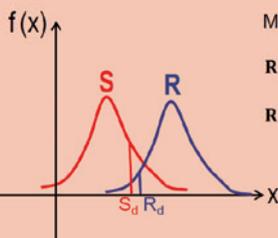
28



Metodo di Livello 3



Metodo di Livello 2



Metodo di Livello 1:

$$R_d = R\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, a_R\right) \geq S_d = S(\sum \gamma_{fi} A_{ki}, a_s) - \text{Stati Limite Ultimi}$$

$$R_k = R(f_{ck}, f_{yk}, a_R) \geq S_k = S(\sum A_{ki}, a_s) (\text{Stati Limite di Esercizio})$$

29

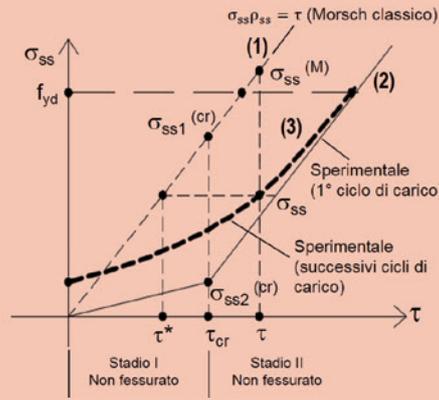
a) Il traliccio modificato secondo Leonhardt-Walter

$$\tau_d^* = \tau_d \left(1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_d}\right) = \eta\tau_d$$

$$\rho_s f_{yd} = \eta\tau_d = \tau_d + \tau_d(\eta - 1)$$

$$\tau_d(1 - \eta) = \tau_{cd}$$

$$\rho_s f_{yd} + \tau_{cd} = \tau_d$$



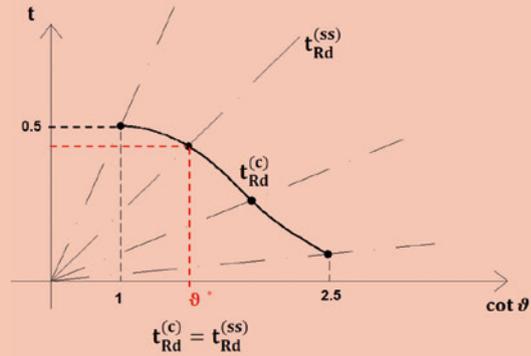
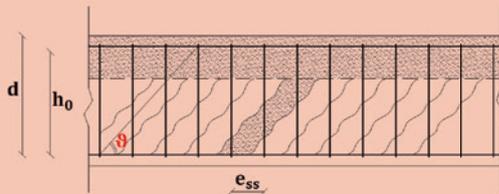
30

b) Il traliccio modificato secondo la teoria della plasticità

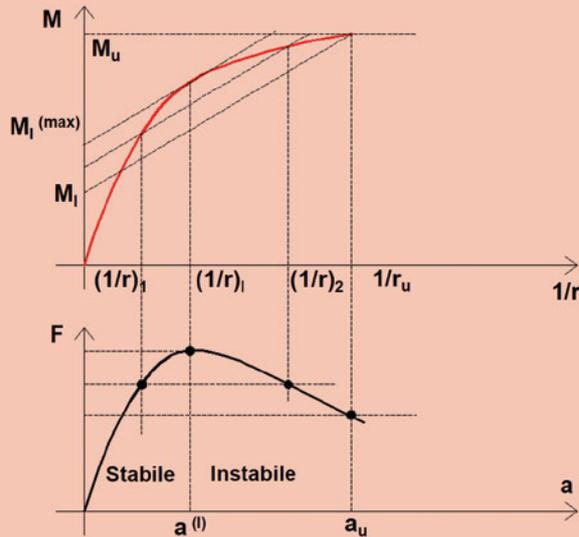
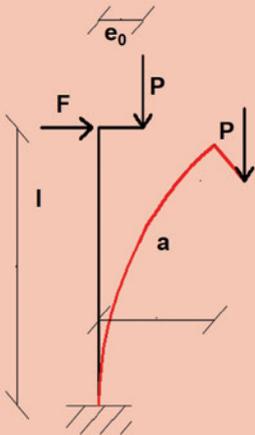
$$\omega_{ss} \cot \vartheta = \frac{\tau_d}{v f_{cd}} = t_{Rd}^{(ss)}$$

$$\omega_{ss} = \rho_{ss} \frac{f_{yd}}{v f_{cd}}$$

$$\sin \vartheta \cos \vartheta = \frac{\tau_d}{v f_{cd}} = t_{Rd}^{(c)}$$

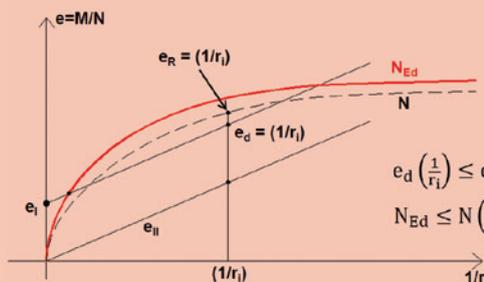


a) Il metodo della Colonna Modello



31

b) Il metodo dell'equilibrio



$$e_d \left(\frac{1}{r_i}\right) \leq e_R \left(\frac{1}{r_i}\right) = \frac{M \left(\frac{1}{r_i}, N\right)}{N} \quad (1)$$

$$N_{Ed} \leq N \left(\frac{1}{r_i}\right) \quad (2)$$

$(1/r_i)$ = curvatura arbitraria assunta per effettuare il controllo delle (1), (2)

aderente alla realtà fisica del fenomeno fu perseguita attraverso l'impiego di leggi costitutive di tipo integrale, che furono alla base del modello di H.Rusch-D.Jungwirth-H.Hilsdorf, assunto dal CEB. Successivamente furono introdotti i modelli MC90 di H. Muller e il suo perfezionamento MC10. Alcune peculiarità dei modelli sono illustrate nella *fig. 33*. Altri importanti contributi sono poi da annoverarsi nel complesso ambito della analisi strutturale non lineare e nelle recenti formulazioni riguardanti la duttilità di sezioni, elementi e strutture, con specifico riguardo al comportamento sotto azione sismica e a fatica. I risultati perseguiti dalle varie Commissioni in cui si articolava il CEB furono divulgati attraverso pubblicazioni aventi formato pre-normativo e precisamente le “Récommandations Internationales pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton” del 1964 e del 1970 ed i Model Codes 78 e 90. Ulteriori pubblicazioni furono i Bulletins, alcuni dei quali definiti manuali per la trattazione di specifici stati limite. Fra questi ricordiamo il Manuale “Bending and Axial Load” il Manuale “Buckling and Instability” il Manuale “Structural Effects of Time Dependent Behaviour of Concrete”, il Manuale “Cracking and Deformation”. Nel 2000 le due associazioni FIP e CEB si fusero nell'unica associazione “Fédération Internationale du Béton”(fib) e nel 2010 fu pubblicato il Model Code 10, attualmente uno fra i più avanzati documenti nel campo del calcestruzzo strutturale. La attività del CEB trovò riscontro anche nella fase preparatoria e successivamente redazionale dei documenti Normativi Europei, in particolare l'Eurocodice 2, nel quale si sono riversate, a volte sacrificando la precisione scientifica a favore di una maggiore semplicità di impiego, molte delle formulazioni di base presenti nei Model Codes. Allo stesso modo i documenti normativi italiani, nella forma di Decreti Ministeriali (DM), che si sono succeduti dopo la pubblicazione della Legge 1086 del novembre 1971, hanno tratto ispirazione dai documenti elaborati dal CEB. E' di particolare significato al riguardo che i DM, di cui la Legge 1086 prescriveva la revisione ogni due anni, siano stati pubblicati coerentemente negli anni 72-74-76, ma non nel 78, e la successiva edizione fu pubblicata nel 1980. La ragione di questa cesura deve ricercarsi nel fatto che nel 1978 fu pubblicato il primo Model Code del CEB (MC78) e molte delle assunzioni in esso presenti furono introdotte nel DM 1980, nel quale, per la prima volta nel nostro paese, fu introdotto il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, che poteva essere

utilizzato in alternativa al criterio delle tensioni ammissibili, da sempre utilizzato nei documenti normativi italiani. Questa diarchia di metodologie rimase nei successivi DM del 85, del 92 e del 96. Anche nel DM 2008, che rappresenta una svolta netta nel panorama normativo italiano, tale diarchia, seppure limitata a costruzioni di modesta scala esisteva ancora. Essa ha trovato definitiva eliminazione nell'Aggiornamento del DM pubblicato nel 2018, ove si prescrive quale unico metodo di misura della sicurezza strutturale il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, dopo 56 anni dalla sua prima apparizione, in una forma ancora embrionale, nelle Récommandations del CEB del 1964 e dopo 40 anni dalla sua affermazione definitiva nel MC78. Nel periodo in cui queste attività, orientate ad una sempre più consapevole conoscenza del comportamento del calcestruzzo strutturale e alla definizione dei livelli di rischio sui quali calibrare la misura della sicurezza, permisero di raggiungere risultati di cospicuo valore, altre attività, orientate al miglioramento della tecnologia del calcestruzzo, della sua produzione e della sua messa in opera furono promotrici di continuo ed impetuoso sviluppo. A partire dagli anni 80 furono progettati e formulati i calcestruzzi reoplastici, caratterizzati da elevata lavorabilità, fluidità, coesività e assenza di segregazione, i calcestruzzi ad alta resistenza, ottenuti mediante l'aggiunta di fumi di silice, i calcestruzzi fibrinforzati, includenti fibre polimeriche, vetrose o metalliche, dotati di elevata duttilità nello stadio successivo alla fessurazione, i calcestruzzi autocompattanti, capaci di fluire autonomamente fra disposizioni congestionate di armature e di riempire compiutamente ogni cavità senza necessitare di operazioni di vibrazione, il calcestruzzo a ritiro compensato, contenente agenti espansivi nella fase indurente il cui libero sviluppo, contrastato dalle armature, è in grado di dare luogo a stati di autotensione opposti a quelli indotti dal ritiro, mitigandone gli effetti negativi. Si definirono così le categorie di “Calcestruzzi ad alta resistenza (HSC)” e “Calcestruzzi ad alte prestazioni (HPC)”. La prima categoria ha permesso di allargare significativamente l'intervallo delle classi di resistenza del calcestruzzo strutturale consentito dai codici di misura della sicurezza, innalzando il limite massimo della resistenza caratteristica a compressione, misurata su cilindri, a 90MPa. Un simile incremento ha portato il calcestruzzo a raggiungere elevati valori del rapporto $h_0 = \text{resistenza/peso specifico}$, ravvisabile quale efficienza statica del materiale. Infatti, dai valori di h_0 dell'ordine di 1-1.5 km

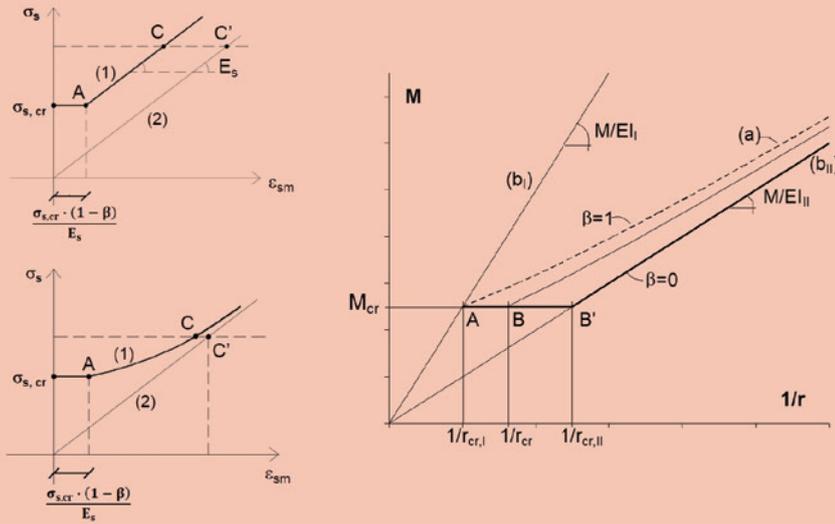
- 32 – Stato Limite di Fessurazione e Deformazione
- 33 – Il comportamento a lungo termine del calcestruzzo. Modelli di viscosità
- 34 – L'efficienza statica del calcestruzzo
- 35 – Torre Pirelli, Milano, 1960
- 36 – Evoluzione temporale degli edifici alti in calcestruzzo armato
- 37 – Burj Khalifa, Dubai, 2004/09
- 38 – Kingdom Tower, Jeddha, Saudi Arabia, 2018

tipici per calcestruzzi di classe compresa fra 25 e 37.5 MPa, dei quali si poteva disporre negli anni 80, si è attualmente passati ad una efficienza statica di 3.6km, per calcestruzzi di classe 90MPa. Questi risultati, illustrati graficamente nella *fig. 34*, mostrano peraltro che in corrispondenza ad una resistenza di 112.5MPa, di poco superiore alla massima consentita dai Codici, oggi largamente superabile in prove di laboratorio, l'efficienza statica del calcestruzzo eguaglia quella dell'acciaio strutturale S355H. Questi livelli di resistenza, ottenibili senza eccessivo incremento dei costi di produzione, trasporto e messa in opera, hanno portato il calcestruzzo ad essere moderno protagonista nella costruzione di edifici alti nel mondo. E' di interesse al riguardo osservare che l'edificio di maggiore altezza al mondo con struttura integralmente in calcestruzzo armato era, nel 1960 la Torre Pirelli in Milano, *fig. 35*, di altezza 127m. La crescita dell'efficienza statica del materiale, fattore determinante nella costruzione di edifici alti, ha permesso di elevare continuamente l'altezza degli edifici con struttura totalmente in calcestruzzo armato, come si osserva nella *fig. 36*, ove è riportato lo sviluppo temporale di tali strutture. A partire dall'inizio dell'attuale millennio, allorchè la resistenza del materiale ha raggiunto livelli competitivi in termini di efficienza statica con quelli dell'acciaio strutturale, l'altezza degli edifici alti in calcestruzzo armato ha subito un incremento sbalorditivo, giungendo ai 600m della parte inferiore del Burj Kalifa in Dubai, *fig. 37*, sulla quale si imposta la parte sommitale a struttura metallica, e successivamente ai 1000m della Kingdom Tower in Jeddah, Saudi Arabia, *fig. 38*, l'edificio più alto al mondo, in fase finale di costruzione, nel quale tutte le parti strutturali sono in calcestruzzo armato. Questi risultati sono anche il riflesso della sempre più avanzata tecnologia, che ha permesso la realizzazione di impianti di produzione, trasporto e pompaggio del materiale assai efficienti ed affidabili, il cui utilizzo permette la posa in opera del materiale senza alterarne sensibilmente le proprietà e le correlate elevate prestazioni. Si chiude qui, su questi risultati inimmaginabili fino a pochi decenni orsono, questo rapido, e per molti versi incompleto sguardo sul divenire storico di un materiale che, riguardato nei suoi primi tempi sotto un aspetto essenzialmente pratico, si è successivamente rivelato complesso e di difficile studio, la cui risposta meccanica è oggi oggetto di analisi e sperimentazioni sempre più raffinate. Un aspetto tuttavia, che, per la sua evidente immediatezza ritengo possa assumersi

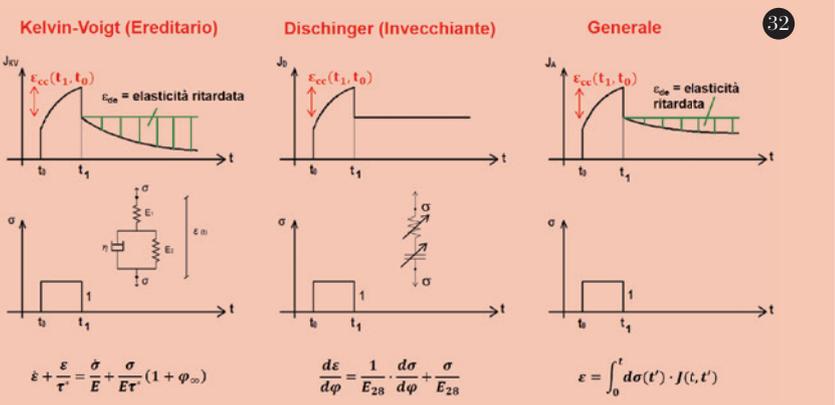
emblematico di un divenire storico fra i più entusiasmanti della scienza del costruire, è il passaggio, nell'arco di un secolo, dal Progetto Dom-ino alla Kingdom Tower. Due momenti nei quali il calcestruzzo è stato postulato quale materiale unico per la costruzione di edifici la cui differenza di scala è ben rappresentativa del progresso compiuto e dei risultati perseguiti da grandi maestri i quali, credendo nelle potenzialità di questo materiale, l'hanno innalzato sino ai livelli che oggi forse con troppa leggerezza percepiamo come banalmente familiari.

"Je suis un artisan" , E. Freyssinet e il calcestruzzo armato precompresso

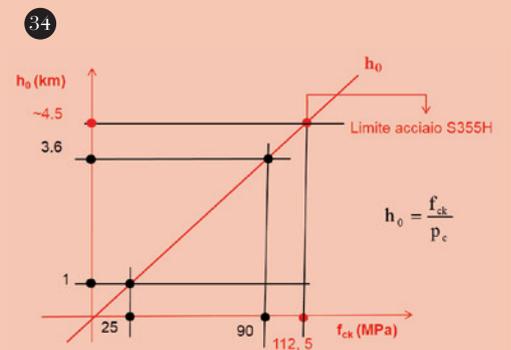
Sebbene nato pressochè nello stesso periodo in cui il calcestruzzo armato muoveva i suoi primi passi, sul finire del XIX Secolo, il calcestruzzo armato precompresso non si impose subito, anzi il suo percorso di crescita fu alquanto accidentato. Le ragioni che stanno alla base di questa difficoltà sono da ricercarsi, come apparirà più chiaramente nel prosieguo, nella natura della azione attraverso la quale si estrinseca l'effetto della presollecitazione. Questa definizione sarà utilizzata nel prosieguo, anziché quella, nella nostra lingua più familiare, di precompressione, in quanto questa tecnologia permette di introdurre negli elementi stati di sollecitazione non solo di pura compressione, ma anche di flessione, taglio, torsione, e, negli elementi in parete sottile, anche di biflessione. L'idea della presollecitazione nacque dalla constatazione della presenza di stati fessurativi negli elementi inflessi in calcestruzzo armato. Questa circostanza fa sì che in corrispondenza della fessura la funzione esprime lo spostamento longitudinale delle fibre di calcestruzzo sia affetta da una discontinuità generata dallo slittamento relativo fra acciaio e calcestruzzo. Ne deriva che la funzione spostamento non soddisfa ai requisiti di regolarità, come invece avviene in assenza di fessurazione, cosicchè può in linea generale affermarsi che gli elementi strutturali in calcestruzzo armato, in presenza dei livelli deformativi accettati per le barre metalliche, sono assimilabili a solidi nei quali non sono rispettati, se non in media, i requisiti di



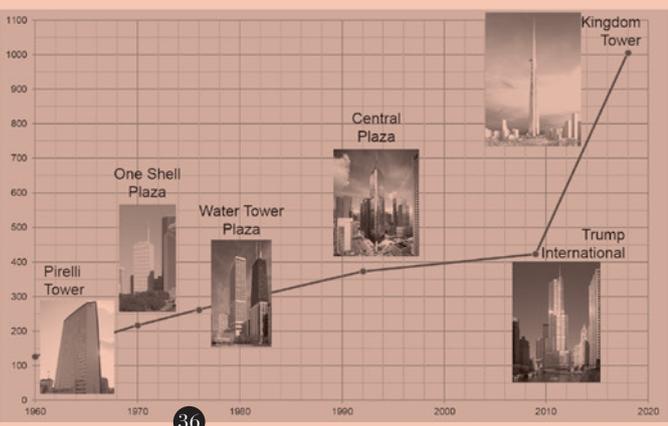
32



32



34



36



35

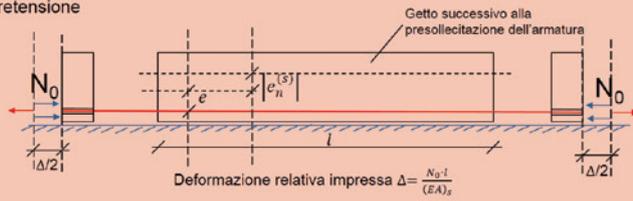


37

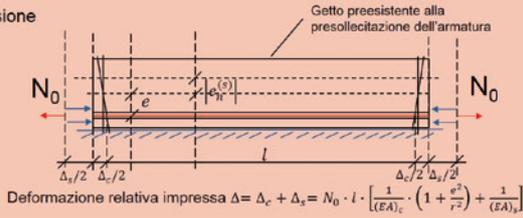


38

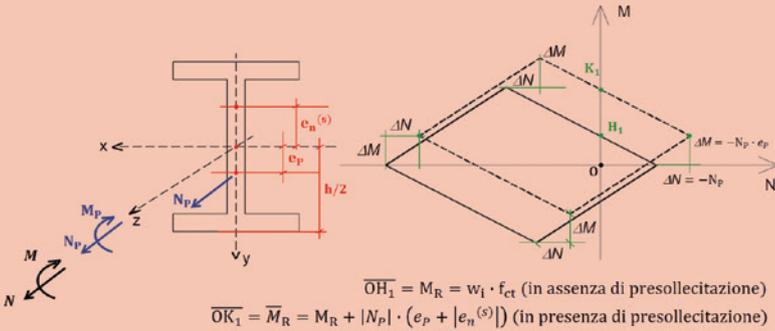
a) Pretensione



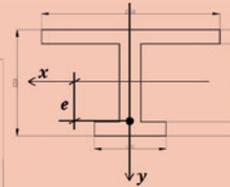
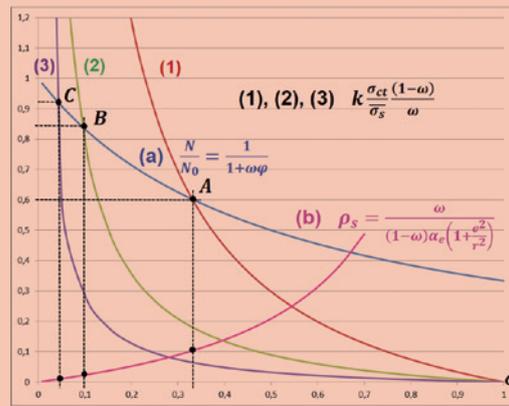
b) Post tensione



39



40



$$k = \frac{\alpha_e (1 + e^2 / r^2)}{(1 + e / |e_n^{(s)}|)}$$

$$\varphi = 2$$

$$\sigma_{ct} = 10 \text{ MPa}$$

(1) $\bar{\sigma}_s = 150 \text{ MPa}$ (Doering)

(2) $\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$ (Freyssinet)

(3) $\bar{\sigma}_s = 1400 \text{ MPa}$ (Attuale)



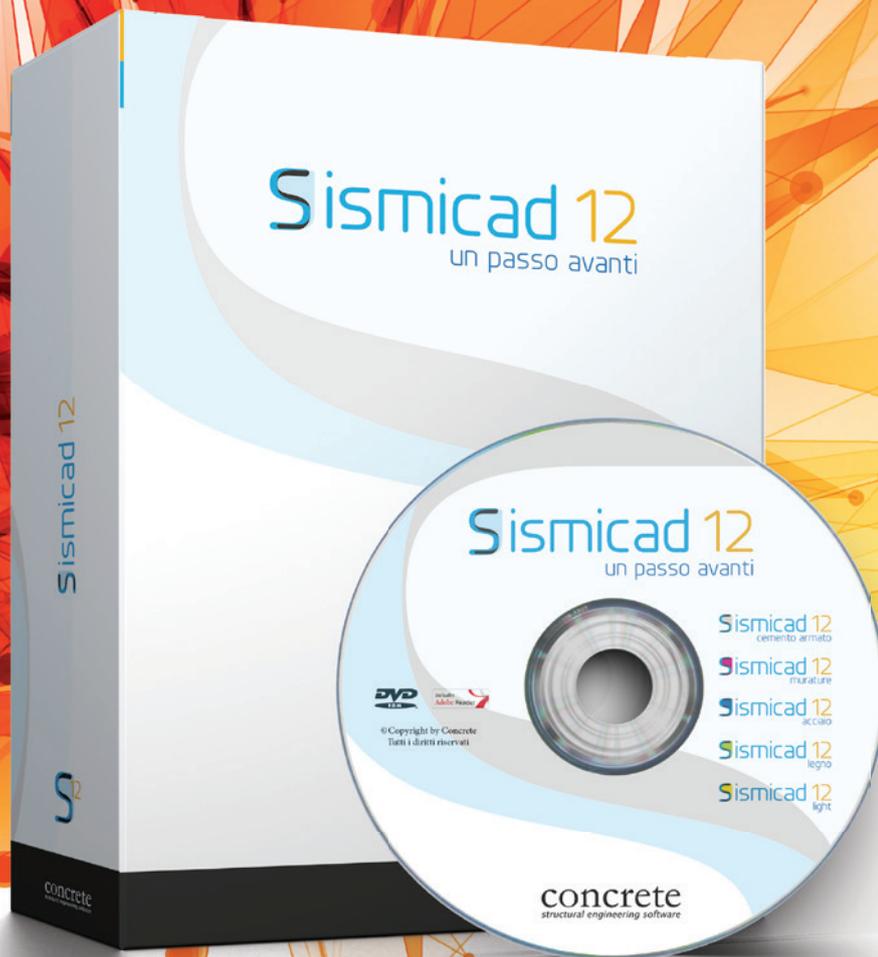
41

compatibilità delle deformazioni. Da questa constatazione prese spunto l'idea di presollecitazione, ovvero della introduzione nell'elemento strutturale di uno stato di tensione capace di opporsi a quello prodotto dalle azioni esterne in maniera da garantire nel calcestruzzo stati tensionali solamente di compressione o di trazione con valore assai limitato. L'idea di presollecitazione nacque pertanto per assicurare, in presenza delle azioni applicate nello stato di servizio della struttura, la conservazione della integrità sezionale, evitando il fenomeno della fessurazione. In tale modo risulta possibile mantenere inalterata la rigidità flessionale degli elementi, riducendone la deformabilità, permettendo di incrementarne i livelli di snellezza geometrica. In altri termini, per mezzo della presollecitazione si possono introdurre nelle parti che saranno successivamente soggette a trazione per l'applicazione dei carichi esterni, stati tensionali di compressione, conferendo al calcestruzzo una apparente resistenza a trazione, capace di simmetrizzarne totalmente o parzialmente la legge costitutiva. La prima applicazione del concetto di presollecitazione fu dovuta a D.Doering, 1888, che per mezzo di un semplice sistema a manovella mise in tensione le armature metalliche prima di effettuare il getto del calcestruzzo, introducendo uno stato di deformazione relativa fra i materiali, di carattere elastico. Effettuato il getto e ad indurimento avvenuto, la forza conferita alle barre mediante il sistema di pretensione veniva rilasciata, e le barre, impedito dal calcestruzzo di potere tornare nella loro configurazione indeformata, venivano assoggettate ad una forza il cui valore era definito dalla condizione di compatibilità deformativa fra acciaio e calcestruzzo. In via alternativa poteva procedersi utilizzando il calcestruzzo quale elemento di contrasto della forza introdotta impiegando barre o cavi formati da più fili metallici. In questo caso le barre o i fili erano scorrevoli entro guaine durante la tesatura e successivamente, dopo l'imposizione della deformazione relativa elastica, venivano bloccati sulle testate terminali, mantenendo così inalterata la forza inizialmente introdotta. Le operazioni qui descritte, antesignane delle moderne tecniche di pre-tensione e di post-tensione sono schematicamente illustrate nella **fig. 39 a,b**. Si prenda ora in considerazione una sezione soggetta alla sollecitazione esterna (M,N) formata da materiale avente resistenza a compressione f_c , e resistenza a trazione f_{ct} assai inferiore a f_c . La linea chiusa, che racchiude il dominio resistente della sezione, assunto un comportamento elastico

del materiale, è riportata a tratto pieno nella **fig. 40**. Se allo stato di sollecitazione esterno, si aggiunge quello (N_p, N_{pep}), che rappresenta l'effetto statico della deformazione relativa di carattere elastico, impressa fra acciaio e calcestruzzo in corrispondenza alla fibra della sezione avente eccentricità ep , il diagramma precedente, mantenendo la sua forma, trasla secondo rette aventi pendenza pari ad ep , con entità della traslazione definita dal valore della forza di presollecitazione N_p cambiata di segno. Il diagramma così modificato, rappresentato a linea tratteggiata in **fig. 40**, mostra l'efficacia di questa tecnica, la quale permette di incrementare il momento resistente della sezione, che passa dal modesto valore $W_{ifct} + |N_p| (e + |en(s)|)$, misurato dal segmento OH1, al valore $W_{ifct} + |N_p| (e + |en(s)|)$, misurato dal segmento OK1. L'idea, estremamente interessante, si mostrò tuttavia inefficace poiché Doering verificò che dopo qualche tempo dalla applicazione della presollecitazione, lo stato di sforzo da essa indotto si riduceva a valori praticamente trascurabili. Non a migliori risultati condussero le esperienze di M. Koenen, che confermarono, dopo un certo periodo dalla sua applicazione, una marcata dissipazione dello stato tensionale artificialmente introdotto nel calcestruzzo. Essendo peraltro la forza di presollecitazione fattore determinante per il corretto funzionamento dell'elemento strutturale alla quale, sulla base dei risultati ottenuti, non si poteva assicurare una affidabile stabilità durante l'esercizio della struttura, questa promettente tecnica, mirata al miglioramento della risposta strutturale di elementi in calcestruzzo, non fu presa in considerazione dai primi documenti normativi che si rivolsero esclusivamente alle costruzioni in calcestruzzo armato. La presollecitazione rimase inutilizzata, né fu riguardata quale campo di ricerca applicata fino al 1920, allorchè fu riconsiderata, con atteggiamento determinato a studiarne dettagliatamente le peculiarità, con specifico riguardo all'enigma della sua dissipazione nel tempo, da E. Freyssinet, ingegnere francese, progettista di importanti opere in calcestruzzo armato. Allievo di P. Sejourne, Freyssinet si specializzò nella progettazione e costruzione di ponti e nel 1911 progettò il ponte Veurdre, dalla cui vicenda egli trasse importanti e decisive conclusioni che gli permisero di comprendere le ragioni che erano alla base dell'insoddisfacente comportamento delle strutture in calcestruzzo presollecitato. Il ponte, **fig. 41**, costituito da tre arcate di luce circa 70m, molto ribassate, con rapporto freccia luce pari a 1/5, è di tipo a parete reticolare triangolata e fu

progettato con schema statico a tre cerniere per evitare gli stati di autotensione di natura termica che in uno schema staticamente indeterminato avrebbero dato luogo, secondo il Regolamento francese del 1906, a sforzi non tollerabili. Per conseguire il distacco dalle cerniere Freyssinet operò con pieno successo impiegando la spinta di martinetti idraulici disposti nelle sezioni di chiave, assegnando al ponte la sua configurazione definitiva. La sua meraviglia fu però grande allorchè, dopo qualche mese, si accorse della presenza di significativi abbassamenti della chiave dell'arco, che in breve tempo superarono una decina di centimetri. Questo fenomeno, che a causa del forte ribassamento degli archi poteva giungere ad essere pregiudizievole per la stabilità del manufatto, indusse Freyssinet a prendere in considerazione aspetti del comportamento differito del calcestruzzo non presenti nel Regolamento del 1906, che gli permisero dopo alcune ricerche, peraltro condotte con mezzi estremamente semplici e nella ristrettezza di tempo che le condizioni del ponte imponevano, di scoprire l'esistenza di deformazioni differite nel calcestruzzo indotte da stati di tensione permanenti nel tempo e a sperimentarne la marcata influenza sulla risposta deformativa del materiale. Per riportare l'arco alla sua configurazione iniziale Freyssinet ricorse ancora alla introduzione di una spinta in chiave introdotta mediante martinetti idraulici, successivamente bloccando la possibilità di ulteriori rotazioni relative nella cerniera mediante getti di sutura fra le due parti dell'arco. In questo modo fu modificato lo schema statico della struttura, la quale, in virtù delle deformazioni viscosive successive al bloccaggio della cerniera riacquistò parte del regime staticamente indeterminato che essa avrebbe avuto se inizialmente costruita con lo schema statico modificato introdotto da Freyssinet. La risposta della struttura fu pienamente soddisfacente fino alla distruzione del ponte che avvenne nel 1940 a seguito del suo bombardamento durante la II Guerra Mondiale. Freyssinet proseguì nella sua attività di progettista e realizzò opere di grande importanza e prestigio nel campo infrastrutturale e in quello industriale. Sono da ricordarsi al riguardo gli hangar dell'aeroporto di Orly ed il ponte di Plougastel, fortemente innovativo per quanto concerne le tecniche di costruzione. La figura di Freyssinet, che può a piena ragione annoverarsi fra quelle dei grandi maestri che operarono fra le due guerre, fu tuttavia caratterizzata da interessi e specificità che fanno di essa quella tipica dell'inventore, dell'uomo del fare, come

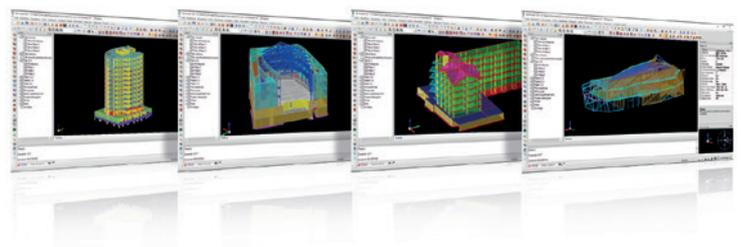
peraltro attesta il suo lascito progettuale, non permeato dalla ricerca di valori estetico-architettonici, bensì da quella orientata alla ottimizzazione di rapporti costi-benefici, che diviene fattore determinante della volontà di intraprendere nuovi e inesplorati cammini. Questa inclinazione intellettuale, dopo l'esperienza del ponte di Veudre, ove l'introduzione di azioni correttive del comportamento strutturale costituiva aspetto decisivo, trovò quasi naturale sbocco nel tentativo di rendere operativa l'idea di presollecitazione, pur essendogli noti gli insuccessi che avevano disilluso i primi ricercatori. A differenza di questi tuttavia egli aveva maturato una prima, empirica conoscenza dei fenomeni di deformazione differita, sia di carattere tensionale che di tipo spontaneo che si manifestavano nel calcestruzzo, cosicchè potè affrontare il problema su basi più solide, pur se prive di un razionale substrato teorico. Per dare una semplice giustificazione alla intuizione che permise a Freyssinet di rendere applicabile il concetto di presollecitazione, si assuma l'ipotesi che la deformazione totale sotto tensione nel calcestruzzo possa essere descritta attraverso una formulazione di tipo elastico lineare, assumendo un modulo ridotto. Imponendo la condizione di compatibilità deformativa fra calcestruzzo ed acciaio, con riferimento ad un procedimento di post-tensione, si derivano le relazioni ed il grafico di *fig. 42*, ove, al variare del fattore di accoppiamento fra acciaio e calcestruzzo, le ordinate ABC rappresentano rispettivamente le intersezioni fra la curva a), che definisce il rapporto N/N_0 fra la forza di presollecitazione al generico tempo e quella iniziale, e le curve 1),2),3), che, per assegnato valore della tensione di presollecitazione delle armature definiscono il livello della forza N capace di neutralizzare la tensione di trazione σ_{ct} nel calcestruzzo. Le ordinate della curva b) rappresentano infine il rapporto geometrico di armatura di presollecitazione p_s al variare di ω . Si osserva che la tensione di presollecitazione introdotta da Doering dava luogo ad una riduzione del 40% della forza N_0 (punto A) e tale riduzione scendeva a circa il 20% in corrispondenza alla tensione di presollecitazione introdotta da Freyssinet (punto B) e a meno del 10% per le tensioni di presollecitazione che attualmente vengono usualmente introdotte (Punto C). Ne deriva che quanto più è elevata la tensione di pretensione nell'acciaio, a parità di tensione di trazione indotta nel calcestruzzo dalle azioni esterne, tanto più si riduce il rapporto geometrico di armatura metallica necessario e congiuntamente si riduce la variazione



Più di quanto immagini.

Confrontati con le sue caratteristiche, guarda i filmati esplicativi, leggi il manuale, provalo, testalo nei casi che ritieni più interessanti. Potrai verificare come Sismicad, con il suo solutore FEM integrato, il facile input 3d anche in Autocad®, le verifiche per edifici esistenti, i rinforzi, la geotecnica, le murature, le pareti in legno con giunzioni, ecc... sia da tempo un software di riferimento continuamente aggiornato e seguito da un efficiente servizio di assistenza tecnica.

Quando diventerà il tuo abituale strumento per il calcolo strutturale potrai consigliarlo anche tu: è più di quanto immagini.



Sismicad 12

fresh SURVEYING

Porta il #fresh surveying nel tuo business con innovazioni uniche e pratiche di GeoMax



(video) Zoom3D



Catalogo Generale



Zenith 35 Pro



PART OF
HEXAGON



www.geomax-positioning.it

GEOMAX
works when you do

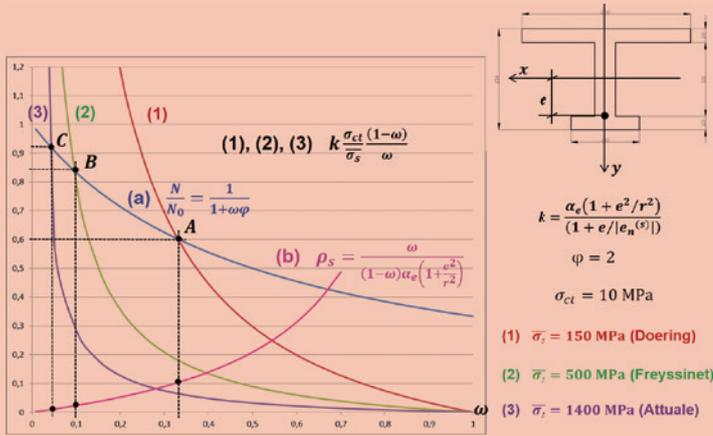
negativa della forza di presollecitazione. Queste semplici considerazioni, peraltro esatte a tempo finale, allorchè si assuma un comportamento viscoso ereditario del calcestruzzo, non erano allora di immediata applicabilità, considerate le conoscenze ancora molto incerte circa le deformazioni differite del calcestruzzo, cosicchè Freyssinet, giunse a conclusioni simili attraverso considerazioni che, seppure di grande semplicità, limpidamente chiarirono gli aspetti determinanti del problema. Stabilito che le deformazioni differite del calcestruzzo erano una caratteristica inalienabile del materiale, egli riconobbe che la soluzione del problema era perseguibile solo imponendo una marcata deformazione elastica all'acciaio. Tale deformazione infatti, poteva compensare le deformazioni di accorciamento indotte dalle deformazioni differite del calcestruzzo, riducendone significativamente l'effetto negativo e la conseguente variazione della tensione nell'acciaio. Il problema poteva dunque essere risolto soltanto ricorrendo ad acciai ad alta resistenza, per i quali le tensioni di pretensione e le corrispondenti deformazioni elastiche fossero sufficientemente elevate. Queste semplici ed immediate constatazioni permettevano di giustificare gli insuccessi di Doering e Koenen, le cui esperienze si basavano su tensioni di pretensione estremamente basse, con deformazioni dell'acciaio insufficienti a limitare gli effetti delle deformazioni differite del calcestruzzo. Sulla base di queste affermazioni Freyssinet iniziò a sperimentare la tecnica della presollecitazione utilizzando acciai con tensioni di tesatura dell'ordine di 400-500MPa, cui conseguivano variazioni di tensione dell'ordine del 25%-30%. Questi risultati dimostravano la pratica applicabilità della nuova tecnologia, che egli prontamente brevettò. Malgrado queste evidenze la presollecitazione tardò tuttavia ad affermarsi poiché altri problemi di ordine pratico e teorico non erano ancora stati convenientemente risolti, quali le modalità di ancoraggio delle armature, il progetto di idonei mezzi per la tesatura, le misure di sicurezza allo stato limite ultimo. Queste mancanze fecero sì che la presollecitazione non trovasse accoglienza favorevole fra i progettisti e le imprese e soprattutto fu oggetto di critica e perplessità in ambito scientifico. Furono anni di dure incomprensioni ed aversità per Freyssinet il quale, profondamente convinto delle enormi potenzialità della innovativa tecnica, si dedicò, con i suoi fidati collaboratori, J. Ètève, P. Lebelled ed Y.Guyon alla soluzione di molti problemi

pratici, sostenuto, sotto l'aspetto economico, da E.Campenon, presidente dell'Impresa Campenon-Bernard, ancor oggi leader nel campo della presollecitazione. Le attività di questo gruppo si concretizzarono nella produzione dei primi elementi presollecitati, consistenti in pali per il sostegno delle linee elettriche di illuminazione, che vennero in parte utilizzati dalla amministrazione francese competente e permisero a Freyssinet di affermare, nel 1936, l'avvento di "Une Révolution dans la Technique du Béton". Il successo di Freyssinet non passò inosservato e la presollecitazione si estese in ambito europeo, ove eminenti figure portarono nuove e determinanti migliorie. Al riguardo sono da ricordare G. Magnel, Professore a Ghent in Belgio, che introdusse nuovi sistemi di ancoraggio e migliorò le caratteristiche degli acciai, H.Hoyer in Germania, che studiò le modalità dell'ancoraggio per aderenza di fili, F.Dischinger, Docente a Berlino, che utilizzando il modello semplificato di puro invecchiamento, da lui proposto per definire il comportamento viscoso del calcestruzzo, giustificò per via analitica le affermazioni olistiche di Freyssinet circa le variazioni nel tempo della forza di presollecitazione, G. Colonnetti, Professore a Torino, che incorporò la presollecitazione nella formulazione teorica generale sugli stati di coazione elastica già da lui stabilita. Sempre in quegli anni Freyssinet applicò la presollecitazione nel difficile progetto di consolidamento delle fondazioni della Stazione Marittima di Le Havre, un intervento giudicato di pressochè impossibile soluzione, ottenendo pieno e duraturo successo, suggellato più di trent'anni dopo dalle parole di A. Caquot, che ricordò le prodigiose potenzialità della presollecitazione e la sua raggiunta maturità per le applicazioni dell'ingegneria strutturale. Al successo di Le Havre si accompagnò la affermazione "Une Révolution dans l'Art de Batir", che Freyssinet pose a titolo della pubblicazione che ne consacrò le conquiste, apparsa nel 1941 nelle edizioni dell'Enseignement Technique. Dopo il forzato arresto dovuto alla guerra, la tecnica della presollecitazione si espanse rapidamente, portando con se soluzioni innovative sia di tipo progettuale che di tipo costruttivo tali da modificare marcatamente lo scenario delle costruzioni in calcestruzzo armato. Non è più possibile, a partire dagli anni '50 ricordare tutti i personaggi che hanno portato contributi a questa tecnologia. Non è peraltro possibile non ricordare figure di prima grandezza quali U. Finsterwalder, progettista e costruttore di ponti con la tecnica in avanzamento, che

- 42 – Variazione della forza di presollecitazione
- 43 – I ponti in avanzamento con il sistema Finsterwalder
- 44 – R. Morandi, Il Viadotto sulla Laguna di Maracaibo
- 45 – Torre Regione Piemonte, Torino
- 46 – Gli effetti strutturali della presollecitazione

permise di operare in presenza di pile con altezze superiori a 100m, non essendo più necessarie opere di sostegno provvisoria, *fig. 43*, R. Morandi che nel viadotto sulla Laguna di Maracaibo, *fig. 44*, introdusse stralli in calcestruzzo presollecitato, conferendo al manufatto interessante valenza estetica, F. Leonhardt, M. Birkenmaier, T.Lin, innovatori e introduttori di soluzioni sempre più efficienti e sofisticate, in particolare la tecnica della presollecitazione a trefoli non aderenti che T. Lin utilizzò largamente per la costruzione di impalcati di edifici civili e per impalcati gettati in opera di cospicue luci e forte impegno statico. Questa tecnica si è andata sempre più affermando ed è stata recentemente utilizzata per la costruzione degli impalcati dell'Edificio Nuova Sede Regione Piemonte in Torino, da me progettato con la collaborazione delle Soc. ECSD srl e SCL srl di Milano, che hanno rispettivamente provveduto allo sviluppo delle tavole di progetto esecutivo e costruttivo delle parti in calcestruzzo armato e precompresso e di quelle a struttura metallica. Gli impalcati dell'edificio, attualmente il più alto in Italia, sono stati realizzati con presollecitazione a trefoli non aderenti, per la prima volta applicata in presenza di alleggerimenti costituiti da sfere di polietilene, perseguendo un rapporto di snellezza geometrica pari a 35. Sul lato est dell'edificio, ove gli impalcati presentano aggetti di 10m, la presollecitazione, in forma di post-tensione, è stata sistematicamente utilizzata per connettere direttamente le travi portanti in numero di circa cento, al preesistente nucleo taglio resistente impiegando tecniche simili a quelle introdotte da Finsterwalder. L'edificio e alcuni suoi dettagli sono illustrati nella *fig. 45*. Notevoli furono poi i contributi che FIP e CEB apportarono a questa tecnologia e di grande interesse applicativo furono quelli teorici che Y. Guyon apportò nella analisi delle strutture staticamente indeterminate, *fig. 46*, introducendo i concetti duali di carico equivalente e di deformazione locale impressa, attraverso i quali studiò dettagliatamente il comportamento di strutture staticamente indeterminate, stabilendo le proprietà di concordanza e di invarianza dei tracciati dei cavi. Con specifico riguardo allo scenario italiano sono poi da ricordarsi C. Cestelli Guidi Professore a Roma, grande progettista e didatta, S. Zorzi, progettista di ponti in soluzioni innovative e ardite, G. Macchi, Professore a Pavia e raffinato progettista, F. Levi, Professore a Torino, fra le massime autorità internazionali della materia, Presidente FIP e CEB, progettista e revisore di progetti di strutture di complessa configurazione e

comportamento. Queste eminenti personalità, sono ricordate, con una fra le loro opere più significative, nella *fig. 47*. Il grande problema relativo alla valutazione dell'evoluzione temporale dello stato di sforzo e deformazione di elementi presollecitati, da cui aveva preso principio la tecnica della presollecitazione, non aveva ancora, negli anni '80 trovato la sua definitiva soluzione. Essa fu formulata da chi scrive, nel caso generale di sezioni pre-tese o post-tese soggette a flessione deviata e distribuzione arbitraria di cavi, trefoli o barre di presollecitazione, assumendo l'ipotesi di comportamento elasto-viscoso lineare del calcestruzzo, descritto da modelli di assoluta generalità. Con riferimento a sezioni pre-tese, detti rispettivamente i vettori di deformazione della sezione, delle coordinate e lo stato di tensione nelle armature, aventi tensioni di presollecitazione la soluzione del problema è governata dalle relazioni di *fig. 48*, ove si sono indicate rispettivamente con le matrici di rigidezza delle parti in calcestruzzo e in acciaio della sezione, le matrici spettrale e modale della matrice di accoppiamento, la matrice delle funzioni di rilassamento ridotte, nuclei risolvibili delle equazioni integrali espresse in forma canonica che governano il problema, aventi quale nucleo integrale i coefficienti di viscosità variati. Le formulazioni semplificate di tipo algebrico, in particolare quella introdotta da H.Trost permettono un calcolo spedito e di ottima approssimazione della matrice, cosicché la formulazione riportata in *fig. 48* può attualmente utilizzarsi senza particolari difficoltà di ordine computazionale, consentendo di pervenire alla completa e definitiva risoluzione di un problema che fortemente limitò per lungo tempo la affermazione e l' utilizzo di una tecnologia che oggi può ben definirsi la più grande invenzione nel campo delle costruzioni in calcestruzzo armato. La complessità della soluzione del problema dal punto di vista analitico è da ricercarsi, come detto all'inizio di questa breve illustrazione, nella natura della azione che genera la presollecitazione. Tale azione, consistente nella applicazione di una deformazione relativa fra acciaio e calcestruzzo è di tipo geometrico, costante nel tempo, cosicché la risposta strutturale è solo indirettamente descritta dalla deformazione viscosa del materiale, più correttamente essa è governata dal suo rilassamento, fenomeno duale della viscosità, che agendo sulla evoluzione dello stato tensionale richiede l'inversione della legge costitutiva di viscosità del materiale che è operazione matematicamente complessa, riconducibile alla soluzione di sistemi di equazioni integrali di



42



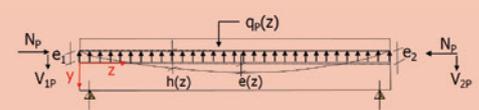
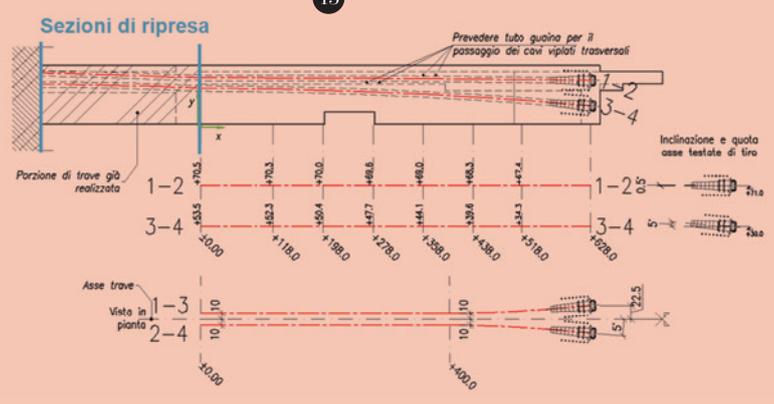
43



44



45



a) Effetti statici

$$N = N_p$$

$$M(z) = N_p \cdot e(z)$$

$$V(z) = N_p \cdot e'(z)$$

$$q_p(z) = -N_p \cdot e''(z)$$

b) Effetti deformativi

$$\frac{du(z)}{dz} = \frac{N_p}{(EA)_c}$$

$$\frac{d\theta(z)}{dz} = \frac{N_p \cdot e(z)}{(EI)_c}$$

$$\frac{dv(z)}{dz} = \frac{N_p \cdot e'(z)}{(GA)_c}$$

46



47

$$\sigma_{s,i} = \bar{\sigma}_{so,i} + E_s \rho_i^T \underline{K} [\underline{I} - \underline{\Omega}]^{-1} [\underline{I} - \underline{\Omega} \underline{R}^*/E_c] \underline{K}^{-1} \underline{\Psi}_e$$

$$\underline{I} - \frac{\underline{R}^*(t, t_0)}{E_c(t_0)} = (\underline{I} - \underline{\Omega}) \int_{t_0}^t \frac{\partial \underline{R}^*(t', t_0)}{\partial t'} \varphi(t, t') dt'$$

$$\underline{\Psi}_e = -(\underline{B}_c + \underline{B}_s)^{-1} \sum_i \bar{\sigma}_{so,i} \cdot A_{s,i} \cdot \underline{\rho}_i$$

48

- 47 – Eminenti contributi italiani al progetto delle costruzioni in c.a.p.
- 48 – La soluzione generale del problema della variazione di tensione

Volterra, di cui le relazioni di *fig. 48* sono la completa soluzione. Questo problema, analiticamente alquanto complesso, poteva essere risolto per via olistica, diretta, preconizzando correttamente le modalità attraverso le quali giungere a risultati concreti solo da una mente fortemente in sintonia con il modo di procedere con cui la natura persegue i suoi fini. Freyssinet fu capace di questa grande impresa, ma per poterla realizzare si trasformò, come ebbe a dire dopo avere raggiunto lusinghieri successi in “un artisan”, un uomo del fare, che convinto della correttezza ed efficacia della sua idea non la abbandonò neppure in circostanze difficili, come è costume, (riporto in forma non letterale, ma sono sostanzialmente ancora parole sue), degli uomini della sua terra, la parte della Nuova Aquitania che si estende ad Ovest del Massiccio Centrale, i quali sono di testa dura e se convinti della correttezza delle proprie idee, non decampano dal loro cammino fino a che esse non si siano trasformate in compiuta e indubitabile realtà.

Il mio tempo verrà...

Giunti a conclusione di questo conciso e per altri versi incompleto racconto, nel quale l'anno 1888, associato alla nascita della idea di presollecitazione materializzata nell'esperimento di Doering, è momento di assoluta rilevanza, può essere interessante, nello spazio temporale di più di un secolo che ci separa da quei tempi, cercare, se sussistono, episodi che seppure di differente natura, mostrino una qualche somiglianza con quelli che abbiamo sinora narrato. Trattandosi di episodi nei quali è protagonista l'atteggiamento intellettuale di grandi personalità, che trovò espressione in ambiti differenti, si dovrà procedere senza forzature o distorsioni, avendo il solo obiettivo di giungere, se possibile, ad una meravigliata prensione di fatti, che pur testimonianza di differenti esperienze, mostrino inaspettati punti di contatto. A questo scopo ho orientato la mia ricerca in un campo da me sempre frequentato: quello della musica sinfonica. E proprio in questo ambito mi è parso di intravedere qualcuna delle somiglianze anzidette, che ho voluto porre a conclusione di questo scritto. Orbene, il 1888 è un anno mirabile per la musica sinfonica, che vede venire alla luce capolavori quali Don Juan di R. Strauss,

Sheherazade di N. Rimsky-Korsakov, l'Ottava Sinfonia di A. Dvorak e la Quinta di Tchaikovsky. Nel biennio 1888-1889, quando era in costruzione la Tour Eiffel, C. Franck compose la sua Sinfonia in Re minore, opera di impronta wagneriana, che seppur accolta inizialmente con qualche indifferenza, rapidamente si conquistò una collocazione definitiva e di grande rilievo nel panorama sinfonico. Nello stesso anno, il 1889, un giovane musicista concludeva la scrittura della partitura della sua I Sinfonia, iniziata l'anno precedente, che fu per la prima volta eseguita a Budapest nel novembre di quell'anno. Quel musicista si chiamava Gustav Mahler e la sera della prima andò incontro ad un insuccesso di enormi proporzioni che lo portò ad espungere dall'opera il secondo movimento, denominato “Blumine”, derivato dalla collezione di saggi “Fiori di Autunno” del poeta Jean Paul, giudicato dalla critica, che aveva distrutto l'intero lavoro, un movimento sinfonico di offensiva banalità. Il 1888 vede dunque nascere due idee, molto differenti, che si concretizzano la prima in una esperienza innovativa nel campo delle costruzioni, la seconda in una esperienza artistica, entrambe caratterizzate da enorme insuccesso. Mahler produsse nella sua vita altre otto sinfonie, finché la morte lo colse prematuramente nel 1911, durante la composizione della sua Decima che ci è giunta incompleta. Malgrado la grandezza e profondità del suo linguaggio musicale, le sue composizioni non andarono, mentre era in vita, oltre il successo di stima, in alcuni casi qualche piccola cosa in più, non altro. Dopo la morte il suo messaggio, ignorato dal grande pubblico, fu tenuto in vita da pochi ammirati sostenitori fra cui A. Schoenberg e A. Berg e da illuminati Direttori, alcuni dei quali erano stati suoi giovani collaboratori. Ci riferiamo in particolare ai Direttori che negli anni Trenta dovettero abbandonare la Germania: B. Walter ed O. Klemperer negli USA ed E. Kleiber a Buenos Ayres. Anni difficili e bui, che ricordano, non solo per identità temporale, il periodo in cui Freyssinet fu affiancato nelle sue ricerche da pochi e fidati collaboratori, che lo seguivano malgrado l'incredulità e la freddezza che circondava il loro lavoro. Ma come Freyssinet, convinto della validità delle proprie idee già ne intravedeva la applicabilità e ne preconizzava il successo, allo stesso modo Mahler, pur sperimentando la scarsa comprensione della sua musica, ne prevede la futura attualità condensando questa sua convinzione nella frase “il mio tempo verrà”. E di Blumine, che ne era avvenuto dopo la prima di Budapest? Mahler ne affidò l'originale ad una

49 – Due cammini difficili e un esito trionfale

50 – All'inizio del 3° millennio: Una musica universale ed un'ingegneria che guarda verso limiti estremi

amica e quel brano scomparve dall'universo musicale. Dopo la II Guerra Mondiale la musica mahleriana incominciò ad essere compresa ed apprezzata dal grande pubblico e soffiò impetuoso dagli USA il vento della Mahler Renaissance, per la quale si impegnarono intellettuali di grande fama, primi fra questi T.Adorno e T.Mann. Alla fine degli anni cinquanta la musica di Mahler e la presollecitazione erano ormai divenute consolidate certezze e nel 1959 in un'asta pubblica a Londra ricomparve il manoscritto di Blumine, che, acquistato da un cittadino americano venne donato all'Università di Yale, sede di una fra le più prestigiose Facoltà di musicologia americane. Lo studio del manoscritto ne asseverò la autenticità e nel 1968 E. Ormandy diresse a New Haven la Philadelphia Orchestra nella esecuzione completa della Prima Sinfonia, ottanta anni dopo l'esordio nella triste serata di Budapest. Un pubblico entusiasta ne decretò il successo e la critica definì Blumine un Andante di grande suggestione e raffinatezza, delicata traccia interpretativa dell'affascinante paesaggio Mahleriano, come lo sono l'episodio del cornetto da postiglione della Terza Sinfonia, l'Adagietto della Quinta e il brano per mandolino, che informa la crepuscolare atmosfera della seconda Nachtmusik della Settima. Nello stesso periodo la Soc. Owe Arup e Partners progettò la Standard Bank di Johannesburg, ove la presollecitazione venne per la prima volta utilizzata per connettere fra loro parti indipendenti di un edificio, una torre di circa 100m, nella quale il nucleo centrale e le mensole prefabbricate che sospendono gli impalcati sono collegati fra loro dalla forza di presollecitazione, cui è totalmente demandato l'equilibrio della sezione di connessione. La Standard Bank fu conclusa nel '70 ed il successo dell'operazione fu conseguenza della permanenza nel tempo della forza di presollecitazione, così come aveva previsto Freyssinet e successivamente il lavoro dei ricercatori, impostato su basi scientifiche, aveva inequivocabilmente dimostrato. Quanto ho qui riferito è riassunto nella **fig. 49**, ma da quel tempo il successo di queste due manifestazioni della grandezza dell'intelletto umano si è andato sempre più affermando e nel 1995, in occasione del Festival Mahleriano di Amsterdam fu coniato il motto: "Gustav Mahler, The World Listens", espressione della ammirata meraviglia che l'umanità provava a fronte della produzione musicale di uno dei maggiori geni che operò a cavallo dei due ultimi secoli. Nello stesso periodo, nel fiordo di Stolma in Norvegia fu inaugurato il ponte che ne porta il nome: "Stolma Bridge". Una trave a cassone



49



50

continua, con sezione variabile e luce massima di 301m , nella quale il calcestruzzo armato presollecitato mostrava il pieno raggiungimento delle sue più riposte potenzialità. Alla base di questi due eventi, di cui è illustrazione la *fig. 50*, vi sono l'insuccesso di Budapest e quello di Doering che, seppure dolorosi, non distolsero dal loro cammino due personalità la cui forza morale e la convinzione della verità delle loro idee, che chiaramente intravedevano, le portò al raggiungimento di vette la grandezza delle quali fu e sarà sempre riconosciuta dalla universalità del motto di Amsterdam e dalla attonita meraviglia di fronte al prodigio di Stolma.

L'IMPORTANZA DI FORMARSI CASACLIMA

Per un tecnico investire nella formazione CasaClima significa guadagnare in termini di competitività

Progettare e realizzare una casa significa innescare processi che interesseranno più generazioni e che non influenzeranno solo il costo di mantenimento e di gestione. La scelta di materiali idonei, tecnologie e sistemi impiantistici permette di realizzare o riqualificare abitazioni a bassissimo consumo energetico in grado di offrire elevati livelli di comfort nel rispetto dell'ambiente.

Per un tecnico come per uno studio professionale, che voglia salvaguardare la propria competitività in questo momento di grandi cambiamenti tecnologici, una formazione sui temi della concreta qualità del costruire rappresenta una seria risorsa dalla quale attingere per poter disporre di un vantaggio sui propri competitors.

Gli strumenti formativi che CasaClima mette a disposizione agiscono su più fronti e su diversi livelli di specializzazione. Dal percorso per diventare **Consulente CasaClima**, in grado di coordinare la progettazione di soluzioni costruttive ed impiantistiche efficienti, figura professionale irrinunciabile per uno studio professionale che voglia offrire qualità ai propri clienti.

La formazione si articola in tre step di approfondimento con il superamento di un esame finale teorico pratico:

Corso Base per Progettisti – 16 ore

Corso Avanzato per Progettisti – 40 ore

Corso Consulente CasaClima – 120 ore

Per chi invece vuole approfondire alcuni aspetti relativi ai propri interessi professionali un esaustivo catalogo formativo fornisce i programmi e costi su ogni aspetto delle moderne costruzioni.

Corsi di alta specializzazione come “**Corso Ege - esperto in gestione dell'energia**” “**Simulazione dinamica degli edifici**” oppure “**Principi di adeguamento sismico e riqualificazione energetica**” offrono quel bagagliaio teorico applicato alle esperienze concrete in grado di fornire al partecipante una conoscenza di alto livello immediatamente spendibile nel proprio lavoro.

Per chi invece intende intraprendere un **percorso universitario** sono attive sul territorio nazionale diverse collaborazioni con Atenei qualificati.

CasaClima Tour

Potrete testare la qualità del nostro messaggio formativo partecipando alle tappe del Tour che CasaClima porta in giro per l'Italia. Insieme ai tecnici delle aziende partner abbiamo dato vita quest'anno a un nuovo format dove a fianco della comunicazione tradizionale si sviluppano incontri intorno a tavoli tematici.

Intercettare il CasaClima Tour per quest'anno sarà ancora possibile a **Perugia** il 9 settembre, a **Foggia** l'11 ottobre e per la consueta chiusura a **Roma**, l'8 novembre.



CasaClima



L'Agenzia CasaClima è provider autorizzato dal CNI per erogare corsi con crediti formativi.

Un investimento formativo di qualità per la Vostra crescita professionale.

Prossimi appuntamenti:

Summer School
in un ClimaHotel,
presso Hotel Campiglio
Bellavista a Madonna di
Campiglio (TN).

ESPERTO JUNIOR CASA CLIMA
dal 2 all'8 settembre

COSTRUIRE IN LEGNO
dal 9 al 13 settembre

VITTO E PERNOTTAMENTO INCLUSI
NEL PREZZO

Corso EGE
esperto in gestione
dell'energia

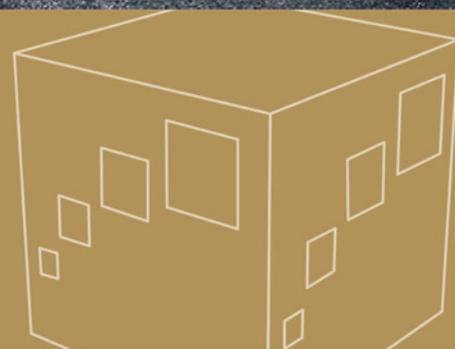
BOLZANO 15-18 ottobre

Corso Base per
progettisti nella
tua città

BELLUNO 11-12 settembre
PALERMO 18-19 settembre
PARMA 26-27 settembre
BOLZANO 11-12 ottobre
BOLZANO 15-16 novembre
PERUGIA 22-23 novembre
RIMINI 26-27 novembre
FOGGIA 4-5 dicembre

INVITO

EINLADUNG



CasaClima Innovation Day + CasaClima Awards 2018

Vi aspettiamo 14 settembre al grande evento che si terrà al Noi Techpark di Bolzano dove per la prima volta CasaClima organizza, un'intera giornata all'insegna all'innovazione.

La serata del Noi TechPark si animerà successivamente con i CasaClima Awards; la premiazione delle migliori realizzazioni certificate nel 2017.

www.casaclima-awards.it/

Il punzonamento nelle piastre in c.a.

Premessa

Negli ultimi anni in Italia è cresciuto il numero di realizzazioni di edifici in c.a. con impalcati a piastra, specialmente nella costruzione di edifici alti. Rispetto ad una tradizionale struttura intelaiata a nodi rigidi, una struttura in c.a. priva di travi e formata solo da piastre e pilastri è mediamente di più facile realizzazione: ad esempio il posizionamento delle armature è più semplice e peraltro facilitato da sistemi prefabbricati di armatura sotto forma di rotoli o pannelli, le fasi di installazione e rimozione delle opere di sostegno provvisorio sono più semplici e rapide. Dal punto di vista architettonico poi un edificio a piastre e pilastri presenta un'enorme flessibilità nella distribuzione degli spazi interni e degli elementi divisorii. Solo in pochi casi si utilizzano piastre di spessore costante, ma si ricorre quasi sempre a piastre alleggerite con elementi plastici di forma sferica o parallelepipedica, ed in corrispondenza dell'appoggio sui pilastri si adotta uno spessore pieno per garantire una sufficiente resistenza a punzonamento, che rappresenta uno degli aspetti critici nella progettazione di questi elementi strutturali.

La presente nota è dedicata proprio alla verifica a punzonamento delle piastre in c.a., mettendo in evidenza gli aspetti salienti del meccanismo di rottura e richiamando brevemente le formulazioni delle norme tecniche. Quindi si evidenziano alcuni problemi aperti, come quelli del rinforzo di piastre esistenti e della resistenza a punzonamento in condizioni sismiche, che non sono contemplati nelle recenti norme tecniche per le costruzioni, né nell'ambito del processo di revisione degli eurocodici strutturali attualmente in corso.

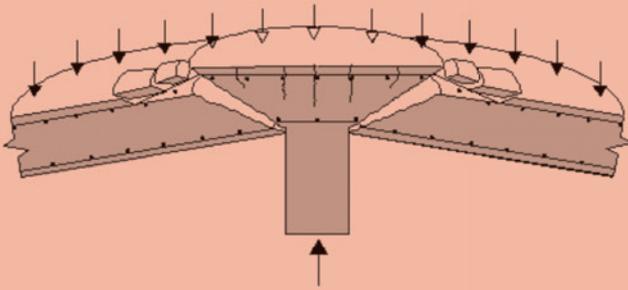
Introduzione

Il punzonamento indica la rottura per perforazione di un elemento strutturale provocata da un'azione localizzata. In generale questo tipo di rottura si verifica quanto più lo spessore dell'elemento strutturale è piccolo rispetto alle dimensioni dell'impronta di carico e quanto più è elevato il carico. Il meccanismo di rottura a punzonamento è caratterizzato dalla formazione di fessure inclinate a partire dal perimetro dell'impronta di carico, che definiscono una superficie di rottura di forma tronco-conica (Figura 1).

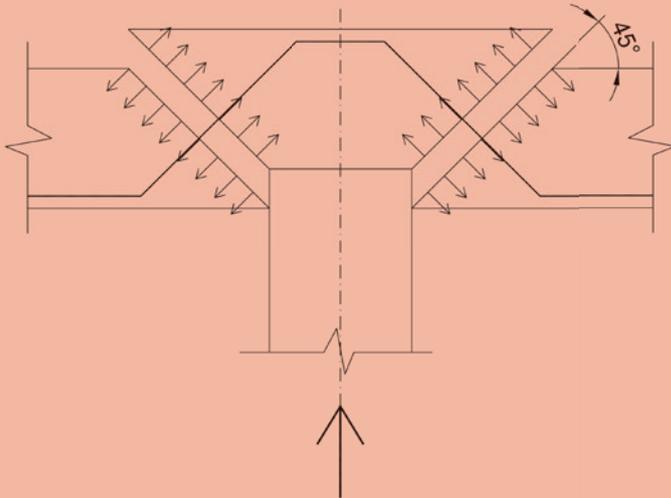
La rottura è di tipo fragile e quindi estremamente pericolosa, come peraltro dimostrato da alcuni tragici crolli che si sono registrati in passato. In alcuni casi i crolli si sono verificati durante i lavori di costruzione [Lew & al., 1982; Carino, 1983; King & Delatte, 2004; Fernández Ruiz & al., 2013], in altri casi i crolli hanno invece interessato strutture già ultimate da tempo ed in esercizio [Gardner & al., 2002; Wood, 2003; Fernández Ruiz & al., 2013]. Nei primi casi, ad eccezione di qualche grossolano errore di progettazione [Lew & al., 1982], le principali cause del crollo sono state individuate nella bassa resistenza del calcestruzzo della piastra di

- 1 - Superficie di rottura a punzonamento [Angotti & al., 2011]
- 2 - Schema per la verifica a punzonamento con superficie di rottura a 45°
- 3 - Esempio di perimetro di controllo per diverse forme della sezione del pilastro

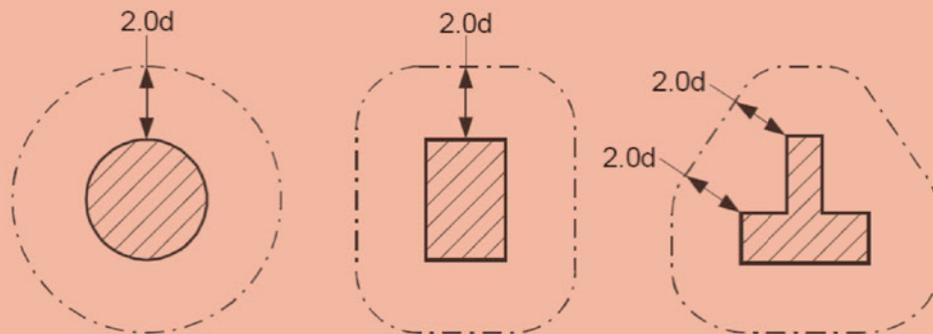
1



2



3



copertura al momento della rimozione dei puntelli o nella mancanza di controlli sui dettagli costruttivi e di attività di supervisione di tutto il processo costruttivo. Invece nei casi in cui la rottura a punzonamento ha portato al crollo di strutture già in esercizio, le cause sono state individuate nella presenza di carichi superiori a quelli di progetto, in errori di posa in opera delle armature con riduzione dell'altezza utile della piastra, oppure ancora nel degrado dei materiali [Wood, 2003].

Di seguito, si illustrano brevemente i modelli di calcolo per la verifica a punzonamento, evidenziando pregi e difetti delle formulazioni che si sono succedute nelle norme tecniche nazionali ed internazionali. Particolare risalto viene dato ad alcuni problemi aperti di estrema attualità, ma per i quali né le nuove norme tecniche per le costruzioni né la bozza di revisione degli eurocodici forniscono alcuna indicazione. Trattasi dei problemi legati al rinforzo a punzonamento di piastre esistenti ed alla verifica a punzonamento in presenza di azioni sismiche.

Modelli interpretativi della rottura a punzonamento

In letteratura sono stati proposti diversi modelli per la schematizzazione del meccanismo di rottura a punzonamento: modelli basati sulla teoria della plasticità, modelli tirante-puntone, modelli basati sulla meccanica della frattura [CEB-FIP, 2001]. Tutte le formule proposte nelle varie normative internazionali, compresa quella dell'Eurocodice 2, sono di natura empirica, ossia sono state sviluppate in modo da approssimare i risultati di prove sperimentali relative a rotture a punzonamento. Più di recente, il Model Code 2010 [fib, 2010b] ha introdotto un modello semi-analitico per la verifica a punzonamento di piastre e fondazioni, basato sulla teoria della fessura critica da taglio (CSCT: Critical Shear Crack Theory) [Muttoni, 2008].

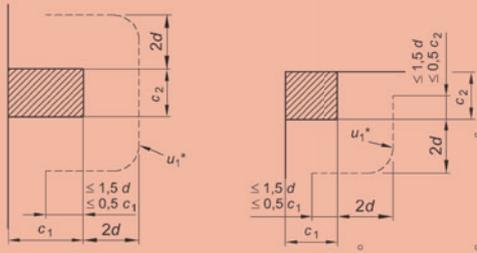
Classicamente la resistenza a punzonamento era calcolata con riferimento ad una superficie di rottura tronco-piramidale (tronco-conica per impronte di carico circolari) con le superfici laterali inclinate di 45° . Questo schema di rottura prevede una traslazione della porzione di piastra delimitata dalla superficie tronco-piramidale nella direzione e nel verso della forza applicata. In assenza di armature trasversali la piastra è in grado di sopportare la forza concentrata fintantoché le tensioni normali di trazione agenti sulle quattro facce laterali della superficie di rottura non superano il valore della resistenza a trazione del calcestruzzo. Qualora la verifica non sia soddisfatta, si adottano armature a punzonamento sotto forma di barre piegate, dove l'area ed il numero delle barre si ricava di nuovo dall'equilibrio alla traslazione, considerando che tutto il carico sia sopportato dalle barre (Figura 2).

La vecchia formulazione per la verifica a punzonamento aveva il vantaggio di una notevole semplicità di calcolo, ma allo stesso tempo non forniva nessuna indicazione circa:

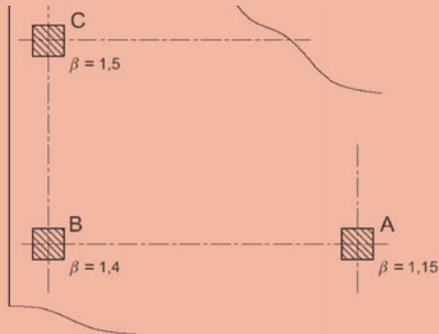
1. la verifica in presenza di un carico eccentrico, situazione molto diffusa nei nodi piastra-pilastro dove è sempre presente un momento flettente che induce una distribuzione non simmetrica delle tensioni tangenziali nella piastra,
2. l'estensione della zona di piastra da rinforzare con armature trasversali,
3. la verifica a punzonamento di pilastri di bordo o d'angolo,
4. la verifica a schiacciamento del calcestruzzo sul contorno del pilastro o dell'impronta di carico.

Questi aspetti sono stati invece considerati nelle successive formulazioni, come quella del Model Code 1990 che è stata poi ripresa nell'eurocodice 2.

4

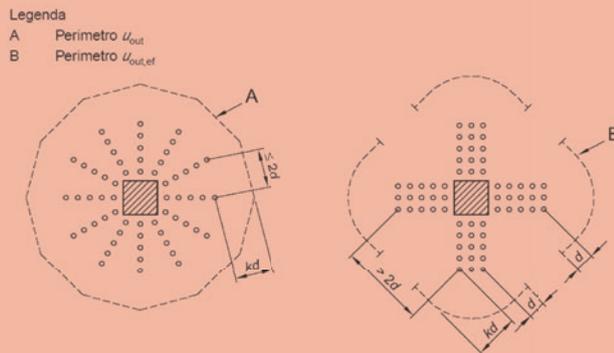


5

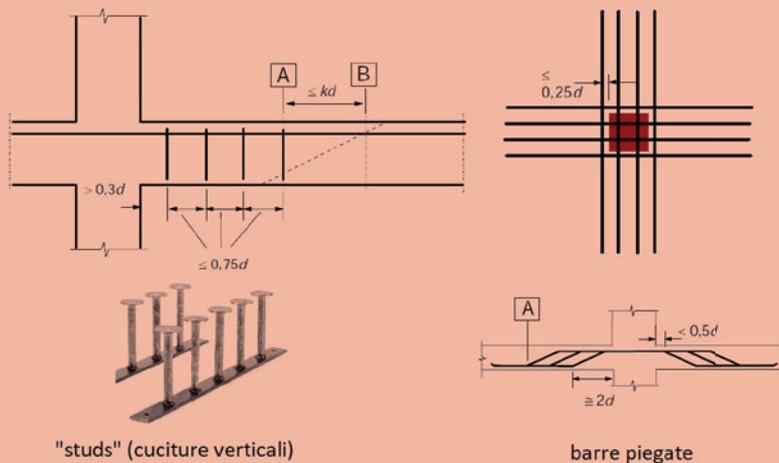


- 4 - Perimetri di controllo per pilastro di bordo e d'angolo [EN1992-1-1, 2004]
- 5 - Valori di β per tenere conto dell'eccentricità del carico validi per piastre controventate e con luci adiacenti che non differiscono più del 25% [EN1992-1-1, 2004]
- 6 - Perimetri di controllo uout per la definizione dell'estensione della zona dotata di armature a punzonamento [EN1992-1-1, 2004]
- 7 - Armature a punzonamento: a) barre piegate; b) cuciture verticali ("studs")

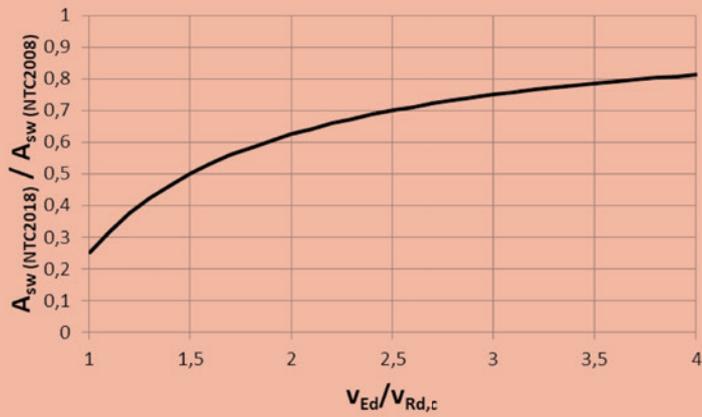
6



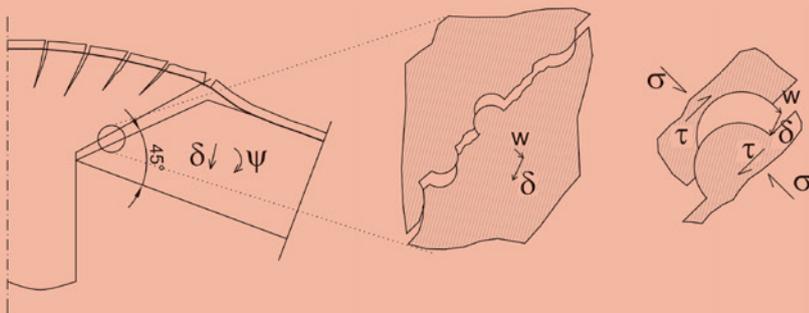
7



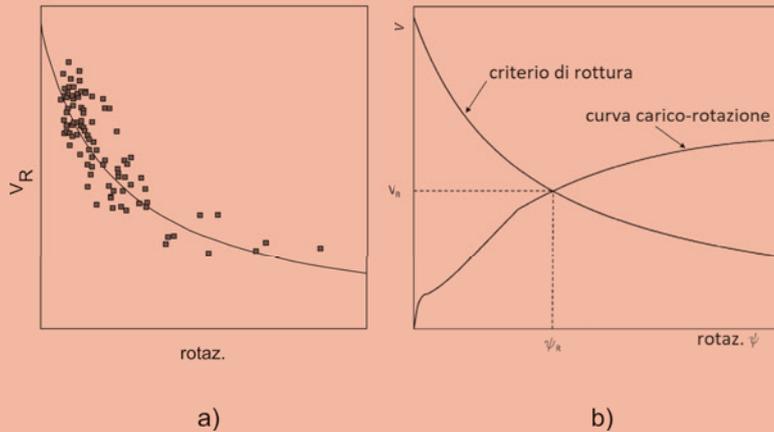
8



9



10



8 - Rapporto tra area di armature trasversali secondo NTC2018 e NTC2008

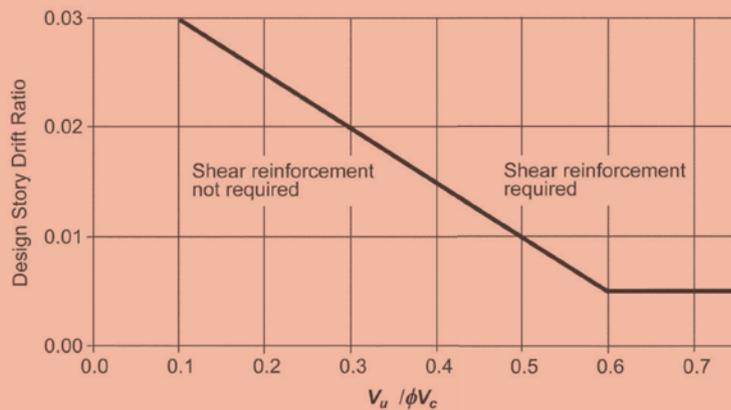
al variare del rapporto tra tensione tangenziale sollecitante e resistente

9 - Fessura critica da taglio (a) ; rotazione e scorrimento della piastra in corrispondenza di essa

10 - a) Criterio di rottura per piastre prive di armature trasversali; b) intersezione tra criterio di rottura e curva carico-rotazione di una piastra per valutare V_R [Muttoni, 2008] [Muttoni, 2008]

11 - Rapporto di "Drift" al variare del rapporto tra taglio per carichi gravitazionali (V_u) e resistenza nominale (ϕV_c)

11



Modello empirico dell'Eurocodice 2

Il modello per la verifica a punzonamento adottato dal Model Code 1990 [CEB/FIP, 1993; fib, 1999], poi ripreso nell'eurocodice 2 [EN1992-1-1, 2004], è del tutto convenzionale e basato su considerazioni empiriche [Angotti & al., 2011]. La resistenza a punzonamento è calcolata con riferimento alla superficie laterale di un parallelepipedo i cui lati distano $2d$ (con d altezza utile della piastra) dal contorno del pilastro. Il perimetro della sezione trasversale del parallelepipedo rappresenta il cosiddetto perimetro di controllo o perimetro critico, di cui la Figura 3 mostra l'andamento per tre diverse forme di sezione.

La convenzionalità del modello dell'EC2 emerge peraltro chiaramente dal confronto con altre norme internazionali, secondo le quali il perimetro di controllo è posizionato a distanze diverse: $0,5d$ nelle norme americane [ACI, 2018] e canadesi, $1,5d$ nelle DIN tedesche e nella precedente versione dell'EC2.

Nel modello dell'attuale EC2 il perimetro di controllo è stato posizionato a distanza $2d$ principalmente per ridurre la variabilità della tensione tangenziale resistente al variare delle dimensioni del pilastro e per poter utilizzare la stessa formulazione usata per la verifica a taglio delle travi prive di armature trasversali.

La formula di verifica in assenza di armature trasversali è stata quindi calibrata con riferimento ai risultati di prove di letteratura relative a provini realizzati con calcestruzzi di resistenza cilindrica a compressione compresa tra 15 e 60 MPa e provini confezionati con calcestruzzi ad alta resistenza (60 – 120 MPa). Le prove coprono inoltre diversi valori dell'altezza utile della piastra comprese, della percentuale geometrica di armatura flessionale e del rapporto tra il diametro del pilastro e l'altezza utile della piastra.

Nei casi in cui sia necessario adottare un'armatura a punzonamento, l'eurocodice considera che una parte della capacità portante è data dal 75% della resistenza che la piastra avrebbe in assenza di armature trasversali e la restante parte è fornita dalle armature. Il motivo per cui il contributo del calcestruzzo è ridotto del 25% in presenza di armature trasversali è legato allo spostamento verticale del cono di rottura, per cui al momento dello snervamento delle armature il calcestruzzo ha una resistenza minore; la correttezza di questa assunzione è stata dimostrata per confronto con i risultati di prove sperimentali relative a piastre con armature trasversali.

In ogni caso, sia in assenza sia in presenza di armature trasversali, la verifica deve essere completata con il controllo della tensione tangenziale massima sul perimetro del pilastro o dell'impronta di carico, per scongiurare ivi una rottura per schiacciamento del calcestruzzo.

Rispetto alla formulazione tradizionale, l'EC2 fornisce inoltre:

- il perimetro di controllo per i pilastri di bordo e d'angolo (Figura 4);
- le espressioni per il calcolo del coefficiente di amplificazione della tensione tangenziale di progetto per tenere conto del trasferimento di momenti flettenti tra piastra e pilastro, fornendo direttamente i valori di η per il caso di sistema a piastre e pilastri controventato, con luci adiacenti delle piastre poco diverse (Figura 5);
- il perimetro di controllo u_{out} per definire l'estensione della zona rinforzata con armature trasversali (Figura 6);
- le disposizioni costruttive per varie tipologie di armature trasversali (Figura 7).

La verifica a punzonamento nelle recenti norme tecniche per le costruzioni

Il D.M. 14 gennaio 2008 indicava al p.to 4.1.2.1.3.4 l'obbligo di verificare le piastre in c.a. nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati, senza fornire nessuna formula di verifica, ma rimandando a formule di comprovata affidabilità. Inoltre il D.M. prescriveva di considerare la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, cosicché il riferimento naturale era l'eurocodice 2, visto che le altre norme internazionali adottano perimetri di controllo a distanze diverse. Inoltre, nel caso in cui sia necessario disporre un'apposita armatura a punzonamento, le NTC 2008 impongono di affidare l'intero sforzo allo stato limite ultimo all'armatura, mentre l'EC2 considera il contributo del calcestruzzo anche in presenza di armatura trasversale, sebbene ridotto del 25% come richiamato sopra.

Il D.M. 17 gennaio 2018 al p.to 4.1.2.3.5.4 riprende le stesse indicazioni delle NTC2008, considerando per la verifica ancora un perimetro di controllo posto a distanza $2d$ dal contorno del pilastro e richiamando questa volta in maniera esplicita l'EC2. Tuttavia introduce una modifica sostanziale al testo delle NTC2008, laddove per il progetto delle eventuali armature trasversali non viene più imposto l'obbligo di affidare ad esse tutto lo sforzo. Ne discende che le armature a punzonamento progettate con le NTC2018 sono perfettamente in linea con l'EC2 ed il loro quantitativo risulta inferiore a quello richiesto dalle NTC2008. Il diagramma riportato in Figura 8 mostra il rapporto tra i quantitativi di armatura calcolati con le NTC2018 e le NTC2008 al variare del rapporto tra la tensione tangenziale sollecitante e quella resistente. La differenza varia tra 0,25 per $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 1$ e 0,81 per $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 4$.

Si fa inoltre osservare come nella bozza di revisione dell'EC2 come già nel MC 2010, il perimetro di controllo è posto a distanza $0,5d$ dal contorno del pilastro, cosicché una volta che sarà pubblicata la nuova versione dell'EC2, il D.M. 2018 conterrà un'indicazione del perimetro di controllo non congruente con la nuova formulazione della norma europea per la verifica a punzonamento.

Il modello basato sulla fessura critica da taglio del Model Code 2010

Nel Model Code 2010 e nella revisione in corso dell'eurocodice 2, la capacità resistente a punzonamento è formulata sulla base di un modello semi-empirico noto come teoria della fessura critica da taglio (CSCT: Critical Shear Crack Theory). Questo modello è stato inizialmente introdotto per descrivere il meccanismo di rottura a taglio di una trave priva di armature trasversali e successivamente esteso alle piastre prive di armature trasversali [Muttoni, 2008]. Quindi una serie di ricerche sperimentali e teoriche hanno poi confermato la possibilità di utilizzarlo anche per le piastre armate a taglio e quelle precomprese [Fernández Ruiz & Muttoni, 2009; Fernández Ruiz & al., 2010].

Il modello della CSCT è basato sull'assunzione che la resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura trasversale sia governata dall'ampiezza e dalla scabrezza dei labbri della cosiddetta fessura critica da taglio (Figura 9) [Muttoni, 2008; Muttoni & Fernández Ruiz, 2008]. Il calcolo della resistenza si esegue considerando un corpo rigido la cui posizione a rottura è definita dalla rotazione della piastra, sommando lungo la superficie di rottura i contributi delle tensioni di trazione e delle tensioni tangenziali al variare della rotazione della piastra.

Piacenza, 3-6 Ottobre 2018



GEO FLUID

Drilling & Foundations

22^a Mostra Internazionale
delle Tecnologie ed Attrezzature
per la Ricerca, Estrazione
e Trasporto dei Fluidi Sotterranei

www.geofluid.it



2018 **Mostra Internazionale**
International Exhibition



The most important international
event for Drilling & Foundations



Formazione IIS

Il Gruppo Istituto Italiano della Saldatura è impegnato dal 1948 per la diffusione delle conoscenze nel campo della saldatura e oggi fornisce una serie completa di servizi di formazione, certificazione, assistenza tecnica, ispezione, controlli, verifiche di ingegneria ed ha un laboratorio prove dotato di attrezzature all'avanguardia nel panorama nazionale ed europeo.



Le attività di Formazione di IIS PROGRESS nascono con l'Istituto Italiano della Saldatura stesso, poco dopo la sua fondazione. In particolare, il primo corso di IIS fu il "Corso di Specializzazione in Saldatura per Ingegneri e Periti Industriali" (prima edizione nel 1952), che mantenne pressoché invariata la propria struttura, pur aggiornando i propri contenuti con gli anni, sino all'avvento delle Figure Professionali di Coordinamento in Saldatura, armonizzate a livello Internazionale. Da allora, i servizi formativi si sono sviluppati e diversificati, arrivando a trattare in modo pressoché esaustivo tutti gli argomenti direttamente o indirettamente afferenti al contesto della saldatura.



Una caratteristica che da sempre distingue le attività svolte da IIS in questo ambito è lo stretto legame con il mondo industriale, essendo parte della nostra mission il trasferimento e la divulgazione dell'esperienza e delle buone prassi provenienti dalla pratica applicativa. I docenti e gli istruttori di IIS hanno infatti una profonda esperienza maturata "sul campo" che trasmettono durante lo svolgimento dei corsi.

Altrettanta attenzione è posta al materiale di supporto utilizzato durante i corsi, testi e dotazione di campioni, particolarmente curato per quantità e qualità.

Le attività di formazione sono svolte sulla base di numerose autorizzazioni e riconoscimenti, tra cui quello di Authorised Training Body (ATB) EWF ed IIW, Centro di Esami PND in accordo a ISO 9712, scuola riconosciuta dall'European Space Agency (ESA) ed altri ancora.

Dal 2014 IIS PROGRESS è stato riconosciuto come **Provider accreditato dal CNI**, ed offre la possibilità del riconoscimento dei CFP per gli Ingegneri iscritti all'Albo e ai partecipanti a eventi a catalogo ed organizzati sulla base delle richieste dei clienti.

Dal 1948, in quasi settant'anni di attività, generazioni di tecnici e ingegneri hanno alimentato la nostra conoscenza e competenza nel campo della saldatura, delle strutture e dei componenti saldati.

Un percorso lungo, fatto con rigore e integrità.

Tra i servizi offerti, i seguenti rappresentano i più rilevanti strumenti di crescita professionale per gli Ingegneri:

- Corsi per Coordinatori di Saldatura per la norma EN 1090-2
- Corsi per Ingegneri della Saldatura (International Welding Engineer)
- Corsi per Ispettori di Saldatura (International Welding Inspector)
- Corsi per Personale addetto ai Controlli Non Distruttivi
- Corsi sulla protezione superficiale e verniciatura
- Corsi sulle tecniche di incollaggio - Adhesive Bonding (European Adhesive Engineer)



La resistenza a punzonamento diminuisce al crescere della rotazione, ossia con l'aumento progressivo dell'ampiezza della fessura critica da taglio, perché al crescere dell'ampiezza si riduce sia il contributo del calcestruzzo teso sia quello legato all'ingranamento degli inerti. Il modello trascura invece l'effetto bietta delle armature flessionali, che può venire meno a causa dell'espulsione del copriferro.

La resistenza a punzonamento VR, tradizionalmente correlata alla radice quadrata della resistenza a compressione del calcestruzzo [Moody, 1954], è quindi funzione dell'ampiezza w della fessura critica da taglio, espressa come prodotto della rotazione della piastra per la sua altezza utile d , e della scabrezza delle superfici della fessura, legata alla dimensione massima degli inerti. Il legame tra la resistenza e la rotazione della piastra esprime il cosiddetto criterio di rottura, che è stato ricavato per via empirica [Muttoni, 2008] attraverso calibrazione con risultati sperimentali di letteratura (Figura 10a).

La resistenza a punzonamento di una piastra rimane individuata dal punto di intersezione tra la curva del criterio di rottura e la curva carico-rotazione della piastra (Figura 10b). Quest'ultima può essere ricavata dall'analisi non lineare del comportamento flessionale della piastra, utilizzando ad esempio un codice di calcolo agli elementi finiti, ma nei casi assialsimmetrici può essere espressa in forma analitica, pur con alcune semplificazioni [Muttoni, 2008].

Le formule della bozza di revisione dell'EC2 sono basate sulla CSCT, pertanto assumono un perimetro di controllo posto a distanza $0,5d$ dal perimetro dell'impronta di carico, ma risultano molto semplificate, per facilitarne l'applicazione, rispetto a quelle originali.

La bozza di revisione dell'EC2 prevede come l'attuale EC2 la possibilità di considerare eccentricità di carico, pilastri d'angolo o di bordo ed indicazioni sull'estensione dell'eventuale zona da rinforzare.

Problemi aperti/ Il rinforzo a punzonamento di piastre esistenti

Un accenno merita il problema del rinforzo di piastre esistenti in c.a., le quali possono essere soggette a carichi maggiori di quelli originali a seguito di una variazione di classe d'uso dell'edificio, possono presentare qualche difetto di costruzione (altezza utile inferiore a quella di progetto, calcestruzzo di qualità scadente, copriferri elevati) oppure avere subito una diminuzione di resistenza a causa del degrado dei materiali. Tra le tecniche che possono essere utilizzate per il rinforzo a punzonamento di una piastra in c.a. esistente si ricordano [Lapi & al., 2016]:

- l'installazione di bulloni passanti ancorati meccanicamente ad entrambe le estremità, di bulloni inseriti dal basso ed ancorati per aderenza, oppure di staffe in materiale composito fibrorinforzato;
- l'inserimento di rinforzi flessionali all'estradosso della piastra, costituiti da strisce di FRP incollate in entrambe le direzioni oppure da uno strato aggiuntivo di calcestruzzo armato collegato con connettori metallici [Lapi & al., 2018];
- l'allargamento dell'impronta di carico ottenuto ringrossando il pilastro su tutta l'altezza, oppure realizzando un capitello in c.a. o di acciaio in testa al pilastro;
- l'installazione all'estradosso in entrambe le direzioni di strisce di FRP pretese, oppure di strisce di acciaio o di FRP pretese inclinate, ancorate meccanicamente con piastre di acciaio o per aderenza.

Alcuni studi recenti [Lapi & al, 2016; Lapi & al., 2018] hanno utilizzato la CSCT per valutare la resistenza a punzonamento di piastre esistenti rinforzate con risultati in accordo con i dati sperimentali disponibili in letteratura e potrebbero costituire un utile riferimento per future norme sugli edifici esistenti.

Problemi aperti/ Il punzonamento in presenza di azioni sismiche

L'Eurocodice 2 è dedicato alle verifiche delle strutture in c.a. per carichi verticali, pertanto non fornisce indicazioni circa la verifica a punzonamento dei nodi piastra-pilastro o pilastro-fondazione in presenza di azioni cicliche di tipo sismico. Neanche l'Eurocodice 8, che invece tratta della progettazione e verifica delle strutture in presenza di azioni sismiche, fornisce elementi utili per la verifica a punzonamento per azioni cicliche.

Ne discende che il progettista non dispone di un riferimento normativo né in ambito nazionale né in ambito europeo per una progettazione consapevole e sicura dei nodi piastra-pilastro di strutture soggette alle azioni sismiche, né questa lacuna non sembra che sarà colmata nella bozza di revisione dell'eurocodice 2 o dell'eurocodice 8.

Stanti così le cose, occorre fare riferimento ad altri documenti di comprovata validità, come ad esempio le norme americane ACI 318-14 e ACI 421.2R-10 "Seismic Design of Punching Shear Reinforcement in Flat Plates", sebbene queste presentino formulazioni diverse dall'EC2 (basti pensare alla diversa definizione del perimetro di controllo) e quindi non sono direttamente applicabili insieme alle formule dell'EC2.

Di seguito si intendono fornire alcune indicazioni di carattere generale per la progettazione in zona sismica di nodi piastra-pilastro [Angotti & Orlando, 2009; Lapi & al., 2017]. Nella verifica a punzonamento dei nodi piastra-pilastro in condizioni sismiche si possono distinguere due casi: a) il sistema a piastre e pilastri fa parte della struttura preposta a sopportare le azioni sismiche ("struttura primaria" secondo la definizione delle NTC 2018 e dell'EC8); b) il sistema a piastre e pilastri è progettato come "struttura secondaria", vale a dire per sopportare solo i carichi verticali, essendo la capacità resistente al sisma demandata ad altri elementi strutturali, tipicamente costituiti da pareti in c.a. o controventi di acciaio. Per il caso b) si ricorda che la possibilità di progettare una struttura o parte di essa come secondaria è legata al rapporto tra la rigidezza alla traslazione di questa e quella della struttura primaria. Le NTC 2018, così come l'eurocodice 8, prescrivono che la rigidezza della struttura secondaria non superi il 15% di quella della struttura primaria. La struttura secondaria va poi verificata nei confronti degli spostamenti sismici, accertando la sua capacità di sopportare i carichi verticali anche in presenza di tali spostamenti.

Nel caso a), non essendo disponibili regole per la progettazione in "capacity design" come per le strutture intelaiate, nonostante che in letteratura siano presenti diverse ricerche sul comportamento ciclico e la duttilità di nodi piastra-pilastro, si può optare per una struttura a comportamento non dissipativo. Le

norme americane ACI 318-14 consentono l'utilizzo di strutture a piastre e pilastri come strutture primarie resistenti alle azioni sismiche solo nelle zone a bassa sismicità, mentre impongono che in quelle ad alta sismicità le azioni sismiche siano interamente assorbite da apposite strutture di controvento. Tuttavia, si ritiene che la progettazione come struttura primaria a comportamento non dissipativo possa essere condotta anche in zone ad alta sismicità, ma occorre adottare tutti gli accorgimenti necessari per garantire i maggiori spostamenti di interpiano richiesti dall'azione sismica, che può tradursi nell'adozione di un quantitativo minimo di armatura e di idonei dettagli costruttivi per garantirne l'aderenza durante l'evento sismico.

Le norme ACI lasciano poi la possibilità di adottare collegamenti privi di armature trasversali anche in zona sismica se è soddisfatta una delle seguenti due condizioni:

1. la tensione tangenziale di progetto prodotta dai carichi gravitazionali e dai momenti flettenti sismici non supera la resistenza a punzonamento fornita dal solo calcestruzzo,
2. gli spostamenti di interpiano ("drift") non superano un valore limite, che dipende dal rapporto tra la forza di taglio prodotta dai carichi gravitazionali e la resistenza nominale a punzonamento (Figura 11).

Occorre comunque disporre un numero minimo di barre flessionali in entrambe le direzioni che attraversano completamente il pilastro. Questa prescrizione delle ACI 318-14 serve per evitare il collasso progressivo qualora in corrispondenza di un nodo si verifici una rottura a punzonamento.

Le ACI 421.2R-10 forniscono poi indicazioni sulla capacità di spostamento di interpiano in presenza di armature trasversali.

Considerazioni finali

La verifica a punzonamento rappresenta un aspetto critico nella progettazione delle piastre in c.a. già solo per carichi verticali, a causa della natura fragile della rottura a punzonamento e della mancanza ad oggi di una formulazione analitica esauriente per la valutazione della resistenza. Negli ultimi anni la comunità scientifica ha fatto un importante sforzo teso a sviluppare modelli meccanici più evoluti ed aderenti all'evidenza sperimentale, ma le incertezze insite nella trattazione del problema e la complessità dei meccanismi ipotizzati non ha consentito di andare oltre formulazioni empiriche (EC2) o semi-empiriche (come la CSCT del MC2010 e futura versione dell'EC2). La stessa CSCT, sebbene basata sul modello meccanico della fessura critica da taglio, richiede la calibrazione sperimentale della curva del criterio di rottura con dati sperimentali.

A questo si aggiunge che problemi come il rinforzo a punzonamento di piastre esistenti e la verifica in condizioni sismiche non sono contemplate negli eurocodici, cosicché il progettista deve fare riferimento ad altre norme internazionali per la verifica dei nodi piastra-pilastri sottoposti ad azioni cicliche e carichi gravitazionali.

È pertanto auspicabile che, oltre ad un approfondimento delle formulazioni relative alle verifiche per carichi verticali ed i dettagli costruttivi, le indicazioni sulla progettazione antisismica delle strutture a piastre e pilastri delle ACI o di altre normative internazionali, opportunamente adattate, vengano recepite anche negli eurocodici e nei futuri aggiornamenti delle norme tecniche.

Riferimenti bibliografici

- ACI 318 (2014). ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- ACI 421.2R-10 (2010) Seismic Design of Punching Shear Reinforcement in Flat Plates, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA
- Angotti, F., Guiglia, M., Marro, P., Orlando, M. (2011) Progetto di strutture in calcestruzzo armato, Ed. Hoepli, Milano
- Angotti, F., Orlando, M. (2009) Punching-shear design of Eurocode 2: a model still in progress. STUDI E RICERCHE, vol. 29, pp. 79-108
- Carino, N. J., Woodward, K. A., Leyendecker, E. V., Fattal, S. G. (1983) A review of the Skyline Plaza collapse, Concr. Int., July. D.M. 14.01.2008 Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- CEB-FIP (1993) Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, 437 p.
- CEB-FIP (2001) Punching of structural concrete slabs, fib Bulletin 12, Losanna, Svizzera, 307 pp.
- Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. (2009) Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 4, pp. 485-494
- Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Kunz, J. (2010) Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 4, pp. 434-442
- Fernández Ruiz, M., Mirzaei, Y., Muttoni, A. (2013) Post-Punching Behavior of Flat Slabs, ACI Structural Journal, V. 110, No. 5
- fib (1999), Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance, Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, Volume 2 Basis of design, 318 p.
- fib (2010a), Model Code 2010 - Volume 1, fib Bulletins 55, Lousanne, Svizzera, 318 p.
- fib (2010b), Model Code 2010 - Volume 2, fib Bulletins 56, Lousanne, Svizzera, 312 p.
- Gardner, N.J., Huh, J., Chung, L. (2002) "Lessons from the Sampoong department store collapse," Cem. Concr. Compos., vol. 24, no. 6, pp. 523-529
- King, S., Delatte, N.J. (2004) Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 18, No. 1, February 1, 2004, ASCE, ISSN 0887-3828/2004/1-54-61
- Lapi, M., Martini, D., Zagli, E., Orlando, M., Ramos, A., Spinelli, P. (2016) Comparison of flat slab strengthening techniques against punching-shear, Proceedings del 4th Workshop on "The New Boundaries of Structural Concrete" - University of Naples Federico II - ACI Italy Chapter, Capri
- Lapi, M., Isufi, B., Orlando, M., Ramos, A. (2017) R/C flat slab-column connections under lateral loading, Atti del XVII Convegno ANIDIS - L'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA, Pistoia 17-21 settembre
- Lapi, M., Fernandes, H., Orlando, M., Ramos, A., Lucio, V. (2018) Performance assessment of flat slabs strengthened with a bonded reinforced-concrete overlay, Magazine of Concrete Research, Vol. 70, pp. 433-451
- Lew, H. S., Carino, N. J., Fattal, S. G. (1982) Cause of the condominium collapse in Cocoa Beach, Florida, Concr. Int., August
- Moody, K. G., Viest, M., Elstner, R. C., Hognestad, E. (1954) Shear strength of reinforced concrete beams Part 1 - Tests of simple beams, ACI Journal, Proceedings Vol. 51, No. 4, pp. 317-332
- Muttoni, A. (2008) Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, pp. 440-450
- Muttoni, A., Fernández Ruiz, M. (2008) Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of the critical shear crack width, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2, 163-172 p.
- Wood, J. G. M. (2003) Pipers Row Car Park, Wolverhampton Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997

GO EXPLORE. THE BUSINESS.



JEEP® COMPASS. QUALUNQUE SIA LA TUA DESTINAZIONE.

Jeep, è un marchio registrato di FCA US LLC.

Gamma Compass: consumi ciclo combinato da 6,9 a 4,4 l/100Km. Emissioni CO₂ da 160 a 117 g/km.

Jeep[®]

THERE'S ONLY ONE

Caratteri distintivi e progetto degli edifici alti

Gli edifici alti, sin dal loro apparire, all'inizio del XX Secolo, si sono affermati quale presenza distintiva del profilo urbano delle grandi città, sino a divenirne, in alcuni casi rapidamente assurti a carattere paradigmatico, segno connotante ed irripetibile. Ci si riferisce in particolare agli edifici della seconda New York Era, dominata dal Chrysler Building, dall'Empire State Building e dal Rockefeller Centre, *fig. 1*, a quelli sorti negli anni '70 a Chicago, *fig. 2*, allorché la creatività applicata alla progettazione strutturale di F. Khan permise di spingere lo sguardo nel dominio delle altezze superiori ai 400m, fino alle recenti realizzazioni, il cui polo si è spostato in Asia, caratterizzate da altezze sempre più esasperate, sino al raggiungimento dei 1000m con la Kingdom Tower di Jeddah in Saudi Arabia.

A fronte di uno sviluppo tanto rapido e tumultuoso di questa speciale categoria di edifici appare giustificato chiedersi quali siano le motivazioni che ne stanno alla base e le ragioni che attualmente ne sostengono la crescita in tutte le aree fortemente antropizzate del pianeta. Varie sono le risposte che possono darsi a tale quesito, anche in relazione alle specificità cui esse possono essere riferite. Innanzitutto fra quelle che rivestono carattere di immediata evidenza, sono da annoverarsi quelle relative alla crescita in altezza degli edifici, che dai 100m all'inizio del XX Secolo sono passati ai 1000m attuali con un fattore di crescita 10 del parametro geometrico che ne definisce la caratteristica di base. Osservando peraltro che i due soli materiali per mezzo dei quali è possibile costruire edifici di grande altezza sono l'acciaio ed il calcestruzzo strutturale, che le sollecitazioni negli elementi portanti verticali sono essenzialmente di compressione, variabili linearmente, in prima approssimazione, con l'altezza dell'edificio, il raggiungimento di grandi altezze ha richiesto di disporre di materiali caratterizzati da sempre più alte resistenze, che sono requisito raggiungibile solo attraverso un continuo e affidabile progresso tecnologico. L'importanza di tale progresso si è imposta in tutta la sua evidenza nei riguardi del calcestruzzo armato, le cui caratteristiche prestazionali hanno mostrato un continuo e marcato miglioramento a partire dagli anni '80, sino ad avvicinare i livelli propri dell'acciaio strutturale. Questa evidenza, unita a sempre più razionali tecniche costruttive, al costo nettamente inferiore e ad una intrinseca maggiore robustezza degli edifici costruiti con questo materiale, ha portato in molti casi ad individuare nel calcestruzzo strutturale il materiale più idoneo per la costruzione di edifici alti, prescrivendone l'utilizzo per la costruzione dell'edificio di 1000m. A fianco delle prerogative tecnologiche che hanno permesso di migliorare drasticamente

1



2



1 – Edifici della Seconda New York Era,
a) Empire State Building; b) Chrysler Building; c) Rockefeller Centre
2 – Edifici di Chicago, a) John Hancock; b) Willis Tower

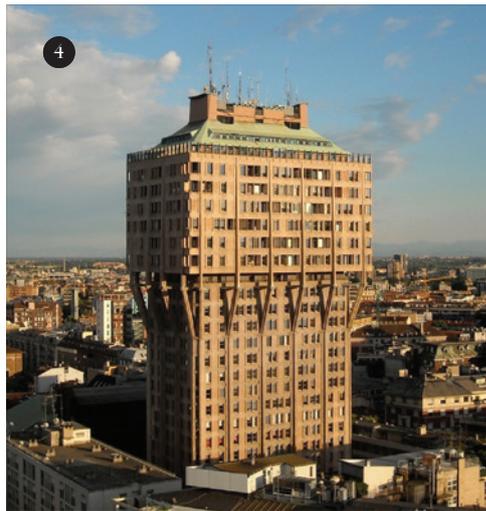
le prestazioni del calcestruzzo, non sono da sottacersi i progressi nell'ambito delle tecniche costruttive, ove l'utilizzo di casseri industrializzati autoavanzanti, di pompe di forte prevalenza, capaci di spingere il calcestruzzo ad altezze superiori agli 800m, di tecniche di presollecitazione efficienti e di semplice messa in opera, di industrializzazione e prefabbricazione delle gabbie di armatura, delle tecniche di giunzione delle barre mediante unioni meccaniche, hanno sensibilmente innalzato il contenuto tecnologico della industria delle costruzioni e del prodotto finale ad essa pertinente. Sotto l'aspetto architettonico-funzionale sono poi da prendersi in considerazione le peculiarità di tipo formale, le implicazioni di carattere socio economico e quelle di ordine non solo urbanistico ma anche territoriale. In particolare, le sempre più raffinate tecniche di analisi strutturale hanno consentito di esplorare morfologie e impianti strutturali estremamente complessi, allargando sensibilmente l'orizzonte formale di tali edifici. Dalle configurazioni simmetriche rispetto ad un asse verticale si è infatti passati, nel volgere di un breve periodo, a configurazioni che non solo hanno rinunciato a tale peculiarità, bensì hanno esasperato in maniera a volte eccessiva aspetti di una certa stravaganza, obbligando l'ingegneria alla ricerca di soluzioni non sempre efficienti ed affidabili, nell'ambito di quelle situazioni, oggi invero sempre più frequenti, da chi scrive definite di ricerca di equilibri malati. I vantaggi socio economici che possono derivarsi dalla costruzione di edifici alti e quelli urbanistici territoriali, sono connessi alla possibilità di razionalizzare il lavoro attraverso la concentrazione degli operatori in aree ristrette, di sofisticata tecnologia informatica, poste in distretti nevralgici della città, utilizzando più razionalmente le aree edificabili, una parte delle quali può essere destinata alla realizzazione di zone atte a garantire una fruizione più confortevole dell'ambiente cittadino. Non è infine da dimenticare il carattere di sfida che è da sempre insito nella costruzione di edifici alti, il quale oggi si evidenzia, oltre che nella corsa verso sempre maggiori altezze, anche nella ricerca di sofisticati formalismi e in quella orientata a garantire livelli di sicurezza e fruibilità sempre più affidabili e raffinati. Sono dunque vaste e variamente connotate le ragioni che attualmente giustificano la crescita di questa particolare tipologia edilizia, della quale i profili delle città sono evidente testimonianza. A tale riguardo è emblematico il caso di Milano, il cui profilo si è fortemente modificato negli ultimi dieci anni, da quando un significativo numero di edifici di maggiore altezza di quelli preesistenti, è stato costruito. Nel prosieguo, dopo una breve discussione circa gli aspetti caratterizzanti la risposta strutturale degli edifici alti e dei loro elementi primari, verranno brevemente illustrati tre edifici per due dei quali chi scrive ha curato la progettazione strutturale e la supervisione in fase di esecuzione, mentre per il terzo ha rivestito il ruolo di revisore del progetto strutturale, di progettista delle modifiche introdotte a seguito della revisione e di supervisore in fase di esecuzione.

Aspetti di base nel progetto degli impianti strutturali degli edifici alti

Negli edifici alti sono ben evidenziabili gli elementi principali cui è demandata la risposta dell'organismo strutturale. Tali elementi sono caratterizzati da specifici compiti e la loro risposta è influenzata in maggiore misura da particolari caratteristiche dei materiali costituenti. Gli elementi strutturali di base dell'impianto strutturale di edifici alti sono le strutture di fondazione, quelle in elevazione verticali, comprendenti colonne, nuclei e pareti, quelle in elevazione orizzontali costituenti gli impalcati. A queste componenti primarie sono poi associabili altre componenti, aventi funzioni di completamento quali ad esempio le strutture di copertura, quelle dei mezzanini o ancora quelle di sostegno di particolari zone, poste in oggetto alle strutture primarie. Queste parti strutturali sono spesso, anche per ragioni architettoniche, realizzate in materiali differenti da quello costituente l'impianto primario. Una prima osservazione che può formularsi a seguito di questo breve, ma sostanzialmente completo elenco degli elementi strutturali primari, riguarda il loro ristretto numero e la intrinseca semplicità che potrebbe ritenersi trasparire dalle loro possibili collaborazioni nell'assicurare le prestazioni riguardanti la resistenza e il buon funzionamento in esercizio. In realtà la situazione è alquanto differente in quanto assai larga è la gamma delle configurazioni che possono darsi a ciascun elemento primario, in ragione delle prestazioni ad esso richieste, cosicché risultano molteplici e varieguate le collaborazioni che possono sussistere fra tali elementi. Questa



3



4



5

- 3 – a) Puerta De Europa a Madrid;
b) Torre Torso a Malmo
4 – Torre Velasca, Milano
5 – Torre Breda, Milano

constatazione è alla base della profonda comprensione che il progettista deve possedere nei riguardi della complessità che presiede al comportamento strutturale di insieme degli edifici alti, la cui prestazionalità è conseguenza della scelta delle tipologie assunte per gli elementi principali e delle loro modalità collaborative, che possono essere definite attraverso atti inventivi, sostenuti da un razionale e affidabile approccio concettuale. Il primo elemento costitutivo dell'organismo strutturale è l'impianto fondale. Ad esso sono demandate più funzioni, fra le quali sono preminenti la limitazione degli spostamenti verticali sia assoluti che differenziali e la prevenzione dell'insorgenza di rotazioni capaci di generare incrementi anomali degli spostamenti laterali di sommità che, in presenza di strutture verticali flessibili, potrebbero favorire l'esaltazione degli effetti di secondo ordine. L'impianto fondale di edifici alti consiste nella pressoché totalità dei casi in una piastra di grosso spessore dalla quale spiccano le colonne, i nuclei ed in genere tutte le strutture verticali. Per quanto concerne l'interazione con il suolo possono presentarsi varie opzioni e fra queste si ricordano l'appoggio diretto, l'appoggio diretto su suolo modificato, l'appoggio parzialmente diretto, l'appoggio indiretto. Nel primo caso, possibile su terreni particolarmente compatti e poco deformabili, l'interazione fra suolo e struttura in elevazione è mediato dalla piastra fondale che può, in prima approssimazione assimilarsi ad una piastra su suolo elastico, descrivibile utilizzando specifici modelli suggeriti dalla geotecnica, fra i quali il più semplice ed immediato è il suolo di Winkler. In presenza di suolo di maggiore deformabilità, se ne possono migliorare le caratteristiche di rigidità e compattezza attraverso l'introduzione di colonne di jet-grouting calibrate nella disposizione planimetrica e nella lunghezza, onde garantire un diffuso miglioramento della rigidità del suolo in corrispondenza alle maggiori pressioni di contatto esistenti fra la struttura fondale ed il suolo stesso. L'appoggio parzialmente diretto può realizzarsi mediante l'inserimento di pali trivellati di grosso diametro aventi la funzione di riduttori di cedimento, capaci di assorbire una quota delle azioni trasmesse all'impianto fondale dalle sovrastanti strutture. In tal modo il suolo e i pali costituiscono il sistema di sostegno, di tipo misto, la cui risposta è da definirsi attraverso consistenti modelli geotecnici. Impianti di queste caratteristiche sono attualmente fra i più impiegati in quanto permettono di assorbire azioni di elevata intensità mantenendo i cedimenti verticali entro limiti

ristretti. Sono invece sempre meno adottati i sistemi con appoggio indiretto, su pali rigidi, capaci di assorbire la totalità delle azioni verticali. Tale opzione, allorché le azioni verticali assumono valori significativi, non è praticamente perseguibile, dovendosi mantenere fra i pali opportune distanze, mentre risulta possibile, ma peraltro non sempre consigliabile, nelle situazioni in cui le azioni trasmesse dal sistema fondale non sono elevate, come avviene per edifici di altezze limitate, posti su terreni di scarsa consistenza. Per quanto concerne l'aspetto costruttivo, vi è da osservare che le forti sollecitazioni di flessione, taglio e punzonamento comportano la presenza di elevati quantitativi di armatura, la cui congestione richiede l'utilizzo di calcestruzzi aventi caratteristiche specifiche. A tale riguardo è ineludibile operare in getto continuo mediante calcestruzzi autocompattanti che permettono di evitare le operazioni di vibrazione e la formazione di superfici di ripresa di getto. La posa in opera di grandi volumi di calcestruzzo ne richiede una attenta ed assidua cura per evitare i fenomeni fessurativi che possono instaurarsi a seguito della presenza di distribuzioni di temperatura variabili nella massa di materiale generati dallo sviluppo del calore di idratazione del cemento nella fase di indurimento, nonché dell'impedimento delle deformazioni di ritiro causato sia da vincoli interni, rappresentati dalle forti quantità di armatura metallica, sia da vincoli esterni, in particolare la superficie di contatto suolo fondazione ed i pali agenti quali vincoli elastici laterali ed infine vincoli, di difficile definizione, posti al contorno del manufatto. Per evitare il sovrapporsi degli stati tensionali prodotti dalla variazione termica e dal ritiro impedito è di grande utilità mantenere per un conveniente periodo uno strato d'acqua al di sopra della massa di calcestruzzo. In tal modo si ritarda lo sviluppo del ritiro, i cui effetti strutturali vengono successivamente controbilanciati da un materiale di più lunga maturazione, la cui resistenza a trazione risulta più elevata. Le colonne giocano un ruolo di assoluta preminenza nell'impianto strutturale, essendo diverse e tutte di basilare importanza le funzioni che ad esse competono. Iniziando dalle più evidenti, la prima riguarda la capacità portante, di tipo eminentemente assiale, deputata ad equilibrare le azioni verticali di natura gravitazionale. La necessità di dovere disporre di ridotti rapporti fra la superficie occupata dalle colonne e la superficie dell'impalcato su di esse gravante, richiede in generale di utilizzare calcestruzzi di alta resistenza con elevati rapporti

TI SOSTENIAMO NEL TUO PERCORSO FORMATIVO



IL NOSTRO SERVIZIO IN DUE PAROLE:

Qualità:

Corsi in piattaforma sempre aggiornati ogni mese, secondo le ultime normative in vigore. Catalogo corsi in continuo ampliamento.

Disponibilità:

Un consulente sempre al tuo fianco per costruire insieme il tuo percorso formativo e l'assistenza 7 giorni su 7 per ogni tuo problema o dubbio.

I NOSTRI NUMERI:

 **106.700** Professionisti formati

 **61.700** Professionisti abbonati

 **93%** di rinnovi dopo il primo anno

Chiama lo 0545 916279

**un nostro consulente
ti risponderà entro 1 minuto**

ora è **TERMO****BIM**

Non importiamo solamente IFC
Noi facciamo il BIM

NAMIRIAL RISPONDE

alle necessità dei propri clienti
potenziando la sua gamma prodotti
con la nuova tecnologia BIM integrata.
Presentiamo Termo, il primo dei nostri
software aggiornati con tecnologia BIM.



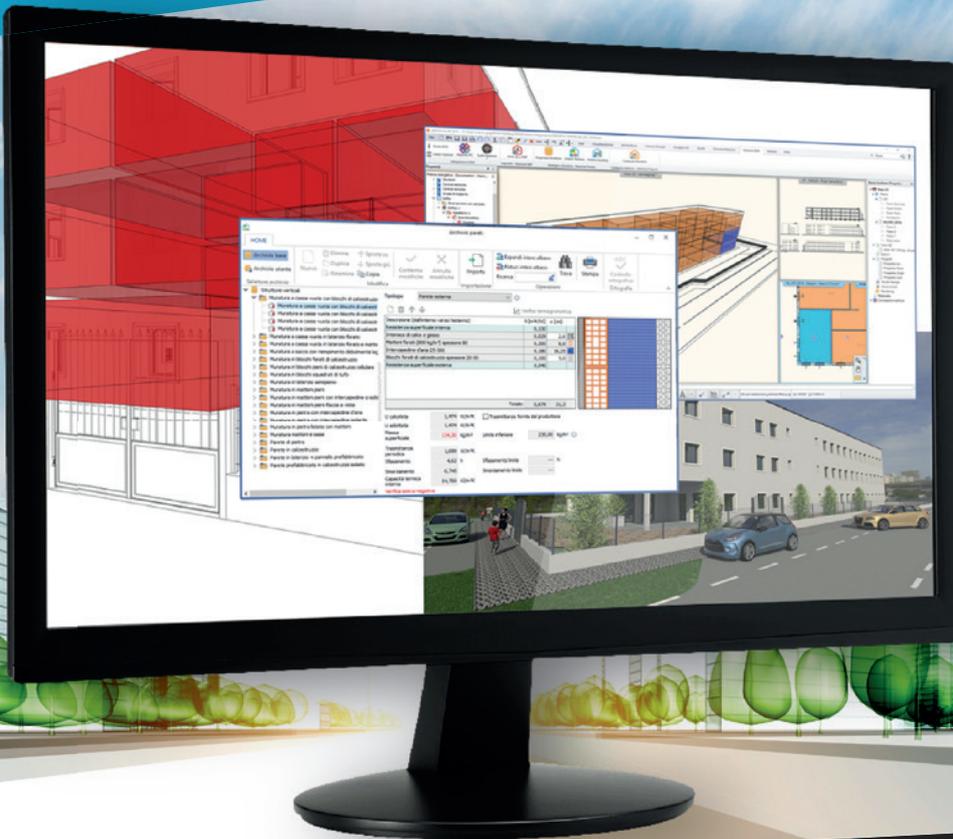
071.205380



info@edilizianamirial.it

SCOPRI DI PIU'

edilizianamirial.it/bim



Namirial
Soluzioni Software per l'Edilizia

Antincendio Strutturale Topografia e Strade
Termoacustica Ambiente Sicurezza
Manutenzione Contabilità Progettazione Utilità

geometrici di armatura, in alcuni casi anche ricorrendo all'utilizzo di sezioni composte acciaio-calcestruzzo. Per evitare che la complessità e la congestione delle armature possano dare luogo a difficoltà nelle operazioni di getto, l'uso di calcestruzzi autocompattanti assume carattere prescrittivo con l'adozione di casseri particolari, capaci di garantire la impermeabilità e la resistenza nei riguardi delle maggiori pressioni laterali esercitate dal calcestruzzo. Un secondo aspetto, anch'esso di grande importanza, riguarda la possibilità di ridurre significativamente le deformazioni differite delle colonne, indotte dai fenomeni di viscosità e ritiro. Tali deformazioni possono generare cedimenti verticali differenziali nelle strutture di impalcato, con conseguenti possibili danneggiamenti nelle opere di facciata, i cui movimenti relativi, consentiti dai giunti fra i vari elementi, potrebbero essere superati dalle deformazioni indotte dall'accorciamento differenziale delle colonne. L'accorciamento delle colonne può anche dare luogo, nel caso particolare di impalcati di significativa rigidità, in presenza di situazioni di marcata disomogeneità reologica dei calcestruzzi, conseguenza della loro differente età causata da tecniche costruttive non sufficientemente industrializzate e gravate da tempi di esecuzione eccessivamente elevati, a fenomeni di redistribuzione delle sollecitazioni flessionali, che se non correttamente valutati, possono indurre stati fessurativi negli impalcati stessi. La analisi delle deformazioni assiali nelle colonne degli edifici alti riveste particolare delicatezza e deve essere condotta con buona precisione, utilizzando modelli reologici raffinati operando attraverso metodologie analitiche sequenziali nel tempo. Queste tecniche, di tipo numerico, permettono di determinare i quantitativi d'armatura da disporre nelle sezioni trasversali atti a fungere da riduttori delle deformazioni differite, nonché dei fenomeni interattivi fra colonne, facciate ed impalcati e dei possibili danneggiamenti che da essi possono derivare. Un ulteriore aspetto, che deve essere oggetto di attento studio nella progettazione delle colonne, riguarda la disposizione delle armature nelle zone terminali di nodo con le strutture di impalcato. Infatti, nel funzionamento globale di insieme, fra le colonne e gli impalcati si manifestano effetti di solidarietà flessionale che possono sottrarre al nucleo taglio-resistente una quota non trascurabile, seppure limitata, delle sollecitazioni indotte dalle azioni laterali. Per questa ragione è necessario assicurare un efficace confinamento del calcestruzzo nelle zone di nodo, cui

corrisponde un incremento della duttilità strutturale, associato ad una più affidabile robustezza di insieme. Un ultimo aspetto, tipicamente connesso alle modalità esecutive e alle caratteristiche dei materiali impiegati riguarda la esecuzione della colonna nella zona comune del nodo colonna-impalcato. Infatti, le forti sollecitazioni assiali, associate alla necessità di limitare gli ingombri strutturali richiedono per le colonne l'utilizzo di calcestruzzi di alta resistenza, mentre per gli impalcati possono in genere utilizzarsi calcestruzzi di normale resistenza. La dicotomia fra i due tipi di materiali è massima ai piani bassi, ove sono massime le sollecitazioni nelle colonne e tende a ridursi con l'altezza, allorché la riduzione degli effetti assiali nelle colonne consente la riduzione della classe di calcestruzzo, sino alla eliminazione della differenza di classe fra il calcestruzzo delle colonne e quello dell'impalcato. Nelle zone ove la dicotomia fra le classi di calcestruzzo sussiste è necessario garantire la continuità della colonna, cosicché, il getto dell'impalcato deve essere effettuato lasciando in corrispondenza alle colonne zone libere, da gettarsi in seconda fase, con calcestruzzo della stessa resistenza delle colonne. Questa operazione può farsi compartimentando il perimetro del getto di seconda fase con un opportuno ferma getto in genere di tipo metallico, di facile reperimento sul mercato, o meglio lasciando assestare il getto secondo il suo angolo naturale di declivio, la cui superficie è opportuno sia preventivamente attrezzata mediante sottili barre di armatura poste normalmente ad essa. Questa seconda modalità seppure più laboriosa, permette una migliore riuscita del getto, con collegamento meccanico fra le superfici di ripresa, su cui si impostano ortogonalmente le bielle di calcestruzzo. È evidente che una simile tecnica preclude l'utilizzo di calcestruzzi autocompattanti, peraltro non necessari, per la costruzione degli impalcati, ove le operazioni di vibrazione risultano rapide e di facile esecuzione. Gli elementi taglio resistenti rappresentano la parte di maggiore importanza dell'impianto strutturale degli edifici alti. Essi sono deputati ad equilibrare le azioni laterali, che all'aumentare dell'altezza dell'edificio divengono quelle predominanti di progetto. Le prerogative che sono richieste per questi elementi sono la ridotta deformabilità e la capacità resistente nei riguardi di sollecitazioni combinate di azione assiale flessione composta taglio e torsione. Per garantire queste prerogative la morfologia, la disposizione degli elementi taglio resistenti e i materiali costituenti possono essere assai differenti, in

relazione alla forma degli edifici, alla loro altezza, all'entità delle forze laterali agenti e alla possibilità di potere disporre, sia in pianta che in altezza, di opportuni spazi ove collocare tali elementi ed eventualmente elementi con essi interagenti. Per quanto concerne le tipologie e le interazioni con altri elementi possono ricordarsi i nuclei, strutturalmente descrivibili quali elementi a sezione cava pluriconnessa, in configurazione singola o collaboranti con altri complessi resistenti, in particolare strutture reticolari metalliche di perimetro, o ancora interagenti con alcune colonne periferiche mediante elementi stabilizzanti di grande rigidità tipo outriggers, la cui collocazione richiede ampi e specifici spazi da ricavarsi all'interno di piani appositamente attrezzati. Queste speciali configurazioni, a volte impiegate simultaneamente, permettono di raggiungere assai elevate rigidità flessotorsionali di insieme, cui sono associate le massime altezze attualmente perseguibili. Per quanto concerne l'aspetto costruttivo, l'esecuzione dei nuclei taglio resistenti avviene generalmente in maniera indipendente rispetto alle altre parti strutturali, specificatamente le colonne e gli impalcati. Le operazioni procedono mediante casseri autoavanzanti e la collocazione di una o più pompe per il getto del calcestruzzo e di mezzi di sollevamento collegati alle pareti dei nuclei mediante sistemi a cremagliera che ne permettono la salita in maniera autonoma. Le operazioni di costruzione e di avanzamento dei nuclei sostanzialmente raffigurano un cantiere a sé, svincolato dalle altre operazioni che si svolgono a quote più basse. Anche per questi sistemi, ove le concentrazioni di armature metalliche sono assai elevate, l'utilizzo di calcestruzzo autocompattante è assai conveniente e permette di raggiungere risultati di alta qualità e garantita efficienza. Alcune interessanti osservazioni possono formularsi riguardo il tipo e la intensità delle azioni laterali. Le due più immediate, nella loro ovvietà, sono quelle dovute al vento e al sisma. Relativamente alla prima azione, per edifici non superiori ai 300m di altezza, può procedersi in forma statica, sulla base dei risultati derivati da test sperimentali condotti in galleria del vento su modelli rigidi, trascurando gli effetti di interazione vento-struttura, il cui studio richiede di operare nell'ambito e secondo i concetti della aeroelasticità. Gli effetti del sisma possono, in prima approssimazione essere valutati in campo elastico mediante analisi modale con spettro di risposta. Tale modo di operare può dare luogo a sottostime anche sensibili allorché siano presenti significative irregolarità

in altezza dell'edificio, cosicché, come peraltro prescritto negli attuali documenti e linee guida specifiche per tali edifici, l'analisi in presenza di sisma deve effettuarsi mediante procedimento non lineare, facendo riferimento a storie di carico temporali spettro compatibili. La metodologia basata sull'impiego della analisi modale è pertanto da assumersi quale primo approccio atto ad un predimensionamento degli elementi taglio resistenti, la cui capacità e comportamento sotto sisma devono successivamente essere valutati mediante tecniche di dinamica non lineare. Oltre a queste forze sussistono altre azioni laterali, che, in dipendenza della loro entità, possono essere piccole, quasi nascoste, fino ad assumere, in casi di particolare importanza, carattere rilevante e determinante di tutto il funzionamento statico dell'edificio. Forze di questo tipo sono essenzialmente connesse alla gravità, cosicché gli stati deformativi da esse generati crescono nel tempo per effetto viscoso, incrementando significativamente effetti già di per sé elevati sin dalla loro applicazione. Ci si riferisce a tutte le situazioni nelle quali la discesa delle azioni verticali viene deviata, come avviene ad esempio in corrispondenza ai piani ove le colonne subiscono variazioni di sezione, oppure per ragioni architettoniche, come si osserva negli edifici ove sono presenti dislocazioni sensibili degli assi delle colonne, oppure negli edifici il cui asse verticale è inclinato o ancora in quelli ove, al crescere della altezza, gli impalcati ruotano relativamente, sostenuti da colonne aventi asse inclinato. In queste situazioni, ad esclusione della variazione di sezione delle colonne ove le eccentricità sono modeste, nelle altre situazioni le eccentricità raggiungono valori alquanto elevati e richiedono di essere equilibrate da forze orizzontali di richiamo fornite dagli impalcati e trasmesse ai nuclei taglio resistenti. Alcuni esempi di queste situazioni sono ravvisabili nella Puerta De Europa a Madrid e nella Torre Torso a Malmo, *fig. 3*, nonché nella Torre Velasca a Milano, *fig. 4*, che possono ritenersi assurgere, nella loro pulizia formale, a casi paradigmatici di queste particolari situazioni, peraltro ossessivamente presenti in moltissimi edifici di ultima generazione, ove la ricerca di equilibri malati ha da un canto volgarizzato le forme architettoniche degli edifici riducendoli a leziosi oggetti di design, dall'altro ha creato imbarazzanti momenti di confronto in città come Milano ove sussistono la conclamata perfezione di forme della Torre Pirelli e le involute linee del "Gobbo" e del "Torto" nel complesso di Citylife.

MISCELAZIONE ADATTIVA CON MIXER 4220/4320



MIGLIORA LA RESILIENZA DEL PROCESSO

Sedimenti sul fondo della vasca?
Fluttuazioni stagionali?
Aggiornamenti di processo?
I Mixer Flygt adattivi ti permettono di regolare i parametri del processo per ottimizzare la miscelazione.

RISPARMIA SUI COSTI ENERGETICI

I Mixer Flygt adattivi possono essere controllati per fornire la spinta richiesta ottimale, senza spreco di energia, con notevoli risparmi sui costi energetici.

OTTIMIZZA IL MAGAZZINO

Grazie ad un ampio range operativo, i nuovi Mixer possono essere ridistribuiti in varie tipologie di vasche e applicazioni consentendo un risparmio di capitale in parti di ricambio e miscelatori di riserva.

AUMENTA LA VITA DEL MIXER

Ottimizzabile sulla base dei parametri impiantistici, il Mixer Flygt rileva automaticamente le anomalie di funzionamento e regola la sua velocità per proteggere il motore grazie alle funzioni di monitoraggio integrate: velocità, potenza, allarmi.

I Mixer Flygt adattivi presentano un nuovo livello nelle prestazioni di miscelazione. Grazie alle funzionalità elettroniche e di gestione remota, puoi facilmente apportare modifiche alla velocità/spinta del Mixer per adeguarlo ai parametri dell'impianto.

CONFORME ALL'INDUSTRIA 4.0



Sistema CAM[®]

La tecnologia dell'acciaio
per il consolidamento strutturale.

CONSOLIDARE, ADEGUARE, CONSERVARE
in modo rapido, non invasivo, economico e duraturo.

TECNOLOGIA A PROVA DI TEST

Il **SISTEMA BREVETTATO CAM[®]** è il primo sistema ad aver ingegnerizzato il consolidamento strutturale ottenuto per via meccanica tramite la realizzazione di un reticolo tridimensionale di nastri in acciaio spessore ≤ 1 mm, posati in tensione con apparecchiature dedicate. Vanta una lunga storia sperimentale di validazione con test su edifici in scala e al vero e simulazioni di terremoti reali. (Enea, Protezione Civile, Uni-Bas, Uni-Me...) implementato dalle principali software-house nei più diffusi programmi di calcolo.

TEST ENEA



SENZA RINFORZO
Danno irreversibile PGA = 0,10 G
Collasso totale PGA = 0,30 G



CON UTILIZZO SISTEMA CAM[®]
Accelerazione limite strumentale
PGA = 1,20 G fessurazioni localizzate
Riserve plastiche totalmente disponibili

SISTEMA CAM[®] è un brevetto EDIL CAM[®] Sistemi Srl

MURATURA



Sede Ex Genio Civile - L' Aquila

EDIFICI STORICI



Castello Rivera - L' Aquila

CEMENTO ARMATO



Stazione Termini- Roma

EDIFICI INDUSTRIALI



Primaria Azienda Dolciaria - Brescia

Entrando nell'aspetto più propriamente ingegneristico vi è da osservare che la presenza di forze orizzontali di stabilizzazione che si tramutano in effetti flettenti e torcenti dei nuclei, generano in questi rotazioni torsionali, che a differenza degli accorciamenti assiali non possono essere ridotti, come usualmente si effettua per questi, mediante tecniche di compensazione delle quote di costruzione degli impalcati. Ne deriva che l'accrescimento viscoso delle rotazioni torsionali può raggiungere valori elevati, per la cui valutazione deve procedersi facendo riferimento ad una legge triassiale di viscosità, per la quale non sono applicabili, se non in prima approssimazione, le formulazioni suggerite dai codici di misura della sicurezza, che sono esclusivamente rappresentative del comportamento monoassiale del calcestruzzo. L'ultimo elemento caratterizzante l'organismo strutturale è l'impalcato, la cui duplice funzione di struttura atta ad equilibrare le azioni verticali di gravità e quelle orizzontali di stabilizzazione e collegamento delle colonne ai nuclei taglio resistenti, ne configura la risposta strutturale quale elemento tipo lastra-piastra. Da questa premessa derivano le caratteristiche di base degli impalcati, consistenti nella contenuta deformabilità, ridotte fessurazioni e continuità del tessuto strutturale nel proprio piano. Queste prerogative sono ottenibili conferendo agli impalcati idonei valori di snellezza geometrica, operando con getti continui in calcestruzzo, limitandone, se necessario, la massa attraverso l'inserimento di alleggerimenti che ne mantengano l'isotropia come avviene per gli alleggerimenti polietilenici consistenti in sfere poste entro pannelli tridimensionali di armatura metallica atti a conservarne la posizione durante le operazioni di getto. Soluzioni progettuali che contemplino elementi prefabbricati non sono, per vari motivi, in linea di principio vantaggiose. Innanzitutto la posa in opera degli elementi prefabbricati impegna fortemente le attrezzature di sollevamento, sottraendole agli altri compiti di cantiere, inoltre la rigidità geometrica, tipica degli elementi prefabbricati, non è sempre in grado di connettersi efficacemente alle libere forme architettoniche proprie degli impalcati, obbligando ad inserire zone di collegamento in getto di complessa geometria e di difficoltosa connessione con le parti prefabbricate. Non ultimo, la ridotta continuità nel piano fra i vari pezzi, assicurata dal solo getto superiore di finitura, limita significativamente le prerogative di funzionamento a lastra dell'impalcato, escludendone l'impiego laddove le azioni di collegamento fra colonne e nuclei raggiungono

valori significativi. Per queste ragioni gli impalcati in getto di calcestruzzo sono attualmente i più utilizzati, per la cui realizzazione può procedersi direttamente mediante pompe di alimentazione limitando l'impiego delle attrezzature di sollevamento, le quali, dovendo sollevare le sole armature, possono convenientemente rimanere disponibili per gli altri usi di cantiere. Relativamente all'aspetto statico sono da ricordarsi la possibilità di varcare luci significative senza dovere ridurre la snellezza geometrica e quella di potere disporre di efficienti sistemi di collegamento con i preesistenti nuclei. La prima prerogativa può essere efficacemente garantita mediante l'introduzione della tecnica della presollecitazione operata con cavi di tipo non aderente, formati da uno o più trefoli posti in guaine di vipla e ingrassati per proteggerli da fenomeni corrosivi. L'introduzione della presollecitazione consente di innalzare sensibilmente le snellezze e di ridurre le masse di piano, migliorando la risposta sismica dell'edificio e l'impegno statico nei riguardi dello stato limite di punzonamento. L'unione fra i nuclei e gli impalcati può infine essere effettuata in maniera discontinua, lasciando nelle pareti dei nuclei fori opportunamente distanziati all'interno dei quali vengono collocate le armature di continuità fra impalcato e nucleo, oppure, in maniera più affidabile, può procedersi con connessione continua, lasciando in evidenza sulla parete del nucleo barre filettate con accoppiatore meccanico cui sono successivamente connesse le armature dell'impalcato che vengono così a formare un collegamento uniforme fra le due parti, molto efficace anche per il trasferimento delle azioni di piano. Le peculiarità, qui brevemente descritte, che caratterizzano gli edifici alti sia nei riguardi delle loro specificità, sia relativamente al loro approccio concettuale, analitico e di misura della sicurezza, sono quelle che devono essere garantite attraverso una progettazione raffinata e di alta qualità professionale, una direzione di cantiere attenta e continuativa ed un magistero costruttivo di grande esperienza, capace di gestire e risolvere problemi di complessa e non sempre immediata soluzione. Nel prosieguo, con specifico riferimento a quanto concerne la attività di progettazione e di supervisione alle operazioni di costruzione, verranno discussi alcuni aspetti che mi hanno visto direttamente coinvolto per tre edifici di particolare significato recentemente costruiti, due nella città di Milano e uno nella città di Torino.

Gli edifici alti nelle città di Milano e Torino, esperienze progettuali

La città di Milano, riferimento nazionale nella costruzione di edifici alti, è stata protagonista nel secondo dopo guerra di un percorso ben identificabile, che si è sviluppato attraverso momenti di forte singolarità. L'inizio di tale percorso può collocarsi verso la fine degli anni '50, allorchè vennero costruiti edifici che presto divennero caratterizzanti del profilo cittadino. Ci si riferisce alla Torre Velasca, 1958, alta 106m, *fig. 4*, il cui aspetto, dominato dall'aggetto della parte superiore sostenuto dalla presenza di elementi diagonali inclinati, si riconnette a quello delle torri lombarde medioevali, in una continuità di forma e atteggiamento culturale di grande raffinatezza. Dello stesso periodo sono la Torre Breda, 1955, alta 117m, *fig. 5* e la Torre Galfa, 1959, alta 103m, *fig. 6*, esempi di architettura modernista, sofisticata interprete del dinamismo di una città proiettata verso gli anni del miracolo economico.

Altro esempio, seppure meno ricercato nella sua dichiarata semplicità, leggibile nei materiali di facciata, è la Torre Romana, 1963, alta 89m, *fig. 7*

All'inizio degli anni '60 fu inaugurata la Torre Pirelli, *fig. 8*, primo edificio la cui altezza pari a 127m superò quella della guglia del Duomo e assegnò alla Torre la prerogativa di edificio di maggiore altezza al mondo con struttura interamente in calcestruzzo armato. La Torre Pirelli, che ebbe quale progettista architettonico Giò Ponti, progettista strutturale R.L. Nervi e sperimentatore su modello in scala 1/11 A. Danusso dei quali il primo ed il terzo rispettivamente Professori Ordinari presso la Facoltà di Architettura e la Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Milano, fu il risultato di un particolare momento di eccellenza nello scenario milanese, di cui è tuttora indiscusso riferimento. Nei successivi 50 anni la costruzione di edifici alti, sebbene lentamente, continuò, senza tuttavia che fossero costruiti edifici di eguale valore iconico. Fra questi si ricordano le due Torri Turati, 1968, alte 75m, *fig. 9* e le Torri gemelle delle Ferrovie a Porta Garibaldi, 1992, alte 100m, *fig. 10*.

Agli inizi del terzo millennio, la possibilità di accesso a nuove volumetrie e la disponibilità di aree dismesse hanno favorito lo sviluppo di nuove attività immobiliari basate sulla costruzione di edifici alti. I due poli nei quali tali attività di sono concentrate sono il Polo Garibaldi Repubblica, *fig. 11* e il Polo di Citylife *fig. 12*. Un esempio a sé stante, dato il suo carattere pubblico, è il Palazzo Lombardia, 2011, alto 161.30m, *fig. 13*, costituente, insieme alla Torre Pirelli, la sede della Regione Lombardia. Se di questa nuova generazione di edifici si misura l'altezza al livello dell'ultimo impalcato posto al disopra di un volume abitabile, l'edificio di massima altezza oggi esistente in Milano è la Torre Allianz di Citylife, la cui altezza è 205m, *fig. 14*. Se invece si definisce l'altezza in base alla altezza assoluta dell'edificio, il primato spetta all'edificio Unicredit nel Polo Garibaldi Repubblica, *fig. 15*, sul cui ultimo impalcato, posto a 152m, è impiantata una sottile struttura metallica di altezza 79m, che innalza la sommità dell'edificio a 231m. Anche in questo caso, come precedentemente osservato per gli edifici "Torto" e "Gobbo" di Citylife, la presenza di una parte non utilizzabile, la cui altezza è maggiore della metà di quella dell'edificio, è indice di una affannosa corsa verso la progettazione di oggetti che sono il riflesso della volontà di meravigliare lo spettatore. L'affermazione degli edifici alti nella città di Torino è invece fenomeno recente, che si è concretizzato con la costruzione dei due edifici Torre Banca Intesa, di altezza 166m, *fig. 16*, e Torre Regione Piemonte, *fig. 17*, alta 207m, l'edificio di maggiore altezza in Italia qualora si adotti il criterio precedentemente illustrato per definire l'altezza di un edificio. Fra questi edifici di ultima generazione ho avuto il privilegio di progettare e supervisionare la costruzione dell'impianto strutturale di Palazzo Lombardia e della Torre Regione Piemonte, nonché di supervisionare il Progetto Esecutivo e la costruzione della Torre Allianz di Citylife. Alcuni aspetti di particolare interesse connessi a questa attività sono brevemente discussi nel prosieguo.

- 6 – Torre Galfa, Milano
- 7 – Torre Romana, Milano
- 8 – Torre Pirelli, Milano
- 9 – Torri Turati, Milano
- 10 – Torri Garibaldi, Milano





- 11 – Polo Garibaldi-Repubblica, Milano
- 12 – Polo CityLife, Milano
- 13 – Palazzo Lombardia, Milano
- 14 – Torre Allianz, Milano
- 15 – Torre Unicredit, Milano
- 16 – Torre Banca Intesa, Torino
- 17 – Torre Regione Piemonte, Torino

Palazzo Lombardia

La progettazione dell'edificio, la cui struttura, per richiesta esplicita della stazione appaltante doveva essere in calcestruzzo armato, si è basata su concetti di robustezza e di misura della sicurezza dai quali si sono derivate scelte che hanno permesso di garantire un livello prestazionale elevato, nell'ambito delle più recenti prescrizioni normative europee. Di particolare interesse al riguardo è stata la progettazione del sistema fondale, consistente in una piastra di calcestruzzo, di forma decisamente irregolare a causa della forma del sovrastante edificio e di vincoli geometrici al contorno, *fig. 18*.

Per tale ragione, malgrado le buone caratteristiche geotecniche del suolo, si è proceduto al consolidamento dello stesso mediante pali jet-grouting di diametro 1200mm, *fig. 19*, di lunghezza variabile fra 10m e 22m, onde assicurare una distribuzione di rigidezza del suolo omogenea a quella dei carichi trasmessi dalla sovrastante struttura.

Per il dimensionamento delle colonne, di sezione circolare, assunta la classe di calcestruzzo C45/55, al tempo la massima utilizzabile, l'impegno statico richiesto per le colonne ne ha definito il diametro alla base pari a 1200mm, ridotto in altezza fino ad un minimo di 600mm, cui è conseguito il valor medio del fattore di ingombro strutturale pari a circa 2%, di ottimo livello, considerata la moderata resistenza del calcestruzzo. Il rapporto di armatura medio, assunto pari a circa 2.2%, ha consentito una sensibile riduzione degli accorciamenti differenziali fra colonne e nucleo, *fig. 20*, i cui effetti sono stati ulteriormente mitigati dalla compensazione delle quote di impostazione degli impalcati, operata durante il procedimento costruttivo, *fig. 21*.

In tal modo la stima dei movimenti verticali assoluti delle colonne e del nucleo e differenziali fra essi, di cui i primi di valor massimo rispettivamente pari a circa 3cm e 2cm ed i secondi inferiori a 1cm, ha mostrato che tali spostamenti non hanno pratico effetto sulle strutture di impalcato, la cui distribuzione delle sollecitazioni flessionali si mantiene all'interno delle distribuzioni elastiche limite rispettivamente associate all'ipotesi di colonne indeformabili e a quella di colonne deformabili presenti nel modello riguardato nella sua completezza, senza introdurre la compensazione degli spostamenti verticali, *fig. 22*.

Le strutture degli impalcati, la cui pianta è rappresentata in *fig. 23* sono state realizzate in getto di calcestruzzo con alleggerimenti sferici in polietilene, *fig. 24*, con spessore pari a 350mm e snellezza geometrica 25, essendo il comportamento flessionale dell'impalcato essenzialmente di tipo monoassiale. Il nucleo taglio resistente, *fig. 25*, avente snellezza geometrica 10, possiede adeguata rigidezza flessionale e torsionale ed il massimo spostamento laterale sotto l'azione del vento è risultato pari a circa 170 mm, dei quali 97% di tipo flessionale e circa 3% di tipo torsionale. Il rapporto $v_{max}/H= 1/895$ attesta la ottima rigidezza di insieme e il ridotto effetto degli spostamenti relativi di interpiano sul comportamento delle strutture portate.

Il primo periodo dell'edificio è risultato pari a 3.12 sec e l'analisi sotto azione sismica, di tipo modale con spettro di risposta, ha evidenziato come tale azione dia luogo ad effetti flessionali e taglianti nel nucleo inferiori a quelli prodotti dal vento che è risultata azione prevalente. Il dimensionamento strutturale, non ha introdotto alcuna alterazione delle geometrie architettoniche, i cui rapporti, anche in conseguenza della forma, derivante dalla connessione in corrispondenza al nucleo taglio resistente di due corpi di fabbrica con piante definite da curvature di segno opposto, obbedivano a strette prescrizioni. La modellazione dell'impianto strutturale, condotta in maniera assai raffinata utilizzando il software GT Strudl, *fig. 26*, ha confermato pienamente le scelte di base e i test dinamici di collaudo, *fig. 27*, hanno evidenziato risultati assai soddisfacenti, attestando da un lato la affidabilità della progettazione e delle analisi, dall'altro la buona esecuzione dei lavori, che ha permesso di garantire la piena coincidenza fra la risposta dell'organismo ideale, così come definito dal progetto e dall'analisi con quello effettivamente realizzato.

Il collaudo dinamico ha permesso l'identificazione delle prime cinque frequenze proprie e dei relativi modi di vibrare, *fig. 28*, mediante un approccio combinato che ha utilizzato dapprima le misure accelerometriche dovute ad eccitazione esclusivamente ambientale, ed in un secondo tempo quelle in risposta ad un'eccitazione forzata di tipo 'sine sweep' ottenuta con l'impiego di un motore lineare a frenatura magnetica installato al piano 39. Lo scarto tra le frequenze identificate sperimentalmente e quelle derivati dall'analisi numerica si è mantenuto sotto la soglia del 9% fino alla quinta frequenza, e sotto quella del 2% per le prime due, a testimonianza sia della raffinatezza del modello analitico utilizzato per l'analisi

strutturale, sia della precisione nell'acquisizione delle misure sperimentali e nel trattamento dei dati, sia infine dell'accuratezza del processo costruttivo che ha portato alla realizzazione dell'edificio in piena conformità con le assunzioni progettuali.

A tale riguardo, una serie di campioni estratti da alcuni elementi strutturali, ha fornito resistenze superiori a quella caratteristica di progetto, conferendo a tale parametro, nell'ambito dei test sperimentali condotti, *fig. 29*, il significato di resistenza minima garantita, in sostituzione di quello, definito nei documenti normativi, di frattile inferiore di probabilità 5% della distribuzione statistica delle resistenze.

La Torre Allianz a Citylife

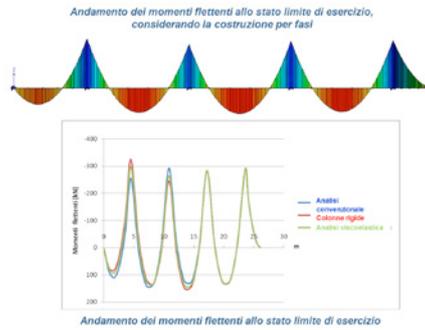
La caratteristica più evidente di questo edificio, di altezza 205m, *fig. 30*, consiste nella sua snellezza. Come si osserva infatti dalla pianta rettangolare degli impalcati, *fig. 31*, le dimensioni dei lati sono rispettivamente 61.09m e 24m e gli elementi taglio resistenti, posti agli estremi del lato maggiore, hanno dimensioni 20.6m x 5.8m, di cui il lato maggiore disposto nella direzione del lato minore dell'edificio.

Esaminando singolarmente i nuclei taglio resistenti si osservano snellezze pari a circa 10 nella direzione del lato minore dell'edificio e pari a circa 35 nella direzione del lato maggiore. Questa marcata dissimmetria ha richiesto di incrementare la rigidezza di insieme sui lati maggiori, ottenuta nel progetto definitivo inserendo, lungo i due lati maggiori, a circa metà altezza dell'edificio ed in sommità, quattro robuste travi reticolari a struttura metallica, aventi altezza pari all'interpiano, poste dietro la facciata in vetro, colleganti i nuclei e connesse nei nodi alle colonne di facciata poste ad interasse di 6m, *fig. 32*. In tal modo vengono a configurarsi sulle due facciate lunghe telai perimetrali capaci di opportunamente incrementare la rigidezza di insieme del complesso strutturale in tale direzione, non aventi funzione architettonico formale, essendone completamente impedita la vista dall'esterno.

La presenza di questi elementi, fortemente disomogenei per materiale rispetto all'impianto strutturale, interamente in calcestruzzo armato, ha comportato marcate complessità costruttive e di collegamento la cui risoluzione ha richiesto l'esame di più opzioni, ciascuna oggetto di approfondite analisi e di revisione critica. La soluzione indicata in *fig. 33*, presente nel progetto definitivo, si è rivelata inefficace e inutilmente rischiosa, comportando la segmentazione della parete in calcestruzzo da parte della piastra di acciaio utilizzata per il collegamento. Si è pertanto modificata radicalmente la tecnica di unione operando mediante barre presollecitate e collegamento diretto, con connettori solo per gli elementi diagonali, *fig. 34*. In tal modo, oltre a garantire l'efficienza del collegamento, si è introdotta una benefica presollecitazione della parete, evitando l'insorgenza di possibili fenomeni fessurativi indotti dalla diffusione delle forze di ancoraggio. Vi è da osservare che la forte disomogeneità strutturale, la complessità di collegamento e la delicatezza delle operazioni, che hanno richiesto il sollevamento dell'intera trave del peso di oltre 200t nonché il suo trasporto dalla officina di costruzione al cantiere, avvenuto nell'arco di cinque notti, potevano essere facilmente evitati sostituendo le travi metalliche con travi di calcestruzzo.

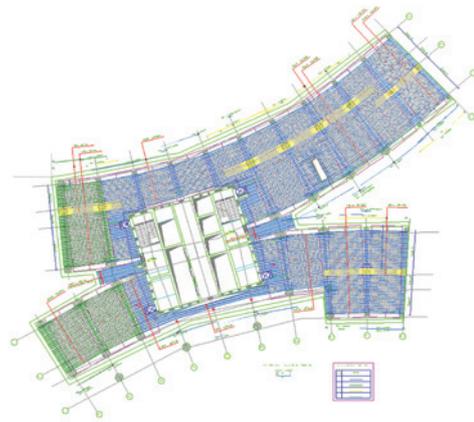
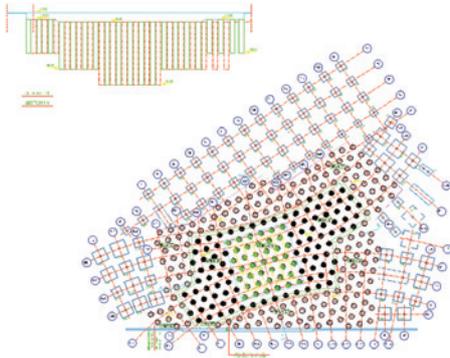
Questa proposta, che lasciava inalterata la rigidezza di insieme, le caratteristiche dinamiche dell'impianto strutturale, la permeabilità al passaggio di impianti, e l'architettura dell'edificio, pur comportando evidenti vantaggi in termini di robustezza e semplicità costruttiva, non è stata accettata nella sua totalità, essendone stata consentita l'applicazione solo per le travi di sommità, il cui tempo di costruzione è risultato pari a circa 1/10 di quello impiegato per il trasporto, l'erezione e il collegamento delle travi metalliche. Le colonne, in numero di sei sui lati maggiori e in numero di quattro poste all'interno dell'edificio sono state realizzate con sezione mista acciaio calcestruzzo fino al livello +04 per quelle perimetrali e fino al livello +22 per quelle centrali, utilizzando un calcestruzzo di classe C70/85. L'impalcato in getto di calcestruzzo ha spessore 20 cm e comportamento monoassiale, con linee di appoggio costituite dalle due travi perimetrali e da due travi centrali, la cui luce pari a 12m, ne ha inevitabilmente richiesto la sottosporgenza rispetto all'intradosso di impalcato. Il sistema costruttivo impiegato, per specifica scelta del costruttore, è stato quello tradizionale

18



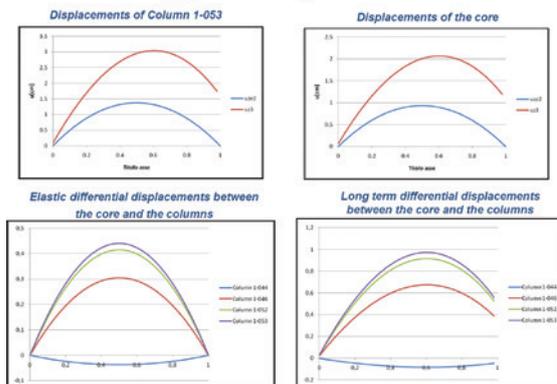
22

19

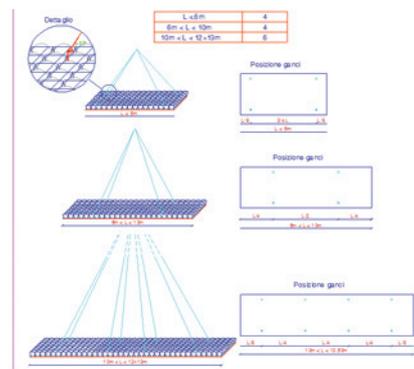


23

Il column shortening: approccio analitico applicato al caso di Palazzo Lombardia



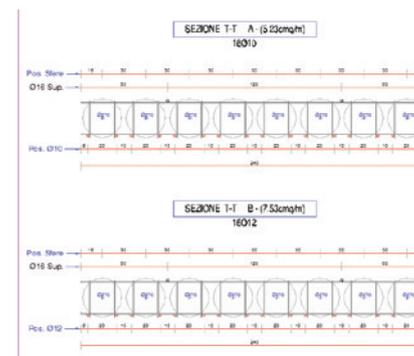
20



21



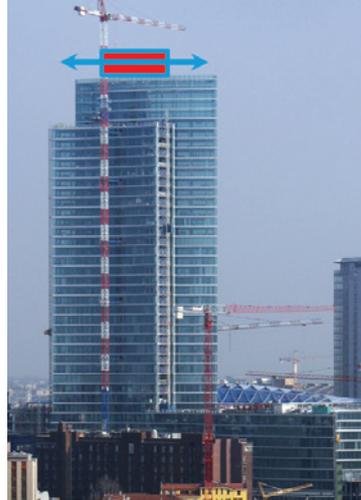
24



- 18 – Palazzo Lombardia: sistema fondale, in bianco e a contorno blu la pianta di fondazione della torre
- 19 – Palazzo Lombardia: pali jet grouting
- 20 – Palazzo Lombardia: accorciamenti assoluti e differenziali di colonne e nucleo
- 21 – Palazzo Lombardia: fasi costruttive
- 23 – Palazzo Lombardia: pianta dell'impalcato tipo
- 24 – Palazzo Lombardia: elementi di alleggerimento



25



27



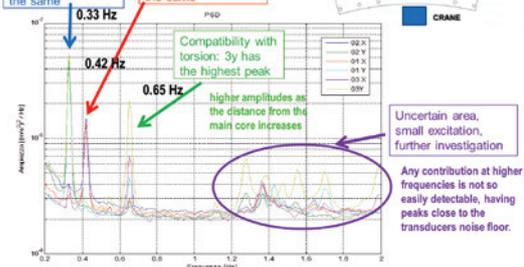
26



OMA: PSD 24 HRS

Weak axis: all the 3 y-sensors measure the same

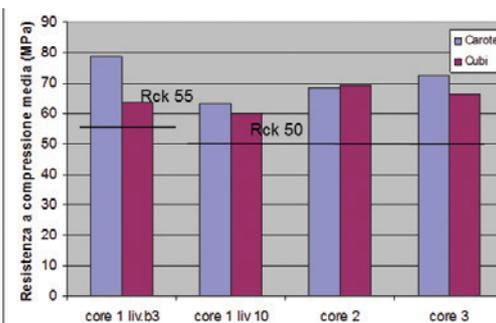
Strong axis: all the 3 x-sensors measure the same



Power spectral density (PSD) averaged on a 24 h time window, for the measurement points on the 38th floor

28

25 - Palazzo Lombardia: erezione del nucleo
 26 - Palazzo Lombardia: modello FEM implementato mediante software GT Strudl
 27 - Palazzo Lombardia: prove di collaudo dinamico e apparecchio di eccitazione
 28 - Palazzo Lombardia: identificazione delle frequenze proprie
 29 - Palazzo Lombardia: prove su campioni di calcestruzzo estratti dalle strutture



29

di erezione contemporanea di colonne, nuclei ed impalcati, preferendo, a fronte di possibili allungamenti nei tempi di costruzione, operare secondo una tecnica ben consolidata anziché affrontare tecniche che, seppure più adatte per questo tipo di edifici, potevano apportare difficoltà operative generate dalla minore familiarità nel loro utilizzo. Gli effetti indotti dal ritiro e dalle deformazioni viscosi, valutate tenendo conto delle fasi costruttive, sono riportate nelle *fig. 35*, ove si osserva il forte effetto di vincolo operato dalle travi dei telai di facciata, di maggiore intensità per la trave metallica intermedia a causa della forte disomogeneità reologica esistente fra calcestruzzo ed acciaio.

Un ultimo interessante aspetto riguarda la presenza delle quattro saette metalliche che collegano l'impalcato posto al livello +11 con strutture di contrasto poste alla base dell'edificio su livelli fra loro differenti. Tali elementi, di immediata percezione architettonica, hanno la funzione di incrementare lo smorzamento strutturale, essendo presenti alla loro estremità inferiore smorzatori oleodinamici, *fig. 36*, che hanno permesso di incrementare opportunamente lo smorzamento strutturale. In tal modo si persegue un migliore comfort per gli occupanti, come mostrato nel grafico di *fig. 37*, ove sono riportate le risposte dell'edificio in presenza o in assenza di smorzatori. Pur se in linea di principio il solo smorzamento strutturale appaia sufficiente per garantire un livello di comfort accettabile, la richiesta di un livello decisamente più elevato ha portato alla introduzione delle saette e degli smorzatori oleodinamici, il cui compito, strettamente connesso a questa funzione, è del tutto estraneo a quello di elementi di irrigidimento atti a garantire la stabilità dell'edificio, come un primo sommario e frettoloso sguardo potrebbe indurre erroneamente a pensare.

L'edificio Torre Regione Piemonte

Costruito in Torino, alto 205m, è l'edificio più alto d'Italia, valutato secondo il criterio dell'impalcato di maggiore altezza. La progettazione dell'impianto strutturale presenta aspetti di grande interesse, conseguenza della complessità dell'organismo resistente e della sua configurazione. A questo riguardo lo schema strutturale dell'edificio può, in prima approssimazione, assimilarsi a quello con nucleo centrale e colonne di perimetro, aventi interasse pari a 6m. La configurazione planimetrica degli impalcati è assai variegata, con luci rispettivamente di 12m e 6m sui lati Ovest, Nord e Sud, *fig. 38*. Differentemente, sul lato Est gli impalcati sono in aggetto con sporto massimo pari a 10m e la loro localizzazione è variabile lungo l'altezza, a formazione di un motivo di grande suggestione architettonica, *fig. 39*.

Su tutti i lati dell'edificio, ad esclusione del lato Est, le strutture di facciata sono in vetro entro telaio metallico, sostenute dalle strutture portanti, mentre sul lato Est esse consistono in una parete autoportante a struttura metallica, di sostegno alle parti in vetro, avente larghezza 50m ed altezza 180m, distante 2m dai solai in aggetto e ad essi vincolata per limitarne gli spostamenti orizzontali, normali e paralleli al fronte dell'edificio. Si forma così all'interno del complesso un volume di grande richiamo sotto l'aspetto formale, entro il quale si collocano i corpi di fabbrica degli impalcati in aggetto e lo spazio vuoto, che si estende per tutta l'altezza in corrispondenza alla quinta di facciata, *fig. 40*. Le caratteristiche dell'edificio, per il cui impianto strutturale, ad esclusione della facciata lato Est, si è utilizzato calcestruzzo armato e presollecitato, hanno posto complessi problemi, per la cui risoluzione si è ricorso alla applicazione di differenti tecnologie, in relazione alla natura dei problemi stessi e ai livelli prestazionali richiesti.

Riguardo l'impianto fondale, essendo presenti nella stratigrafia del suolo strati di buona consistenza intercalati a strati di significativa comprimibilità, disposti secondo direttrici inclinate, il sistema fondale adottato consiste in una piastra in calcestruzzo armato con pali riduttori di cedimento aventi diametro 1500 mm e lunghezza pari a 50m, disposti secondo una maglia 5m x 6m, *fig. 41*.

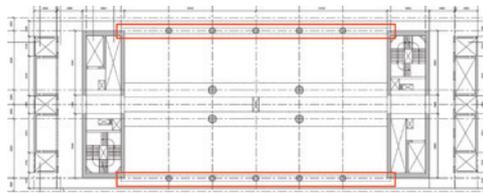
Il getto della piastra, il cui volume è pari a circa 11000m³, è stato effettuato in continuo, impiegando 72 ore, utilizzando calcestruzzo autocompattante. Allo scopo di ridurre gli effetti della variazione di temperatura generata dal calore di idratazione del cemento, si è operato proteggendo il getto mediante tende, sovrapponendo alla superficie superiore un strato d'acqua di spessore 5/6 cm avente lo scopo di ridurre il gradiente termico all'interno della massa di calcestruzzo nonché di bloccare lo sviluppo della deformazione di ritiro e gli stati tensionali derivanti dal suo impedimento. L'evoluzione della temperatura, misurata mediante termocoppie, è mostrata in *fig. 42*, mentre nella *fig. 43* è riportato l'andamento delle tensioni, valutate assumendo per il calcestruzzo un comportamento elastico lineare a modulo costante (linea gialla), a modulo variabile (linea verde), oppure viscoelastico lineare (linea blu).

Nella stessa figura è riportata l'evoluzione della resistenza a trazione del calcestruzzo (linea rossa). Si osserva come una giustificazione dell'efficacia della cura del calcestruzzo sia possibile solo ricorrendo a un modello di comportamento raffinato per il materiale, in questi casi necessario per potere correttamente valutare la possibilità di insorgenza di fenomeni fessurativi. Alle colonne, di sezione rettangolare (60x110)cm, mantenuta costante per tutta l'altezza per ragioni architettoniche, compete un rapporto di ingombro pari a 1.8%. Questo risultato, particolarmente brillante è stato perseguito utilizzando calcestruzzo C70/85 e sezioni composte acciaio calcestruzzo fino al livello +12. Gli impalcati, aventi comportamento essenzialmente monodimensionale, limitandosi quello bidimensionale alle sole zone d'angolo, sono stati realizzati in getto di calcestruzzo alleggerito con sfere di polietilene. Allo scopo di aumentare la snellezza geometrica dell'impalcato si sono introdotti cavi di presollecitazione opportunamente sagomati, non aderenti, capaci di introdurre un carico di sostentamento pressoché identico al carico permanente. In questo modo lo spessore del solaio è stato ridotto a 34cm, con snellezza geometrica pari a 35, valore assai elevato, che ha permesso da un lato di ridurre i pesi strutturali, dall'altro di evitare possibili fenomeni fessurativi, ricorrendo ad una tecnologia per la prima volta utilizzata nella progettazione di solai alleggeriti di questo tipo. Una menzione particolare meritano i solai in aggetto posti sul lato Est dell'edificio, per la cui realizzazione si sono progettate travi in calcestruzzo armato presollecitato a cavi

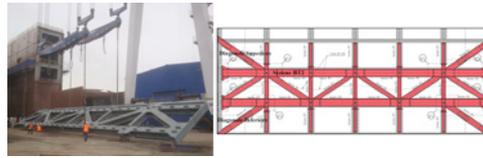
scorrevoli successivamente iniettati, collegate alle pareti dei nuclei dai cavi stessi, le cui guaine e le testate fisse sono state incorporate nelle pareti durante la loro costruzione, antecedente a quella dei solai. Nelle sezioni di collegamento sono presenti anche barre filettate con accoppiatori cui sono connesse le barre d'armatura ordinaria delle travi presollecitate, aventi altezza 95cm. Dettagli di tali travi sono riportati nella *fig. 44*. E' interessante osservare che, dovendosi concentrare l'effetto della presollecitazione nella sezione di contatto fra trave e parete del nucleo ad essa parallela, nella fase di getto si sono operati giunti provvisori, *fig. 45*, fra le travi e i solai adiacenti, onde evitare il trasferimento di una parte della forza di presollecitazione ai solai e alla retrostante parte di parete ortogonale alla trave, il cui spessore non è in grado di fornire adeguato vincolo di incastro per la trave stessa. I giunti provvisori sono rimasti aperti per circa 30 giorni e la loro successiva chiusura ha interessato, per compatibilità, le sole deformazioni differite attive dopo tale tempo, decisamente inferiori a quelle attive al tempo iniziale. Gli effetti di solidarietà differita fra travi e solai sono così stati opportunamente contenuti, mantenendo nelle pareti del nucleo parallele alle travi, poste in continuità ad esse, un livello di presollecitazione largamente sufficiente per garantire l'equilibrio della sezione di collegamento in presenza delle massime sollecitazioni di flessione e taglio trasmesse dalle travi in aggetto. Di significativo interesse infine è stato il progetto della parete Est, in carpenteria metallica, i cui vincoli agli spostamenti laterali normali o paralleli all'edificio sono stati assicurati mediante puntoni, la cui dislocazione, dovendo soddisfare a precise richieste architettoniche non sempre si è rivelata ottimale sotto l'aspetto deformazionale della parete. Per quanto riguarda gli spostamenti paralleli all'edificio si è invece operato mediante elementi impegnati a flessione, agenti nel piano orizzontale, vincolati ai solai e dotati di tutti i necessari gradi di libertà per non introdurre limitazioni di spostamenti ridondanti rispetto a quelle strettamente richieste, *fig. 46*. Le colonne verticali, di cui una parte disposta all'esterno dell'edificio, sono soggette a variazioni termiche giornaliere ed annuali assai marcate, cosicché, lungo le linee di contatto fra tale parete e le retrostanti strutture si sono disposti vincoli scorrevoli verticalmente, onde lasciare liberi gli spostamenti relativi indotti dalle variazioni di temperatura. Lo stesso accorgimento è stato introdotto nell'impalcato di copertura del volume sul lato Est, che



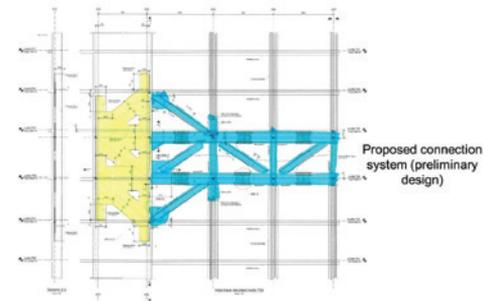
30



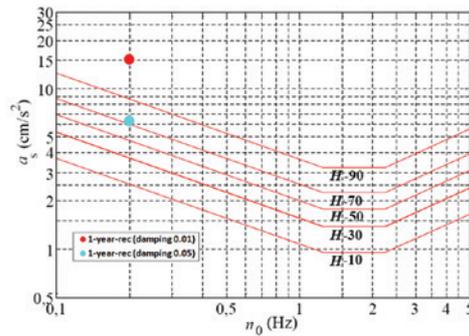
31



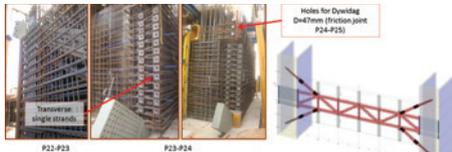
32



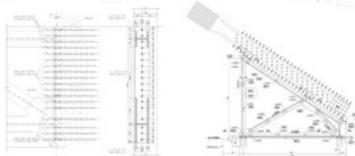
33



37



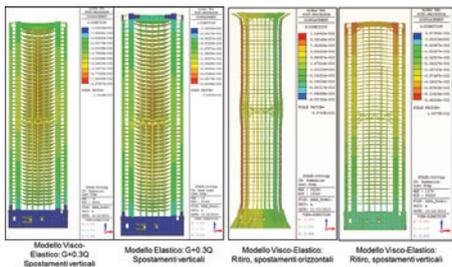
34



• Il Piano Tipo: soletta alleggerita $h = 34$ cm, presollecitata con trefoli non aderenti



38



35



36

- 30 – Torre Allianz, Milano
- 31 – Torre Allianz: pianta del piano tipo
- 32 – Torre Allianz: Travi reticolari metalliche
- 33 – Torre Allianz: Connessione mediante lamiera metallica
- 34 – Torre Allianz: Realizzazione dei collegamenti delle travi reticolari metalliche
- 35 – Torre Allianz: analisi degli effetti della viscosità e del ritiro del calcestruzzo
- 36 – Torre Allianz: Dispositivi dissipativi
- 37 – Torre Allianz: analisi di comfort
- 38 – Torre Regione Piemonte: Pianta degli impalcati

essendo sostenuto dalle colonne di facciata, deve seguirne le variazioni di lunghezza. A tale proposito si è introdotto un vincolo a cerniera cilindrica lungo l'attacco dell'impalcato con la retrostante struttura. In questo modo il movimento verticale dell'impalcato risulta libero, e si evita l'insorgenza di azioni di interazione fra l'impalcato stesso e le colonne esterne. Dettagli di tali vincoli sono illustrati nella *fig. 47*. La loro efficacia è stata oggetto di attenta verifica controllando la sussistenza delle condizioni di compatibilità degli spostamenti relativi fra i giunti dei telai contenenti gli elementi in vetro di facciata. I risultati sono riportati in *fig. 48*, ove con il colore rosso sono riportati gli elementi i cui giunti sono sottoposti a spostamenti non compatibili, con il giallo quelli al limite della compatibilità, con il verde quelli compatibili e con il bianco quelli largamente compatibili. Il confronto fra il primo caso, relativo alla assenza di vincoli di scorrimento e rotazione fra le strutture portanti della facciata e del secondo caso, relativo alla loro presenza, ne sottolinea con evidenza la necessità, onde evitare negativi fenomeni di interazione cui potrebbero conseguire gravi danneggiamenti negli elementi portati. A conclusione dei brevi cenni di progettazione, nella *fig. 49 - 51* sono riportati il modello numerico utilizzato per le analisi strutturali, alcuni valori relativi agli spostamenti verticali misurati e valutati teoricamente per la piastra fondale, e i diagrammi degli accorciamenti verticali delle colonne i cui valori si sono dimostrati pienamente idonei a garantire un corretto ed affidabile comportamento in esercizio dell'edificio.

Conclusioni

Da sempre gli edifici alti hanno rappresentato momenti di grande affermazione dell'architettura e dell'ingegneria. Fino dalla loro prima apparizione, all'inizio del XX Secolo, queste particolari costruzioni si sono imposte quali punti caratterizzanti degli scenari delle grandi città, quali capolavori di architetti che hanno lasciato la loro impronta creativa, o ancora quali risultati di una ricerca che ha portato gli ingegneri a sfidare altezze impensabili fino a pochi anni orsono. E' pertanto naturale che il coinvolgimento nel processo progettuale di un edificio alto costituisca per un ingegnere momento di grande gratificazione il cui operato potrà tuttavia essere fonte di lusinghieri risultati solo se sostenuto da una lucida percezione della responsabilità che un tale ruolo comporta. Quando fui incaricato del progetto strutturale di Palazzo Lombardia, il primo dei tre edifici prima illustrati, sperimentai queste sensazioni in una maniera particolare, conseguenza della mia familiarità con le problematiche strutturali degli edifici alti, sviluppata in anni di ricerca scientifica specifica e nella formulazione di soluzioni analitiche di problemi complessi, fra le quali quelle relative agli effetti differiti degli accorciamenti delle colonne e quelle concernenti le analisi relative a nuclei in parete sottile e sezione aperta, stabilizzati mediante sistemi outrigger e soggetti ad azioni torsionali. Ognuno dei tre edifici rappresentò per me un momento particolare in cui conversero da un lato le mie specifiche conoscenze, dall'altro le richieste poste dagli esecutori e dalle proprietà, dall'altro ancora affermazioni di apprezzamento o mie proprie considerazioni che mi portarono ad associare a ciascuno di essi un motto, che data la loro importanza, ricercai fra quelli che a mio giudizio meglio potessero attagliarsi a queste uniche esperienze. Iniziando da Palazzo Lombardia, sempre saranno per me motivo di grande gratificazione le parole di un esperto collega che, chiamato a pronunciarsi sulla bontà della progettazione, affermò essere Palazzo Lombardia, figlio di una raffinata concezione architettonica americana, interprete, relativamente agli aspetti strutturali, della sensibilità progettuale italiana, nella quale emergevano con chiarezza gli aspetti di robustezza, capacità e durabilità che la cultura del nostro paese, sostenuta dalla sua

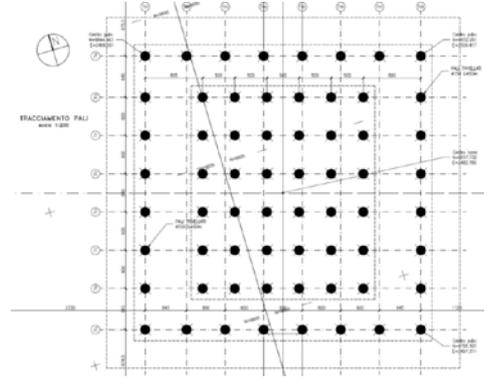


39

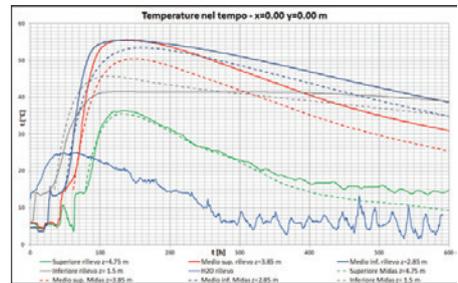


40

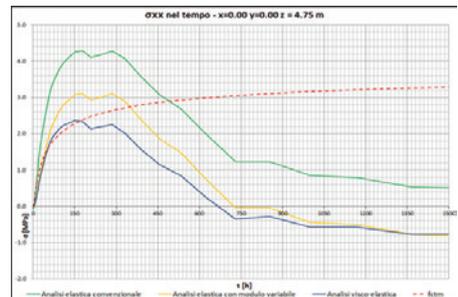
- 39 – Torre Regione Piemonte: Facciata Est
- 40 – Torre Regione Piemonte: Grande Vuoto sulla Facciata Est
- 41 – Torre Regione Piemonte: Distribuzione dei pali riduttori di cedimento
- 42 – Torre Regione Piemonte: Evoluzione della temperatura nel getto di fondazione
- 43 – Torre Regione Piemonte: Evoluzione delle tensioni nel getto di fondazione
- 44 – Torre Regione Piemonte: Dettagli delle travi post-tese



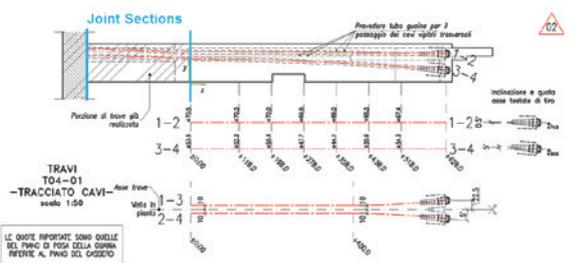
41



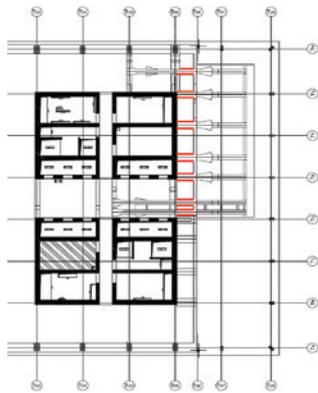
42



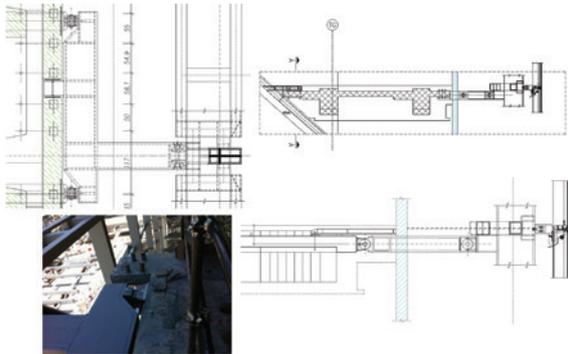
43



44



45



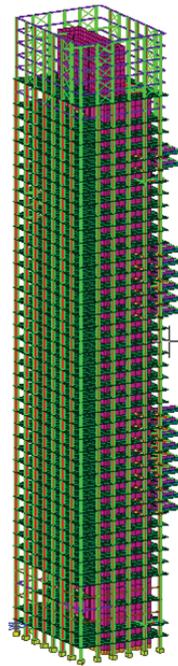
46



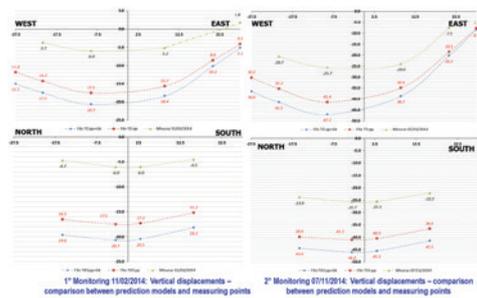
47



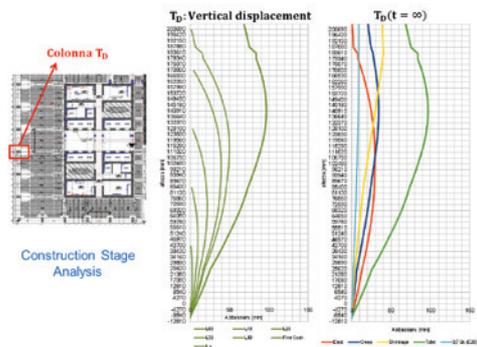
48



49



50



51

- 45 - Torre Regione Piemonte: in rosso i giunti provvisori
- 46 - Torre Regione Piemonte: Elementi di collegamento della facciata est di tipo flessionale e assiale
- 47 - Torre Regione Piemonte: Giunti scorrevoli
- 48 - Torre Regione Piemonte: Controllo di compatibilità degli spostamenti fra struttura portante ed elementi in vetro
- 49 - Torre Regione Piemonte: Modello FEM
- 50 - Torre Regione Piemonte: Spostamenti verticali della piastra di fondazione
- 51 - Torre Regione Piemonte: Accorciamento delle colonne

profondità di pensiero e di analisi, era in grado di assicurare ad un edificio di quella importanza. Mi ritenni molto onorato da queste parole, qui da me riassunte, ed il motto per questo edificio mi venne spontaneo: “Concerto nello Stile Italiano”, mutuato dal grande J.S.Bach, in questo caso assunto quale affermazione di una comune volontà, esercitata insieme ai colleghi che a vario titolo parteciparono alla progettazione, per raggiungere risultati di eccellenza. Diverso fu ciò che derivai dalla progettazione strutturale della Torre Allianz, ove emergevano da un lato problemi che se correttamente affrontati non mostravano particolare difficoltà, dall’altro la altrui volontà di renderli a volte sterilmente difficili. Dalla smalzata saggezza di W. Shakespeare trassi “Much Ado About Nothing”, identificativo che sempre mi torna alla mente quando vedo quell’edificio con le facciate in vetro dietro le quali sono presenti, invisibili, quattro mega travi due delle quali hanno richiesto tempi di costruzione e peso economico nettamente inferiori rispetto alle altre, peraltro esercitando con maggiore affinità le stesse funzioni all’interno dell’organismo resistente. Il terzo edificio, Torre Regione Piemonte, con tutte le sue complessità, le novità introdotte e le delicate interazioni esistenti fra parti portanti e portate è invece testimonianza della necessità di operare attraverso il confronto di più opzioni, onde giungere a soluzioni efficaci. Non solo, ma anche il dovere indagare comportamenti che a primo acchito potrebbero apparire eccessivamente sofisticati, e come tali giudicabili inutili nell’ambito di una sana “pratica” progettuale, non può che rinsaldare la convinzione, in me ben radicata, che il progetto debba prendere forma attraverso un procedimento iterativo, di invenzione e critica, fino al conseguimento di risultati che possano costituire la base di un meditato convincimento circa la correttezza delle scelte effettuate. Si fronteggiano in questo processo la convinzione di essere imprescindibilmente sempre nel giusto e la voce interiore che, alimentata dal dubbio, invita a verificare, controllare, cercare nuove e più efficienti soluzioni. Certezza e Dubbio, la prima solidamente ancorata a soluzioni aprioristiche e proprio per questo non credibili, il secondo umilmente proteso verso soluzioni convincenti, frutto di un atteggiamento critico mai a priori appagato, costituiscono i due poli entro i quali oscilla il nostro operare che trova la sua più compiuta, naturale e proficua realizzazione solo se guidato da uno spirito di ricerca che è ben illustrato dalla affermazione di N. Bobbio, *“Il compito degli uomini di cultura è più che mai oggi quello di seminare*

dubbi non già di raccogliere certezze”, che ho assunto a motto per questo complesso e delicato edificio.

Concludo questi pensieri ricordando che Palazzo Lombardia rappresentò, e ancora rappresenta, il momento di maggiore gratificazione del mio operare. Al di là della bellezza e dell’eleganza dell’edificio, è doveroso ricordare che esso è stato il primo a superare in altezza la Torre Pirelli, posta a poche centinaia di metri di distanza. H.N. Cobb, l’Architetto americano progettista di Palazzo Lombardia non lo ha posto in direzione frontale alla Torre Pirelli, bensì in direzione diagonale, defilata rispetto ad essa. La giustificazione che ne diede, ricordo con parole mie, fu che il porre Palazzo Lombardia di fronte alla Torre Pirelli ne avrebbe decretato il carattere di antagonista, vittorioso per la sua maggiore altezza. Invece, continuò Cobb, la Torre Pirelli è un gioiello prezioso nella architettura degli edifici alti e Palazzo Lombardia deve esserne il “compagno discreto”. Parole di grande amore e finezza, che non possono essere dimenticate, così come non posso dimenticare che la Torre Pirelli fu oggetto di indagini sperimentali a quel tempo innovative e all’avanguardia, progettate e condotte dal Prof. A. Danusso, Ordinario di Scienza delle Costruzioni al Politecnico di Milano. Dopo cinquanta anni la progettazione strutturale del secondo Palazzo della Regione Lombardia è stata affidata a me, Ordinario di Costruzioni in Calcestruzzo Armato e Precompresso nello stesso Politecnico. La consapevolezza di essere inserito, attraverso il Politecnico, Istituto di Eccellenza fin dalla sua fondazione, nel fluire dell’insegnamento di una scuola di progettazione strutturale da sempre fra le più rinomate in Italia, è la vera ragione che mi rende orgoglioso di avere pensato, progettato e seguito nel suo divenire il “Concerto nello Stile Italiano”.

FOCUSING

a cura di PPAN

Giro del mondo.

Le notizie del 2018 nelle quali sono protagonisti alcuni architetti internazionali che hanno scelto il calcestruzzo per i propri progetti

23

Francia > Ando



MESSICO

Frida Escobedo è a capo del team di progetto del Serpentine Pavilion 2018 presso i Kensington Gardens di Londra. Il progetto temporaneo si distingue per la combinazione di elementi tradizionali messicani e materiali di fabbricazione britannica. In particolare, le tegole in cemento nero sono come tessute su una struttura di acciaio e il pattern ricorda un muro traforato della tradizione messicana, usata per regolare luce e ventilazione in ambienti domestici. Il gioco di luci e ombre viene esaltato dall'interazione di due elementi: la superficie specchiante della tettoia e un velo d'acqua di 5 mm di pianta triangolare nel cortile.

CILE

Tra le Vatican Chapels realizzate a Venezia sull'isola di San Giorgio Maggiore, in occasione della 16. Mostra Internazionale di Architettura della Biennale di Venezia c'è quella del gruppo di progetto di **Smiljan Radic** che si ispira a piccoli elementi di devozione popolare cilena. A formare l'involucro è un tronco di cono testurizzato, formato da otto grandi conci di cemento armato spessi dieci centimetri. All'interno della cappella, i gusci di cemento si presentano in tutta la loro forza materica, grazie alla particolare conformazione. Le superfici sono infatti puntinate da una serie di concavità: delle piccole semisfere ottenute grazie al pluriball, comune materiale da imballaggio, con il quale sono stati foderati i casseri.

**CINA****La colata di calcestruzzo continua più grande**

della storia del gigante asiatico è stata completata a cavallo fra il 2017 e il 2018.

Un volume di 42.900 metri cubi e oltre 7mila tonnellate di barre d'acciaio sono stati utilizzati per realizzare la base di uno dei piloni del ponte che conetterà Shanghai e Nantong. Si tratta di una struttura di 11 km composta da 4 linee ferroviarie e sei corsie per le automobili. La campata principale è di 1092 metri, la più ampia al mondo per un ponte strallato.

INDIA**Balkrishna Vithaldas Doshi,**

Premio Pritzker 2018, è un maestro dell'architettura indiana che da più di sessant'anni si impegna a migliorare la qualità della vita nel proprio Paese attraverso uno stile autentico, estraneo alle mode e ai dogmatismi delle accademie. Importanti le sue esperienze professionali accanto a Le Corbusier e Louis Kahn, oltre all'influenza del modernismo che si legge nella rigorosa essenzialità dei volumi e delle finiture, spesso in cemento grezzo.

GIAPPONE

Nel 2011 il Giappone è stato investito da uno tsunami che ha provocato oltre 20mila morti. La costa nord orientale è stata colpita in modo particolarmente intenso, anche a causa di un dispositivo protettivo delle coste insufficiente. Per questo da anni si stanno realizzando grandi muri di calcestruzzo in alcune città costiere come Myako e Rikuzentakata, alti fino a 12,5 metri. Le strutture precedenti infatti, di circa 4 metri di altezza, furono distrutte dalla forza del mare.

AUSTRALIA**Nei prossimi cinque anni in Australia è previsto un boom nell'utilizzo di calcestruzzo,**

in particolare per la realizzazione di nuove infrastrutture come aeroporti, collegamenti stradali, ponti e tunnel. Basti pensare che per strutture di questo tipo, il governo ha previsto lo stanziamento di 75 miliardi di dollari per i prossimi 10 anni. Per soddisfare la richiesta di calcestruzzo, per il solo 2018 i produttori hanno previsto un aumento che porterà la produzione totale a circa 30 milioni di metri cubi dai 26 milioni attuali.

Paola Pierotti

La cultura della Dallara Automobili può essere sintetizzata nel pay-off, “la ricerca dell’eccellenza”. “Per essere sempre un passo avanti, abbiamo costantemente in mente l’innovazione e la tecnologia, lo stile ed il design, l’efficienza ed il contenimento dei costi, lo spirito di squadra e la collaborazione. Questi principi – racconta il Presidente **Giampaolo Dallara** – ci rendono orgogliosi e stimolati nei confronti del nostro lavoro e ci permettono di mettere sempre al centro le esigenze dei clienti. Per questo – aggiunge – crediamo che le innumerevoli esperienze e il continuo investimento in personale ed attrezzature siano fondamentali per affrontare con successo un mondo in costante evoluzione come quello del motorsport. E ovviamente per vincere”.

Con queste aspettative, e con la lungimiranza di un imprenditore che ha lasciato il segno nel mercato della progettazione e nel mondo dell’automobile, si può apprezzare il valore del cantiere del nuovo complesso didattico ed espositivo, in via di ultimazione a Varano de’ Melegari (in provincia di Parma), su progetto dello studio **Atelier(s) Alfonso Femia**. Una nuova architettura per la formazione e per la cultura, e un’icona riconoscibile, che riconfigura il paesaggio naturale, inserendosi in un processo di riqualificazione di tutto il sistema insediativo.

Un progetto che può fare scuola anche come manifesto del saper riportare il calcestruzzo a parlare con l’architettura, come materia usata nel quotidiano, e non solo per opere eccezionali, valorizzandolo per la sua espressività.

L’organizzazione degli spazi si articola su 3 livelli strettamente interconnessi. Al piano interrato si trova il parcheggio, accessibile dalla rampa carrabile esterna, per 30 posti auto, i locali tecnici e l’officina manutenzione connessa alla pedana elevatrice di trasporto dei mezzi in esposizione. Nel piano terra di accesso sono localizzati l’atrio di ingresso, la caffetteria, l’auditorium, i depositi e il punto di partenza della rampa espositiva. Al piano primo si articolano i laboratori dedicati alle attività strettamente complementari all’esposizione-museo e le aule didattiche post-Master Universitario.

Il concept del progetto lega elementi geometrici identificabili, e spazialmente coerenti con la natura e gli usi richiesti dalla committenza.

Un volume trapezoidale ospita due livelli funzionali connessi: al piano terra, dove confluiscono i flussi provenienti dall’atrio di ingresso si collocano i locali di servizio (due magazzini da 27 e 34 mq), il guardaroba (22 mq) e il bookshop (34 mq), oltre ai laboratori didattici, complementari alle attività espositive-museali. A quota +5,00m sono invece collocate 2 aule (con superfici di 85 , 136 mq) destinate al Master, oltre a degli spazi ad ufficio ed un auditorium con 400 posti a sedere.

Dal punto di vista planimetrico, le aule, l’atrio di ingresso e la caffetteria sono figure semplici, 3 “cerchi”, collocati, quasi incastrati, fra l’area espositiva e i laboratori. Esternamente l’immagine è quella di tre coni, rivestiti in ceramica, con un’apertura alla sommità che consente un’illuminazione naturale con la luce zenitale.

[progetto](#)
Complesso didattico espositivo
[luogo](#)
Varano de' Melegari (Parma)
[committente](#)
Varanobox srl
[progettista](#)
Atelier(s) Alfonso Femia
[strutture](#)
Redesco
[impianti](#)
FOR Engineering Architecture





Un terzo macro-volume ha una pianta che ricorda una semicorona circolare, rivestito esternamente con una facciata metallica, e con una vetrata continua in corrispondenza del livello di esposizione delle auto. La rampa (che in pianta si estende su una superficie di 920 mq) sale via via sospesa al piano primo, dove si incastra con la struttura contenente l'auditorium.

Dallara Automobili si occupa non del motore, ma dell'aerodinamica, e investe sulla sicurezza, su tutto ciò che sta intorno al motore. L'attività dell'azienda parmense consiste in un processo di assemblaggio di elementi che costituiscono un'unità, che deve essere performante e sicura.

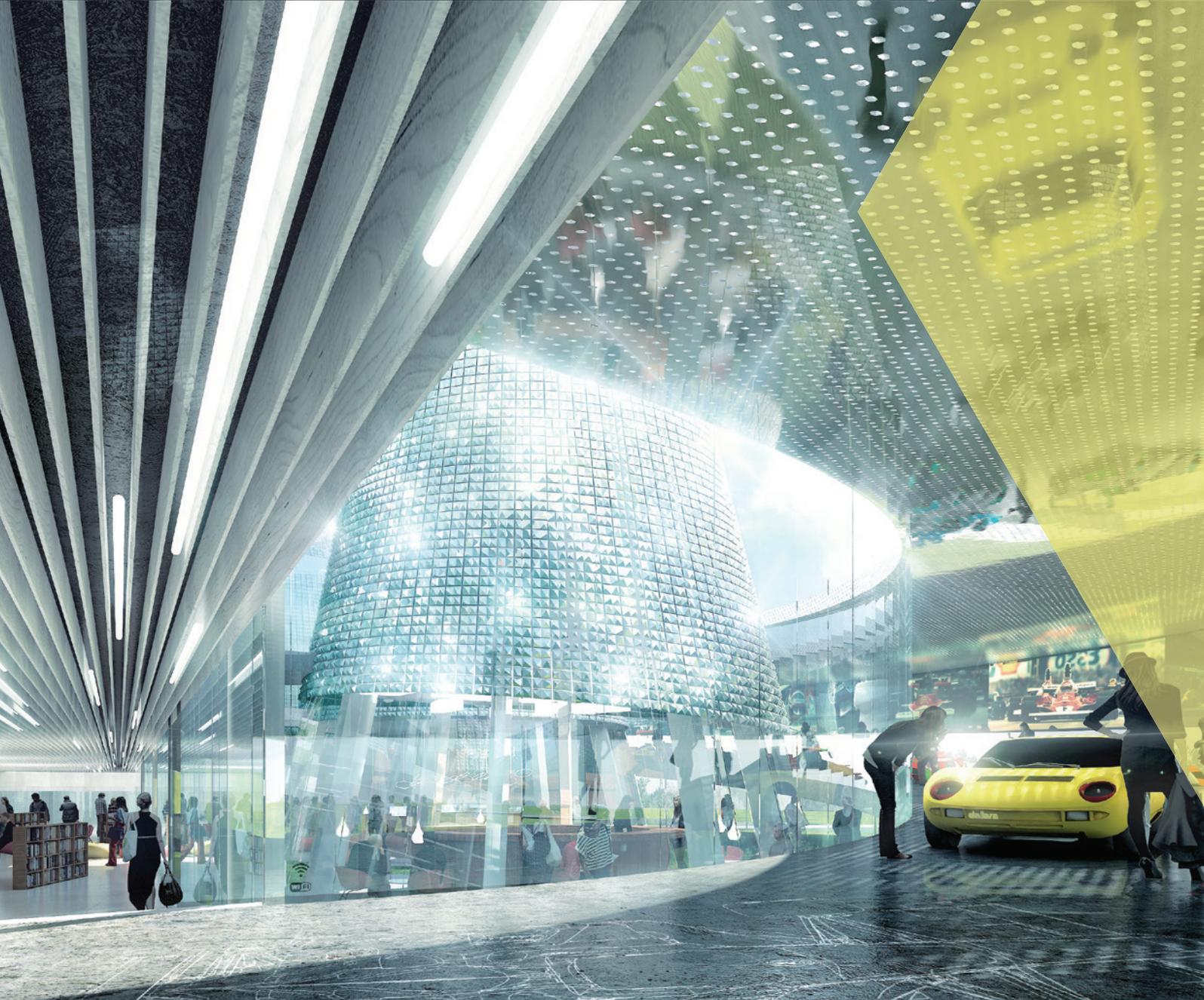
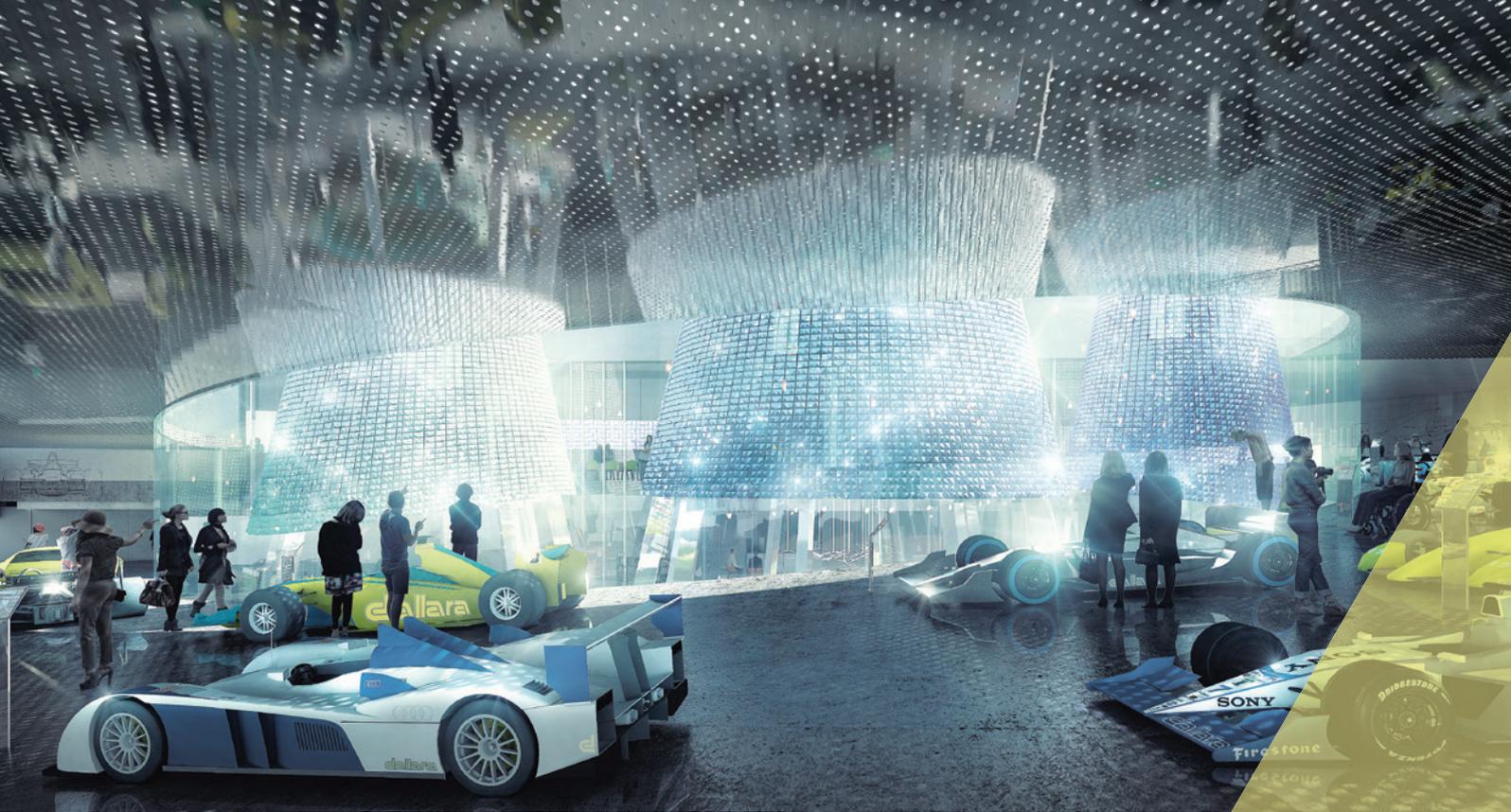
Protagonisti di questa architettura pensata come luogo di ricerca, incontro ed eccellenza, sono i volumi, ma anche la materia. La ceramica come metafora della fibra di carbonio e della sua trama, riveste i grandi coni; l'ottone esalta la curva dell'area espositiva e chiude il volume dell'auditorium. "Questi due materiali – spiega Femia – renderanno cangiante secondo la luce naturale la percezione dell'edificio e i suoi colori. Ancora, il vetrocemento diamantato, che segna il basamento del prospetto nord, favorirà un ulteriore effetto di semitrasparenza tra interno ed esterno. Mentre la ghiaia ceramizzata e il piano verde completeranno il rapporto delle coperture con il paesaggio senza cercare mimesi ma puntando su un dialogo cromatico e percettivo".

Altro protagonista del progetto è il cemento naturale che conferisce invece un'idea di matericità massiva all'edificio, esaltando il suo nuovo ruolo simbolico e contrapponendosi alla trasparenza del suo interno e ai riflessi della ceramica. "L'involucro continuo in calcestruzzo – spiega il progettista – riveste il volume dei laboratori ed è stato studiato riprendendo il tema della prefabbricazione, cara agli architetti fin dagli anni '70. Negli ultimi decenni di fatto il pannello prefabbricato in cemento è diventato un simbolo di bassa qualità, ma la tecnologia è andata avanti e, partendo dagli ingredienti di base, rimasti invariati, si sono costantemente studiate nuove soluzioni". Dalla chiesa romana di Richard Meier al più recente Padiglione Italia per Expo Milano 2015 firmato da Nemesi, i progetti che hanno raccontato un nuovo modo di utilizzare il calcestruzzo sono numerosi, anche in Italia. Per Dallara, Femia ha lavorato con l'azienda trevigiana

Styl-Comp, che impiega prodotti Italcementi, realizzando una soluzione che è customizzazione, industria e artigianato insieme.

Si tratta di un sistema costruttivo con pannelli prefabbricati, profondi 38 cm, già coibentati e finiti internamente ed esternamente. "Un prodotto integrato che parte da una rete elettrosaldata 10 x 10, dalla scelta delle tecnologie identificate per performare al meglio, che vede il contributo dell'artigiano con lo scalpellino e il martello – racconta Femia – che entra in campo nell'ambito di un processo generale industrializzato". L'esito? Elementi unici, al prezzo di 260 euro/mq posati, con trame personalizzate e senza ossidi. Elementi che lavorano con la pietra, dando quindi anche un effetto di contestualizzazione naturale. Ecco che il pannello prefabbricato, con una carica tecnologica innovativa, senza trascurare l'estetica, diventa in questo caso un prodotto per l'architettura, attento anche ai costi e all'efficienza energetica. "Il pannello torna all'architettura ed è pensato come un materiale che si può plasmare – commenta l'architetto – richiamando e raccontando in questo caso il sistema aerodinamico della Dallara".

Sulla ricerca e sviluppo di questi sistemi costruttivi industrializzati e personalizzati, l'architetto Femia sta lavorando anche per il nuovo centro logistico produttivo di Vimar a Marostica (Vicenza) e per il centro di loisirs (con un mix di funzioni che comprendono hotel, aparthotel, cinema, sport) à La Ciotat in Francia.



/ FOCUS

TECNOLOGIA E BELLEZZA, ARCHITETTURA INDUSTRIALIZZATA

Da oltre mezzo secolo nel settore dell'architettura industrializzata a base cementizia, Styl-Comp produce manufatti concreti di alta qualità fondendo tradizione costruttiva e innovazione tecnologica, cura artigianale e valore industriale. I componenti costruttivi Styl-Comp assicurano performance elevate e raffinati risultati estetici, anticipando, in un dialogo costante con i progettisti, le esigenze di un mercato in continua evoluzione. In un lavoro di squadra, orientato alla continua sperimentazione, si realizzano pelli architettoniche dalle infinite identità espressive, declinate con tessiture cromatiche, geometrie e materiali per assecondare le esigenze del progettista e le aspirazioni del committente.

Selezionati da Italcementi come partner sin dalla realizzazione del loro i.lab progettato dal team di Richard Meier, Styl-Comp è anche il maggior produttore di elementi architettonici e strutturali con TX Active®, principio attivo foto-catalitico in grado di abbattere gli inquinanti presenti nell'aria, autopulente e brillante.

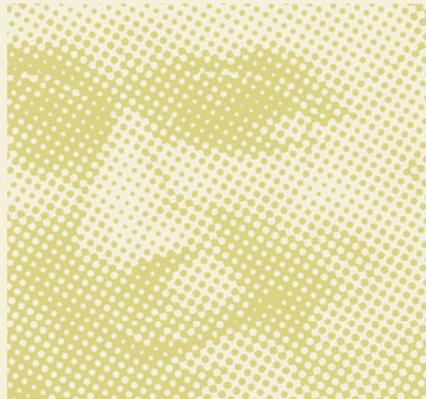
Il progetto per Dallara Automobili cerca una propria caratterizzazione artistica e formale nei prospetti, attraverso l'utilizzo di differenti materiali, colori e trame dei volumi principali. Il prospetto sud, in particolare, si caratterizza per la contrapposizione tra la forte trasparenza dei volumi al piano terra, arretrati ad indicare la permeabilità alla quota di accesso, e il pieno del volume metallico della rampa espositiva, con la presenza dei coni di ceramica e alle spalle l'ambiente longitudinale in cemento disegnato secondo un gioco di texture sulla superficie. "Il cemento – spiega il progettista - lascia lo spazio alla trasparenza di una grande vetrata solo nella parte centrale, costruendo una cornice attorno all'involucro esterno dei laboratori". La dualità tra opaco e trasparente, focalizza l'attenzione del visitatore, portandolo ad individuare nel percorso della rampa espositiva l'elemento caratterizzante che disegna e rappresenta simbolicamente la facciata.

Il prospetto nord affianca alla valenza estetica quella funzionale: l'idea di matericità fortemente evidenziata dall'involucro in cemento che chiude tutta la facciata, lascia respiro all'uscita di sicurezza (localizzata al primo piano alla stessa quota della strada +5.00), all'ingresso alla pedana elevatrice e al basamento in vetro-cemento.

IL PROGETTO IN CIFRE

Superficie Coperta: 1.900 mq
Superficie piano interrato: 2.200 mq
Superficie piano terra: 1.100 mq
Superficie piano primo: 1.900 mq
Dimensioni pannelli: 200cm x 650 cm





PASSIONE PER TECNOLOGIA, INNOVAZIONE E INGEGNERIA: CHI E' IL COMMITTENTE

Dopo aver lavorato in Ferrari, Maserati, Lamborghini e De Tomaso, **Giampaolo Dallara** ha fondato la Dallara Automobili. Con l'idea di voler continuare a coltivare il suo impegno nel mondo delle vetture da competizione nel 1972, nel suo paese natale, ha dato vita alla "Dallara automobili da competizione".

I successi in Formula 3, prima in Italia e poi in tutto il mondo, l'affermazione in America con l'IndyCar, le consulenze per importanti costruttori, la costante attenzione alla tecnologia e all'innovazione, hanno portato l'azienda ad essere una delle più importanti realtà specializzate nella progettazione, produzione e sviluppo di vetture da competizione, ricercando sempre altissimi standard di qualità, performance, sicurezza e supporto al cliente.

Le competenze chiave che caratterizzano la Dallara sono

- la progettazione, utilizzando materiali compositi in fibra di carbonio,
- l'aerodinamica, per mezzo di Galleria del vento e CFD,
- la dinamica del veicolo, attraverso simulazioni e testing,
- la produzione prototipale, veloce, flessibile e di qualità

Negli ultimi anni l'attività di engineering si è ampliata, sia per quanto riguarda le vetture da competizione, che per le vetture stradali ad alte prestazioni. La consulenza offerta dall'azienda ha interessato i più importanti marchi automobilistici internazionali, tra i quali: Alfa Romeo, Audi, Bugatti, Ferrari, KTM, Lamborghini, Maserati.

Nel 2012, l'apertura di un centro di ingegneria a Indianapolis: Dallara IndyCar Factory. Si tratta di un centro polifunzionale per la ricerca e lo sviluppo, guidato dal concetto di "Edutainment", che stimolano la passione per la tecnologia e l'innovazione, creando un'esperienza divertente ed emozionante.

La Varanobox srl, del gruppo Dallara Costruzioni, è una società autonoma costituita per occuparsi delle attività legate all'esposizione museale e ai servizi culturali e didattici che saranno ospitati nel nuovo complesso didattico ed espositivo. Attraverso la collaborazione con l'ambito accademico e imprenditoriale, organizza Master post-universitari e promuove progetti ad alto contenuto tecnologico legati al settore dell'automotive. Non manca l'impegno nell'acquisto, la costruzione, ristrutturazione e vendita di immobili di varia natura e nell'amministrazione e gestione di quelli di proprietà sociale.



Nuova vita per la
Bourse de Commerce di Parigi:
Tadao Ando firma l'opera
per François Pinault

Paola Pierotti

François Pinault riqualificherà e valorizzerà l'edificio storico della Bourse de Commerce di Parigi e lo trasformerà in un museo capace di accogliere in una sede permanente la sua eccezionale collezione di arte contemporanea. Nel cuore della città francese nascerà così un nuovo spazio culturale.

Il progetto è stato presentato in occasione della vernice della 16 Mostra Internazionale di Architettura della Biennale di Venezia (maggio 2018), enfatizzando il successo di Palazzo Grassi, del Teatrino e della Punta della Dogana che, nella città lagunare, attraggono ogni anno centinaia di migliaia di visitatori.

Come per Venezia, anche a Parigi il gruppo di progettazione scelto da Pinault è quello del giapponese Tadao Ando che ha impostato un progetto che restaura scrupolosamente l'immobile risalente al XVI secolo, inserendo un sistema di passerelle che renderà agevole la circolazione tra i diversi spazi espositivi. "Desideriamo fare di questa nuova istituzione culturale un cuore radioso e palpitante – ha dichiarato il sindaco di Parigi, **Anne Hidalgo** - in rapporto con il nuovo quartiere delle Halles, oggi interessato da un'ambiziosa operazione di rimaneggiamento che permetterà al museo di essere collegato alla Canopée tramite un ampio giardino pubblico, in rapporto con Parigi e la metropoli, in rapporto con l'Europa e il mondo intero".

----- *COSA SONO LES HALLES?*

Nel cuore di Parigi, a due passi dal Centre Pompidou, nel 2016 è stato inaugurato la "Canopée", una megastruttura di vetro e acciaio, con una copertura curvilinea dalle forme organiche, che sovrasta il Forum des Halles, secondo centro commerciale di Francia. Il progetto è di Berger Anziutti Architectes ed è frutto di un concorso lanciato nel 2008 dal Comune di Parigi per rigenerare quella che Zola aveva chiamato "il ventre di Parigi" e che per anni è stata "un buco" senza identità. Con la costruzione del Forum, un'opera multilivello e con un mix funzionale, il sopra e sotto dell'edificio si sono tramutati in un progetto unitario. Avendo riorientato l'ingresso principale dai giardini è stata offerta una nuova prospettiva per la zona circostante ed è stato creato un asse naturale tra il Centre Pompidou e la Bourse de Commerce. www.forumdeshalles.com

A Parigi, l'architetto giapponese Tadao Ando farà dialogare l'antico e il nuovo come ha fatto a Venezia alla Punta della Dogana. "Come omaggio alla memoria della città, impressa nei suoi muri, ho creato un nuovo spazio che si inserisce all'interno di quello già esistente per rigenerare la totalità del volume che sarà dedicato all'arte contemporanea. La Bourse de Commerce – spiega Tadao Ando - ha una struttura circolare ed è contraddistinta da un'emblematica rotonda. Per riorganizzare l'ambiente vi sarà inserito un cilindro di calcestruzzo alto 9 metri e con un diametro di 30 metri. L'intervento darà vita a uno spazio espositivo principale sotto la cupola, dotato di una forza centripeta che conduce all'auditorium e al foyer, allestiti nel piano interrato.

Il progetto architettonico della Bourse de Commerce dedica più spazio possibile alle opere e agli artisti, così come all'accoglienza del pubblico: gli uffici, i locali tecnici e i magazzini sono ridotti al minimo, quasi interamente collocati all'esterno. L'edificio offrirà così circa 2600 mq di spazi espositivi con superfici diverse (150 mq; 300 mq; 600 mq), utilizzabili sia in modo autonomo sia combinandole, per accogliere progetti che richiedano ampi spazi.

L'elemento strutturante del progetto di trasformazione della Bourse de Commerce rimanda al principio fondamentale dell'edificio: la circolarità. Tadao Ando ha messo in atto il suo intervento nel cuore stesso dell'immobile, facendolo dialogare con le componenti storiche scrupolosamente restaurate. "La scelta – come raccontano Lucie Niney and Thibault Marca, NeM Architectes, che hanno lavorato al progetto con Tadao Ando - si configura come la necessaria trasposizione del modo di procedere che l'architetto ha spesso adottato in relazione ai siti naturali. In questo caso l'ambiente con cui occorre fare tutt'uno è costituito dalla cultura, dalla storia dell'edificio e da quella di Parigi, capitale del XIX secolo".

Nel vuoto centrale dell'edificio si inserisce un cilindro di calcestruzzo con pareti lisce attraversate da quattro aperture identiche e sormontato da un oculo che filtra la luce.

Questo elemento cancella ogni punto di riferimento per affermare uno spazio unitario, astratto e fisso. Ecco che il centro dell'edificio, finisce per isolarsi. Quello che è stato il luogo in cui il grano veniva immagazzinato, diventato poi il vibrante cuore della Bourse de Commerce, originariamente aperto sulla città, torna ad essere il cuore dell'edificio, lo spazio di un'esperienza introspettiva. Le componenti essenziali di questa architettura sono quindi la forma circolare, la cupola, la presenza controllata della luce, protagoniste di una scenografia inedita.

Il calcestruzzo è il materiale protagonista. È stato scelto per le partizioni orizzontali e per le finiture, per i nuclei verticali, per le gabbie degli ascensori e le scale. "Per le parti tecniche dell'edificio – raccontano i progettisti - si è optato per un calcestruzzo classico, e per le parti "pubbliche" si è scelto un trattamento particolarmente accurato, chiamato "tatami", secondo l'espressione usata dallo stesso Tadao Ando". Per questo calcestruzzo, in particolare le casseforme sono state realizzate in legno, verniciato, per permettere un miglior controllo di qualità della superficie finita. Per il cilindro che si andrà ad inserire sotto la rotonda della Borsa di Commercio e s'innalzerà per 9 metri d'altezza, si è scelto un calcestruzzo auto-portante: il cilindro infatti conterrà delle guaine per il passaggio dell'aria, alcune reti elettriche, e la sua composizione garantirà buone qualità acustiche.

Il materiale sarà prodotto e messo in opera da un'impresa francese che appartiene ad un gruppo italiano, e i componenti arrivano prioritariamente dai produttori delle regioni più vicine. "L'utilizzo del calcestruzzo auto-portante, con la cassaforma metallica a perdere – raccontano i progettisti – è una tecnica speciale usata alla Borsa di Commercio, replicando quanto fatto a Venezia alla Punta della Dogana e a Palazzo Grassi. Tale tecnica permette infatti di diminuire il peso dell'opera e le fondazioni, permettendo di conservare la struttura del pavimento esistente al limite inferiore".

Le architetture di Tadao Ando sono per la maggior parte in calcestruzzo, scelto dall'architetto poiché si tratta di un materiale universale. E' facilmente utilizzabile in tutto il mondo e può adattarsi a tutte le forme. Non solo, con questo vocabolario minimale che è la sua cifra, Tadao Ando ha saputo creare un continuum tra le epoche e le diverse funzioni dell'edificio.

La colata del calcestruzzo nelle cassaforme metalliche a perdere, comporta un lavoro di regolazione molto sofisticato, che è tuttora in corso. Si stanno realizzando dei prototipi con l'ambizione di aumentare le possibilità d'assorbimento acustico dell'insieme.

La posta in gioco nel progetto di riconversione da Bourse de Commerce a museo è l'organizzazione delle condizioni utili a un percorso espositivo, e la creazione di uno spazio flessibile e adattabile, pronto ad accogliere i molteplici supporti della pratica artistica contemporanea. Il progetto prevede la valorizzazione della colonna Medici (unico elemento rimasto della storia della Bourse de Commerce iniziata nel XVI secolo), della scala a doppia elica e della rotonda.

Calendario
dei lavori

LA BOURSE DE COMMERCE IN CIFRE

Superficie totale al suolo: **13.000 mq**
Superficie degli spazi accessibili al pubblico: **7700 mq**
Superficie totale degli spazi espositivi: **3000 mq**
Altezza della colonna Medici: **31 metri**
Diametro della rotonda del XIX secolo: **38 metri**
Dimensioni del cilindro di Ando: **9 metri di altezza, 30 metri di diametro**
Altezza della cupola di Bélanger e Hittorff: **35 metri**
Auditorium: **288 posti**
Foyer: **450 mq**

2017
Gennaio
Febbraio
Marzo
Aprile
Maggio
Estate
2018
Inaugurazione

Consegna dell'immobile di pulitura
Inizio dei lavori alle imprese Construction e applizia
Gara d'appalto di Bouygues Construction e applizia
Scelta di Bouygues Construction e applizia
Ottieni Inizio del cantiere

progetto

La Bourse de Commerce

luogo

Parigi

committente

Pinault Collection

progettista

Tadao Ando con NeM Architectes

strutture

Setec bâtiment

costruzioni

Bouygues Construction

Per volere di François Pinault il cantiere di riconversione della Bourse de Commerce in Museo di Arte Contemporanea sarà portato avanti in un lasso di tempo molto breve, prevedendo la consegna entro il 2019.

“Tale impegno preso nei confronti del Comune di Parigi - spiega Daniel Sancho, direzione dei lavori - ha comportato un’organizzazione eccezionale dell’operazione. Durante la messa a punto è stata avviata una fase di ripulitura dell’edificio, oltre alla messa in atto della protezione sugli elementi storici più preziosi. Tutto ciò è avvenuto dopo che la Camera di Commercio ha effettuato la consegna dell’immobile alla Collection Pinault-Paris. Sulla base di uno studio di massima si è poi svolta la gara, conclusasi nell’aprile 2017 con la scelta dell’impresa Bouygues”.

Il cantiere principale per la conversione e restauro è partito quindi all’inizio di giugno 2017, e avrà una durata di 18 mesi. “La zona di intervento, il più possibile ridotta, sarà delimitata intorno all’edificio senza mai interessare la viabilità principale. In considerazione dell’impatto che il cantiere potrà avere sui residenti – spiegano i promotori - si è deciso di imporre all’impresa il rispetto delle clausole vincolanti definite dalla Carta della Qualità dei cantieri del Comune di Parigi, in particolare in materia di orari di lavoro, rumore, polvere, circolazione, gestione dei detriti. Per garantire anche la qualità ambientale delle operazioni, l’edificio è stato certificato secondo i canoni dell’Alta Qualità Ambientale, garanzia di estremo controllo delle condizioni di esecuzione”.

Un altro punto forte del cantiere consiste nel fatto che l’impresa appaltatrice dovrà applicare clausole di inserimento sociale che assegnino il 7 % delle ore lavorate a personale in via di formazione o momentaneamente in attesa di lavoro (il meccanismo riguarda circa 50.000 ore).

Con questa nuova architettura si ridisegna ancora una volta la geografia parigina in tema di arte contemporanea, un tassello in più che si va ad aggiungere alle decine di altre iniziative, facendo di Parigi un hub autorevole sulla scena internazionale. Il Centre Pompidou ha ormai compiuto i suoi primi quarant’anni, ma il panorama più recente conta anche il Palais de Tokyo, la Galerie du Jeu de Paume o Le Plateau. Senza dimenticare le tante operazioni private, com’è la Fondation Cartier, che hanno via via arricchito questo paesaggio.

IPERSPACE BIM VS. STRAUS7: SOFTWARE DI CALCOLO STRUTTURALE A CONFRONTO

Studio a cura dell'ing. Giuseppe Guida che, titolare di entrambe le licenze dei software, propone considerazioni e analisi di confronto in termini di modellazione e risultati tra i due programmi.

I software per l'ingegneria civile sono un valido sostegno per il tecnico-strutturista per la realizzazione di opere strutturali e geotecniche di notevole rilevanza. L'ing. Giuseppe Guida, ingegnere forense, ha prodotto un caso studio per quanto concerne la modellazione e l'analisi statica lineare di un fabbricato in cemento armato di 3 piani fuori terra ed 1 piano interrato, realizzato con due software distinti: **Straus7** distribuito dalla **HSH** ed **IperSpace BIM** prodotto e commercializzato da **Soft.Lab**.

Modellazione geometrica

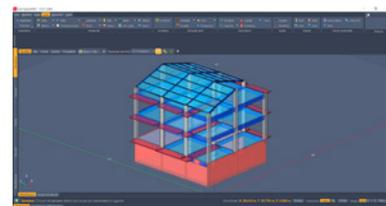
Il fabbricato presenta una superficie utile di 600 mq e strutturalmente, è costituito da un piano interrato con pareti perimetrali in cemento armato e da un'intelaiatura in c.a. per due piani; l'ultimo impalcato è realizzato con pilastri in c.a. e falde in lamierato attestate su profili metallici. La fondazione è diretta a platea su suolo modellato alla Winkler ed il calcolo è stato realizzato con le NTC 2008. Definita la geometria si è passati alla modellazione con i due software: sono stati creati i modelli, le condizioni di vincolo e di carico e sono state utilizzate tre combinazioni per il confronto: SLU_STA_01, SLV_X1 e SLV_Y1. Il modello geometrico di input tra IperSpace BIM e Straus7 risulta pressoché uguale.

Analisi dei risultati

L'analisi sismica è stata condotta con analisi modale su 18 frequenze combinate con tecnica **CQC** e avendo utilizzato due spettri di progetto: $q=3.1$ (sovrastuttura) e $q=1.5$. Per quanto riguarda l'analisi modale e l'analisi spettrale della sovrastuttura, i periodi e le relative masse partecipanti risultano pressoché le stesse così come le deformate di ogni singolo impalcato. Successivamente si è passati al confronto dello stato di sollecitazione nei pilastri e nelle travi i cui diagrammi sono confrontabili. La parte in fondazione calcolata con $q=1.5$ presenta dei diagrammi compatibili e che numericamente presentano un discostamento irrilevante.

Conclusioni

I risultati ottenuti con i due codici appaiono fra loro ben sovrapponibili, con differenze tecnicamente non significative.



Modellazione con IperSpace BIM

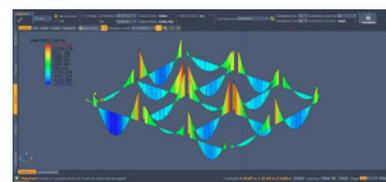
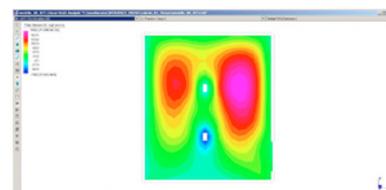


Diagramma Momenti travi con IperSpace BIM



Deformata torsionale con Straus7



Mappatura dei momenti della platea per la combinazione SLV+Y1

Per visualizzare lo studio completo



**Scarica
il pdf dal sito
www.soft.lab.it**

Flygt:

**miscelazione adattiva,
la nuova frontiera del risparmio energetico**

L'unica costante nel trattamento delle acque reflue è il cambiamento.

La variazione giornaliera o stagionale e la crescita della popolazione a lungo termine fanno cambiare costantemente le richieste dei processi di trattamento delle acque reflue. Con un mixer tradizionale a velocità fissa, occorre operare sempre al 100% della capacità, indipendentemente dalla quantità di spinta effettivamente necessaria. Tuttavia, senza la capacità di controllare in continuo la miscelazione, si ha uno spreco di energia, tempo e l'opportunità di adattarsi a ciò che accadrà al variare delle condizioni.

La nuova frontiera è quindi costituita da mixer che devono essere progettati in modo da adeguare il proprio funzionamento al variare dei parametri dell'impianto. Con un azionamento integrato asservito ad un telecomando remoto, i **Mixer Adattivi Flygt** consentono di avere sempre il controllo completo del processo. Il design di nuova generazione garantisce i massimi livelli di efficienza delle eliche, bassissimi livelli di intasamento e motori a magneti permanenti ad alta efficienza azionati da inverter.

Con questa nuova generazione di mixer si ha quindi un aumento della resilienza del processo: che si tratti di un aumento delle portate o di un maggiore deposito di sedimenti in vasca si ha la possibilità di adeguare la spinta del mixer per ottenere i risultati richiesti.

Fornire esattamente la spinta necessaria ha come risultato un ulteriore significativo risparmio energetico, eliminando gli sprechi che una regolazione fissa inevitabilmente comporterebbe.

I **vantaggi** della **miscelazione adattiva Flygt** non si esauriscono solo nell'aumento della loro efficienza, si riflettono positivamente anche sugli investimenti in quanto il campo applicativo di ciascuna macchina è ampliato e pertanto, oltre alla possibilità di riallocare i mixer in vasche differenti, si hanno meno investimenti per parti di ricambio a magazzino.

Con le funzioni di monitoraggio integrato, di correzione automatica e un ambiente protetto e sigillato per l'azionamento, i **Mixer Adattivi Flygt** introducono un nuovo livello di affidabilità della miscelazione: ciò vuol dire un aumento del tempo di attività del mixer e, in definitiva, una ottimizzazione dei tempi di ammortamento dell'investimento. Un ulteriore vantaggio è la possibilità di accedere all'iperammortamento previsto per industria 4.0 in quanto hanno tutti i prerequisiti necessari per accedere al finanziamento se installati in modo adeguato in fase di miglioramento del processo di depurazione.

Dal punto di vista tecnologico i nuovi mixer adattivi Flygt rappresentano il meglio di quanto la tecnologia offre oggi per la loro indispensabile funzione. Dirigo™ è l'unità motore Flygt intelligente, flessibile e sommergibile costituita da un motore sincrono a magneti permanenti e da un sistema integrato di controllo motore a velocità variabile integrato nel mixer sommergibile stesso. Assicura funzionalità di avanguardia, maggiore affidabilità di sistema e lunga durata. I motori sincroni a magneti permanenti sono super premium secondo IEC/TS 60034-30-2 Ed.1. Inoltre,



con il loro abbinamento perfetto tra motore ed elettronica di potenza integrata, i **Mixer Adattivi Flygt** richiedono meno tempo durante la fase di progettazione per selezione, acquisto e programmazione. I costi di installazione sono ulteriormente ridotti grazie all'eliminazione di numerosi componenti esterni: dispositivi di protezione del motore, dispositivi di misurazione della potenza e della corrente e di soft start, climatizzatore e variatori di frequenza. Una procedura guidata di configurazione segue gli utenti non abituali attraverso l'installazione e la messa in servizio con una serie di domande predefinite. Successivamente, il mixer è pronto per operare e comunicare.

Sono sostanzialmente due i modelli di **mixer adattivi oggi disponibili**: **Flygt 4220**, un mixer compatto con potenza tra 1,1 e 3 kW, due differenti diametri di elica (370 mm per una spinta massima di 830 N e 580 mm per una spinta massima di 940 N). **Flygt 4320** è invece un mixer con eliche di grande diametro con potenza compresa tra 2 e 8 kW. Si tratta di macchine progettate utilizzando i principi della meccanica dei fluidi avanzata, con eliche di grande diametro dal design autopulente che offrono prestazioni ininterrotte senza intasamenti e senza compromettere l'efficienza. Tre i diametri di elica previsti per il 4320: 1.400 mm per una spinta massima di 3240 N, 2.000 mm con spinta massima di 4540 N e le grandi eliche da 2.500 mm che permettono di raggiungere la spinta massima di 5900 N. In definitiva, a differenza dei mixer a velocità singola che funzionano a un punto di lavoro fisso e utilizzano la stessa quantità di energia indipendentemente dalle richieste di processo, i **Mixer Adattivi Flygt** utilizzano solo l'energia necessaria in base alle richieste di processo.

Con efficienze fino a 1.500 Newton di spinta per kilowatt di potenza elettrica in ingresso, i **Mixer Adattivi Flygt** possono migliorare l'efficienza fino al 50%, con conseguenti risparmi significativi rispetto a un tradizionale mixer a velocità fissa. Grazie alla loro velocità variabile, i **Mixer Adattivi Flygt** possono essere facilmente regolati durante la messa in servizio, superando le incertezze derivanti dalla fase di progettazione che spesso portano al sovradimensionamento. Anche gli impianti che operano al di sotto della loro capacità di progettazione a lungo termine beneficiano di questa flessibilità.

Per eventi come fluttuazioni stagionali, pulizie di serbatoi o "upgrade" degli impianti, il pannello operatore intuitivo consente di avere il controllo completo dell'output del mixer, in modo da poter intervenire in modo rapido ed efficiente. Con una facile integrazione in un sistema SCADA a livello di impianto, l'output del mixer può essere costantemente regolato dal sistema di gestione per ottenere i risultati di miscelazione desiderati. Inoltre, nelle vasche multi-mixer, è possibile mantenere il processo attivo e funzionante aumentando la produttività dei restanti mixer quando viene rimosso un mixer per l'assistenza. Inoltre, si ha la comodità di sapere esattamente cosa succede senza dover toccare il mixer, o addirittura senza uscire dalla sala di controllo. Da un unico quadro elettrico, è possibile monitorare il consumo energetico, l'utilizzo di energia, i tempi di funzionamento, la temperatura, gli allarmi di perdita di fase e il sovraccarico.



XYLEM WATER SOLUTIONS ITALIA SRL

Via G. Rossini, 1/A - Lainate (MI) - 20020

Tel. 02.90358.1 - watersolutions.italia@xylem.com

www.xylemwatersolutions.com/it

Franco Angotti

è Professore Emerito di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Firenze. Ha ricoperto i ruoli di Direttore del Dipartimento di Ingegneria Civile, di Preside della Facoltà di Ingegneria di Firenze, di Prorettore nonché di Coordinatore di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Strutturale. Membro della Commissione Norme tecniche del CNR e Presidente della Commissione UNI/CIS/SC2 – Costruzioni in calcestruzzo. Ha collaborato con il Consiglio Superiore dei LL.PP per la stesura Appendici nazionali degli Eurocodici. È co-autore del volume “Progetto delle strutture in calcestruzzo armato” Edito da Hoepli. Svolge attività professionale di consulenza nel campo dell'ingegneria strutturale e attività di ricerca nel campo della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni con oltre 80 pubblicazioni.

Giovanni Cardinale

Libero professionista, è professore a contratto di Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Architettura dell'Università di Firenze. Fondatore e partner di GPA srl, svolge la professione nel campo della progettazione architettonica e strutturale, direzione lavori, collaudi, ordinamento e project management di opere pubbliche e private. E' Vice Presidente del CNI. In passato è stato Consigliere dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Arezzo dal 05.02.1999 e Presidente dal 14.10.2009; Consigliere della Federazione Regionale degli Ordini degli Ingegneri della Regione Toscana dal 17.12.2001 e Presidente dal 29.05.2006. E' Componente del gruppo di lavoro sulle Federazioni e Consulte dell'Assemblea Nazionale dei Presidenti degli Ordini degli Ingegneri.

Franco Mola

è Professore Ordinario di Teoria e Progetto delle Costruzioni in Calcestruzzo Armato e Precompresso, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano. Dal 1979 al 1985 è stato Professore Associato di Progetti di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano. Dal 1986 al 1989 è stato Professore Straordinario di Tecnica delle Costruzioni, Istituto Universitario di Architettura di Venezia. E' titolare di un Laboratorio di Costruzione dell'Architettura, per la parte di tecnica delle costruzioni, presso la Facoltà di Architettura del Politecnico di Milano. L'attività di ricerca svolta presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano è documentata in più di 250 lavori pubblicati su riviste e sugli Atti di Congressi Nazionali e Internazionali.

Dal 2007 è socio fondatore, Direttore Tecnico e Amministratore Delegato di ECSD S.r.l. – Engineering Consulting & Structural Design.

Maurizio Orlando

è Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze. Attualmente è titolare degli insegnamenti di Tecnica delle Costruzioni per il Corso di Laurea in Ingegneria Civile, Edile e Ambientale e di Progetto di Strutture per il Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile presso la Scuola di Ingegneria di Firenze.

È Vice Presidente della Commissione UNI/CIS/SC2 “Strutture in cemento armato normale e precompresso” e membro del gruppo di lavoro europeo CEN/TC250/SC2/TG4 “Shear, torsion and punching” per la revisione dell'Eurocodice 2.

È autore/co-autore di oltre 130 pubblicazioni scientifiche sugli argomenti dell'ingegneria strutturale e di alcuni testi a carattere didattico-divulgativo, tra cui “Progetto delle strutture in calcestruzzo armato” Edito da Hoepli.

La sua attività di ricerca è rivolta principalmente allo studio delle strutture in calcestruzzo armato, all'identificazione strutturale ed alla riabilitazione di strutture esistenti, all'utilizzo del vetro come materiale strutturale ed alle strutture realizzate con profili sottili di acciaio formati a freddo. Svolge attività di consulenza nell'ambito dell'ingegneria strutturale.

www.dicea.unifi.it/maurizio.orlando

gli autori
di questo numero



SOFT.LAB
SOFTWARE PER L'EDILIZIA



MONOLITH³

L'affidabilità di un monolite per le opere di sostegno rigide.

Scopri **Monolith 3**, il software semplice e intuitivo per il calcolo, l'analisi e la modellazione delle opere di sostegno rigide.

Con la sua semplicità e l'interfaccia utente estremamente evoluta, rappresenta uno strumento unico e all'avanguardia, permettendo al progettista di eseguire analisi veloci e accurate.

Scegli uno dei 3 tagli temporali

30 GIORNI
49 €

90 GIORNI
119 €

180 GIORNI
199 €

Grazie alla formula **TIME** lo paghi solo per il tempo in cui lo usi.
Aggiornato alle **NTC 2018**.

Acquistalo subito su:

www.soft.lab.it



42E# 8T02 2/T

ISSN 0020-0913
E.T.60-0200



CONSIGLIO NAZIONALE
DEGLI INGEGNERI



L'Ingegnere Italiano
1/2 2018

n. 374 dal 1966 - n. 1 della nuova versione quadrimestrale
a cura del Consiglio Nazionale degli Ingegneri
Registrazione del Tribunale di Roma
n. 46/2011 del 17 febbraio 2011

Editore
Consiglio Nazionale degli Ingegneri
via XX Settembre 5, 00187 Roma

Poste Italiane SpA
Spedizione in abbonamento postale - 70%
Aut. GIPA/C/RM/16/2013