

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II

FACOLTA' DI INGEGNERIA



*Rodolfo Fisciano*

***VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ  
STATICA DI EDIFICI IN C.A. ESISTENTI***

Tesi di Dottorato  
XX ciclo

Anno 2007

Dottorato di Ricerca in Ingegneria dei Materiali e della Produzione

**IL CANDIDATO**  
**ING. RODOLFO FISCIANO**

**IL COORIDNATORE**  
**PROF. DOMENICO ACIERNO**

-----

-----



## **INDICE**

<b>INTRODUZIONE</b>	<b>1</b>
<b>CAPITOLO I - Il patrimonio edilizio esistente</b>	<b>5</b>
1.1. L'evoluzione della normativa progettuale	9
1.2. Crolli e dissesti statici	28
<b>CAPITOLO II - Un caso studio: il patrimonio edilizio di Salerno</b>	<b>43</b>
2.1. Rilievo di un campione di edifici di Salerno in c.a.	43
2.2. Descrizione dell'edificio campione	47
2.3. Criteri di progettazione	52
2.4. Modellazione dell'edificio campione	55
2.5. Analisi probabilistica delle caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio e dell'acciaio	59
2.5.1. Il conglomerato cementizio	59
2.5.2. L'acciaio di armatura	60
2.5.3. Caratteristiche dei materiali adottati per l'edificio campione	62
2.6. Il modello a plasticità concentrata	66
<b>CAPITOLO III - Un caso studio: il patrimonio edilizio di Salerno, risultati delle analisi lineare</b>	<b>71</b>
3.1. Sollecitazioni nelle travi e nei pilastri	72
3.2. Analisi lineare a pressoflessione dei pilastri	75
3.3. Analisi lineare a flessione delle travi	86
3.4. Considerazioni in merito al comportamento flessionario delle travi e pressoflessionale dei pilastri in ambito lineare.	93
3.5. Analisi lineare a taglio delle travi	94

---

3.6. Analisi lineare a flessione e taglio del solaio	99
3.6.1. Il comportamento a flessione del solaio	100
3.6.2. Il comportamento a taglio del solaio	104
3.6.3. considerazioni conclusive relative al comportamento a flessione e taglio del solaio.	106
<b>CAPITOLO IV - Un caso studio: il patrimonio edilizio di Salerno, risultati delle analisi non lineare</b>	<b>108</b>
4.1. Il comportamento pressoflessionale del telaio spaziale in ambito non lineare	108
4.2. il comportamento pressoflessionale del solaio in ambito non lineare	115
<b>CAPITOLO V. Valutazione semplificata della vulnerabilità statica</b>	<b>122</b>
5.1. valutazione del fattore di amplificazione dei carichi accidentali per i pilastri	123
5.2. valutazione del fattore di amplificazione dei carichi accidentali per le travi	128
5.3. valutazione del fattore di amplificazione dei carichi accidentali per i solai	131
5.3.1. Classificazione tipologica	131
5.3.2. Solai misti gettati in opera	131
5.3.3. Solai “ ad elementi prefabbricati ”	135
5.3.4. Solai “ a pannelli prefabbricati ”	139
5.3.5. Criteri di progettazione	140
5.3.6. Modalità di riconoscimento dei solai in opera	145
5.3.7. Calcolo dei fattori di amplificazione dei carichi accidentali	146
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>148</b>

## **INTRODUZIONE**

La gran parte degli edifici in Cemento Armato esistenti nel sud Italia sono stati costruiti nel trentennio successivo la Seconda Guerra Mondiale. Il periodo che va dal 1950 al 1980 è stato caratterizzato da una forte espansione urbana ed il sistema strutturale Cemento Armato, all'epoca "innovativo", è stato prediletto essendo più economico e versatile. L'erronea credenza, purtroppo molto diffusa, che la snellezza degli elementi strutturali potesse essere espressione di virtuosismo progettuale, accoppiata con la tendenza al risparmio su materiali e mano d'opera per la realizzazione di interi lotti di edifici costruiti contemporaneamente ed in tempi brevi, ha spesso condotto alla realizzazione di costruzioni con pilastri estremamente snelli, scarsamente armati o comunque con armatura trasversale inadeguata (staffe largamente spaziate o non efficacemente chiuse, inadeguatezza di dettagli costruttivi, ecc.). Al tempo stesso, ai progettisti ed ai costruttori non erano noti i problemi di carbonatazione del calcestruzzo e ossidazione delle armature, fenomeni che possono seriamente compromettere la durabilità della struttura. Inoltre la qualità del costruito è tale da presentare una vita utile che si presenta all'incirca pari a 50 anni e pertanto già raggiunta da parte dell'edificato. Un campanello di allarme delle condizioni critiche di molti edifici è certamente rappresentato dal collasso repentino di alcuni edifici in c.a. in Italia, attribuito ai soli carichi gravitazionali.

Emerge, pertanto, la necessità di effettuare un controllo globale delle costruzioni, da realizzarsi mediante un'indagine su larga scala. I requisiti fondamentali di una siffatta campagna di indagine sono non solo l'attuabilità temporale (tempi di esecuzione ragionevolmente contenuti) ma anche e, soprattutto, il costo dell'indagine.

Questo studio propone un approccio metodologico al riconoscimento degli edifici in c.a. a rischio di crollo anche per soli carichi gravitazionali. Lo strumento presentato è destinato alle amministrazioni locali che possono decidere sull'opportunità, per taluni edifici, di prescrivere indagini più approfondite, oppure di renderle obbligatorie nel momento in cui si debbano operare lavori di manutenzione

straordinaria. La valutazione semplificata della vulnerabilità statica è tarata per accertamenti su scala urbana, ed è basata su modelli strutturali molto semplici che ne permettono una rapida esecuzione. Tuttavia, vista la complessità dei fenomeni in gioco e l'interazione fra le diverse cause di dissesto, il reale comportamento degli edifici può essere stimato solo facendo riferimento a modelli più raffinati, effettuando un'attenta valutazione delle eventuali carenze strutturali; pertanto lo studio di dettaglio per edifici campione serve quale caso rappresentativo per individuare con precisione le carenze che con maggiore probabilità portano al crollo strutturale, mentre i modelli semplificati possono essere utilizzati esclusivamente per valutazioni preliminari in studi su larga scala.

Nel *Capitolo I* è illustrato lo stato attuale del patrimonio edilizio esistente secondo i dati rilevati dal rapporto Censis del 1999 e del 2002. E' presentato, in particolare, lo stato di rischio intrinseco connesso al grado di vetustà ed al degrado delle abitazioni del patrimonio edilizio residenziale italiano. Particolare attenzione è posta alle indicazioni normative riportate con ordine cronologico in modo da legarle alle modalità costruttive relative allo stesso anno di progettazione degli edifici oggetto di studio. Sono inoltre riportate i risultati delle analisi di due crolli spontanei avvenuti nel sud Italia, quello di Foggia e quello di Napoli, che hanno scosso la tranquillità della popolazione e reso vivo il problema della valutazione statica e la necessità di manutenzione degli edifici esistenti. Lo studio di un crollo, in generale, permette senza dubbio di capire quali sono gli elementi da esaminare con maggiore attenzione e soprattutto di individuare le carenze che comunemente si riscontrano anche in altri edifici. Il capitolo si conclude con delle indicazioni in merito al rilievo dei dissesti che si possono ritrovare in un edificio in cemento armato e con la definizione delle principali cause che li possono generare.

Nel *Capitolo II* è stato illustrato lo studio svolto su un edificio scelto come campione rappresentativo di un insieme di progetti di strutture costruite nella provincia di Salerno negli anni 1970-71. Il progetto dell'edificio campione è stato studiato approfonditamente e confrontato con le modalità di progettazione dell'epoca definendone così i criteri adottati in fase di dimensionamento e verifica. Successivamente è illustrata la modellazione dello stesso basata sulla definizione di un modello geometrico ad elementi monodimensionali e di un modello meccanico caratterizzato dalla definizione di classi di calcestruzzi e di acciai costituiti da un insieme di 10000 valori per classe di resistenza a compressione nel primo caso ed a

trazione fino allo snervamento nel secondo, scelti secondo il metodo Montecarlo con un' estrazione casuale da un istogramma normale delle frequenze caratterizzato dall' avere una resistenza media pari al titolo della classe ed un C.O.V. pari al 15% per il calcestruzzo ed al valore rilevato sperimentalmente dai certificati di prove dell'epoca per l'acciaio.

Nel *Capitolo III* sono illustrati i risultati delle analisi di dettaglio eseguite secondo il metodo lineare fino al limite elastico delle sezioni e secondo il metodo non lineare sino al collasso della struttura per raggiungimento di meccanismo cinematico. Ogni tipologia di analisi ha permesso di calcolare oltre che al fattore di sicurezza ed alla probabilità di collasso dei singoli elementi pilastri, travi e solaio appartenenti alla struttura per i soli carichi di progetto anche il fattore di amplificazione dei carichi caratteristici dapprima riferito ai singoli elementi in funzione del meccanismo di rottura per compressione, flessione e taglio e poi successivamente riferito all'intera struttura definiti come minorante di quelli precedentemente calcolati per i singoli elementi. Il fattore di amplificazione dell'intera struttura permette pure di definire quale elemento con maggiore probabilità definisce l'innescò del crollo per formazione di meccanismo cinematico al variare della resistenza del calcestruzzo.

Nel *Capitolo IV* è illustrato un metodo semplificato per la valutazione su larga scala della vulnerabilità statica degli elementi strutturali: pilastri, travi e solaio. Particolare attenzione è posta alla applicabilità del metodo cercando un buon compromesso tra la celerità ed il costo delle operazioni di rilievo, la fattibilità della raccolta dei dati necessari alla verifica e l'affidabilità dei risultati conseguiti con il metodo semplificato. In particolare la determinazione della condizione di un edificio esistente è formulata in base alla valutazione di tre stati limite:

- collasso del pilastro (per pura compressione o per presso flessione); questo tipo di crisi è molto pericolosa perché fragile ed istantanea, e potenzialmente pregiudica l'equilibrio dell'intero edificio;
- collasso della trave per flessione o taglio;
- collasso totale o parziale dei solai per flessione o taglio.

Va rilevato che spesso la ridondanza strutturale e non strutturale può impedire il collasso dell'edificio anche se è stato raggiunto uno degli stati limite su menzionati.

Un'elevata attenzione è posta al problema del riconoscimento della geometria del solaio presente negli edifici in cemento armato, in parte risolto mediante la

definizione delle tipologie più diffuse nel trentennio considerato, ampiamente descritte nel presente capitolo.

Il *Capitolo V* riporta le considerazioni conclusive mettendo in evidenza le principali modalità di collasso degli elementi strutturali. Un importante osservazione riportata in questa parte della tesi è relativa al passaggio da un collasso di tipo duttile normalmente caratteristico dei meccanismi di rottura flessionali per valori alti di resistenza del calcestruzzo, a quello di tipo fragile caratterizzato dai meccanismi di rottura per taglio delle travi e dei solai e per compressione dei pilastri per bassi valori di resistenza del calcestruzzo.



## **CAPITOLO I. Il Patrimonio Edilizio Esistente**

La casa rappresenta per gli italiani un bene a cui si attribuisce una particolare importanza, ciò è testimoniato dalle indagini fatte dal censis, e riportate nel rapporto del 2002, che rileva annualmente un elevato tasso di abitazioni di proprietà registrato nel nostro Paese. A differenza di quanto avviene in altri stati per l'italiano l'abitazione è ritenuto un bene sicuro ed eterno, ciò è ampiamente dimostrato dai materiali, principalmente lapidei, utilizzati per la costruzione sia delle parti strutturali che per quelle secondarie, a differenza degli Stati Uniti o di altre Nazioni europee dove, soprattutto per la realizzazione di tramezzature, si fa largo uso del legno che per la nostra forma mentis è sinonimo di precarietà. A tale erronea idea di eternità dell'edificato, ed in particolare dei materiali e delle strutture, si affianca la cultura conservatoristica tutta italiana che tende a mantenere nel modo più invariato possibile il paesaggio urbano, impedendo nei fatti quel continuo rinnovo degli edifici proprio di altre realtà e favorendo il frenetico e spesso incontrollato espandersi delle città affiancato dall' esistenza di opere vetuste e/o obsolete che necessitano di un ammodernamento o di interventi di manutenzione spesso eccessivamente oneroso.

L'edilizia italiana, inoltre, ha il suo punto più debole proprio nella qualità delle costruzioni, specie quelle realizzate negli ultimi cinquanta anni, ritenute di basso livello rispetto a quelle coeve di altre Nazioni europee. Questa situazione è dovuta, in primo luogo, all'abusivismo edilizio, alla scarsa disponibilità di elaborati progettuali esaustivi e di dettaglio, alla carenza di controlli in opera, alla scarsa attitudine dei proprietari all' adeguamento delle strutture alle nuove normative, alla insufficiente qualificazione degli addetti nelle medie e piccole imprese, dovuta essenzialmente all'esigenza di tamponare la disoccupazione emergente facendo assorbire al settore edilizio addetti sempre meno preparati professionalmente o addirittura improvvisati.

Il patrimonio edilizio residenziale italiano è, quindi, da ritenersi affetto da vetustà e da un dubbio valore qualitativo, il che comporta, naturalmente, l'esistenza di un rischio edilizio. Ma l'attenzione sulla congenita fragilità del nostro territorio si

risveglia solo dopo che eventi drammatici sono fatalmente accaduti e hanno scosso gli animi con il loro corredo di immagini toccanti come per il terremoto dell'Umbria e delle Marche, nel 1997, o le alluvioni del 1998 in Campania, a Sarno e a Quindici, o il crollo di alcuni edifici quali quello di Roma nel 1998, di Palermo e Foggia nel 1999, di Napoli nel 2001.

Tutti i fattori di rischio appena evocati rendono una larghissima parte del patrimonio edilizio residenziale pericoloso per chi ci abita e manifestano l'esigenza di risolvere il problema del rischio statico che corre il patrimonio edilizio nazionale. Il censimento nel rapporto annuale del 1999 raccoglie le ragioni di una possibile insicurezza degli edifici in due principali categorie:

- degrado per vetustà, riferito cioè al periodo di costruzione;
- degrado per ragioni costruttive riferite al contesto produttivo entro cui sono stati realizzati gli alloggi.

Sulla base di questi parametri gli alloggi che il Censis individua come insieme da sottoporre a verifica risultano pari a 3.575.000, di cui il 36,5 % per ragioni di anzianità ed il 63,5% per cause tecniche. Sono comprese nella prima categoria i centri storici delle grandi città con 105.000 alloggi relativi soprattutto a quelle realtà urbane dove gli interventi di restauro e manutenzione sono meno presenti e la riqualificazione diffusa anche ad opera dei singoli proprietari più lenta come a Genova, Napoli, Palermo; egualmente al patrimonio edilizio storico si riferisce un'altra quota di 430.000 immobili, localizzati nei centri storici, soprattutto meridionali, delle città medie e piccole.

Problemi di insicurezza edilizia possono derivare da una vetustà superiore ai 40 anni, età dopo la quale si rendono necessari controlli ed interventi più stringenti ed impegnativi soprattutto per quelli costruiti in cemento armato. E' da tenere presente inoltre che gran parte degli edifici in Italia sono stati costruiti nel dopoguerra tanto che fino agli anni '80 il patrimonio ad alta vetustà rappresentava il 25% del totale, dopo venti anni l'incidenza supera il 40% ed è destinata ad aumentare.

La tabella I.1, di seguito riportata, è stata elaborata dal censimento su dati Istat e mostra come buona parte degli edifici esistenti sono stati realizzati nel trentennio intercorso tra il 1950 ed il 1980 con il picco nel secondo decennio. Mentre le tabelle I.2 ed I.3 danno un'idea delle dimensioni del patrimonio edilizio italiano mostrando una prevalenza residenziale rispetto alle altre destinazioni d'uso.

**Tabella I.1.** Patrimonio residenziale per epoca di costruzione

	Abitazioni occupate		Totale abitazioni	
	v.a.	val. %	v.a.	val. %
Patrimonio storico (ante 1919)	3.424	16,1	4.746	17,6
Patrimonio con 40 anni o più di vecchiezza (1919-1960)	5.524	26,0	6.729	25,0
Patrimonio edificato fra il 1961-1971	5.120	24,1	6.090	22,6
Patrimonio edificato fra il 1972-1981	3.733	17,5	4.941	18,3
Patrimonio edificato fra il 1982-1991	1.935	9,1	2.523	9,3
Incremento del patrimonio 1991-1999	1.540	7,2	1.925	7,1
<b>Totale</b>	<b>21.276</b>	<b>100,0</b>	<b>26.954</b>	<b>100,0</b>

**Tabella I.2.** Stima delle dimensioni del patrimonio edilizio italiano nel 1999

	Unità immobiliari migliaia	Superfici Milioni di mq
Edilizia residenziale	26.954	2.291
di cui seconde case e non occupate	5.697	484
Edilizia privata a destinazione produttiva, terziarie e di servizio	4.740	650
Edilizia pubblica	8.400	1.150

**Tabella I.3.** Ripartizioni per principali funzioni delle superfici utili esistenti in Italia nel 1999

	Val. %
Abitative per uso residenziale	44,2
Abitative non utilizzate o usi temporanei	11,8
Produzione	15,6
Servizi pubblici	28,1
<b>Totale superfici edificate</b>	<b>100,0</b>

Proprio al rapido processo di edificazione si deve un rischio da bassa qualità tecnica degli edifici e da scarse verifiche progettuali. Va considerato che nel 1951 il patrimonio edilizio era costituito da 10,7 milioni di abitazioni divenute 19,7 milioni nel 1991, mentre dal 1991 al 1998 si sono realizzati ulteriori 2 milioni di alloggi. Al boom edilizio della fine degli anni '60, richiamato in precedenza, ed in genere alla rapida ed improvvisata urbanizzazione di quella epoca si deve attribuire un possibile rischio. Nella stima effettuata tale patrimonio raggiunge i 680.000 alloggi.

L'altra voce di incertezza costruttiva riguarda l'edilizia abusiva di più vecchia data, si tratta di oltre 3,5 milioni di alloggi condonati fra '86 e '87 e costruiti nel decennio precedente. Da un'indagine svolta dal Censis per conto del Ministero dei Lavori pubblici all'epoca del condono edilizio risulta che gli edifici multipiano a

rischio per ragioni costruttive o di mancato rispetto delle cautele idro-geologiche potrebbero ammontare a 1.590.000 unità [tabella I.3].

Una prima conclusione da trarre è che il patrimonio edilizio più fragile può essere circoscritto al 15-20% del totale, una valutazione puramente indicativa, ma che sottolinea la necessità di pervenire ad una mappa del rischio abitativo indispensabile per orientare i provvedimenti innanzitutto verso quelle aree e quelle tipologie di edifici che potenzialmente presentano caratteristiche di oggettiva pericolosità.

**Tabella I.3.** Il patrimonio edilizio degradato potenzialmente a rischio

Tipologia di degrado	Migliaia di alloggi a rischio	Val. % sul totale generale
Degrado per vetustà		
Edilizia storica nelle grandi città	105	2,9
Edilizia storica nel resto del territorio nazionale	430	12,1
Edifici con oltre 40 anni di vita	770	21,5
<b>Totale</b>	<b>1.305</b>	<b>36,5</b>
Degrado per ragioni costruttive		
Boom edilizio di fine anni '60	680	19,0
Edifici abusivi multipiano(1)	1590	44,5
<b>Totale</b>	<b>2.270</b>	<b>63,5</b>
<b>Totale Generale</b>	<b>3.575</b>	<b>100,0</b>

(1) antecedenti il condono edilizio 1986-1987

Un ulteriore ragione di insicurezza dell'edifica è senza dubbio da attribuirsi all'esposizione al rischio di calamità naturali che nel nostro paese è particolarmente elevata, basti pensare al rischio sismico e quello idrogeologico. Secondo la nuova classificazione sismica, adottata nel marzo del 2003, l'intero territorio nazionale è considerato a rischio sismico e secondo le ultime stime del Servizio Sismico Nazionale del dipartimento della Protezione Civile, se si prendono in considerazione solo le zone attualmente classificate sismiche, circa il 60% delle abitazioni non è "protetto". Per quanto attiene il rischio idrogeologico c'è da osservare che 5.581 comuni italiani (68,9% del totale) ricadono in aree classificate a potenziale rischio idrogeologico molto elevato così come definito . dall'Agenzia per la protezione dell'Ambiente e i servizi tecnici (Apat), sulla base degli ultima dati disponibili, aggiornati al gennaio 2003, forniti dal Ministero dell'Ambiente e Tutela del Territorio.

In Italia è ancora scarsa la tendenza all'autoresponsabilizzazione a causa della percezione di una sorta di "incolumità" - teorica - rispetto ad eventi che, per loro natura, si presentano in modo discontinuo sul piano temporale e a carattere discreto

nella dimensione territoriale, con una relativamente bassa frequenza di eventi che vengono sperimentati direttamente. Pertanto, preso atto dell'alto livello di rischio che caratterizza gran parte del territorio italiano, è evidente che la prevenzione è lo strumento principe per far fronte al rischio, la quale deve basarsi su uno sforzo di ricerca e di studio per dotarsi di adeguati strumenti conoscitivi, sia per il controllo dei fenomeni sia per gli interventi di salvaguardia.

### 1.1. L'EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA PROGETTUALE

Dalla panoramica dello stato edilizio esistente fatta dal censimento si evince chiaramente lo stato di rischio strutturale legato soprattutto alle costruzioni del dopoguerra realizzate prevalentemente con struttura in conglomerato cementizio armato, che godeva dei seguenti pregi: rapidità ed economia di costruzione, rigidità sotto l'azione dei carichi, sicurezza contro gli incendi, impiego del ferro nella forma più razionale, privo di indebolimento e chiodature, ridottissima spesa di manutenzione, monumentalità delle costruzioni così come si legge nella quarta edizione dell'enciclopedia Pomba del 1948 edizione UTET . Pertanto la nostra attenzione sarà rivolta esclusivamente alle costruzioni in c.c.a. e di seguito si illustrerà lo stato evolutivo della normativa e delle regole progettuali a partire dal 1907 anno in cui il Regio Decreto del 10 gennaio indicava *“le prove da eseguire per i materiali idraulici, cementizi e per le strutture in calcestruzzo e ferro da eseguirsi per i lavori di Stato”*.

Il **R.D. del 10 gennaio del 1907** stabilisce come determinare la finezza di macinazione , da cui dipende senza dubbio la bontà del cemento, la densità assoluta ed apparente del cemento, le caratteristiche della pasta, della malta e della sabbia normale, la prova di presa con l'ago di Vicat, le prove di resistenza a trazione, a compressione, a flessione e le prove complementari. Inoltre stabilisce le prescrizioni normali per l'accettazione dei materiali agglomerati idraulici e quelle per l'esecuzione delle opere in cemento armato in cui si stabilisce che la dosatura normale del conglomerato sia di 300 kg di cemento per m<sup>3</sup>, 0,4 di sabbia asciutta e non compressa e m<sup>3</sup> 0,8 di ghiaietto. L'acqua deve essere limpida pura e dolce. Si osserva che non si danno informazioni sul rapporto acqua/cemento. Per quanto attiene la resistenza allo schiacciamento a 28 giorni di maturazione stabilisce che deve risultare non inferiore a 150 kg/cm<sup>2</sup> (15 MPa) per i conglomerati di dosatura normale, mentre per le altre

dosature prescrive che sia superiore a 5 volte il carico di sicurezza che si adotta nel calcolo. Per quanto attiene la resistenza a rottura per trazione delle armature metalliche si stabilisce che sia compresa fra 36 e 45 kg/mm<sup>2</sup> (360 – 450 MPa). Per quanto attiene la preparazione dell'impasto la norma prescrive la preparazione su area pavimentata, unendo prima a secco cemento e sabbia, poi aggiunta di ghiaietto, infine ripetute aspersioni di acqua finché l'impasto assuma l'aspetto di terra appena umida. Si prescrive che i ferri siano ben puliti e nei punti di interruzione, vengano sovrapposti per una lunghezza almeno 30 diametri, legandoli insieme ed uncinandone le estremità, oppure riuniti con manicotto filettato. Prima del getto deve versarsi del cemento liquido, boiaccia, attorno ai ferri e nelle riprese di conglomerato la norma impone di bagnare la superficie con acqua, o con boiaccia, se ancora fresco, o se invece ha già fatto presa. Per quanto attiene lo stato deformativi in esercizio la norma impone una freccia massima di 1/1000 della luce (portata) calcolata per trave incastrata alle estremità. In fase di calcolo la norma prescrive di adottare un peso specifico del c.a. pari a 2500 kg/m<sup>3</sup> ed il rapporto tra moduli di elasticità del ferro e cemento, detto coefficiente di omogeneizzazione, pari a 10.

Nel caso di una **soletta rinforzata da nervature**, si ammetterà che partecipi alla flessione una parte della medesima che soddisfi le seguenti condizioni.

Interasse:

- Venti volte lo spessore della soletta
- Dieci volte la larghezza delle nervature
- Un terzo della portata delle nervature

Per gli sforzi interni, se si tratta di compressione, valgono le note regole; se si tratta di trazione non si fa assegnamento sulla resistenza alle tensioni del calcestruzzo.

Per il calcolo dei **pilastri**, quando il rapporto fra lunghezza e minima sezione trasversale supera 15, vengono calcolati come solidi gravati di punta e per le legature trasversali dei ferri, si vuole che siano così vicine da escludere la possibilità della flessione laterale dei detti ferri, considerati come isolati.

Per un carico di sicurezza alla compressione del conglomerato, si assume un valore non superiore alla quinta parte di quello allo schiacciamento dopo 28 giorni. Per la tensione ammissibile di trazione e compressione del ferro omogeneo in fase di calcolo si assume il valore limite di 1000 kg/cm<sup>2</sup> e di 800 kg/cm<sup>2</sup> per lo sforzo di taglio.

tratta di nervatura. Fra le superfici delle barre in ferro deve esserci una distanza uguale al diametro delle medesime ed in ogni caso non inferiore a 2 cm, si fa eccezione per le barre messe a contatto, in ambiente aggressivo il valore è elevato a 3,5 cm.

Per rendere la soletta partecipante all'inflessione delle nervature la norma impone di posizionare i ferri ortogonalmente alle nervature stesse.

Il **R.D.L. del 23 maggio del 1932 n° 832** ribadisce quanto detto nel R.D.L. del 1928 introducendo i cementi alluminosi, pozzolani e d'altoforno. Modifica il modulo elastico da considerare nei calcoli portandolo al valore di  $200.000 \text{ kg/cm}^2$ .

Il **R.D.L. del 29 luglio del 1933 n° 1213** ribadisce quanto detto nel R.D.L. del 1932 indicando nuovi limiti alle tensioni di compressione dei calcestruzzi ed in particolare si prescrive per conglomerati di cemento Portland, d'altoforno e pozzolanico, di non superare il valore massimo di  $40 \text{ kg/cm}^2$  per strutture soggette a pressione semplice e di  $50 \text{ kg/cm}^2$  per strutture inflesse di spessore non inferiore a 10 cm. Per conglomerati di agglomerati cementizii tale valore massimo non deve superare i  $25 \text{ kg/cm}^2$ . Per conglomerati di cementi ad alta resistenza od alluminosi i valori massimi debbono essere rispettivamente di 50 e di  $65 \text{ kg/cm}^2$ . Il carico di sicurezza a taglio rimane di  $2 \text{ kg/cm}^2$  per conglomerati di cemento Portland, d'altoforno e pozzolanici e di  $4 \text{ kg/cm}^2$ , come disposto dal R.D.L. del 1929, per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi; si impone come limite massimo di tensione tangenziale di  $14 \text{ kg/cm}^2$  per le sezioni armate a taglio.

Per la costruzione dei **solai** si introduce l'impiego di laterizi speciali aventi funzione statica, anche senza soletta, il cui tipo sia stato riconosciuto tecnicamente meritevole di approvazione.

Per i **pilastr**i si chiarisce che i limiti di percentuale di armatura della sezione trasversale sono da calcolare facendo riferimento alla sezione di conglomerato strettamente necessaria in relazione al carico di sicurezza. Per le armature trasversali oltre al limite sul passo delle staffe pari a 10 volte il diametro dei ferri longitudinali si aggiunge quello della minore dimensione della sezione del pilastro ( $\text{passo} < \min(\text{Base}; 10 \phi_{\text{ferri}})$ ).

In merito all'interruzione dei ferri oltre alle disposizioni in merito alle lunghezze di ancoraggio ed alle piegature di estremità già presenti nel R.D.L. del 1932, la norma impone di sfalsare le interruzioni e di posizionarle nelle regioni di minore sollecitazione.

La **Norma Ministeriale del 17 maggio del 1937 n° 2202** introduce l'impiego dell'acciaio semiduro nelle costruzioni di cemento armato ed impone che la resistenza a trazione sia compresa tra 50 e 65 kg/mm<sup>2</sup> con un allungamento a rottura non inferiore rispettivamente al 21 e 14 %. Il carico di sicurezza, da adottarsi nei calcoli, è elevato da 1200 a 1600 kg/cm<sup>2</sup>.

I **R.D.L. del 16 novembre del 1939 n° 2228-2229-2233** segna una svolta, il normatore nel n° 2228 introduce una serie di prove per certificare la qualità dei leganti idraulici da eseguire in uno dei laboratori universitari ovvero in uno dei laboratori certificati. Nel R.D.L. del 1939 n° 2229 si estende al costruttore l'obbligo di presentare alla prefettura della provincia una copia del progetto di massima. La norma stabilisce un fuso granulometrico per la scelta degli inerti da usare per la realizzazione del conglomerato, introduce il rapporto acqua/cemento da ritenersi costante e da confermare mediante prove su travetti e su cubi, ribadisce la necessità di prelevare i campioni direttamente in cantiere e ne stabilisce la quantità di prove. È importante notare che con tale norma l'aumento delle prove porta a ridurre il coefficiente di sicurezza adottando una resistenza cubica a compressione che deve risultare superiore a tre volte il carico ammissibile adottato nei calcoli e comunque mai inferiore a 120 kg/cm<sup>2</sup> per conglomerati di cemento normale, ed a 160 kg/cm<sup>2</sup> per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi. Per quanto attiene le barre di armatura si consente l'utilizzo di acciaio dolce, semiduro e duro; imponendo un carico di rottura per trazione compreso tra 42 e 50 kg/mm<sup>2</sup> per l'acciaio dolce, tra 50 e 60 kg/mm<sup>2</sup> per il semiduro e tra 60 e 70 kg/mm<sup>2</sup> per quello duro, con un allungamento in percentuale rispettivamente di 20 % , 16 % e 14 % ; è interessante notare che si parla anche di carico di snervamento imponendone un limite pari rispettivamente a 23 kg/mm<sup>2</sup> per l'acciaio dolce , 27 kg/mm<sup>2</sup> per l'acciaio semiduro e 31 kg/mm<sup>2</sup> per l'acciaio duro. Per le legature o staffe di pilastri si consente l'impiego di acciaio dolce con carico di rottura compreso tra 37 e 45 kg/mm<sup>2</sup> , senza fissarne il limite inferiore di snervamento.

Il carico di sicurezza del conglomerato, nella sollecitazione di pressione semplice è implementato e distinto per tipo di legante usato secondo la tabella I.1.1 , mentre quello da adottarsi nelle sollecitazioni di flessione e presso-flessione è riportato nella tabella I.1.2. Per i conglomerati di resistenza cubica  $\sigma_{res+28}$  maggiore di 225 kg/cm<sup>2</sup> la norma permette di esulare dalle tabelle prima menzionate, quando il calcolo sia eseguito secondo i metodi rigorosi della scienza delle costruzioni e sia tenuto conto di



tutte le cause di sollecitazione (forze applicate, variazioni termiche e ritiro del conglomerato), determinando il carico di sicurezza con la seguente formulazione:

$$\sigma_c = 75 + \frac{\sigma_{res+28} - 225}{9} \text{ kg/cm}^2$$

Il carico di sicurezza per le sollecitazioni di taglio è elevato a 4 kg/cm<sup>2</sup> per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'altoforno o pozzolanico ed a 6 kg/cm<sup>2</sup> per i conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminosi. Per sollecitazioni taglianti che superano detti limiti rimane la necessità di armare a taglio e di non superare la tensione massima tangenziale di 14 kg/cm<sup>2</sup> per i conglomerati normali, d'altoforno e pozzolanici e di 16 kg/cm<sup>2</sup> per quelli ad alta resistenza o alluminosi. Si introduce inoltre la necessità di far assorbire almeno la metà degli sforzi tangenziali alle staffe e la rimanente parte ai ferri piegati (sagomati).

**Tabella I.1.1.** Carico di sicurezza per sollecitazioni di pressione semplice

Conglomerato	$\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{rottura}$ minimo kg/cm <sup>2</sup>
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	35	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro.	$\frac{\sigma_{res+28}}{3}$	
Mai superiore a	60	180

**Tabella I.1.2.** Carico di sicurezza per sollecitazioni di flessione e presso-flessione

Conglomerato	$\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{rottura}$ minimo Kg/cm <sup>2</sup>
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	50	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro.	$\frac{\sigma_{res+28}}{3}$	
Mai superiore a	75	225

Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione è elevato a 1400 kg/cm<sup>2</sup> per l'acciaio dolce ed a 2000 kg/cm<sup>2</sup> per l'acciaio semiduro e duro. L'uso di carichi di sicurezza più alti è affiancato alle seguenti limitazioni sul conglomerato:

- Resistenza minima del conglomerato di 160 kg/cm<sup>2</sup> per tensioni di 1400 kg/cm<sup>2</sup>

- Conglomerati ad alta resistenza con carico di rottura cubico di  $160 \text{ kg/cm}^2$  fino alla tensione di  $1800 \text{ kg/cm}^2$  nelle sezioni rettangolari e di  $1600 \text{ kg/cm}^2$  nelle sezioni a T o speciali
- Resistenza minima del conglomerato di  $225 \text{ kg/cm}^2$  fino alle tensioni di  $2000 \text{ kg/cm}^2$  nelle sezioni rettangolari e  $1800 \text{ kg/cm}^2$  per le sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi.

Il carico di sicurezza dell'acciaio non deve comunque superare la metà di quello di snervamento, inoltre l'uso dell'acciaio duro e semiduro è limitato a tondini del diametro non superiore a 30 mm.

Il peso proprio del conglomerato è nuovamente posto pari a  $2500 \text{ kg/m}^3$ . Il coefficiente di omogeneizzazione  $n = E_s/E_c$ , in mancanza di una diretta prova di determinazione sperimentale, è posto pari a 10 per i conglomerati di cementi normali, a 8 per quelli ad alta resistenza, a 6 per quelli alluminosi.

Per il calcolo della resistenza delle **travi** si ammette la partecipazione all'inflessione di una striscia di soletta di larghezza uguale a quella della trave più sei volte l'altezza dell'eventuali mensole della soletta, più dieci volte lo spessore della soletta, purché tale somma non superi l'interasse delle nervature. Per travi di estremità la larghezza di detta striscia di soletta può assumersi uguale alla larghezza della trave più tre volte l'altezza dell'eventuale mensola, più 5 volte lo spessore della soletta.

Per i **solai** lo spessore della soletta non deve risultare minore di  $1/30$  della portata ed in ogni caso non minore di 8 cm. Nei solai speciali con laterizi lo spessore della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm. In tutti i solai con laterizi la larghezza delle nervature non deve essere inferiore a 7 cm ed il loro interasse non deve superare i 40 cm per nervature parallele ed 80 per quelle incrociate. Per i solai a nervature parallele deve essere previsto una nervatura trasversale di ripartizione per campate superiori ai 5 m.

Per i **pilastr**i soggetti a pressione assiale centrata o eccentrica di sezione poligonale regolare devono avere un armatura longitudinale di sezione pari allo 0,8 % della sezione di calcestruzzo strettamente necessaria, quando questa sia minore di  $2000 \text{ cm}^2$  e non inferiore allo 0,5 % quando questa sia maggiore di  $8000 \text{ cm}^2$  adottando per i casi intermedi la variazione lineare. Le armature trasversali devono avere un passo non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri di armatura longitudinale.

Nel R.D.L. del 1939 n° 2233 si definiscono le caratteristiche fisiche e meccaniche che devono avere i laterizi da costruzione. Si definiscono tre categorie: laterizi pieni, forati e per coperture.

Particolare attenzione è stata posta a tale norma poiché risulta essere quella di riferimento nel periodo di massima crescita edilizia, le successive norme variano di poco i criteri base di progettazione così come si vedrà di seguito.

La **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 1472 del 23 maggio 1957** definisce meglio le tipologie di acciaio utilizzabili in edilizia per tutte le armature delle strutture in cemento armato. Stabilisce che si possono usare soltanto acciai in barre del tipo Aq. 42 , Aq. 50 ed Aq. 60 oppure acciai speciali ad aderenza migliorata; come tensione di trazione ammissibile si adotta quella riportata nella tabella I.1.3. e risulta funzione del tipo di acciaio e della qualità del calcestruzzo utilizzato. Resta ferma la limitazione del 50% della tensione di snervamento nella definizione del carico di sicurezza dell'armatura metallica valida pure per le barre ad aderenza migliorata per le quali deve essere soddisfatta anche la limitazione al 40 % del carico di rottura con la condizione di allungamento di rottura non inferiore al 12%.

**Tabella I.1.3.** Tensione ammissibile degli acciai per armature di elementi in c.a.

Tipo acciaio	$\sigma_{samm}$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{cls}$ minimo Kg/cm <sup>2</sup>
Aq. 42	1400	Qualsiasi
Aq. 50 <sup>(1)</sup>	1600	200 per sezione rettangolare 250 per sezione a T
Aq. 60 <sup>(1)</sup>	1800	200 per sezione rettangolare 250 per sezione a T
Acciaio ad aderenza migliorata	2200 2200 -2400	250 350 Nei calcoli occorrerà tenere conto anche degli effetti termici del ritiro e di eventuali fessurazioni

(1) in barre di diametro non superiore a 30 mm

La **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 1547 del 17 maggio 1965** definisce meglio le caratteristiche e le modalità di impiego degli acciai ad aderenza migliorata classificandoli in due categorie: acciai ad aderenza migliorata normali e quelli speciali; per i primi è imposto un allungamento a rottura non inferiore al 12% mentre per i secondi al 10 %. La norma vieta l'uso di barre di diametro superiore a 30 mm per gli acciai normali ed a 26 mm per gli acciai speciali. Per quanto attiene al carico di sicurezza la circolare ribadisce il limite del 50% della tensione di

snervamento e 40% della tensione di rottura ed varia i valori di riferimento così come riportati nella tabella I.1.4.

**Tabella I.1.4.** Tensione ammissibile degli acciai ad aderenza migliorata

Tipo acciaio	$\sigma_{samm}$ kg/cm <sup>2</sup>	R <sub>cls</sub> minimo Kg/cm <sup>2</sup>
Acciaio ad aderenza migliorata normale	2200	250
Acciaio ad aderenza migliorata speciale	2600	350

La **Legge n° 595 del 26 maggio 1965** stabilisce meglio le caratteristiche tecniche ed i requisiti dei leganti idraulici.

La **Norme C.N.R. UNI 10012/67** definisce i carichi agenti sulla struttura distinguendoli in carichi permanenti e carichi accidentali, per quanto attiene alle azioni sismiche fa riferimento alle apposite normative sismiche. E' interessante notare che nella definizione dei carichi permanenti agenti sui solai, il carico costituito dai tramezzi di peso minore di 150 kg/m<sup>2</sup>, come ad esempio i tramezzi in laterizio da 10 cm di spessore di peso pari a 80 kg/ m<sup>2</sup>, può essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito sul solaio pari ad 1,5 volte il peso complessivo della tramezzatura, purché siano adottate le misure costruttive atte ad assicurare un'adeguata distribuzione del carico. I sovraccarichi adottati per civile abitazione sono quelli ancora attuali di 200 kg/m<sup>2</sup> per il solaio e 400 kg/m<sup>2</sup> per sbalzo e scala. Altri carichi considerati sono il vento e la neve, infine si danno delle indicazioni utili per modellare gli effetti dovuti ai fenomeni viscosi, termici e da ritiro.

Il **D.M. LL.PP. n° 180 del 3 giugno 1968** funge da nuovo riferimento per l'accettazione e modalità di prova dei calcestruzzi.

La **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 6487 del 26 febbraio 1970** introduce le regole da seguire per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso.

La **Legge n° 1086 del 5 novembre 1971** obbliga il costruttore a depositare i progetti esecutivi, comprensivi dei calcoli strutturali, agli uffici del genio civile della provincia di competenza.

Il **D.M. LL.PP. n° 180 del 30 maggio 1972** definisce una svolta delle norme tecniche per le costruzioni. Le tensioni ammissibili dei materiali sono nuovamente cambiate ed in particolare si vieta l'utilizzo di calcestruzzi che abbiano una resistenza a compressione inferiore a 150 kg/cm<sup>2</sup> e nei calcoli non può essere considerata una

resistenza caratteristica superiore a 500 kg/cm<sup>2</sup>, la tensione ammissibile per compressione o taglio va calcolata come da tabella I.1.5.

**Tabella I.1.4.** Tensione ammissibile dei calcestruzzi

	$\sigma_{samm}$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{cls}$ Kg/cm <sup>2</sup>
Per flessione e pressoflessione	$\sigma_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4}$	150 - 500
Per travi con soletta collaborante	$\sigma_c = 0,9 \cdot \left( 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \right)$	
Per carico assiale o per solette di spessore inferiore a 5 cm soggette a flessione.	$\sigma_c = 0,7 \cdot \left( 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \right)$	
Per carico assiale di pilastri di base s inferiore a 25 cm	$\sigma_c = \left( 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \right) \cdot 0,7 \cdot [1 - 0,03(25 - s)]$	
Tensione tangenziale da taglio per travi non armate	$\tau_{co} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75}$	
Tensione tangenziale da taglio per travi armate	$\tau_{co} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35}$	
Tensioni tangenziali di aderenza per barre lisce Ad aderenza migliorata	$\tau_{ad} = 1,2 \tau_{co}$ $\tau_{ad} = 2,4 \tau_{co}$	

La norma impone di prevedere nelle **travi** la presenza di staffe aventi sezione complessiva non inferiore a 3 cm<sup>2</sup>/m, con un minimo di tre staffe al metro. Allorquando la tensione tangenziale supera  $\tau_{co}$  gli sforzi di taglio devono essere assorbiti integralmente da un opportuna armatura trasversale., affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento, limitando la tensione massima tagliante del calcestruzzo armato al valore di  $\tau_{cl}$ . La normativa da anche indicazioni in merito alla tensione di aderenza acciaio calcestruzzo fissando i limiti indicati nella tabella I.1.4. L'ancoraggio per le barre lisce rimane ad uncino, consentendo di ometterlo solo se si ancorano in zone sicuramente compresse, mentre per quelle ad aderenza migliorata si consente di terminarle diritte ancorandole con una lunghezza non minore di 10 volte il diametro e non meno di 15 cm. L'armatura va ancorate in zona compressa e nella parte bassa della trave, in particolare nei primi 30 cm; in caso contrario la tensione di aderenza va ridotta fino al 50% del valore di normativa. Le

giunzioni delle barre in zona tesa, quando non siano evitabili, si devono realizzare nelle zone di minor sollecitazione se possibile; in ogni caso le giunzioni devono essere sfalsate in modo da non interessare una sezione metallica maggiore di un quarto di quella complessiva e sia distante dalle interruzioni contigue non meno di 60 volte il diametro delle barre di maggiore diametro; la sovrapposizione deve essere calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra ed in ogni caso la lunghezza di sovrapposizione deve essere maggiore di 20 volte il diametro e la prosecuzione delle staffe deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 6 volte il diametro.

Le caratteristiche meccaniche delle barre di armatura sono descritte nella tabella I.1.5. che riporta la tensione di snervamento, di rottura, la percentuale di allungamento a rottura e la tensione ammissibile.

**Tabella I.1.5.** Caratteristiche meccaniche degli acciai in barre

	$\sigma_{\text{snervamento}}$ kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{rottura}}$ kg/mm <sup>2</sup>	%allungamento a rottura	$\sigma_{\text{ammissibile}}$ kg/mm <sup>2</sup>	Tipo di barre
FeB22	> 22	> 32	> 24	12	lisce
FeB32	> 34	> 50	> 23	16	
A 38	> 38	> 46	> 14	19 – 22 <sup>(1)</sup>	Ad aderenza migliorata
A 41	> 41	> 50	> 14	20 – 24 <sup>(1)</sup>	
FeB 44	> 44	> 55	> 12	22 – 26 <sup>(1)</sup>	
Fili di acciaio di diametro tra 4 e 6 mm	-	-	> 6	< 0,5 R <sub>sk(0,2)</sub> < 0,4 R <sub>sk</sub> < 22	Fili
Reti elettrosaldate non controllate in stabilimento	R <sub>sk(0,2)</sub> > 40	45	> 6	< 0,5 R <sub>sk(0,2)</sub> < 0,45 R <sub>sk</sub> < 22	Reti
Reti elettrosaldate controllate in stabilimento	R <sub>sk(0,2)</sub> > 40	45	> 6	< 0,55 R <sub>sk(0,2)</sub> < 0,50 R <sub>sk</sub> < 26	

(1) la norma imponeva di considerare il valore minore di tensione ammissibile nel caso di acciai non controllati e quello superiore per acciai controllati in stabilimento

Rimane valido l'utilizzo del coefficiente di omogeneizzazione posto pari a 10 ma si ammette anche l'impiego del valore 15.

Con tale decreto si introduce il calcolo agli stati limite ed in particolare il "calcolo a rottura" imponendo un coefficiente di sicurezza, rispetto al carico totale non minore di 1,75. Nella verifica si assume una tensione convenzionale di calcolo pari a 0,55 R<sub>ck</sub> per sezioni pressoinflesse e pari a 0,4 0,55 R<sub>ck</sub> per sezioni soggette a solo carico assiale. La resistenza di calcolo dell'acciaio è posta pari al valore di snervamento nel caso di acciai controllati in stabilimento e ridotta del 15% per quelli non controllati. Il

diagramma tensione-deformazione ( $\sigma - \varepsilon$ ) dell'acciaio viene utilizzato fino ad una deformazione massima dell' 1% a trazione e del 0,2% a compressione. L' apertura massima delle lesioni nel conglomerato, ove tollerabili, non deve essere 0,30 mm per ambienti interni, 0,20 mm per quelli esterni e 0,10 mm per ambienti aggressivi.

Per il calcolo elastico delle deformazioni si considera la sezione in conglomerato cementizio interamente reagente e si adotta un modulo elastico normale pari a  $E = 18000 \cdot \sqrt{R_{ck}}$  kg/cm<sup>2</sup>

Per i **pilastr**i soggetti a compressione centrata o eccentrica la norma impone di disporre un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,6% e non maggiore del 5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, in base alle tensioni ammissibili adottate, e non minore dello 0,3% della sezione effettiva. Il diametro dei ferri longitudinali non deve essere minore di 12 mm. Nel calcolo se il centro di sollecitazione, pur essendo esterno al nocciolo centrale di inerzia della sezione di conglomerato interamente reagente, dà luogo a trazioni minori di 1/5 della tensione al lembo compresso, la tensione può essere verificata come interamente reagente, purché siano soddisfatte le limitazioni tensionali per il calcestruzzo e per l'acciaio, di cui si ricordano i valori limite di 1200 kg/cm<sup>2</sup> per le barre lisce e di 1800 kg/cm<sup>2</sup> per quelle ad aderenza migliorata. Per quanto attiene alle armature trasversali si prevede una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo dei ferri impiegati per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm. Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti dei ferri longitudinali verso l'esterno. Infine si impone che il diametro delle staffe sia superiore a 6 mm.

Per i **solai** nervati la norma permette di considerare nel calcolo come collaborante con la nervatura una striscia di soletta di larghezza pari alla maggiore fra le dimensioni seguenti:

- un decimo della luce della nervatura
- cinque volte lo spessore della soletta più una volta la larghezza dell'eventuale raccordo della soletta.

In nessun caso la larghezza della soletta collaborante può superare la distanza tra la sezione in esame e quella in cui ha termine la soletta, né la metà della luce fra le nervature. La percentuale di armatura longitudinale, riferita alla intera sezione, non deve scendere sotto lo 0,15 % per barre ad aderenza migliorata e sotto lo 0,25% per barre lisce. Per i solai misti di cemento armato e laterizio, nel paragrafo 5 della norma

si introducono le istruzioni complementari, le quali anzitutto classificano i solai in due categorie:

- a) solai di cemento armato, con laterizi aventi funzione principale di alleggerimento;
- b) solai di cemento armato, con laterizi aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato.

Per i solai di tipo “b” la norma prevede di utilizzare laterizi monoblocchi conformati in modo da permettere il trasferimento delle tensioni di compressione da un laterizio a quello adiacente, inoltre allorquando si richiede ai laterizi di sopportare anche l’azione tagliante la norma impone di disporre i monoblocchi in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro. Ove sia prevista una soletta di conglomerato staticamente integrativa di altra in laterizio, questa ultima deve essere conformata in modo da assicurare l’aderenza laterizio-calcestruzzo ai fini della trasmissione degli sforzi tangenziali. La norma definisce i requisiti minimi che devono presentare i laterizi stabilendo che lo spessore delle pareti orizzontali compresse deve essere non minore di 8 mm, e quello delle altre pareti perimetrali non minore di 7 mm e quello dei setti non minore di 6 mm. La resistenza a compressione, riferita alle sezione netta delle pareti o delle costolature deve risultare non inferiore a  $200 \text{ kg/cm}^2$  per i laterizi “a” e  $350 \text{ kg/cm}^2$  per quelli “b”, calcolata come media dei risultati delle prove di schiacciamento in direzione dei fori condotte su 10 provini e ridotta di  $50 \text{ kg/cm}^2$ . La tensione ammissibile di calcolo da normativa è posta pari a  $65 \text{ kg/cm}^2$  in direzione dei fori e  $40 \text{ kg/cm}^2$  in quella ortogonale.

**Tabella I.1.5.** Caratteristiche meccaniche dei laterizi per solai

Tipo laterizio	$\sigma_{\text{samm}}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{rottura}}$ minimo Kg/cm <sup>2</sup>
Con funzione di alleggerimento	0	200
Con funzione portante		350
In direzione dei fori	65	
In direzione ortogonale ai fori	40	

Lo spessore del solaio ,escluso l’uso di sola copertura, è limitato da un altezza minima di 1/30 della luce ed in nessun caso minore di 8 cm, solo per solai a nervature incrociate il limite è ridotto ad 1/40 della luce. Nei solai tipo “a” lo spessore medio della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm considerando



partecipante anche lo spessore di laterizio direttamente a contatto con il conglomerato, mentre per i solai di tipo “b” la zona rinforzata di laterizio costituente soletta deve soddisfare i seguenti requisiti:

- possedere spessore non minore a 1/5 dello spessore per solai fino a 25 cm e non meno di 5 cm per solai di altezza maggiore
- avere un area effettiva dei setti e delle pareti, misurata in qualunque sezione normale alla direzione dello sforzo di compressione, non minore del 50% della superficie lorda.

La larghezza media delle nervature non deve essere minore di 1/8 dell’interasse, potendosi considerare appartenenti alle nervature anche le pareti di laterizio formanti cassero, sempre che sia assicurata l’aderenza tra i materiali.

L’interasse delle nervature non deve essere maggiore di 15 volte lo spessore medio della soletta e in ogni caso non deve superare i 80 cm.

La freccia teorica d’inflessione è limitata ad 1/1000 ed 1/500 della luce minima, rispettivamente per il solo sovraccarico e per il carico totale. Nel calcolo di reazioni iperstatiche e di deformazioni, la norma permette in assenza di determinazioni dirette di porre il modulo di elasticità normale del laterizio pari a quello del calcestruzzo impiegato e può ritenersi come partecipante all’inflessione delle nervature anche una striscia di soletta di larghezza pari all’interasse.

Il **D.M. LL.PP. n° 198 del 30 maggio 1974** definisce piccole variazioni al D.M.LL.PP. del 30 maggio 1972. In particolare stabilisce che le staffe delle travi devono esser poste con un passo non superiore a 0,8 volte l’altezza utile della sezione. Le tensioni ammissibili di aderenza sono elevate a i valori riportati nella tabella I.1.6

**Tabella I.1.6.** Tensione tangenziali dei calcestruzzi ammissibile per aderenza

Tensione tangenziale da taglio per travi armate	$\tau_{co} = 14 + \frac{Rck - 150}{35}$
Tensioni tangenziali di aderenza per barre lisce Ad aderenza migliorata	$\tau_{ad} = 1,5 \tau_{co}$ $\tau_{ad} = 3,0 \tau_{co}$

In merito alle lunghezze di ancoraggio la norma a quanto precedentemente detto aggiunge che al di là della sezione a partire dalla quale il ferro non è più preso in

conto, la lunghezza di ancoraggio va calcolata mediante equilibrio con riferimento alla tensione effettiva ivi agente.

Alle estremità delle travi la norma impone di disporre un armatura inferiore, convenientemente ancorata, tale da assorbire uno sforzo uguale alla reazione d'appoggio

L'acciaio precedentemente chiamato A38 prende il nome di FeB38k e quello FeB44 si rinomina FeB44k ma nulla cambia in merito alle caratteristiche meccaniche, infine scompare l'uso dell' A41. Leggeri cambiamenti si riscontrano in merito al calcestruzzo da adottare quando si adottano tali tipologie di acciaio ed in particolare:

Per tensioni di esercizio comprese tra 1900 e 2200 kg/cm<sup>2</sup> si deve impiegare conglomerato di classe maggiore o uguale a 200 ; per tensioni di esercizio superiori a 2200 kg/cm<sup>2</sup> si deve adottare conglomerato di classe maggiore o uguale a 250.

**Tabella I.1.7.** Resistenza minima del calcestruzzo

Tipo di acciaio adottato	$\sigma_{samm}$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{ck}$ minimo Kg/cm <sup>2</sup>
FeB 38 k	1900-2200	200
FeB 44 k	2200-2600	250

Poche variazioni sono state fatte anche in merito alle caratteristiche meccaniche delle reti elettrosaldate.

Importante notare che questa norma per la prima volta introduce esplicitamente il metodo degli "stati limite" in alternativa a quello alle tensioni ammissibili. In particolare la norma impone le verifiche agli stati limite ultimo, agli stati limite di esercizio per fessurazione e per deformazione. Per quanto attiene allo stato limite ultimo la norma impone sempre un coefficiente di sicurezza minimo di 1,75 e limita la deformazione del calcestruzzo al 0,35% per presso flessione ed al 0,2% per compressione semplice. Permette di adottare il diagramma di compressione rettangolare esteso ad un'altezza pari a 0,8 della altezza della zona compressa e con tensione convenzionale limite pari a quella definita nel D.M.LL.PP. del 1972 per il calcolo a rottura, lo stesso accade per le tensioni e deformazioni di progetto dell'acciaio rimaste immutate.

Per quanto attiene alla verifica di fessurazione si introduce la durata del carico tra i fattori che influenzano l'ampiezza delle lesioni, la tabella I.1.8. definisce i limiti imposti dalla normativa

**Tabella I.1.8.** Ampiezza delle fessure

Ambiente	Carichi di breve durata	Carichi di lunga durata
Aggressivo	0,1	0,2
Esterno normale	0,2	0,3
Interno normale	0,3	0,4

Per quanto attiene alle verifiche di deformazione la norma permette di ometterle qualora siano rispettati i seguenti rapporti dimensionali:

- $L/h \leq 12$  per travi semplicemente appoggiate
- $L/h \leq 18$  per travi continue
- $L/h \leq 5$  per travi a sbalzo

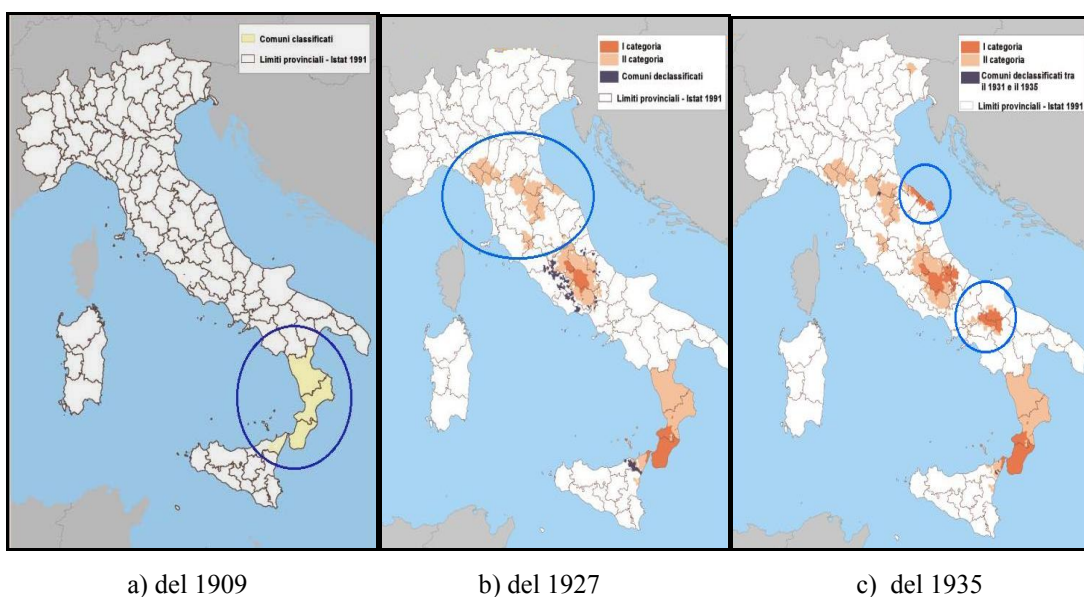
Per quanto attiene ai **solai** latero-cementizi la norma riduce i valori della resistenza minima per compressione dei laterizi riferita alle sezione netta delle pareti o delle costolature a  $150 \text{ kg/cm}^2$  per i laterizi "a" e  $300 \text{ kg/cm}^2$  per quelli "b". In fase di dimensionamento la norma permette di usare un modulo elastico del laterizio pari a  $200000 \text{ kg/cm}^2$ . La larghezza media delle nervature, oltre alla limitazione di  $1/8$  dell'interasse deve rispettare anche quella di essere non inferiore a 5 cm, permettendo di derogare solo nel caso di produzione in serie di pannelli di solaio.

Il **D.M. LL.PP. del 16 giugno 1976** varia di poco il precedente D.M.LL.PP. del 1974 ed in particolare stabilisce che per tensioni di esercizio delle barre di armature maggiore di  $1900 \text{ kg/cm}^2$  si deve impiegare conglomerato di resistenza caratteristica maggiore di  $250 \text{ kg/cm}^2$ .

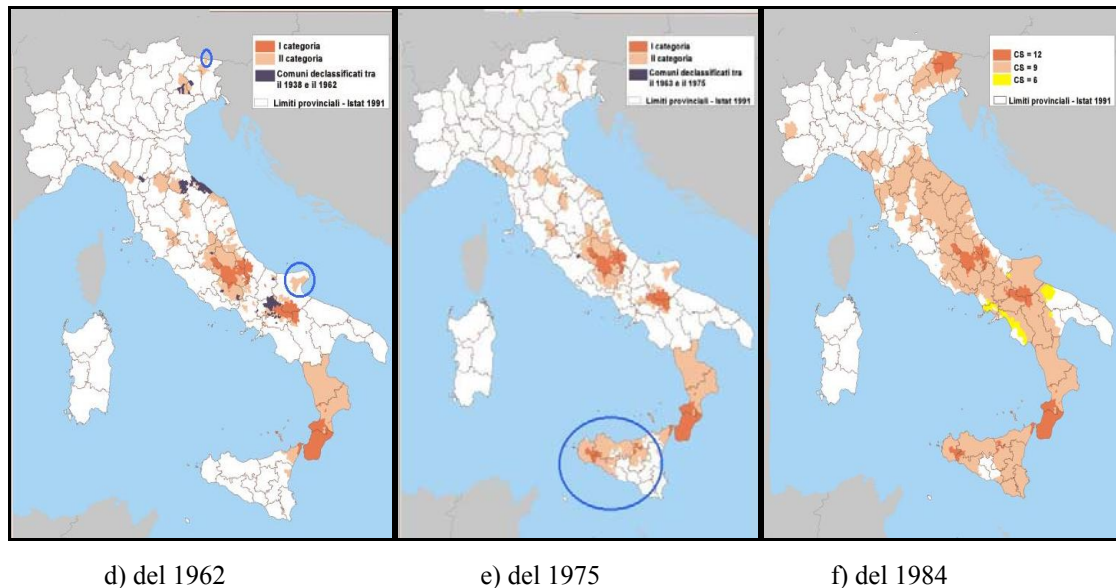
Il **D.M. LL.PP. del 3 ottobre 1978** aggiorna le condizioni di carico e sovraccarico da considerare nel calcolo strutturale. Il carico accidentale da considerare per gli edifici residenziali non cambia rispetto alla Norme C.N.R. UNI 10012/67.

Per quanto attiene alle costruzioni esistenti realizzate in zone non dichiarate non sismiche le uniche norme strutturali da rispettare sono quelle finora elencate, si ritiene opportuno non proseguire nella disamina dell'evoluzione del quadro normativo poiché con gli anni '80 si può ritenere finito il boom edilizio. Per completezza dell'informazione è invece opportuno illustrare lo scenario normativo relativo alle costruzioni in zona sismica. La classificazione sismica del territorio italiano è iniziata con il Regio Decreto del 1909. A seguito degli eventi sismici manifestatisi nel tempo nelle diverse regioni, poi, nuovi comuni sono stati via via inclusi nelle aree sismiche,

e nel secolo scorso sono state approntate diverse riclassificazioni fino alla più recente del 1984. Nel 1909 si avviò anche la produzione di normativa sismica che avrebbe in seguito recepito negli aggiornamenti l'avvento di nuove tecniche costruttive e lo svilupparsi dello 'stato dell'arte' in materia di progettazione tecnica. Fra le varie indicazioni normative susseguitesi vale la pena di ricordare il D.L. 1526 del 1916, con il quale vennero quantificate le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio, e il Regio Decreto n. 431 del 1927, con il quale vennero introdotte due categorie sismiche a differente pericolosità (prima e seconda categoria sismica) e la conseguente applicazione di diverse forze sismiche in ciascuna di esse. Il Regio Decreto n. 640 del 1935 rappresentò per diversi aspetti un deciso passo avanti, con direttive tecniche e con l'obbligo per i Comuni di approntare propri regolamenti edilizi. Alcune di tali direttive riguardavano la limitazione delle altezze degli edifici in funzione della larghezza delle strade e l'innalzamento delle altezze massime permesse in funzione delle tecnologie costruttive, il dimensionamento delle strutture in cemento armato, la definizione delle forze sismiche globali e la prescrizione di considerare il comportamento globale delle strutture a telaio secondo la teoria dei sistemi iperstatici elastici. Con la legge 1684 del 1962 le norme sismiche venivano applicate ai Comuni soggetti ad intensi movimenti sismici e non più solo a quelli colpiti dal terremoto. Si introduceva, inoltre, la possibilità di considerare azioni sismiche ridotte in presenza di situazioni geologiche e morfologiche particolarmente favorevoli. Venivano poi rivisti i limiti delle altezze degli edifici in funzione della loro tipologia costruttiva e della larghezza delle strade.



**Figura I.1.1:** Classificazione sismica del 1909 – 1927 - 1935



**Figura I.1.2:** Classificazione sismica del 1962 – 1975 - 1984

Nel 1974, con l’emanazione della legge n. 64 vengono stabiliti alcuni principi generali, anche di carattere tecnico, e viene affidato ad appositi Decreti ministeriali il compito di disciplinare, sotto il profilo della sicurezza, i diversi settori delle costruzioni, garantendo inoltre un più agevole aggiornamento successivo delle norme stesse. Così, negli anni seguenti, sono state prodotte norme tecniche relative ad edifici, ponti, dighe e alle indagini sui terreni di fondazione, senza dover ricorrere allo specifiche Leggi. A partire dal DM del 3 marzo 1995, e con gli aggiornamenti successivi si è arrivati alla normativa attuale (gennaio 1996). La zonazione sismica della seconda metà degli anni ’30 e quella del 1962 (nella quale alcuni comuni furono addirittura declassificati) rivestono particolare importanza in quanto gran parte del patrimonio costruito edificato nel secolo scorso ha fatto riferimento alle categorie sismiche in esse introdotte. Dal raffronto fra la zonazione del 1962 (figura I.1.1 lettera “d”) e quella del 1984 (figura I.1.1 lettera “f”) si evince come vaste aree del territorio italiano sono state lungamente considerate sismicamente inattive, mentre esse sono potenzialmente interessate da terremoti, sia pur di debole intensità. La classificazione ufficializzata con il Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 1984 ha recepito gli studi e le considerazioni svolte nell’ambito del progetto Finalizzato Geodinamica del CNR 1979 nell’ambito del quale è stata espressa una zonazione su una base razionale e sulla valutazione dell’effettivo grado di scuotibilità del territorio nazionale. In essa, in particolare, è introdotta una terza categoria a minore pericolosità sismica e di conseguenza l’intero territorio è riclassificato in base alle tre categorie distinte.

## 1.2. CROLLI E DISSESTI STATICI

Lo studio dei crolli e del meccanismo con cui si sono verificati permette di raggiungere una migliore conoscenza del comportamento strutturale degli edifici esistenti, non di rado si sente dire che *“l’esame di una struttura crollata insegna più di mille progetti”* e tanti sono i convegni, nazionali ed internazionali, che trattano di crolli ed affidabilità strutturale partendo proprio da eventi drammatici di collassi come quelli di Roma del 1998 , di Foggia del 1999, di Palermo o ancora quello di Napoli nel 2001.

Il crollo di Viale Giotto a Foggia, avvenuto alle ore 3,15 dell’11 novembre del 1999, costò la vita a 67 inquilini che svegliati dal sonno dall’amministratore condominiale, a sua volta avvertito da alcuni condomini che sentirono scricchiolare le strutture, non ebbero il tempo di uscire dallo stabile. Il crollo durò 19 secondi come detto dai sismografi che registrarono le onde sul suolo provocate dal cadere dei piani l’uno sopra l’altro fino al cumulo di macerie visibili in figura I.2.1.



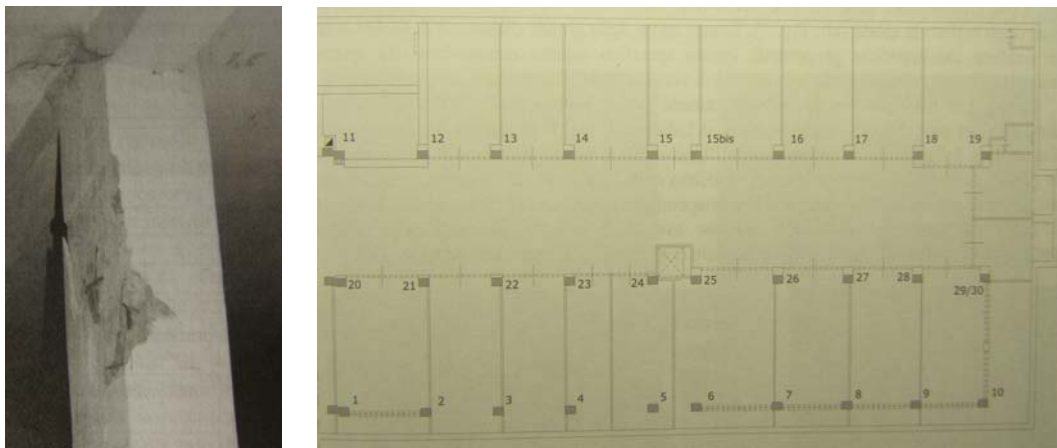
**Figura I.2.1:** Macerie dell’edificio di Viale Giotto 120 - Foggia

Lo studio Vitone & Associati di Bari, a cui furono affidate le indagini giudiziarie, stabilì che le cause del crollo erano da ricercarle nei vizi di progettazione ed esecutivi. La gravità e la diffusione di tali vizi era tale da rendere estremamente elevata la probabilità di collasso, come è risultato dalle valutazioni numeriche effettuate sulla scorta dei dati acquisiti durante le indagini. La qualità del calcestruzzo è risultata

scadente ed in particolare su un numero complessivo di 88 carote di calcestruzzo, di cui 80 prelevati dai pilastri, il valore minimo riscontrato della tensione di rottura a compressione è stato pari a  $47 \text{ kg/cm}^2$ . Un indice della dispersione dei risultati è fornito dai seguenti dati:

- in 62 carote, pari al 70,4% del totale, la resistenza è risultata  $>$  di  $80 \text{ kg/cm}^2$
- in 33 carote, pari al 37,5% del totale, la resistenza è risultata  $>$  di  $100 \text{ kg/cm}^2$

Le analisi condotte sul modello strutturale dello stabile hanno evidenziato che il valore massimo della tensione media, intesa come rapporto del carico sull'area di calcestruzzo della sezione trasversale, calcolata per i 30 pilastri del piano seminterrato è risultato pari a  $86 \text{ kg/cm}^2$  con il 50% dei pilastri avente una tensione media maggiore di  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Ciò porta a pensare che a causa della cattiva qualità del calcestruzzo alcuni pilastri, di cui sicuramente i due in prossimità della scala che hanno dato inizio al crollo, erano in condizioni prossime al collasso; questa affermazione è ancor più confermata da un reperto di straordinario interesse riportato in figura I.2.2 in quanto rappresenta un pilastro del piano seminterrato, molto tempo prima del crollo, sul quale si è manifestato un fenomeno di instabilità per carico di punta di una barra verticale di una faccia.

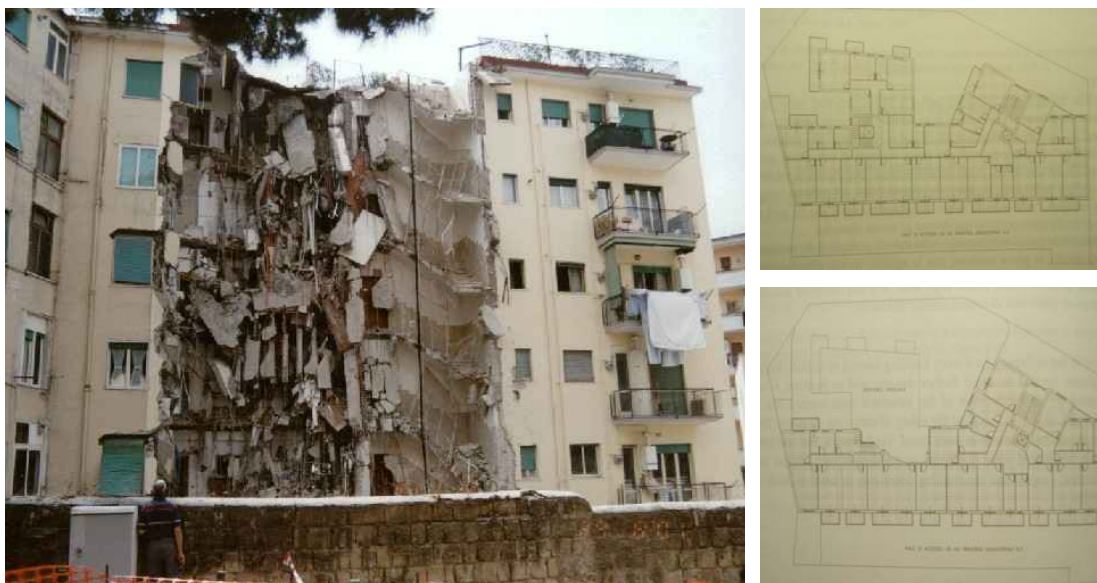


**Figura I.2.2:** Particolare pilastro danneggiato e pianta del seminterrato dell'edificio di Viale Giotto

Il danneggiamento di un pilastro conseguente a questo fenomeno si dimostra generalmente molto più grave di quanto non indichi la conseguente perdita di sezione resistente, rappresentata dalla barra e dal copriferro staccatosi, sia riguardo al rischio di rottura totale dell'elemento, ma anche per gli effetti disastrosi (il crollo) che la rottura del pilastro produce in edifici privi di capacità di redistribuzione delle sollecitazioni. Valutazioni numeriche hanno mostrato che lo sbandamento delle barre

verticali è stato provocato anche da un lento, ma via via sempre più rilevante, trasferimento di carico dal calcestruzzo alle barre dovuto ad effetti di fluage che, nel caso di viale Giotto, sono stati esaltati dalla cattiva qualità originaria del conglomerato, dal probabile disarmo prematuro, da stati tensionali di notevole intensità e di lunga durata.

Un caso di crollo parziale è quello del fabbricato di Via traversa Sanseverino in Napoli nel 2001 avvenuto alle ore undici circa mentre sono in corso lavori di consolidamento dei pilastri al piano terreno dello stabile, realizzato nei primi anni cinquanta, con struttura intelaiata di travi e pilastri in conglomerato cementizio armato e solai gettati in opera, alleggeriti da laterizi, comprendente un piano terreno e sette piani in elevazioni serviti da due scale. Il crollo non ha comportato vittime poiché gli operai vedendo instabilizzare le armature longitudinali di due colonne hanno avuto il tempo di sgomberare “precauzionalmente” il fabbricato prima che di una intera verticale di otto piani non rimane altro che un cumulo di macerie avvolto da una densa nuvola di polvere. Prima del crollo il Direttore dei Lavori e l’Impresa appaltatrice, in seguito alla rimozione dei rivestimenti, dei vecchi intonaci e dei copriferrì di alcuni pilastri, avevano evidenziato al condominio il cattivo stato di alcune colonne, una delle quali aveva manifestato fenomeni di instabilità delle armature, e avevano proposto interventi di risanamento statico. Nella fase preliminare alla esecuzione degli interventi di consolidamento previsti, si verifica l’incipiente schiacciamento di due pilastri che si manifestava con l’instabilità delle barre armature longitudinali e la progressiva fessurazione del conglomerato cementizio.



**Figura I.2.3:** Crollo all’Arenella nel 2001 – Napoli con pianta piano tipo prima e dopo.



Il crollo ha coinvolto undici pilastri ed i resti opportunamente classificati hanno permesso di poter effettuare prove su campioni prelevati sia da elementi crollati che da elementi di base rimasti coperti dalle macerie ma ancora nella loro posizione originaria. La campagna di prove sperimentali condotta ha comportato la misura del carico di rottura per compressione monoassiale di:

- n° 8 campioni estratti da reperti di travi recuperati durante gli scavi
- n° 27 campioni cilindrici estratti da pilastri, di cui 21 da monconi di elementi crollati ancora in sito e 6 da reperti recuperati tra le macerie.

I campioni prelevati erano costituiti da 26 carote di diametro nominale di 100 mm con altezza di 200 mm e da 9 carote di diametro nominale di 150 mm con altezza di 300 mm. Nella tabella I.2.1 sono riportate le caratteristiche geometriche, oltre che i valori di resistenza delle carote misurate ed indicate con  $f_{car}$ , è stata inoltre calcolata la media delle resistenze  $f_{car,m}$  delle carote estratte dallo stesso elemento strutturale. Nella sigla identificativa sono indicati con “P” le carote estratte dai pilastri e con “T” quelle estratte dalle travi, inoltre è riportata altresì la dizione “(monc)” quando si tratta di pilastri crollati ancora in sito, “(reperti)” quando si tratta di pilastri e travi prelevati dalle macerie. Dall’analisi dei risultati si evince che la media delle resistenze cilindriche calcolate per i singoli elementi strutturali varia nell’intervallo compreso tra i 16,99 MPa ed i 21,88 MPa. Si rileva comunque una certa differenza tra le resistenze calcolate su carote estratte da pilastri, comunque crollati, e su travi raccolte tra le macerie, ciò potrebbe essere attribuito oltre che alle differenze di getto tra travi e pilastri, al maggior trauma subito dalle travi nel crollo.



**Figura I.2.4:** Prove di compressione su campioni di pilastro dell’edificio crollato nel 2001

Tabella I.2.1. Risultati delle prove sulle carte di calcestruzzo

Ambiente	Diametro	Altezza	$f_{car}$	$f_{car,m}$
	mm	mm	MPa	MPa
1P-a (monc.)	94	200	22,30	20,25
1P-b (monc.)	94	200	18,20	
2P-a (monc.)	94	200	19,80	16,97
2P-b (monc.)	140	300	13,60	
2P-c (monc.)	140	143	17,50	
3P-a (monc.)	94	200	24,40	22,45
3P-b (monc.)	94	199	20,50	
4P-a (monc.)	94	201	24,40	20,65
4P-b (monc.)	140	299	16,90	
5P-a (monc.)	94	199	24,30	20,65
5P-b (monc.)	94	199	17,00	
6P-a (monc.)	94	200	27,30	26,60
6P-b (monc.)	94	200	25,90	
7P-a (monc.)	94	199	18,40	17,30
7P-b (monc.)	94	200	16,20	
8P-a (monc.)	94	199	13,10	12,90
8P-b (monc.)	94	200	12,70	
9P-a (monc.)	94	199	34,00	24,70
9P-b (monc.)	140	298	15,40	
10P-a (monc.)	94	199	31,60	36,30
10P-b (monc.)	94	199	41,00	
11P-a (reperti)	94	199	17,20	18,40
11P-b (reperti)	94	199	19,60	
12P-a (reperti)	94	199	12,30	13,70
12P-b (reperti)	140	300	15,10	
13P-a (reperti)	94	200	13,30	13,50
13P-b (reperti)	94	200	13,00	
1T-a (reperti)	94	201	12,00	13,85
1T-b (reperti)	140	145	15,70	
2T-a (reperti)	140	143	25,40	20,40
2T-b (reperti)	94	201	15,40	
3T-a (reperti)	94	200	14,50	12,60
3T-b (reperti)	140	299	10,70	
4T-a (reperti)	94	199	16,00	21,10
4T-b (reperti)	140	143	26,20	

Al fine di valicare i risultati delle prove di rottura su campioni cilindrici, sono stati sottoposti a compressione monoassiale due elementi della lunghezza di 100 cm prelevati, mediante tagli, dai pilastri da cui erano stati estratti i campioni contrassegnati con le sigle 3P-a, 3P-b, 4P-a, 4P-b e un terzo elemento della stessa lunghezza prelevato da altra colonna. Rispetto ad una resistenza media, ottenuta sulle quattro carote innanzi dette, pari a 21,55 MPa, le prove sui due elementi corrispondenti hanno fornito una resistenza media di 19,13 MPa. Confrontando, invece, la media  $f_{car,m} = 21,88$  MPa delle resistenze relative ai campioni estratti dagli undici pilastri crollati su cui è stato possibile eseguire i carotaggi, con la media delle resistenze,  $f_{r,m} = 21,22$  MPa, misurate sui tre elementi di pilastro sottoposti a rottura, si evince la quasi coincidenza dei valori.

I crolli precedentemente illustrati evidenziano in entrambi i casi errori di realizzazione e di calcolo in fase progettuale che uniti in un mix di vizi di esecuzione

Il crollo ha coinvolto undici pilastri ed i resti opportunamente classificati hanno permesso di poter effettuare prove su campioni prelevati sia da elementi crollati che da elementi di base rimasti coperti dalle macerie ma ancora nella loro posizione originaria. La campagna di prove sperimentali condotta ha comportato la misura del carico di rottura per compressione monoassiale di:

- n° 8 campioni estratti da reperti di travi recuperati durante gli scavi
- n° 27 campioni cilindrici estratti da pilastri, di cui 21 da monconi di elementi crollati ancora in sito e 6 da reperti recuperati tra le macerie.

I campioni prelevati erano costituiti da 26 carote di diametro nominale di 100 mm con altezza di 200 mm e da 9 carote di diametro nominale di 150 mm con altezza di 300 mm. Nella tabella I.2.1 sono riportate le caratteristiche geometriche, oltre che i valori di resistenza delle carote misurate ed indicate con  $f_{car}$ , è stata inoltre calcolata la media delle resistenze  $f_{car,m}$  delle carote estratte dallo stesso elemento strutturale. Nella sigla identificativa sono indicati con “P” le carote estratte dai pilastri e con “T” quelle estratte dalle travi, inoltre è riportata altresì la dizione “(monc)” quando si tratta di pilastri crollati ancora in sito, “(reperti)” quando si tratta di pilastri e travi prelevati dalle macerie. Dall’analisi dei risultati si evince che la media delle resistenze cilindriche calcolate per i singoli elementi strutturali varia nell’intervallo compreso tra i 16,99 MPa ed i 21,88 MPa. Si rileva comunque una certa differenza tra le resistenze calcolate su carote estratte da pilastri, comunque crollati, e su travi raccolte tra le macerie, ciò potrebbe essere attribuito oltre che alle differenze di getto tra travi e pilastri, al maggior trauma subito dalle travi nel crollo.



**Figura I.2.4:** Prove di compressione su campioni di pilastro dell’edificio crollato nel 2001

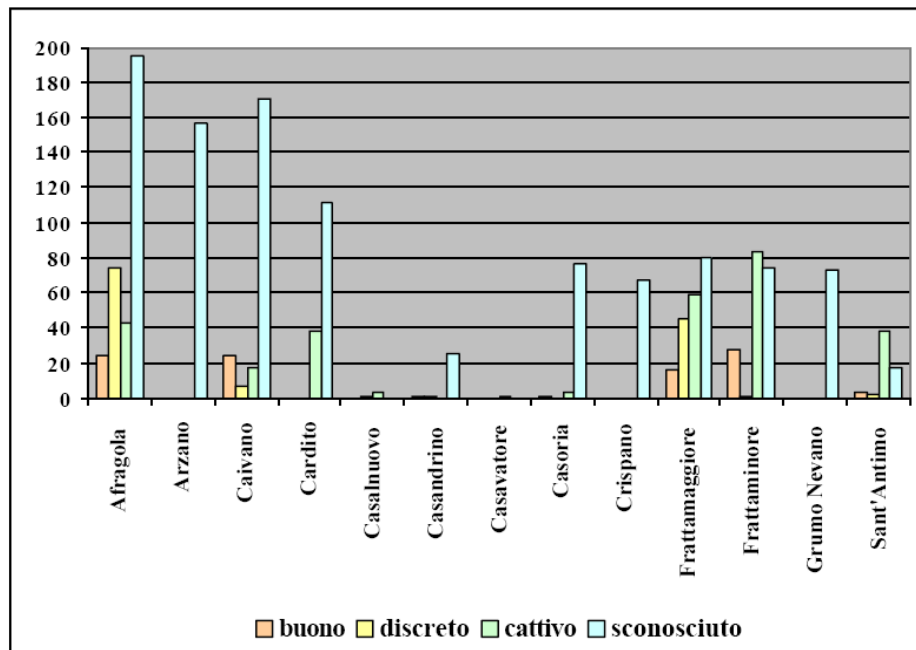
Tabella I.2.1. Risultati delle prove sulle carte di calcestruzzo

Ambiente	Diametro	Altezza	$f_{car}$	$f_{car,m}$
	mm	mm	MPa	MPa
1P-a (monc.)	94	200	22,30	20,25
1P-b (monc.)	94	200	18,20	
2P-a (monc.)	94	200	19,80	16,97
2P-b (monc.)	140	300	13,60	
2P-c (monc.)	140	143	17,50	
3P-a (monc.)	94	200	24,40	22,45
3P-b (monc.)	94	199	20,50	
4P-a (monc.)	94	201	24,40	20,65
4P-b (monc.)	140	299	16,90	
5P-a (monc.)	94	199	24,30	20,65
5P-b (monc.)	94	199	17,00	
6P-a (monc.)	94	200	27,30	26,60
6P-b (monc.)	94	200	25,90	
7P-a (monc.)	94	199	18,40	17,30
7P-b (monc.)	94	200	16,20	
8P-a (monc.)	94	199	13,10	12,90
8P-b (monc.)	94	200	12,70	
9P-a (monc.)	94	199	34,00	24,70
9P-b (monc.)	140	298	15,40	
10P-a (monc.)	94	199	31,60	36,30
10P-b (monc.)	94	199	41,00	
11P-a (reperti)	94	199	17,20	18,40
11P-b (reperti)	94	199	19,60	
12P-a (reperti)	94	199	12,30	13,70
12P-b (reperti)	140	300	15,10	
13P-a (reperti)	94	200	13,30	13,50
13P-b (reperti)	94	200	13,00	
1T-a (reperti)	94	201	12,00	13,85
1T-b (reperti)	140	145	15,70	
2T-a (reperti)	140	143	25,40	20,40
2T-b (reperti)	94	201	15,40	
3T-a (reperti)	94	200	14,50	12,60
3T-b (reperti)	140	299	10,70	
4T-a (reperti)	94	199	16,00	21,10
4T-b (reperti)	140	143	26,20	

Al fine di valicare i risultati delle prove di rottura su campioni cilindrici, sono stati sottoposti a compressione monoassiale due elementi della lunghezza di 100 cm prelevati, mediante tagli, dai pilastri da cui erano stati estratti i campioni contrassegnati con le sigle 3P-a, 3P-b, 4P-a, 4P-b e un terzo elemento della stessa lunghezza prelevato da altra colonna. Rispetto ad una resistenza media, ottenuta sulle quattro carote innanzi dette, pari a 21,55 MPa, le prove sui due elementi corrispondenti hanno fornito una resistenza media di 19,13 MPa. Confrontando, invece, la media  $f_{car,m} = 21,88$  MPa delle resistenze relative ai campioni estratti dagli undici pilastri crollati su cui è stato possibile eseguire i carotaggi, con la media delle resistenze,  $f_{r,m} = 21,22$  MPa, misurate sui tre elementi di pilastro sottoposti a rottura, si evince la quasi coincidenza dei valori.

I crolli precedentemente illustrati evidenziano in entrambi i casi errori di realizzazione e di calcolo in fase progettuale che uniti in un mix di vizi di esecuzione

hanno portato al crollo spontaneo della struttura. Ma il rischio edilizio a cui le nostre abitazioni sono soggette non interessa unicamente la sovrastruttura ma anche ed in alcuni casi in maniera determinante il sottosuolo. Nel 1998 l'Amministrazione Provinciale di Napoli ha avviato con la delibera G.P. n° 1817 del 23/12/1998 le operazioni per la costituzione di una banca dati delle cavità presenti nel sottosuolo dei comuni a nord di Napoli, lo studio svolto ha rilevato la presenza di oltre 1500 cavità nei tredici comuni oggetto di studio delle quali, nella maggioranza dei casi, non si conosce lo stato di conservazione, inoltre dalla figura I.2.5 si evince tra le cavità accessibili ed ispezionabili una elevata quantità di cavità che giacciono in cattivo stato. Nel 2000 lo studio delle cavità ha interessato altri 26 comuni del napoletano rilevando la presenza di ulteriori 350 cavità sotterranee.



**Figura I.2.5:** Provincia di Napoli: grafico sullo stato delle cavità censite

Una raccolta di dissesti causati dal crollo di cavità sotterranee è stata fatta dalla ASSONET basata sui dati del Servizio Geologico Nazionale. La Assonet ha rilevato i dissesti, ed in alcuni casi i crolli, che si sono verificati dal dopoguerra al 1990 nelle regioni Lazio, Campania, Basilicata e Puglia, di seguito si riporta la tabella I.2.2 che riassume i principali eventi per regione e per anno.

**Tabella I.2.2.** Dissesti da cavità sotterranee in Lazio, Campania, Basilicata, Puglia

Anno	Comune	Dissesto
<b>LAZIO</b>		
1983	Montecompatri (Roma)	una voragine di circa 50 m si apre, nella notte, in P.zza Fanti provocando il crollo di 3 palazzine. Le 16 famiglie che le abitavano erano state fatte sgomberare la settimana prima a seguito di una piccola voragine apertasi nella piazza
<b>CAMPANIA</b>		
1969	Cardito (NA)	Voragine causata da crollo per cave sotterranee; lesione ad edificio
1977	Casoria (NA)	Voragine causata da cavità sotterranee; 50 famiglie senza tetto
1977	Napoli-Capodimonte (NA)	Voragine in prossimità di un pozzo di accesso a cave sotterranee; distrutta una casa rurale
1979	Napoli-C.so V. Emanuele (NA)	Distacco di massi dalla calotta di cave sotterranee; palazzo lesionato, 20 famiglie evacuate
1980	Afragola (NA)	Voragine di oltre 15 m di diametro per crollo di antiche cave; crollo di una abitazione; 1 morto
1981	Afragola (NA)	Voragine per crollo su cavità sotterranea; edificio di 3 piani crollato
1982	Napoli-P.tta S.Salvatore (NA)	Crollo di un pozzo di cava sotterranea; lesioni a fabbricati e interruzione strade
1984	Caivano (NA)	Voragine, edificio travolto
1984	Napoli-Vico Lungo teatro nuovo (NA)	Crolli di antiche cavità dell'acquedotto; dissesti in un fabbricato
1986	Afragola (NA)	Voragine, crollo ala di edificio
1988	Napoli-Via Sacramento a Foria (NA)	Voragine per cavità sconosciuta; 3 edifici sgomberati
1990	Napoli, Rione sanità (NA)	Voragine, crollo abitazione
<b>BASILICATA</b>		
1986	Oppido Lucano (PZ)	Crolli e sprofondamenti per la presenza di una rete caveale estesa al di sotto dell'area urbana; molti edifici lesionati
1986	Tursi (MT)	Crolli e sprofondamenti per la presenza di una rete caveale scavata dall'uomo in tempi diversi estesa al di sotto dell'area urbana; molti edifici lesionati
<b>PUGLIA</b>		
1972	Andria (BA)	Il cedimento di una o più cavità provoca il crollo di 3 fabbricati in Via Cornelia dei Gracchi; 1 morto e 11 feriti (non sono date indicazioni sulla geologia, ma si ipotizzano cavità in calcareniti)

Numerosi sono poi i crolli dovuti ad eventi sismici o a cause esterne naturali quali le alluvioni o artificiali quali gli atti terroristici che qui non stiamo a menzionare.

Il crollo parziale o totale di un edificio è la conseguenza di uno o più effetti concomitanti sulla struttura che ne determinano piccoli o grandi dissesti; in generale si può intendere come dissesto di un elemento strutturale la condizione statica per mezzo della quale un insieme di forze, genera la crisi dello stesso.

L'analisi e il rilevamento del degrado di un manufatto deve essere in grado di individuare tutte le diverse patologie che su di esso interagiscono; per questo occorre accertare, puntualmente, lo stato di conservazione di ogni parte che compone la struttura, rintracciando cioè, per ogni materiale, tutti i fenomeni di degrado (ad

esempio distacchi, esfoliazione, scagliature ecc.) e tutte le cause di deperimento. Al contempo non dovrà essere tralasciato di segnalare tutti quei fattori in grado di aggravare situazioni di degrado avanzate o che potrebbero, essi stessi, esserne stata la prima causa, come chiodi, staffe di ferro, grappe messe a rinforzo di stucchi, tubazioni ecc. Al fine di elaborare una sintesi completa delle patologie presenti, risulta fondamentale evidenziare che i meccanismi di alterazione e degrado possono essere originati fondamentalmente da:

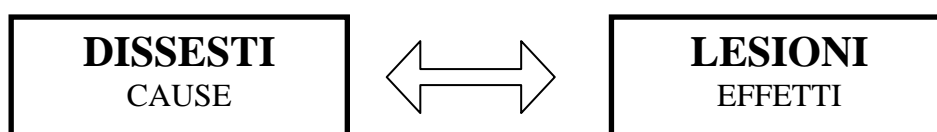
- **cause intrinseche** dovute all'errata scelta del sito (ad es. presenza di frane, smottamenti, cedimenti differenziali del terreno, ecc.), ai difetti della progettazione sia nelle opere architettoniche (ad es. impermeabilizzazione, scelta di abbinamento dei materiali ecc.) sia in quelle statiche, ad errori legati al cantiere di costruzione, alla messa in opera, alle tecnologie costruttive, alla destinazione d'uso.

- **cause estrinseche** che potranno essere di origine naturale (sismicità del sito, umidità, aggressione biologica, fattori meteorologici e climatici, agenti geologici ed idrogeologici ecc.) o di origine antropica (eventi bellici, incendi, mancanza di manutenzione, inquinamento atmosferico, traffico automobilistico, cambio di funzione, successive sopraelevazioni ecc.).

Se si escludono gli eventuali danni traumatici provocati nei manufatti edilizi da eventi straordinari come terremoti, frane, incendi, guerre, le cause principali di degrado che portano, nel tempo, ad un lento ed inesorabile danneggiamento degli edifici, possono essere così schematicamente suddivise:

- Insufficienze statiche o costruttive dovute ad errori di progettazione e/o di esecuzione (tipo elementi sottodimensionati oppure materiali scadenti)
- Carbonatazione del calcestruzzo e corrosione delle armature
- Azioni dovute ad una successiva sopraelevazione
- Azioni dovute ad un cambio di destinazione d'uso
- cedimento in fondazione (per cavità o per eccessiva deformazione del terreno)

Lo stato di degrado si manifesta con evidenti sintomi di dissesto e cioè con una configurazione diversa da quella iniziale a cui si affianca in fase avanzata la comparsa di uno stato fessurativo (lesioni).



Affrontare il problema dei dissesti negli edifici in calcestruzzo armato presenta notevoli difficoltà poiché è ordinariamente costituito da due parti che hanno risposte

completamente diverse alle sollecitazioni: una parte strutturale in c.a. ed una di tamponamento e tramezzatura in laterizio. La struttura in c.a. è molto elastica, quindi in grado di sviluppare grandi lavori di deformazione prima di lesionarsi. Le parti di chiusura sono, per contro, elementi molto rigidi e pertanto estremamente suscettibili alla rottura. Ciò vuol dire che molto spesso appaiono lesioni evidenti nei tamponamenti esterni o nelle tramezzature senza che appaiono lesioni nella struttura in c.a.. La struttura in c.a. può inoltre considerarsi, nella stragrande maggioranza dei casi ed a meno delle costruzioni industriali, come un complesso statico con elevato grado di iperstaticità; ciò complica molto lo studio e soprattutto la diagnosi delle lesioni perché tra i vari elementi della struttura si stabiliscono collaborazioni che possono falsare le analisi fino ad indurre in errore sia sulla gravità del dissesto, sia sulla localizzazione dello stesso. Esistono tuttavia alcune regole fondamentali che è bene tenere in considerazione:

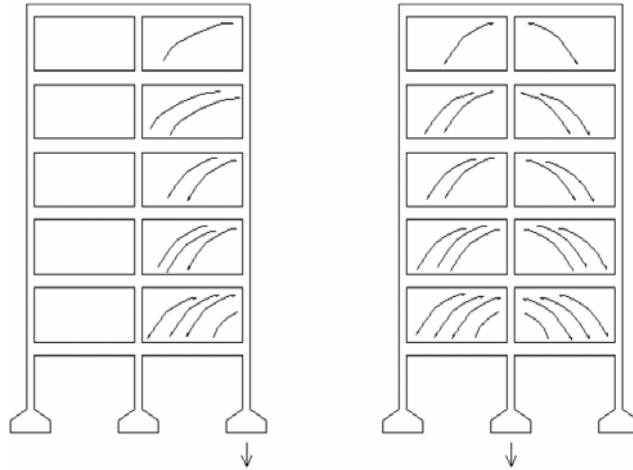
- fino a quando un quadro fessurativo, anche grave, intacca i muri di tamponamento e di tramezzatura, senza intaccare travi e pilastri, la costruzione non corre alcun rischio di collasso.
- lesioni orizzontali e verticali nelle murature portate non devono essere messe in connessione con deformazioni pericolose del telaio strutturale; mentre lesioni inclinate a  $45^\circ$  nei muri sono sempre da addebitarsi ad anormali deformazioni della struttura portante.
- nel momento in cui i telai strutturali iniziano a lesionarsi, insorge una situazione di pericolo e di non semplice prevedibilità. Ciò perché quando avvengono delle rotture in determinate sezioni, assume un gioco fondamentale il comportamento dei vincoli di collegamento.

A conclusione di queste prime considerazioni sui fabbricati di calcestruzzo armato è opportuno ribadire che, mentre nella struttura in muratura si stabilisce una chiara e di solito univoca corrispondenza tra cause del dissesto e quadro fessurativo, nelle strutture in c.a. il quadro fessurativo è una conseguenza non solo della causa del dissesto, ma anche delle caratteristiche dei telai e dei vincoli. Pertanto è utile analizzare i possibili dissesti partendo dalle cause che li generano quali:

- cedimento verticale di un pilastro
- eccessiva deformabilità degli elementi orizzontali
- lesioni per carenza di armatura a flessione
- lesioni per carenza di armatura a taglio
- lesioni da schiacciamento
- lesioni da ossidazione

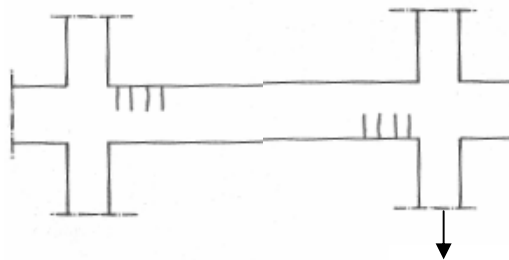


La **traslazione verticale di un pilastro** di una struttura intelaiata in calcestruzzo armato produce nella tompagnatura lesioni inclinate con la normale diretta verso l'elemento verticale che ha ceduto come in figura I.2.6. Naturalmente il quadro fessurativo ha le stesse caratteristiche per tutti i parametri che convergono verso il pilastro, anche se essi sono in diversi piani verticali.



**Figura I.2.6:** Lesioni da cedimento verticale di un pilastro

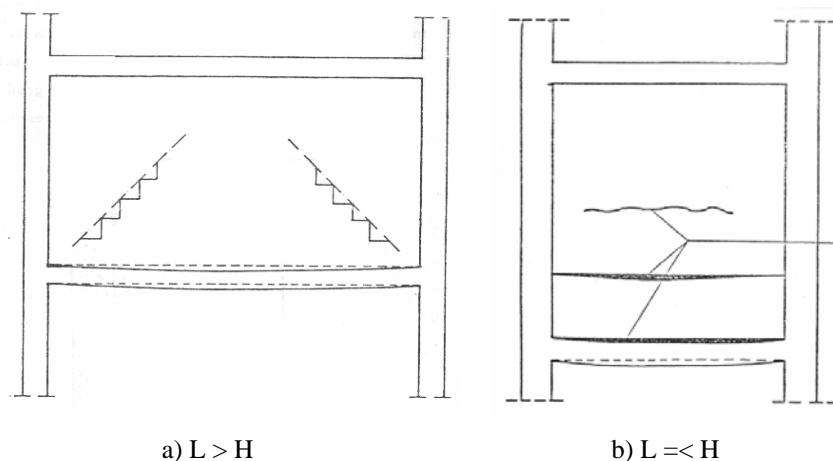
Nelle travi in c.a. si creano lesioni verticali; all'intradosso nelle vicinanze del pilastro che cede con ampiezze decrescenti con la distanza della trave dal piano di fondazione ed all'intradosso in prossimità degli elementi verticali che restano fermi con larghezza crescente verso l'alto come visibile nella figura I.2.7.



**Figura I.2.7:** Lesioni della trave da cedimento verticale di un pilastro

Alcune fessurazioni derivano dalla diversa **deformabilità degli elementi orizzontali**, solai e travi, rispetto alle tramezzature, ciò comporta che la ripetizione di spostamenti relativi, dovuti alle variazioni delle condizioni di carico o alle escursioni termiche giornaliere e stagionali, comporta per il fenomeno di fatica la rottura del materiale di collegamento più fragile, quale tinteggio ed intonaco. Nei tramezzi disposti su elementi a sbalzo molto deformabili, si verificano lesioni inclinate di  $45^\circ$  rispetto alla verticale con la normale diretta verso la parte che presenta il massimo spostamento verticale, ed

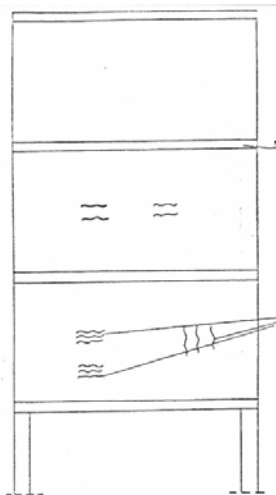
ubicata in corrispondenza della sezione che, trattenuta dalle strutture in conglomerato, è immobile nel tempo. A volte, però, queste lesioni assumono aspetto verticale sia per la rotazione prodotta dalla variabilità dell'abbassamento dei punti della mensola, nullo sul vincolo e massimo all'estremo libero, sia per il contrasto prodotto dalla presenza di infissi a forma molto rigida o dalle stesse strutture portanti. La deformabilità notevole dei solai o delle travi, particolarmente quella a spessore, produce quadri fessurativi che assumono aspetti diversi al variare del rapporto tra la lunghezza e l'altezza. Quando l'elemento ha una notevole luce, in riferimento all'altezza, sorgono lesioni con linee fessurative inclinate di  $45^\circ$  rispetto alle verticali ed aventi le normali dirette verso la sezione di mezzeria dell'elemento orizzontale, la quale presenta il massimo spostamento verticale. Le aperture, generalmente, hanno forma di scalini con pedate ed alzate, pari, rispettivamente alle distanze tra due giunti verticali ed orizzontali, figura I.2.8 lettera "a". Ciò perché il dissesto tende ad interessare il materiale meno resistente, che in questo caso è la malta. A volte si crea anche il collegamento orizzontale tra le due lesioni inclinate, ed il quadro fessurativo assume il tipico aspetto parabolico.



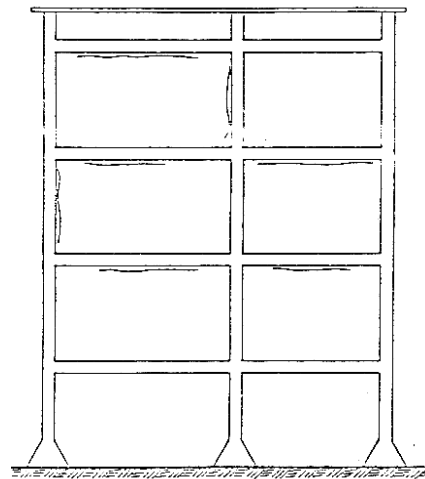
**Figura I.2.8:** Lesioni da eccessiva deformabilità degli elementi orizzontali

Se il pannello è vincolato a strutture verticali fisse la cui distanza relativa è uguale o inferiore all'altezza del tavolato, lo stesso fenomeno produce quadri fessurativi costituiti da sole aperture orizzontali come illustrate nella figura I.2.8. lettera "b". Queste ultime, spesso ubicate solamente in corrispondenza delle sezioni di separazione dei due diversi elementi strutturali, presentano ampiezze variabili con il massimo nella mezzeria della campata ed il minimo nelle sezioni terminali, in corrispondenza delle quali gli spostamenti relativi per l'azione dei vincoli, sono molto piccoli o nulli. La diversa forma del quadro fessurativo è dovuta alla indeformabilità del pannello murario, che viene sostenuto nella sua posizione iniziale dalle azioni che si trasmettono attraverso le sezioni

di collegamento alle strutture portanti, ed al contrasto con elementi indeformabili che fanno comportare il tavolato come un corpo rigido. La deformabilità delle strutture portanti orizzontali produce spesso anche la rottura dei tramezzi per schiacciamento dei materiali come in figura I.2.9 lettera “a”; il fenomeno può assumere forme geometriche diverse, in funzione della data di osservazione del quadro fessurativo e dell'ampiezza dello stato tensionale. Lesioni orizzontali con espulsioni locali e multiple, del tinteggio e dell'intonaco e della malta tra le pietre, tipiche dell'inizio del dissesto, ed aperture verticali multiple corrispondenti a sollecitazioni più elevate. Questo quadro fessurativo è prodotto dalle deformazioni, di tipo lento o viscoso, degli elementi orizzontali in conglomerato cementizio dovute all'azione continua dei carichi fissi; il fenomeno si verifica però solo quando vengono costruiti prima i tramezzi al di sotto delle strutture portanti e successivamente quelli superiori, o quando i tramezzi sono sigillati prima che si sia sviluppata la maggior parte degli spostamenti verticali dell'elemento orizzontale. In questo caso per effetto delle deformazioni la struttura portante si appoggia sul tramezzo inferiore, che diventa un appoggio continuo, e il suo modello statico coincide con quello della trave su mezzo elastico, per cui si verifica un trasferimento dei carichi esterni al tavolato con l'insorgenza di sforzi di compressione nel materiale costituente il tramezzo.



a) schiacciamento del tramezzo



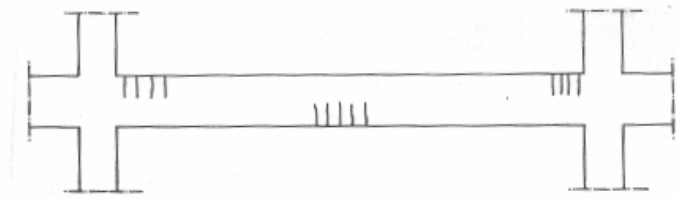
b) distacco del tramezzo

**Figura I.2.9:** Lesioni da esecuzione poco accorta del tramezzo

Il fenomeno può assumere, come in genere si verifica, aspetti più ampi ai piani più bassi perché la trasmigrazione dei carichi inizia dai piani più alti, ed aumenta di intensità a mano a mano che si scende ai piani bassi, per il risentimento dei pesi delle opere a quota più alta. Altro quadro fessurativo prodotto da eccessiva velocità di realizzazione e sigillatura dei tramezzi, si presenta con lesioni verticali ed orizzontali nelle sezioni di

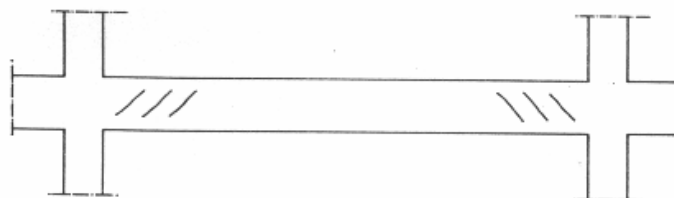
collegamento dei pannelli murari con le strutture in conglomerato cementizio come visibile in figura I.2.9. lettera “b”. Esso è prodotto dal ritiro della malta che collega le pietre.

Qualora si presenti un quadro fessurativo nelle strutture in c.a. (travi, travetti di solaio, pilastri), si deve tenere sempre presente che la lesione nel calcestruzzo si manifesta in genere per carenza di ferro o, comunque, per danni all’armatura (ad esempio per ossidazione della stessa). In particolare, per carenza di ferro, si intende che la sezione resistente della struttura non sia sufficientemente armata per difetto di progettazione o di esecuzione, ovvero per l’insorgere di carichi eccezionali. Una carente armatura metallica all’intradosso di una trave determina per **flessione** in mezzeria, fratture semplici o multiple, verticali con massima ampiezza all’intradosso e decrescenti con l'altezza. Nelle travi incastrate, le fessurazioni conservano nelle mezzerie le stesse caratteristiche ora descritte, mentre nei punti di appoggio, si presentano fratture analoghe ma orientate dall’estradosso verso il basso come visibile in figura I.2.10



**Figura I.2.10:** Lesioni per carenza di armatura a flessione

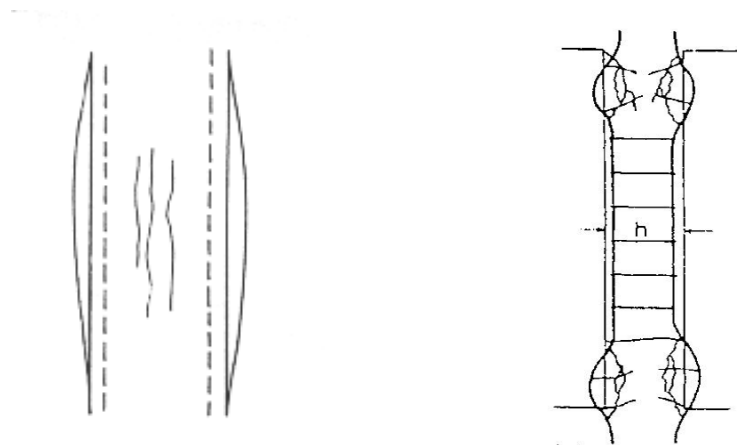
Una insufficiente staffatura in una trave in c.a. determina uno stato di tensione che si tramuta in un quadro fessurativo sostanzialmente analogo a quello per sollecitazioni da **taglio**, con la sola differenza di posizionamento delle fratture che nel caso in esame si manifestano lontano dagli appoggi come visibile in figura I.2.11.



**Figura I.2.11:** Lesioni per carenza di armatura a taglio

Lo **schacciamento** è una grave situazione che interessa una intera sezione del pilastro sottoposta a sforzi di compressione eccessivi, determinando la rottura dei materiali con conseguente rigonfiamento della sezione e comparsa di lesioni verticali che appaiono generalmente in mezzeria della faccia del pilastro (figura I.2.12 lettera “a”). Lo

schacciamento di un pilastro ha ripercussioni nel telaio in cui si trova, almeno nelle travi immediatamente superiori che cercano di trasferire lo sforzo normale precedentemente assorbito dal pilastro collassato a quelli adiacenti creando delle sollecitazioni aggiuntive da redistribuzione degli sforzi che possono generare un effetto di collasso progressivo dell'intera struttura. Nel caso di schacciamento la staffatura del pilastro ha un ruolo importante al fine di evitare l'instabilizzazione dei ferri che comporterebbe l'esplosione della sezione con salto del copriferro e conseguente riduzione della sezione reagente (figura I.2.12 lettera "b").

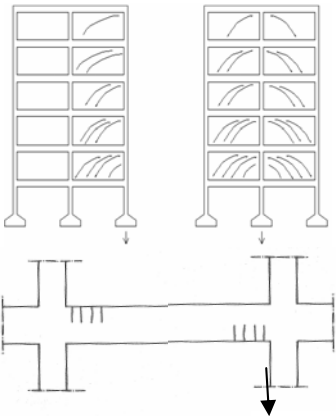
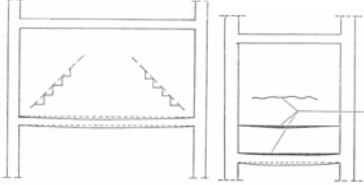


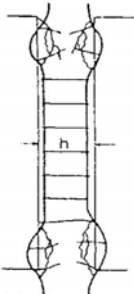
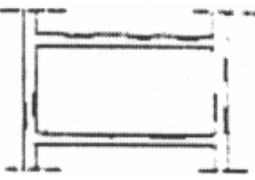
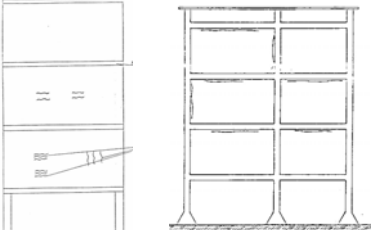


a) formazione di lesioni con sganciamento      b) salto del copriferro ed instabilizzazione dei ferri

**Figura I.2.12:** Lesioni da schacciamento

Infine, l'ossidazione dei ferri di armatura determina la variazione di volume dei ferri stessi e quindi tensioni di spinta trasversale che, in fase avanzata, arriva all'espulsione dello strato di copriferro del calcestruzzo. Allo stadio iniziale, anche in questo caso, le lesioni sono ad andamento verticale ma concentrate attorno alla posizione dei ferri in prossimità degli spigoli dei pilastri. Le lesioni per ossidazione dell'armatura, a meno del caso di ossidazione eccessivamente avanzata con notevole riduzione della sezione dei ferri, sono un fatto piuttosto normale che richiede lavori di sistemazione non necessariamente immediati seppure non procrastinabili in tempi lunghi. Gli interventi di riparazione vanno eseguiti necessariamente tenendo conto dell'aumento di tensione nel calcestruzzo dovuto alla rimozione del copriferro che determina una sensibile riduzione di sezione reagente che in pilastri sottodimensionati può comportare il collasso dell'elemento strutturale così come accaduto nel caso dell'edificio dell'arenella a Napoli.

Tabella I.2.3. Tabella riassuntiva dei dissesti strutturali

Lesioni riscontrabili nella costruzione	Immagine	Cause generatrici
Lesioni nelle pareti aventi andamento di parabole convergenti verso il pilastro che ha subito il cedimento. Lesioni verticali all' intradosso delle travi adiacenti al pilastro ceduto ed all'estradosso all'altra estremità della trave.		Cedimento verticale di un pilastro
Lesioni di pareti con andamento a 45° dovute all'azione del peso della parete concentrata su un travetto del solaio in assenza di ropritratta trasversale oppure su di una trave a spessore eccessivamente deformabile.		Eccessiva deformabilità dei solai o delle travi
Trave di C.A. con lesioni verticali ravvicinate disposte all'intradosso in mezzzeria e all'estradosso in vicinanza degli appoggi		Sforzi di flessione eccessivi
Trave di C.A. con lesioni inclinate di 45° in vicinanza degli appoggi		Sforzi di taglio e torsione eccessivi
Apertura delle staffe di un pilastro di C.A. con espulsione del copriferro		Schiacciamento di un pilastro
Espulsione de copriferro in corrispondenza degli spigoli di travi e pilastri di C.A.		Ossidazione delle armature metalliche
<b>LESIONI NON STRUTTURALI</b>		
Lesioni verticali e orizzontali in corrispondenza delle giunzioni tra pareti ed elementi portanti di C.A.		Ritiro della malta delle pareti dovuto a eccessiva velocità di realizzazione

## **CAPITOLO II . Un caso studio: il patrimonio edilizio di Salerno.**

### **2.1. RILIEVO DI UN CAMPIONE DI EDIFICI DI SALERNO IN C.A.**

L'emanazione della legge n° 1086 del 1971 ha comportato l'obbligo, da parte dei costruttori, di depositare al Genio Civile della provincia di appartenenza gli elaborati grafici strutturali con relativa relazione riportanti i calcoli di verifica della struttura stessa. Ciò ha comportato la formazione di archivi di progetti relativi a strutture costruite nelle rispettive province dai quali è possibile definire una casistica di tipologie edilizie con relative caratteristiche costruttive.

Il rilievo degli edifici è stato svolto analizzando i singoli progetti e riportando i dati caratteristici in una tabella opportunamente preparata. La scheda è suddivisa in tre sezioni: dati generali, dati geometrici e dati particolari. Nella sezione 0 definita "dati generali" sono riportate informazioni riguardanti l'operatore che compila la scheda, l'identificativo del fascicolo riportante il progetto ed i dati generici relativi alla localizzazione geografica dell'edificio ed all'anno di progettazione, una casella denominata "altro" permette di riportare eventuali particolarità del progetto. Nella sezione 1 definita "dati geometrici" sono riportate in maniera sintetica le principali informazioni caratterizzanti la struttura ed in particolare: il numero di piani entro e fuori terra, altezza di interpiano e di primo impalcato, dimensioni in pianta e forma, numero di vani scala, di campate nelle due direzioni e lunghezza minima e massima delle stesse, numero di telai in entrambe le direzioni, orditura dei solai ed il numero di riferimento delle foto riportanti le tavole di carpenteria dell'edificio, anche in questa sezione la casella note permette di inserire eventuali osservazioni fatte all'atto del rilievo. Nella sezione 2 definita "dati particolari" sono riportate le informazioni relative agli elementi strutturali ed alla loro caratterizzazione geometrica e meccanica; pertanto saranno indicati il numero dei pilastri, dividendoli in pilastri d'angolo,

centrali e laterali, dimensioni della sezione trasversale e della relativa armatura dei pilastri e delle travi, tensione ammissibile del calcestruzzo e dell'acciaio, coefficiente di omogeneizzazione e modulo elastico nonché normativa di riferimento e metodi di progettazione. La scheda di rilievo è illustrata nella figura II.1.1. di seguito riportata.

The figure shows a complex data collection form for structural analysis, divided into several sections:

- SEZIONE 0: DATI GENERALI**
  - REDATTA DA: Ing. Rodolfo Fisciaco
  - DATA: 12/02/2006
  - IDENTIFICATIVO FASCICOL: [ ]
  - CITTA': [ ] VIA: [ ] RION: [ ]
  - ANNO DI PROGETTAZION: [ ] NUMERO DI EDIFI: [ ]
  - ALTRO: [ ]
- SEZIONE 1: DATI GEOMETRICI**
  - Ly: [ ]
  - Lx: [ ]
  - N° PIANI (totale, entro e fuori terra): [ ]
  - ALTEZZA MEDIA INTERPIANO: [ ] cm
  - ALTEZZA PILASTRI PRIMO IMPALCAT: [ ] cm
  - LUNGHEZZA IN PIANTA LUNGO X (Lx) lato la: [ ] cm
  - LUNGHEZZA IN PIANTA LUNGO Y (Ly) lato c: [ ] cm
  - TIPOLOGIA SCALA: [ ]
  - NUMERO VANTI SCAL: [ ]
  - TELAIO AUTONOMO: [ ]
  - NUMERO CAMPATE IN DIREZIONE X: [ ]
  - NUMERO CAMPATE IN DIREZIONE Y: [ ]
  - DIMENSIONE CAMPATE MINIMA LUNGO X (a<sub>min</sub>): [ ] cm
  - DIMENSIONE CAMPATE MASSIMA LUNGO X (a<sub>max</sub>): [ ] cm
  - DIMENSIONE CAMPATE MINIMA LUNGO Y (b<sub>min</sub>): [ ] cm
  - DIMENSIONE CAMPATE MASSIMA LUNGO Y (b<sub>max</sub>): [ ] cm
  - NUMERO DI TELAI IN DIREZIONE X (Tx): [ ]
  - NUMERO DI TELAI IN DIREZIONE Y (Ty): [ ]
  - ORDITURA PREVALENTE LUNGO: [ ]
- SEZIONE 2: DATI PARTICOLARI**
  - PILASTRI
    - N° TOTALE PILASTRI: [ ]
    - N° PILASTRI POSIZIONE 1 IN DIREZIONE Y: [ ] (pilastri d'angolo)
    - N° PILASTRI POSIZIONE 2 IN DIREZIONE Y: [ ] (posti sul lato lungo)
    - N° PILASTRI POSIZIONE 3 IN DIREZIONE Y: [ ] (posti sul lato corto)

The right side of the form contains detailed data for columns and beams:

- N° PILASTRI POSIZIONE 4 IN DIREZIONE Y:** [ ] pilastri centrali
- BASE DEL PILASTRO PIU' PICCOLO:** [ ] cm
- ALTEZZA DEL PILASTRO PIU' PICCOLO:** [ ] cm
- ARMATURA DEL PILASTRO PIU' PICCOLO:** [ ]
- BASE DEL PILASTRO PIU' GRANDE:** [ ] cm
- ALTEZZA DEL PILASTRO PIU' GRANDE:** [ ] cm
- ARMATURA DEL PILASTRO PIU' GRANDE:** [ ]
- TRAVI in direzione X:**
  - BASE DELLA TRAVE PIU' PICCOLA IN DIREZIO: [ ] cm
  - ALTEZZA DELLA TRAVE PIU' PICCOLA IN DIREZIO: [ ] cm
  - ARMATURA DELLA TRAVE PIU' PICCOLA IN DIREZIO: SUPERIOR [ ] INFERIOR [ ]
  - BASE DELLA TRAVE PIU' GRANDE IN DIREZIONE X: [ ] cm
  - ALTEZZA DELLA TRAVE PIU' GRANDE IN DIREZIONE X: [ ] cm
  - ARMATURA DELLA TRAVE PIU' GRANDE IN DIREZIO: SUPERIOR [ ] INFERIOR [ ]
- TRAVI in direzione Y:**
  - BASE DELLA TRAVE PIU' PICCOLA IN DIREZIONE Y: [ ] cm
  - ALTEZZA DELLA TRAVE PIU' PICCOLA IN DIREZIONE Y: [ ] cm
  - ARMATURA DELLA TRAVE PIU' PICCOLA IN DIREZIONE Y: SUPERIOR [ ] INFERIOR [ ]
  - BASE DELLA TRAVE PIU' GRANDE IN DIREZIONE Y: [ ] cm
  - ALTEZZA DELLA TRAVE PIU' GRANDE IN DIREZIONE Y: [ ] cm
  - ARMATURA DELLA TRAVE PIU' GRANDE IN DIREZIONE Y: SUPERIOR [ ] INFERIOR [ ]
- MATERIALI**
  - Tensione ammissibile del calcestruzzo Sigma C<sub>amm</sub>: [ ] kg/cm<sup>2</sup>
  - Tensione ammissibile dell'acciaio Sigma F<sub>amm</sub>: [ ] kg/cm<sup>2</sup>
  - Modulo di elasticità normale E<sub>c</sub>: [ ] kg/cm<sup>2</sup>
- NORME E LEGGI DI RIFERIMENTO** (numero, data, ma)
  - Nei calcoli strutturali è stato usato il telaio singolo? [ ]
  - Nei calcoli strutturali è stato usato il treno di telai? [ ]
- NOTE:** [ ]

Figura II.1.1: Scheda rilievo dati

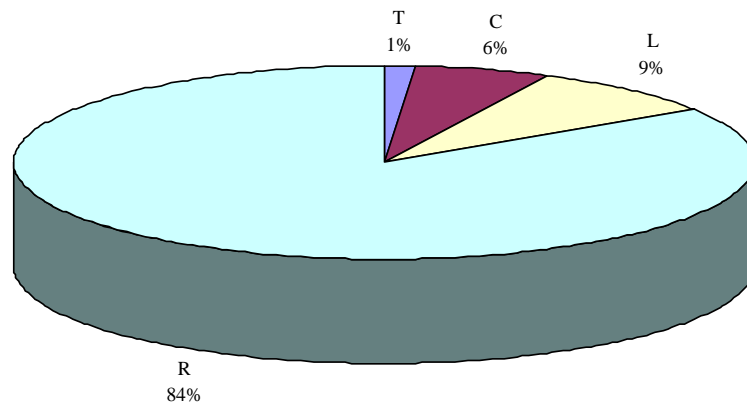
Le caratteristiche degli edifici esaminati provengono dal rilevamento effettuato presso il Genio Civile della città di Salerno.

Dall'analisi di un numero complessivo di settantasei progetti strutturali relativi ad un edificato dell'anno 1971 è possibile rilevare dei dati statistici relativi alla forma degli stabili, alle dimensioni in pianta ed in elevazione, al numero di piani ed al numero di telai presenti nelle due direzioni, al numero di campate ed alla relativa lunghezza, all'altezza di interpiano. Analizzando i singoli parametri è possibile avere un'idea sommaria dell'edilizia residenziale presente nella provincia di Salerno.

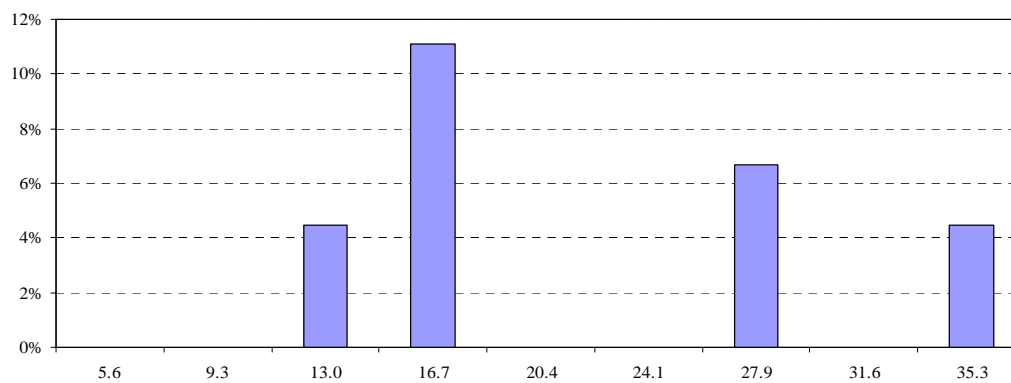
La prima caratteristica oggetto di studio è stata la forma in pianta, dallo studio del campione di edifici risulta che l'1% presenta una forma che possiamo definire a "T", il 6% una forma a "C", il 9% ad "L" e l'84%, pari a 64 unità sui 76 complessivi, presenta una forma in pianta rettangolare la quale risulta essere pertanto quella predominante così come chiaramente visibile in figura II.1.2.



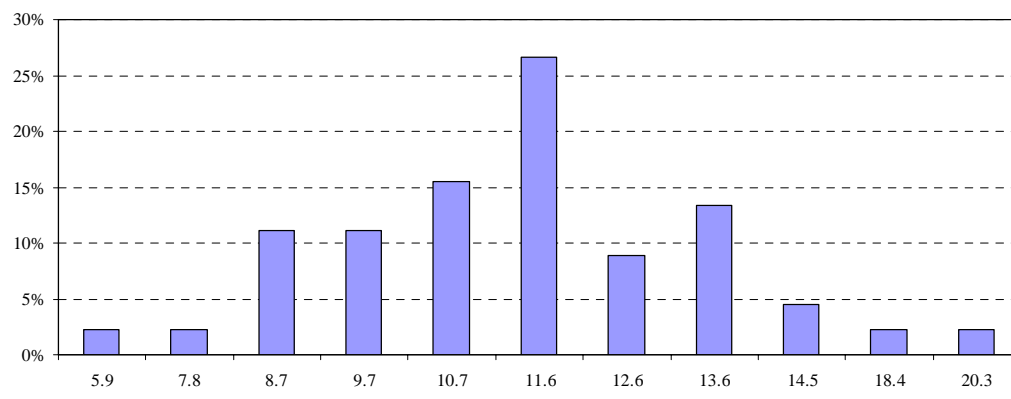
Pertanto risulterà conveniente analizzare le altre caratteristiche strutturali facendo riferimento al sottoinsieme di edifici di forma rettangolare e valutare per tale nuovo campione le dimensioni in pianta, longitudinale e trasversale.



**Figura II.1.2:** Scheda rilievo dati



a) istogramma della dimensione longitudinale in pianta

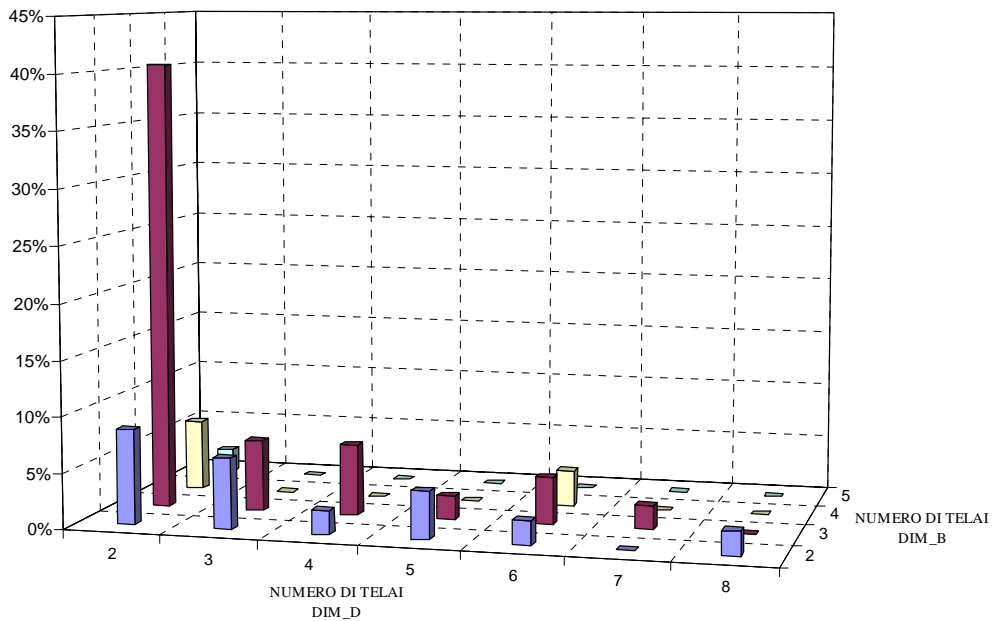


b) istogramma della dimensione trasversale in pianta

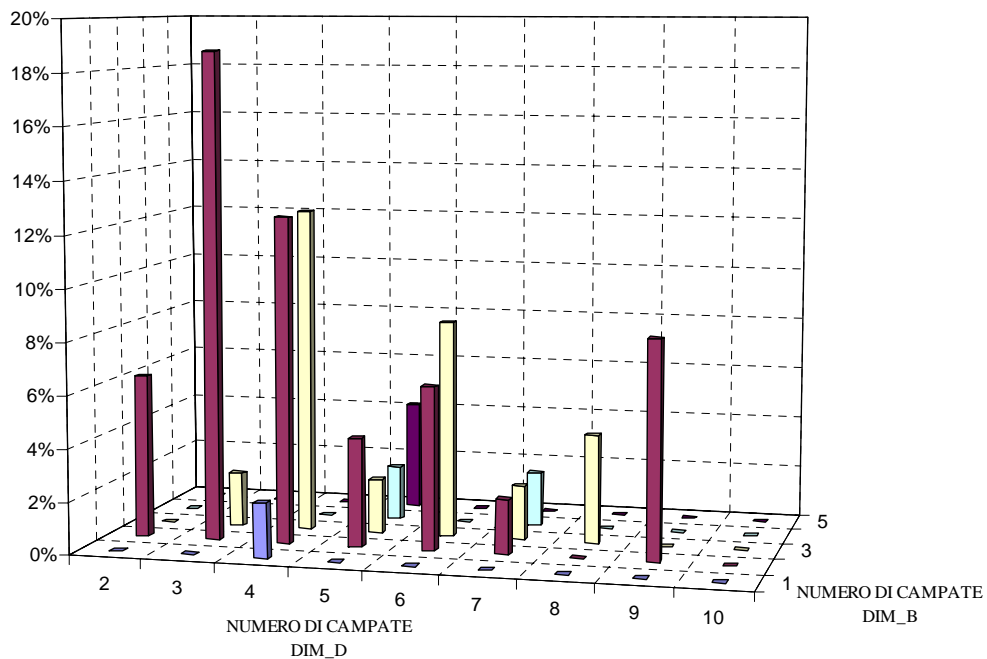
**Figura II.1.3:** Dimensioni in pianta degli edifici rettangolari

La dimensione longitudinale più frequente è di 16,7 m mentre quella trasversale si è pari a circa 11,6 m come mostrato in figura II.1.3.”a” e “b”. Per quanto attiene al

numero di telai ed il numero di campate disposti nelle due direzioni è possibile rilevare che in direzione ortogonale al lato lungo (“Dim D”, definito finora longitudinale), sono presenti prevalentemente soltanto i due telai perimetrali il cui compito è quello di portatompagni mentre in direzione ortogonale al lato corto (“Dim B”, definito finora trasversale) è frequente rilevare un numero di telai portanti il solaio pari a tre con un numero di campate parallele a B pari a due, così come visibile in figura II.1.4 a, b, e di lunghezza media pari a 5,5 metri.

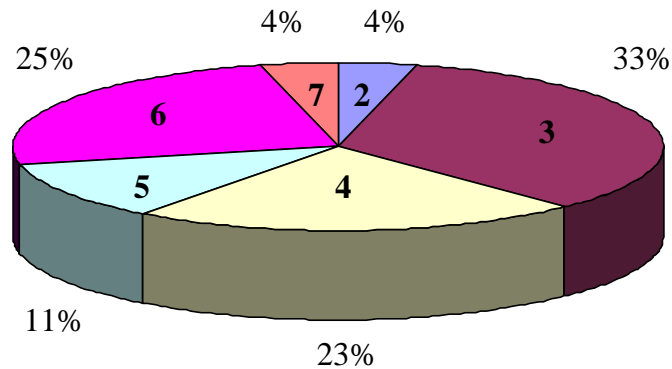


a) istogramma relativo al numero di telai nelle due direzioni



b) istogramma relativo al numero di campate nelle due direzioni

**Figura II.1.4:** Numero di telai e di campate presenti in pianta



**Figura II.1.5:** Numero di piani in elevazione

Per quanto attiene alle caratteristiche in elevazione del campione di edifici si rileva un numero di piani variabile tra due e sette con una prevalenza di edifici a tre e quattro piani seguita da quelli a sei come visibile in figura II.1.5; mentre l'altezza di interpiano è contenuta nell'intervallo tra 3,0 e 3,4 metri; maggiormente variabile è l'altezza dal suolo del primo impalcato che oscilla tra i 2,9 ed i 4,5 metri con una prevalenza di 4,1 metri.

## 2.2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO CAMPIONE

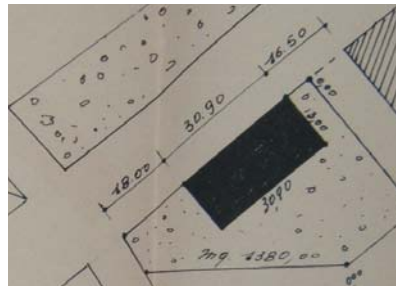
Tra gli edifici rilevati ne è stato scelto uno che meglio si presta al presente studio e che seppure non perfettamente corrispondente ai dati mediamente riscontrati nel paragrafo precedente comunque può ritenersi rappresentativo di un edilizia residenziale della seconda metà del novecento nel sud Italia.

L'edificio è sito nel comune di Battipaglia ed è stato realizzato nel 1972, presenta una struttura intelaiata in cemento armato calcolata con un'analisi elastica lineare dei singoli elementi adottando un modello a trave continua per solaio e travi ed un modello ad elemento semplicemente compresso per pilastri; la verifica degli elementi è stata condotta con il metodo delle tensioni ammissibili; il progetto è stato depositato al genio civile come richiesto dalla legge 1086 del 1971 così come indicato nella relazione di calcolo allegata agli elaborati grafici costituenti il progetto strutturale.

Dalla relazione di calcolo si rileva che si adotta un cemento tipo 425 armato con barre di armatura di classe Aq50 per la struttura in elevazione ed Aq42 per la struttura di fondazione. Non ci sono indicazioni relative alla realizzazione del conglomerato cementizio ed in merito alla resistenza caratteristica che lo stesso deve presentare a 28

giorni di stagionatura , indicando in relazione solamente che: *“gli impasti saranno eseguiti nelle prescritte proporzioni e usando una buona tecnica onde avere un ottimo conglomerato cementizio”*.

La pianta è di forma rettangolare di dimensioni 30,9 x 13,0 metri così come visibile in figura II.2.1.a ; presenta due telai ortogonalmente al lato lungo dell'edificio, posti lungo il perimetro con funzione di portatompagni, e quattro telai ortogonali al lato corto costituente l'ossatura portante principale. Sono presenti sul lato corto tre campate di lunghezza media pari a 4,2 m con due sbalzi ai lati di 1,5 m; sul lato lungo le campate sono sette di lunghezza media pari a 4,0 m con due sbalzi ai lati di 1,0 m, così come è possibile riscontrare in figura II.2.2 in cui si riporta la carpenteria del piano tipo.



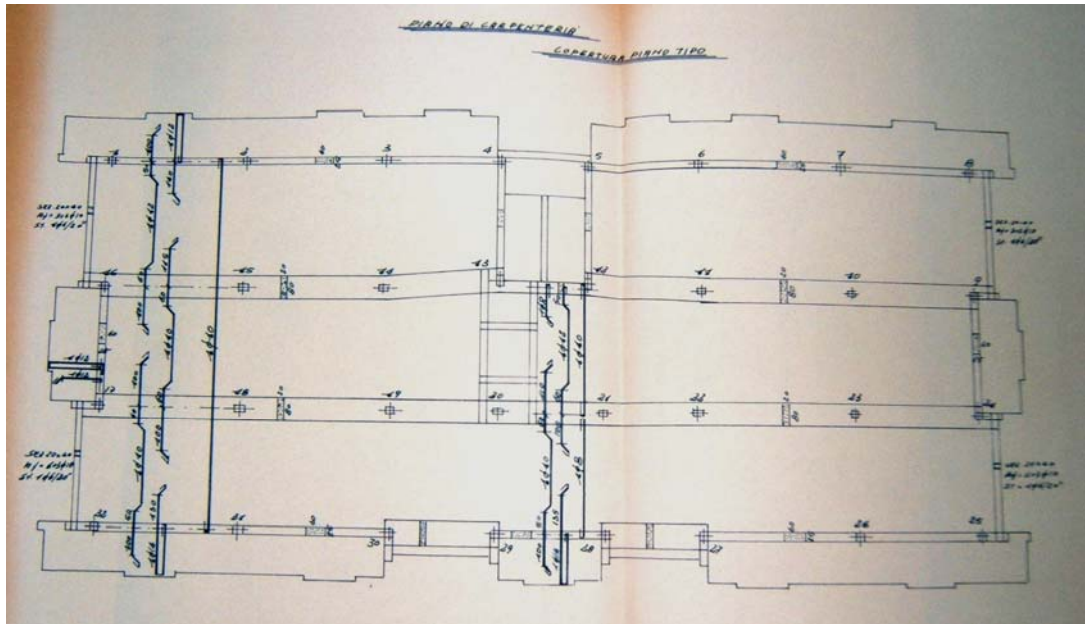
**Figura II.2.1:** Forma e dimensioni in pianta dell'edificio campione

L'altezza di interpiano è pari a 3,2 m con il primo impalcato ad un'altezza dalle fondazioni pari a 4,2 m.

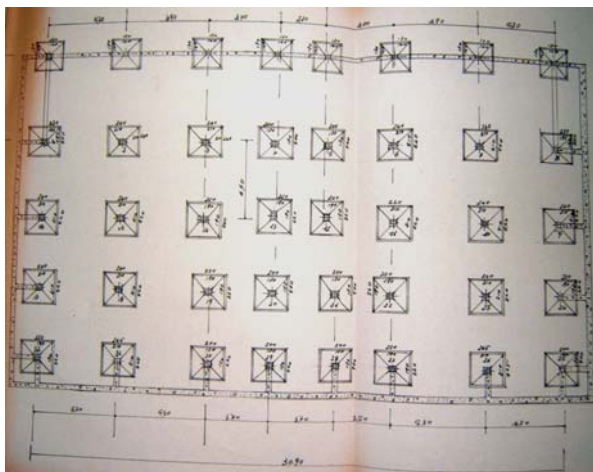
Sono presenti 32 pilastri di cui: 4 d'angolo, 12 centrali e 16 laterali; le travi perimetrali risultano essere quasi tutte emergenti mentre quelle centrali sono esclusivamente a spessore; le dimensioni dei pilastri e delle travi e le rispettive armature sono riportate rispettivamente in tabella II.2.1 ed in tabella II.2.2. In figura II.2.3 è riportata la tabella pilastro così come indicata in relazione.

Il solaio è del tipo latero-cementizio gettato in opera di altezza pari a 20 cm con soletta di 4 cm di spessore e laterizio di 16 cm di altezza, i travetti sono posti con interasse pari a 50 cm e sono armati con ferri del diametro di 10 e 12 mm così come visibile in figura II.2.2.a.

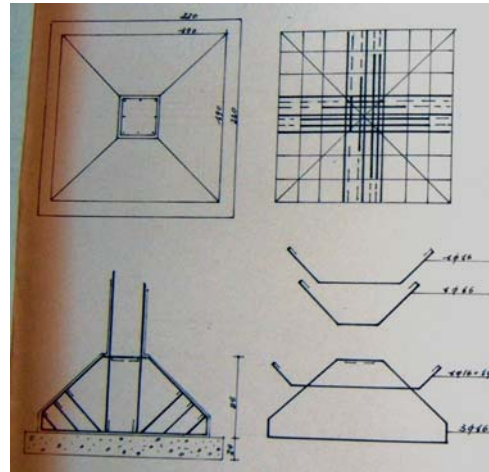
Le fondazioni sono realizzate a plinti isolati di pianta quadrata di lato variabile tra gli 1,7 m , 1,9 m e 2,1 m e sezione trasversale trapezoidale, armati come illustrato in figura II.2.2.c,d,e con barre del diametro di 16 mm.



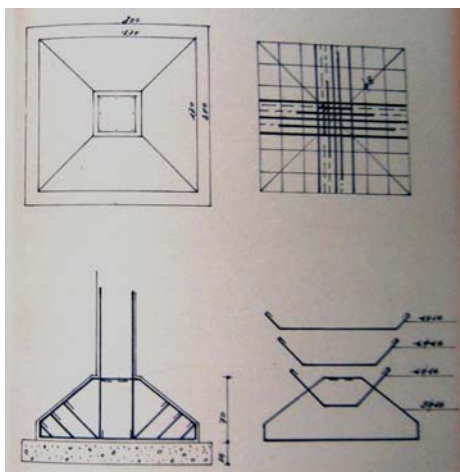
a) carpenteria piano tipo



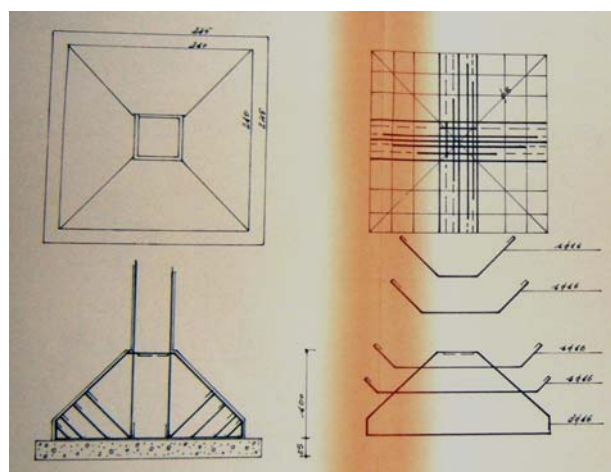
b) pianta delle fondazioni



c) carpenteria plinto tipo A



d) carpenteria plinto tipo B



e) carpenteria plinto tipo D

**Figura II.2.2:** Carpenteria piano tipo, pianta delle fondazioni e carpenteria plinti

Tabella II.2.1. Dimensione ed armatura dei pilastri

PILASTRO	PIANO											
	CANTINA		P TERRA		I PIANO		II PIANO		III PIANO		IV PIANO	
	sezione cm x cm	armatura n° - mm	sezione cm x cm	armatura n° - mm	sezione cm x cm	armatura n° - mm	sezione cm x cm	armatura n° - mm	sezione cm x cm	armatura n° - mm	sezione cm x cm	armatura n° - mm
1	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
2	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
3	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
4	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
5	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
6	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
7	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
8	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
9	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
10	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
11	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
12	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
13	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
14	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
15	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
16	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
17	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
18	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
19	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
20	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
21	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
22	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
23	40X50	8φ16	40X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
24	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
25	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
26	40X55	8φ16+2φ12	40X50	8φ16	35X50	6φ16	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
27	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14
28	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
29	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
30	40X40	6φ16	35X40	6φ16	30X40	6φ14	30X40	6φ14	30X35	4φ14+2φ12	30X35	4φ14+2φ12
31	40X55	8φ16+2φ12	40X50	8φ16	35X50	6φ16	30X50	6φ16	30X45	6φ14	30X40	6φ14
32	35X50	8φ16	35X50	6φ16+2φ12	30X50	6φ16	30X45	6φ16	30X40	6φ14	30X35	6φ14

TABELLA PILASTRI

GRUPPI	PIANO CANTINA	PIANO TERRA	1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	4° PIANO
1-8-12-13	35x50	35x50	30x50	30x45	30x40	30x35
14-19-22-24	8φ16	6φ16+2φ12	6φ16	6φ16	6φ14	6φ14
27-32	1φ6/16	1φ6/14	1φ6/16	1φ6/16	1φ6/14	1φ6/14
2-5-6-7-9	40x50	40x50	35x50	30x50	30x45	30x40
10-11-15-16	8φ16	8φ16	6φ16+2φ12	6φ16	6φ14	6φ14
17-18-23	1φ6/16	1φ6/16	1φ6/14	1φ6/16	1φ6/14	1φ6/14
4-5-20-21	40x40	35x40	30x40	30x40	30x35	30x35
25-28-29	6φ16	6φ16	6φ14	6φ14	4φ14+2φ12	4φ14+2φ12
30	1φ6/16	1φ6/16	1φ6/14	1φ6/14	1φ6/14	1φ6/14
26-31	40x55	40x50	35x50	30x50	30x45	30x40
	8φ16+2φ12	8φ16	6φ16	6φ16	6φ14	6φ14
	1φ6/16	1φ6/16	1φ6/16	1φ6/16	1φ6/14	1φ6/14

Figura II.2.3: Carpentaria piano tipo, pianta delle fondazioni e carpenteria plinti

Tabella II.2.2. Dimensione ed armatura delle travi

TRAVI		ARMATURA			STAFFE	SEZIONI
NUMERAZIONE PROG.	NUMERAZIONE SAP	sezione 0	sezione 0,5	sezione 1		
1_2	T01	2φ10+4φ16 2φ16	2φ10 4φ16	2φ10+4φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/50 25x60
2_3	T02	2φ10+4φ16 2φ16	2φ10 4φ16	2φ10+4φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/50 25x60
3_4	T03	2φ10+4φ16 2φ14	2φ10 2φ16+2φ14	2φ10+2φ16+2φ14 2φ14	sopra sotto	φ6/20 25x60
4_5	T04				sopra sotto	25x60
5_6	T05	2φ10+4φ16 2φ14	2φ10 2φ16+2φ14	2φ10+2φ16+2φ14 2φ14	sopra sotto	φ6/20 25x60
6_7	T06	2φ10+4φ16 2φ16	2φ10 4φ16	2φ10+4φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/50 25x60
7_8	T07	2φ10+4φ16 2φ16	2φ10 4φ16	2φ10+4φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/50 25x60
9_10	T08	13φ16 13φ16	8φ16 8φ16	11φ16 11φ16	sopra sotto	φ8/18 20x80
10_11	T09	12φ16 12φ16	8φ16 8φ16	13φ16 13φ16	sopra sotto	φ8/18 20x80
11_12	T10	8φ16 8φ16	6φ16 6φ16	10φ16 10φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
12_13	T11	5φ16 5φ16	3φ16 3φ16	5φ16 5φ16	sopra sotto	φ8/20 20x40
13_14	T12	10φ16 10φ16	7φ16 7φ16	9φ16 9φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
14_15	T13	14φ16 14φ16	9φ16 9φ16	12φ16 12φ16	sopra sotto	φ8/18 20x80
15_16	T14	14φ16 12φ16	9φ16 9φ16	14φ16 14φ16	sopra sotto	φ8/18 20x80
17_18	T15	11φ16 11φ16	9φ16 9φ16	10φ16 10φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
18_19	T16	10φ16 10φ16	9φ16 9φ16	10φ16 10φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
19_20	T17	7φ16 7φ16	6φ16 6φ16	6φ16 6φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
20_21	T18	6φ16 6φ16	6φ16 6φ16	6φ16 6φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
21_22	T19	6φ16 6φ16	6φ16 6φ16	7φ16 7φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
22_23	T20	10φ16 10φ16	9φ16 9φ16	10φ16 10φ16	sopra sotto	φ8/24 20x80
23_24	T21	9φ16 9φ16	8φ16 8φ16	10φ16 9φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
25_26	T22	2φ10+5φ16 2φ16	2φ10 4φ16	2φ10+4φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/20 25x60
26_27	T23	2φ10+5φ16 2φ16	2φ10 5φ16	2φ10+5φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/18 25x60
27_28	T24	4φ16+4φ12 4φ16	4φ16 4φ16	9φ16 4φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
28_29	T25	2φ8+4φ12 2φ12	2φ8 4φ12	2φ8+4φ12 2φ12	sopra sotto	φ6/20 25x60
29_30	T26	11φ16 6φ16	6φ16 5φ16	6φ16+4φ12 6φ16	sopra sotto	φ8/20 20x80
30_31	T27	2φ10+6φ16 2φ16	2φ10 5φ16	2φ10+5φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/18 25x60
31_32	T28	2φ10+6φ16 2φ16	2φ10 5φ16	2φ10+6φ16 2φ16	sopra sotto	φ6/18 25x60
1_16	T29	4φ12+2φ16 4φ12	2φ12 6φ12	6φ12 4φ12	sopra sotto	φ8/18 25x60
16_17	T30	6φ12 4φ12	2φ12 6φ12	6φ12 4φ12	sopra sotto	φ8/18 25x60
17_32	T31	6φ12 4φ12	2φ12 6φ12	6φ12 4φ12	sopra sotto	φ8/18 25x60
4_13	T32				sopra sotto	25x60
5_12	T33				sopra sotto	25x60
8_9	T34	4φ12+2φ16 4φ12	2φ12 6φ12	6φ12 4φ12	sopra sotto	φ8/18 25x60
9_24	T35	6φ12 4φ12	2φ12 6φ12	6φ12 4φ12	sopra sotto	φ8/18 25x60
24_25	T36	6φ12 4φ12	2φ12 6φ12	6φ12 4φ12	sopra sotto	φ8/18 25x60

### 2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE

La manualistica dell'epoca predilige l'uso della metodologia di dimensionamento e verifica alle tensioni ammissibili nella progettazione delle membrature in cemento armato. La tensione ammissibile adottata nei calcolo vari a seconda della sollecitazione considerata ed in particolare, nel caso in esame, per il conglomerato cementizio si adotta una tensione normale massima di 5,5 MPa per compressione centrata e 7,5 MPa per flessione, mentre per l'acciaio si adotta una tensione massima di trazione e compressione pari a 140 MPa per l'acciaio Aq 42 adottato per le fondazioni, 160 MPa per l'acciaio AQ50 usato per pilastri e travi e 180 MPa per l'acciaio AQ60 usato per i solai. In tabella II.3.1 è riportato uno specchietto riassuntivo delle tensioni ammissibili adottate nel progetto campione.

**Tabella II.3.1.** Tensioni ammissibili di progetto

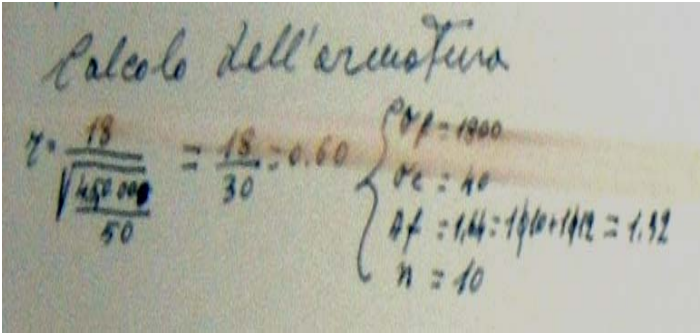
	<b>Sollecitazione</b>	<b>Materiale</b>	<b>Elemento strutturale</b>	<b>Tensione ammissibile</b>
$\sigma_{cls\_amm\_N}$	Compressione centrata	Conglomerato	Pilastri	5,5 MPa
$\sigma_{cls\_amm\_M}$	Flessione semplice pressoflessione	Conglomerato	Solai Travi	7,5 MPa
$\sigma_{s\_amm\_N,M}$	Presso e Tenso-flessione	Acciaio Aq42	Fondazioni	140 MPa
$\sigma_{s\_amm\_N,M}$	Presso e Tenso-flessione	Acciaio Aq50	Pilastri Travi	160 MPa
$\sigma_{s\_amm\_N,M}$	Presso e Tenso-flessione	Acciaio Aq60	Solai	180 MPa

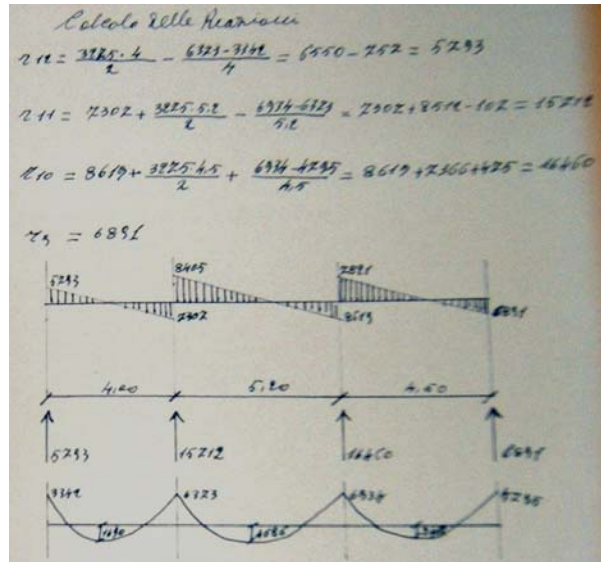
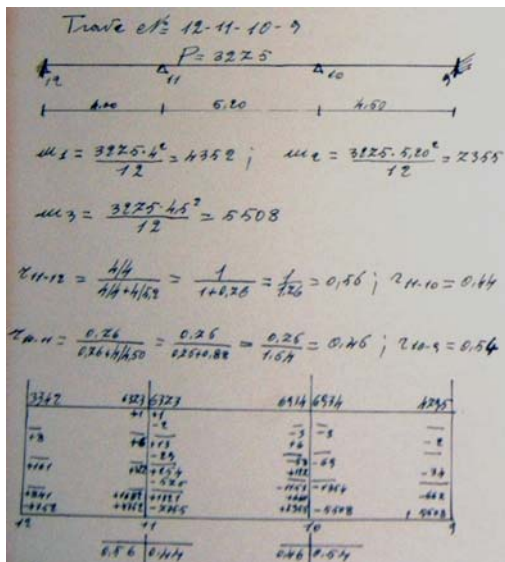
Per quanto attiene la progettazione degli elementi semplicemente inflessi, travi e solai, il progettista adotta uno schema a trave continua su più appoggi, rappresentati dalle travi per la modellazione dei solai e dai pilastri per la modellazione delle travi. Il modello a trave continua dei solai è caricato con i carichi permanenti  $G_k$  presi con il loro valore caratteristico pari a 4,0 kN/m, così come imponeva il metodo delle tensioni ammissibili, e con il carico accidentale pari a 2,5 kN/m disposto a scacchiera in modo da massimizzare le sollecitazioni in campata e sugli appoggi. La risoluzione dello schema è svolta adottando il metodo Cross così come visibile in figura II.3.1. Il dimensionamento e verifica è svolto calcolando il coefficiente “ r ” mediante la formula riportata in tabella II.3.2 mediante il quale con l'ausilio delle tabelle di calcolo del coefficiente r , riportate nel testo di “Teoria e Tecnica delle costruzioni” di



Elio Giangreco nel capitolo relativo alla flessione semplice, è possibile ricavare la tensione massima del calcestruzzo per compressione della sezione da confrontare con quella ammissibile ed il coefficiente  $t$  necessario per il calcolo dell'armatura in trazione secondo la formula  $A_s = t \cdot \sqrt{M \cdot B}$ , anche riportata in tabella II.3.2; in alternativa l'armatura in trazione della sezione inflessa è calcolata con la nota formula:  $A_f = \frac{M}{(0,9 \cdot h \cdot \sigma_{s\_amm\_M})}$ .

**Tabella II.3.2.** Formule di dimensionamento e verifica a flessione

Formula	Estratto dalla relazione di calcolo
$r = \frac{H}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$	
$A_s = t \cdot \sqrt{M \cdot B}$	
$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot h \cdot \sigma_{s\_amm\_M}}$	



a) calcolo dei coefficienti di ripartizione

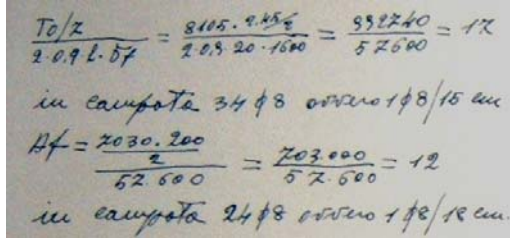
b) calcolo delle sollecitazioni

**Figura II.3.1:** Metodo Cross per il calcolo delle sollecitazione

La verifica a taglio della sezione di solaio è omessa, così come normalmente si faceva all'epoca, mentre per le travi si calcola un area di staffe da distribuire nella trave con un passo uniforme mediante la seguente formula riportata in tabella II.3.3,

nella quale “ T ” è il taglio massimo rilevato in corrispondenza dell’appoggio, “ z ” è la distanza del punto di nullo del taglio dall’appoggio, “ n<sub>braccia</sub> ” il numero di braccia della staffatura, “ H ” l’altezza della sezione trasversale e “ σ<sub>famm</sub> ” la tensione ammissibile dell’acciaio costituente le staffe.

**Tabella II.3.3.** Formula di dimensionamento e verifica a taglio

Formula per il calcolo dell’area di staffe a taglio adottata nel progetto campione	Estratto dalla relazione di calcolo
$A_{f\_staffe} = \frac{(T \cdot z)/2}{n_{braccia} \cdot 0.9 \cdot H \cdot \sigma_{famm}}$	

Il dimensionamento dei pilastri e la successiva verifica è svolta considerando esclusivamente la sollecitazione di sforzo normale centrato. Ad ogni piano il valore dello sforzo normale è calcolato come prodotto della reazione vincolare della trave poggiante sul pilastro per il numero di piani sovrastanti, mentre la sezione trasversale di calcestruzzo è calcolata come rapporto dello sforzo normale e della relativa tensione ammissibile per compressione centrata, l’area di acciaio da mettere all’interno della sezione è pari all’ otto per mille dell’area di calcestruzzo precedentemente calcolata e definita area strettamente necessaria, la verifica a sforzo normale centrato è poi eseguita nuovamente considerando anche la presenza dell’armatura longitudinale. Infine l’armatura trasversale, posta al fine di evitare lo svergolamento delle barre longitudinali, è costituita da staffe di 6 mm di diametro poste ad un passo pari a 10 volte il diametro medio delle barre longitudinali che legano. In tabella II.3.4 si riporta in maniera riassuntiva le modalità progettuali dei pilastri.

Il dimensionamento dei plinti di fondazione è svolto considerando lo sforzo normale del pilastro collegato alla fondazione aumentato del peso del plinto stesso posto pari a 7000 kg in prima approssimazione. La sezione in pianta del plinto è posta di forma quadrata ed il lato è calcolato in modo da avere per solo sforzo normale una tensione uniforme di 0,2 MPa, ipotizzata come tensione ammissibile per il terreno di fondazione. L’altezza del plinto è calcolata dividendo il plinto in quattro mensole di

40 cm di larghezza e considerando il comportamento flessionale delle stesse soggette alla reazione del suolo sul plinto.

**Tabella II.3.4.** Formula di dimensionamento e verifica a taglio

Formula per il dimensionamento e verifica adottata nel progetto campione	Estratto dalla relazione di calcolo
<p><b>Dimensionamento</b></p> $A_c = \frac{N}{\sigma_{cls\_amm\_N}}$ $A_s = 0.008 \cdot A_c$ <p>staffe <math>\phi 6</math>  passo = <math>10 \cdot \phi_{\text{barre longitudinali}}</math></p> <p><b>Verifica</b></p> $\sigma_{cls} = \frac{N}{A_c + n \cdot A_s} < \sigma_{cls\_amm\_N}$ <p>con:  <math>n = 10</math></p>	<p>TABELLA PILASTRI</p> <p>1° diff. <math>N = 95494</math>; <math>A_c = \frac{95494}{55} = 1736 \sim 35 \times 50</math></p> <p><math>A_f = 1 \phi 16</math> ST. 106/16 <math>\phi_{diff} = \frac{95494}{1910} = 50</math> con la copertura da sovraccarico.</p> <p>1° piano 35 x 50; <math>A_f = 6 \phi 16 + 2 \phi 12</math> ST. diff. 106/16</p> <p>2° piano 30 x 50; <math>A_f = 6 \phi 16</math> 106/16</p> <p>3° piano 30 x 45; <math>6 \phi 16</math> 106/16</p> <p>4° piano 30 x 40; <math>6 \phi 16</math> 106/16</p> <p>5° piano 30 x 35; <math>6 \phi 16</math> 106/16</p>

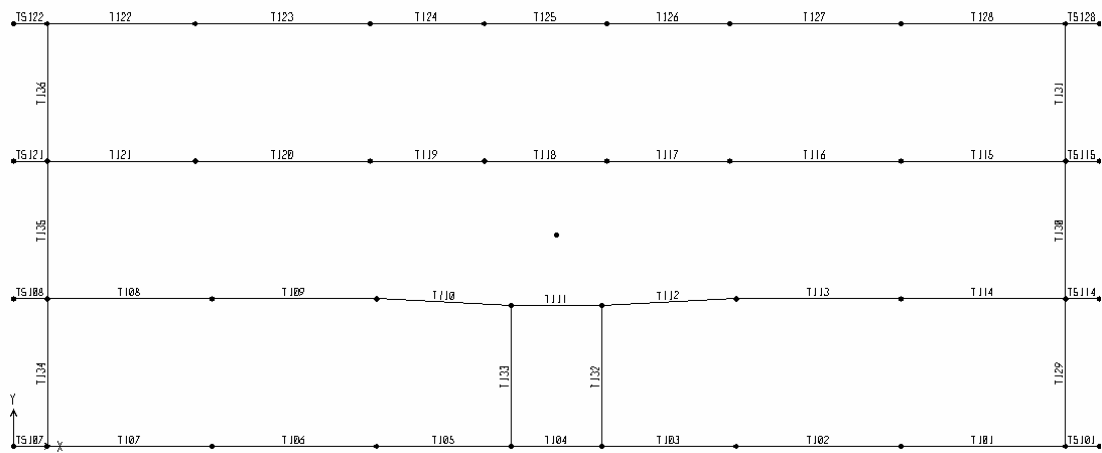
## 2.4. MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO CAMPIONE

La modellazione di una struttura richiede la definizione di tre modelli : modello geometrico, di carico e modello meccanico. Il modello è stato poi risolto mediante l'uso del programma SAP 2000 V10 eseguendo sia il calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali soggetti ai carichi di progetto mediante un'analisi elastico lineare, sia eseguendo un'analisi incrementale non lineare caricata con i carichi permanenti presi con il loro valore caratteristico a cui va aggiunto i carichi accidentali incrementati proporzionalmente sino a formazione di meccanismo.

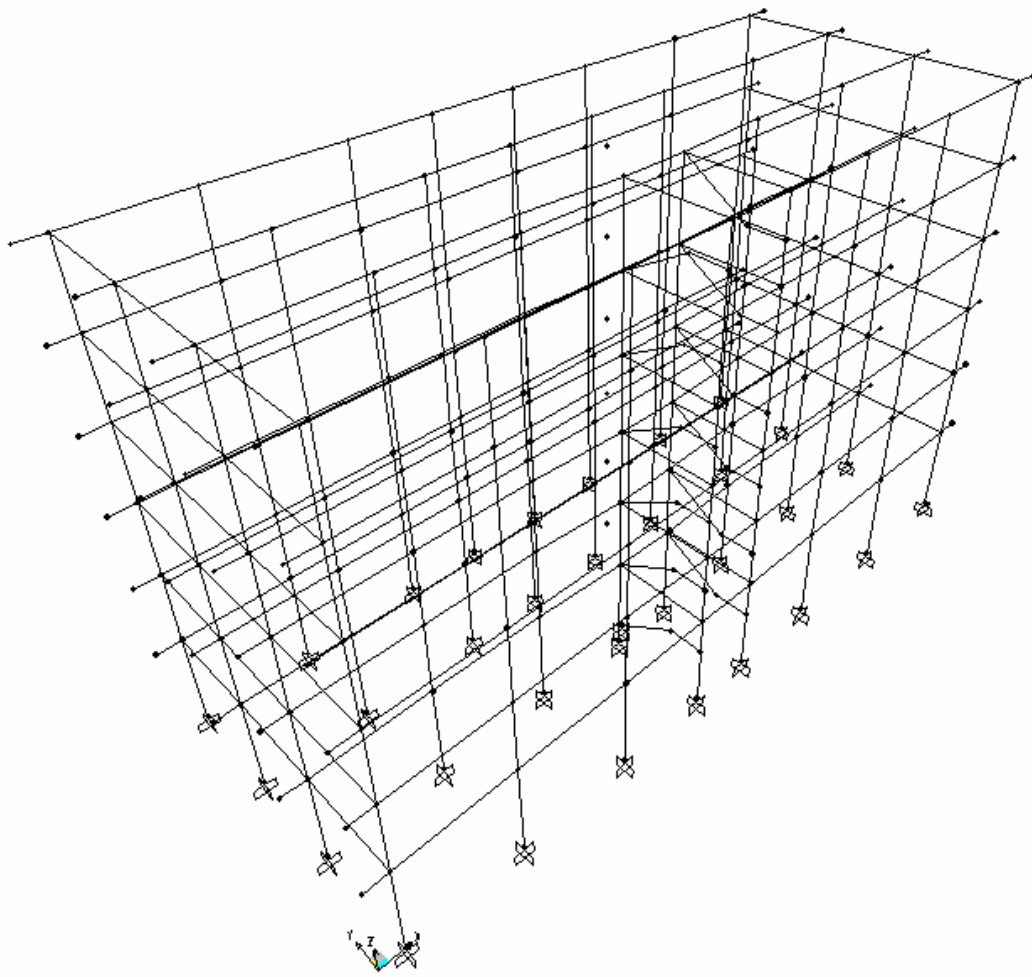
La sovrastruttura portante dell'edificio campione è stata modellata con elementi monodimensionali travi e pilastri costituenti il telaio spaziale, ipotizzato incastrato alla base, così come indicato in figura II.4.1. Le denominazioni e le sezioni dei pilastri e delle travi sono riportate nelle tabelle II.2.1 e II.2.2.

L'elemento solaio è stato modellato a parte come trave continua su quattro appoggi con tre campate di lunghezza rispettivamente pari a 4,5 m , 4,2 m e 4,2 m e

con due sbalzi alle estremità di lunghezza pari a 1,5 m così come mostrato in figura II.4.2.



a) pianta piano tipo



b) modello tridimensionale

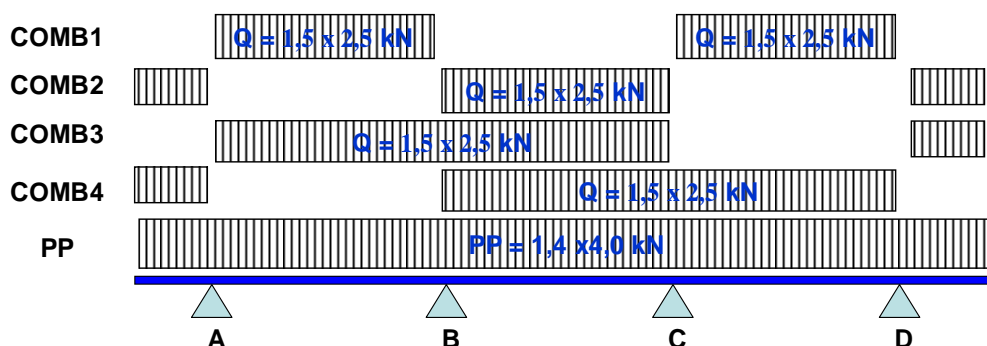
**Figura II.4.1:** Modello SAP dell'edificio tipo

Per quanto attiene al modello di carico la struttura è stata caricata combinando i carichi permanenti amplificati di 1,4 con quelli accidentali amplificati di 1,5.

Il peso proprio dei pilastri è stato applicato ad ogni piano al piede degli stessi, mentre sono stati applicati sulle travi come carico distribuito il peso dei tompani e le massime reazioni dei solai sulle medesime travi.

I carichi sulle singole travi sono stati valutati effettuando le seguenti distinzioni: travi centrali - perimetrali portanti solaio - perimetrali non portanti solaio; quelle centrali sono state caricate considerando il peso proprio della trave e la relativa reazione del solaio, mentre per quelle perimetrali portanti solaio ai carichi precedentemente citati si aggiunge anche il peso dei tompani posto pari a 6,00 kN/m così come indicato nel progetto del 1972, infine quelle perimetrali non portanti il solaio sono state caricate con il peso proprio della trave, il peso dei tompani e lo scarico di una fascia di un metro di solaio.

La reazione del solaio sulla relativa trave è stata calcolata risolvendo lo schema iperstatico caricato con i carichi permanenti uniformemente distribuito ed i carichi accidentali disposti a scacchiera in modo da massimizzarne le reazioni vincolari così come illustrato in figura II.4.2 e riportate in tabella.



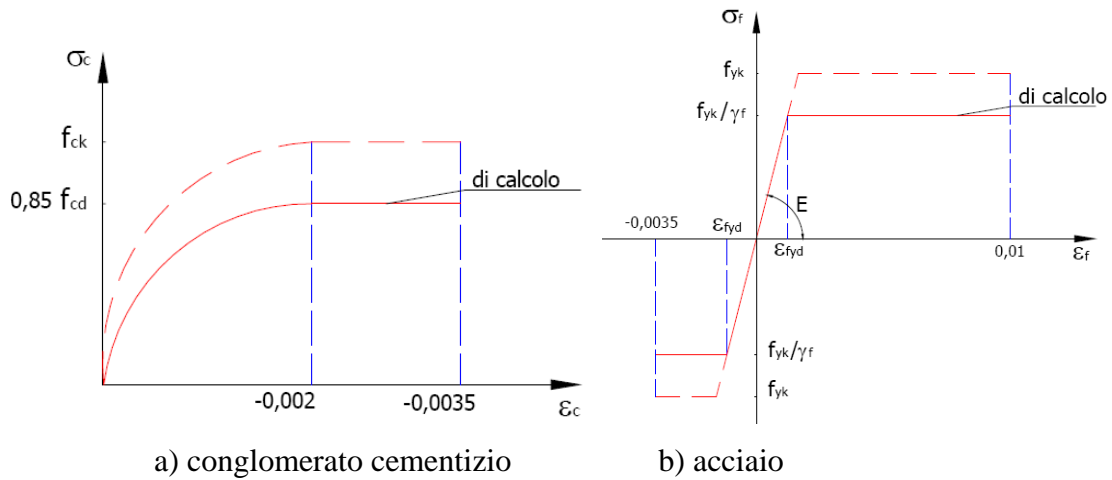
**Figura II.4.2:** Modello di carico dei solai per il calcolo delle reazioni di appoggio

**Tabella II.4.1.** Reazioni del solaio sulla trave

CARICO	$R_A$ [kN/m]	$R_B$ [kN/m]	$R_C$ [kN/m]	$R_D$ [kN/m]
Gd	18,00	25,00	26,00	20,00
Qd	18,00	19,00	19,00	14,00
Gd+Qd	36,00	44,00	45,00	34,00

Per quanto attiene al modello meccanico, volendo utilizzare la metodologia di verifica agli stati limite ultimi, si ritiene opportuno l'uso dei legami costitutivi classici della tecnica delle costruzioni per la caratterizzazione del comportamento del conglomerato cementizio e dell'acciaio, ed in particolare per il primo l'uso di un

legame parabola rettangolo sino ad una deformazione ultima del 3,5 per mille mentre per il secondo un legame elastico perfettamente plastico fino alla deformazione ultima del 10 per mille così come riportato in figura II.4.3 a,b.



**Figura II.4.3:** Legami costitutivi dei materiali

La resistenza di calcolo cilindrica  $f_{cd}$  del conglomerato cementizio è assunta pari a  $\frac{f_c}{\gamma_c} = \frac{0,83 \cdot R_c}{\gamma_c}$ , essendo 0,83 il fattore di trasformazione da resistenza cubica a cilindrica,  $R_c$  la resistenza media del calcestruzzo e  $\gamma_c$  il coefficiente di sicurezza che nel caso in esame è posto pari ad uno volendo valutare il valore medio del fattore di sicurezza e la relativa probabilità di collasso della struttura. La resistenza cilindrica viene ridotta ulteriormente di un fattore 0,85 per tener conto delle modalità di applicazione del carico. La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è assunta pari a  $\frac{f_y}{\gamma_s}$  con il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$  unitario. Il modulo elastico normale "E" dell'acciaio è posto pari a 210.000 MPa.

Le caratteristiche medie della resistenza a rottura del calcestruzzo ed a snervamento dell'acciaio sono state definite con un approccio probabilistico nel paragrafo 2.5.

Il comportamento della struttura in ambito post elastico è stato definito mediante la modellazione "a plasticità concentrata" capace di considerare la non linearità del materiale, con un minor onere computazionale rispetto ai modelli "a plasticità diffusa", concentrando il comportamento non lineare degli elementi trave e pilastro in corrispondenza delle sezioni più sollecitate. Tale semplificazione si adatta

correttamente al caso degli edifici a telaio, in cui le possibili cerniere plastiche sono localizzate all'inizio, in mezzera ed alla fine del generico elemento asta trave ed esclusivamente agli estremi nel generico elemento asta pilastro. Il modello a plasticità concentrata è ben descritto nel paragrafo 2.6.

## **2.5. ANALISI PROBABILISTICA DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO E DELL'ACCIAIO**

Nel paragrafo precedente è stato definito lo stato sollecitativo del telaio spaziale allo stato limite ultimo che dovrà essere confrontato con quello resistente la cui definizione dipende oltre che dalla geometria degli elementi anche dalle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati. Questo ultimo aspetto rappresenta un fattore di criticità nelle metodologie di stima, in quanto i dati sui materiali dell'epoca sono in genere pochi e di qualità modesta. Per questo motivo vengono di seguito sintetizzati i risultati salienti di una estesa analisi svolta presso gli archivi del Laboratorio Prove dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Napoli, per definire su base statistica le caratteristiche di calcestruzzi ed acciai utilizzati nel dopoguerra

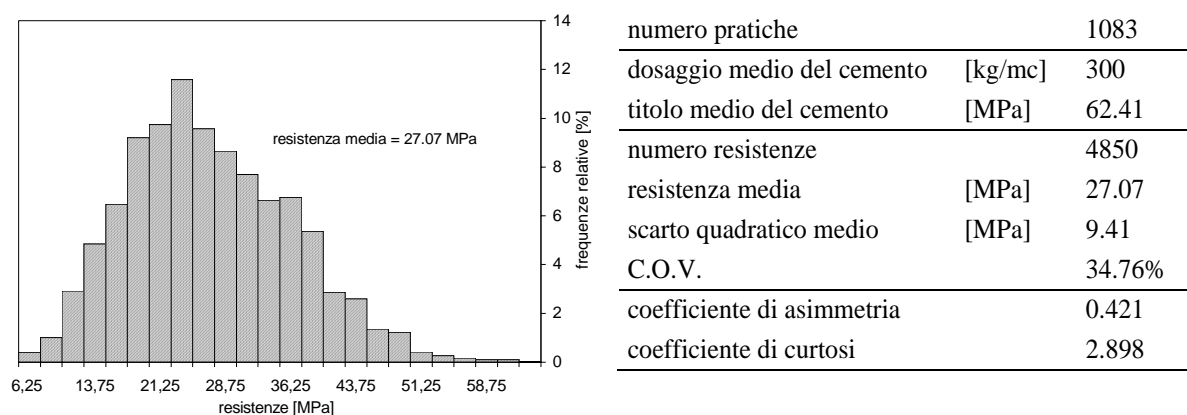
### **2.5.1. IL CONGLOMERATO CEMENTIZIO**

L'analisi dei dati relativi alle prove effettuate presso il Laboratorio Ufficiale di Prove Materiali del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni, nel decennio 1960-70 ha consentito di costruire un'attendibile statistica delle resistenze dei calcestruzzi utilizzati nelle strutture civili durante l'arco temporale di riferimento.

La raccolta dei dati e la successiva elaborazione statistica sono state eseguite su una popolazione di resistenze aventi in comune il solo dosaggio di cemento: difatti si considerano solo i calcestruzzi confezionati con 300 kg/mc di cemento.

E' stato ignorato il titolo del cemento in quanto non particolarmente variabile; i titoli più frequenti che si riscontrano nel periodo 1960-66 sono il 600 ed il 670 (espressi in Kg/cm<sup>2</sup>) mentre nel periodo 1967-70 accanto ad essi cominciano ad affermarsi i titoli 730 ed un limitato numero degli attuali 325 e 425. Sono riportati di seguito, a titolo di esempio, i risultati delle analisi statistiche delle resistenze relative alle prove del solo anno 1960 che si può ritenere significativo del decennio 1960-70.

In figura II.5.1 è riportato il diagramma delle frequenze relative dell'intera popolazione di resistenze dell'anno 1960 con la relativa tabella riportati i principali indici di forma e di dispersione nonché gli ulteriori parametri caratteristici dell'intero campione; la resistenza media dei calcestruzzi risulta pari a 27,07 MPa .



**Figura II.5.1:** Diagramma delle frequenze relative delle resistenze dell'intero anno 1960 con tabella riportante le principali caratteristiche della popolazione di resistenze

### 2.5.2. L'ACCIAIO DA ARMATURA

In maniera analoga, al fine di definire le tipologie di acciai prodotti ed utilizzati nel decennio 1960-70 e le relative caratteristiche meccaniche, sono stati analizzati i dati delle prove a trazione eseguite presso il laboratorio del Dipartimento (ex Istituto) di Scienza delle Costruzioni della Facoltà d'Ingegneria di Napoli, nell'arco temporale suddetto. Il campione studiato è da considerarsi rappresentativo dell'intera area campana e con qualche approssimazione di tutto il centro sud della penisola; difatti all'epoca gli ulteriori Laboratori Ufficiali dell'Italia meridionale erano quelli annessi alle cattedre di Scienza delle Costruzioni delle Facoltà d'Ingegneria di Roma e Palermo (R.D.L. del 16 novembre 1939).

La classificazione dei dati del laboratorio è stata effettuata adottando la classificazione suggerita dalla normativa vigente all'epoca ed in particolare il R.D.L. del 16 novembre 1939 n°2229 e la circolare del 23 maggio 1957 n°1472.

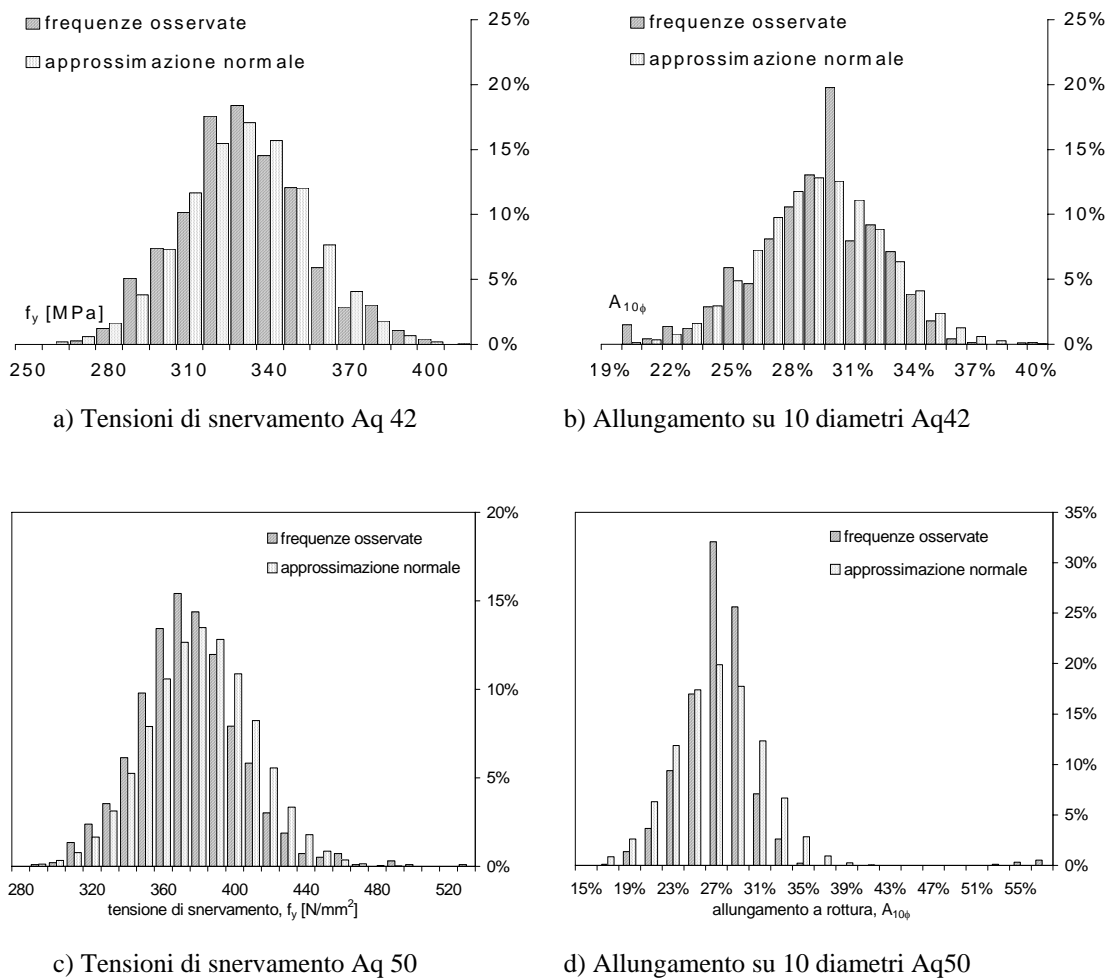
In particolare, il R.D.L. definisce, sulla base della tensione di snervamento, di rottura, e dell'allungamento a rottura, tre tipi di acciai denominati dolce, semiduro e duro, mentre la circolare ripropone la medesima classificazione assegnando le sigle Aq.42, Aq.50 e Aq.60, agli acciai di qualità caratterizzati rispettivamente da intervalli



di resistenza a rottura di 42-50, 50-60, 60-70 kg/mm<sup>2</sup>, da tensione di snervamento non inferiore a 23, 27 e 31 kg/mm<sup>2</sup> ed infine da allungamenti a rottura valutata su 10 diametri non inferiori a 20%, 16% e 14%.

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica degli acciai, con riferimento agli acciai Aq.42 ed Aq50 che risultano i più impiegati all'epoca, in figura II.5.2 sono riportati i diagrammi delle frequenze relative della tensione di snervamento e dell'allungamento a rottura; nella tabella II.5.1 sono riportati i principali indici di forma e di dispersione delle grandezze meccaniche esaminate.

Si osserva l'ottima duttilità degli acciai, con valor medio del rapporto di incrudimento paria a 1.440 ed allungamento a rottura su 10 diametri pari al 28.81%.



**Figura II.5.2:** Diagramma delle frequenze relative delle tensioni e dell'allungamento su 10 diametri degli acciai Aq42 ed Aq50

**Tabella II.5.1.** Caratteristiche principali degli acciai Aq42 e Aq50

## a) caratteristiche acciaio Aq42

numero prove: 729	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u/f_y$	$A_{10\phi}$
valore medio	325.4	467.1	1.440	28.81%
valore massimo	397.4	499.9	1.812	39.16%
valore minimo	265.0	420.1	1.096	20.00%
scarto quadratico medio	23.165	21.718	0.086	0.031
C. O. V.	0.071	0.047	0.060	0.107
indice di asimmetria	0.237	-0.342	0.311	-0.417
indice di curtosi	3.015	2.008	3.941	3.365

## b) caratteristiche acciaio Aq50

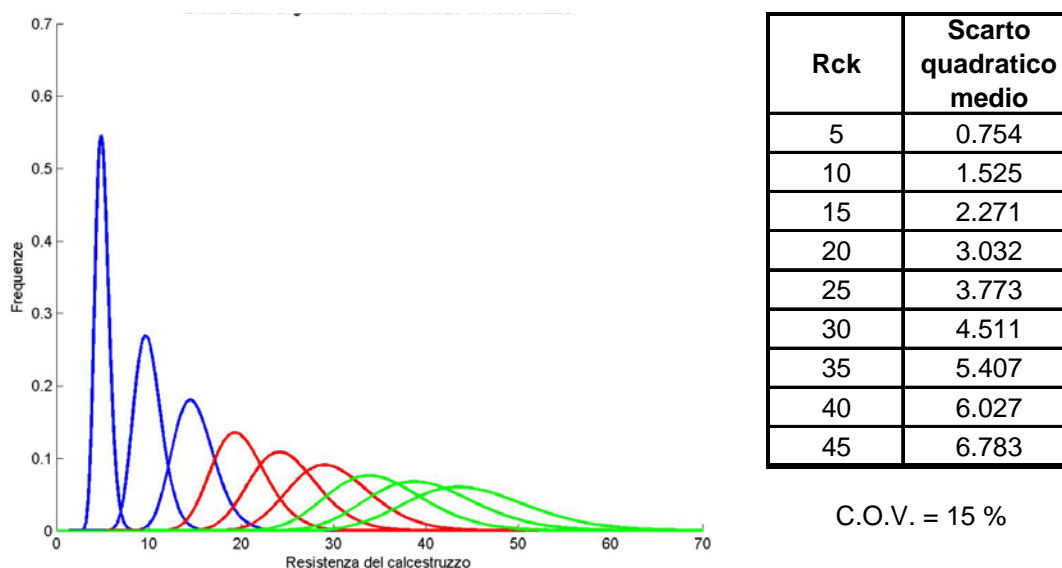
numero prove: 959	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u/f_y$	$A_{10\phi}$
valore medio	369.9	545.1	1.479	26.08%
valore massimo	530.0	599.6	1.845	56.48%
valore minimo	282.4	500.1	1.054	16.67%
scarto quadratico medio	29.449	26.854	0.097	0.040
C. O. V.	0.080	0.049	0.066	0.152
indice di asimmetria	0.573	0.159	0.043	3.449
indice di curtosi	4.751	2.002	3.640	27.288

### 2.5.3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ADOTTATI PER L'EDIFICIO CAMPIONE

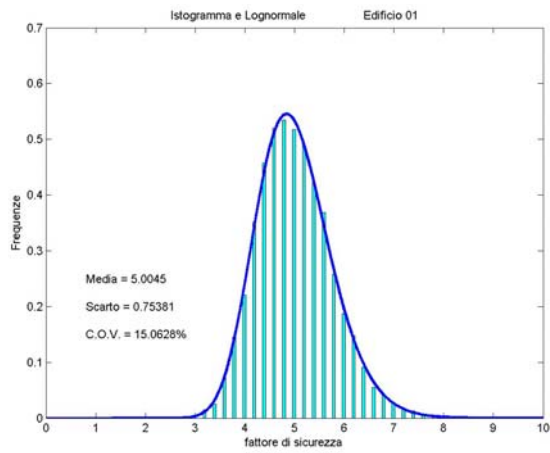
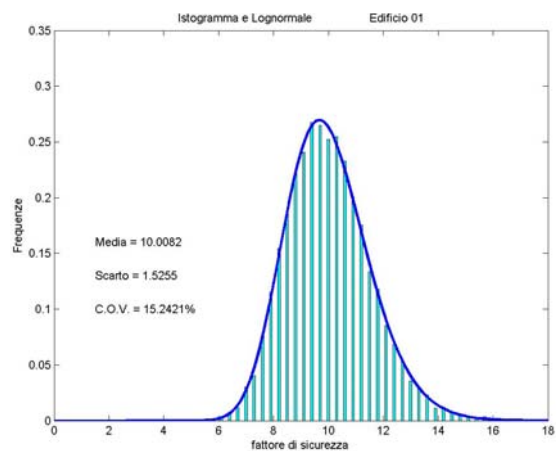
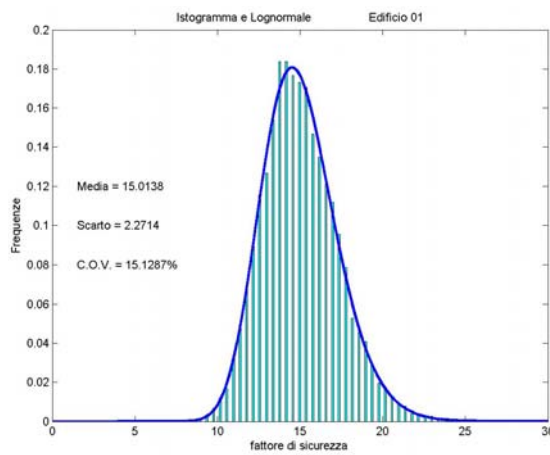
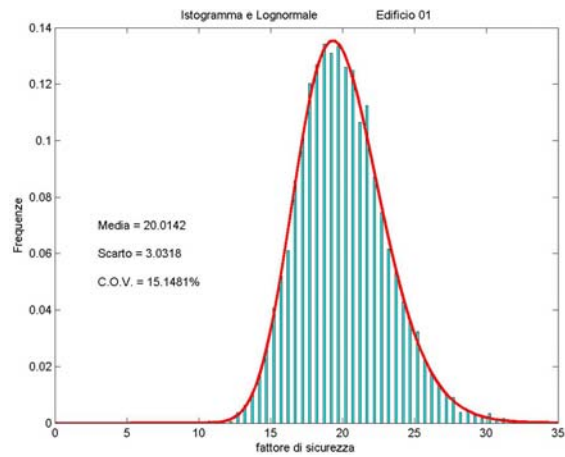
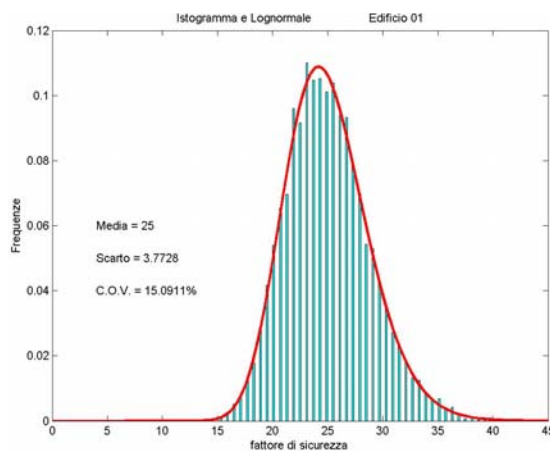
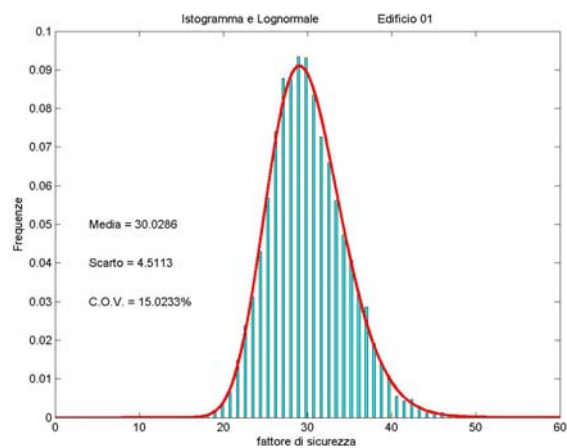
Lo studio del progetto campione ha permesso di conoscere i materiali adottati e le caratteristiche degli stessi al momento della loro messa in opera, in particolare si rileva che per la realizzazione delle armature dei solai il progettista adotta un Aq60 mentre per l'ossatura principale, travi e pilastri, un Aq50 ed infine per le fondazioni è adottato un Aq42. Per quanto attiene il conglomerato cementizio il progettista da indicazioni relative unicamente al titolo del cemento fissato pari a 425 non definendo esplicitamente le caratteristiche che deve presentare il conglomerato; è comunque possibile definire le minime caratteristiche di resistenza a rottura per compressione che, per normativa, deve presentare il calcestruzzo partendo dalle tensioni ammissibili e dal tipo di acciaio adottato. La norma vigente nel 1972 prevede che l'uso dell'Aq50 sia affiancato da un calcestruzzo di resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$  superiore a 20 MPa, a questa va affiancata l'osservazione che l'uso di una tensione ammissibile a flessione di 7,5 MPa impone che la resistenza del calcestruzzo sia superiore a 22,5 MPa dovendo risultare pari a tre volte il coefficiente di sicurezza.

In definitiva per la struttura in esame si può stabilire che i materiali utilizzati per la realizzazione della sovrastruttura sono: acciaio in barre lisce Aq50 e calcestruzzo di resistenza  $R_{ck} = 20-25$  MPa.

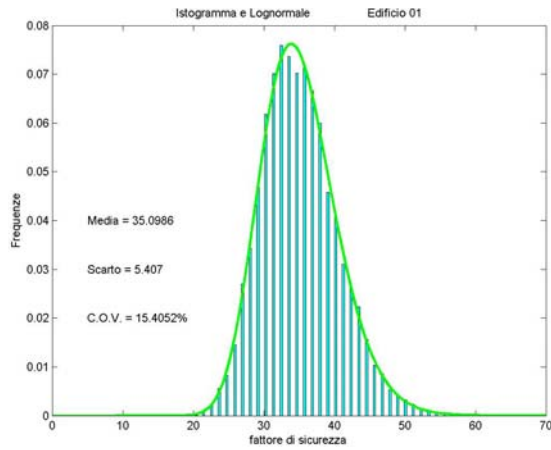
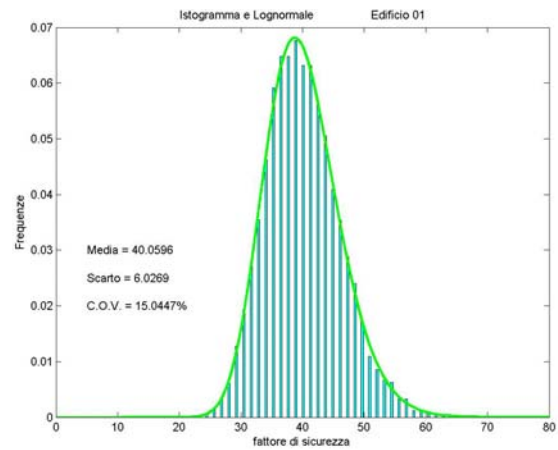
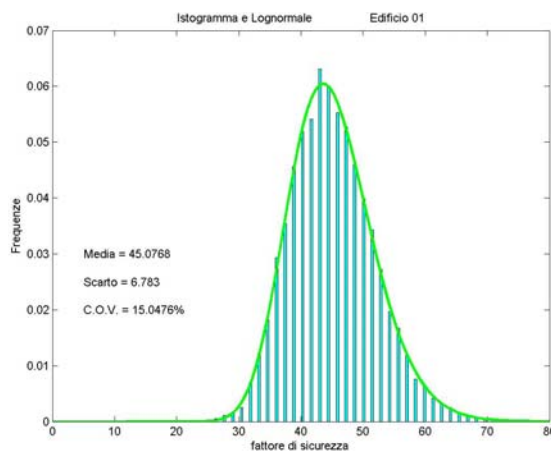
La vetusta dell'opera comporta senza dubbio una variazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali ed in particolar modo del calcestruzzo, per il quale normalmente le analisi delle carote eseguite su edifici esistenti del periodo in esame dimostrano che la resistenza del materiale tende a diminuire, pertanto nell'analisi svolta in questo studio si analizzerà il comportamento della struttura anche per valori di resistenza inferiori a 20 MPa. In particolare si definiscono nove classi di calcestruzzi di resistenza cubica media variabile da 5 a 45 MPa con passo di 5 MPa. Per ogni classe di calcestruzzo sono stati estratti, secondo il metodo Montecarlo, 10000 valori di resistenza seguendo una distribuzione lognormale di media pari al valore di  $R_c$  della classe e con C.O.V. pari a 0,15 ; la scelta della lognormale è dettata dall'esigenza di non estrarre mai valori negativi. In figura II.5.3 sono rappresentate le nove distribuzioni scelte e la tabella riportante le principali caratteristiche. In figura II.5.4 e II.5.5 sono rappresentate le estrazioni dei 10000 valori per ogni singola classe e la loro rispondenza ai diagrammi delle frequenze delle resistenze del calcestruzzo relative ai conglomerato considerate mentre in figura II.5.6 è riportato il diagramma delle frequenze della tensione di snervamento dell'acciaio Aq50 anch'esso ricavato considerando l'estrazione secondo il metodo Montecarlo di 10000 valori di resistenza seguendo una normale di media pari a 370 MPa e di C.O.V. pari a 0,08.



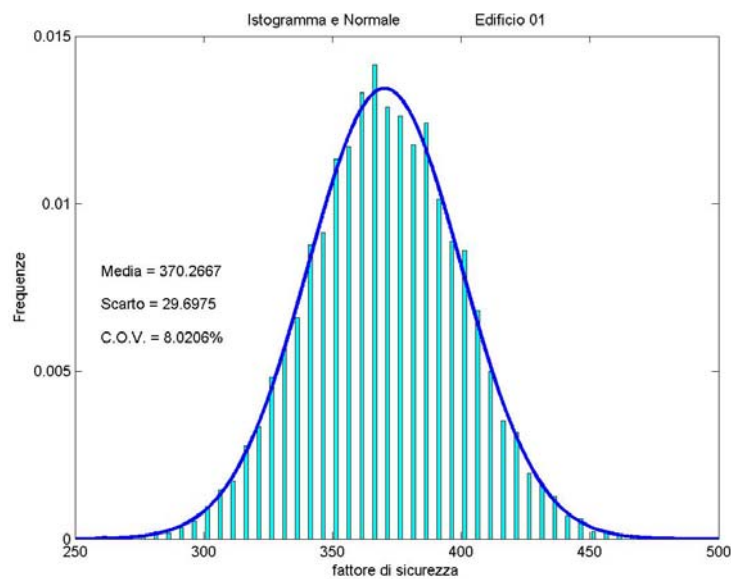
**Figura II.5.3:** Distribuzione lognormale delle frequenze di resistenza del calcestruzzo

a) Resistenza media  $R_c = 5,0$  MPab) Resistenza media  $R_c = 10$  MPac) Resistenza media  $R_c = 15,0$  MPad) Resistenza media  $R_c = 20$  MPae) Resistenza media  $R_c = 25,0$  MPaf) Resistenza media  $R_c = 30$  MPa

**Figura II.5.4:** Diagramma delle frequenze relative delle resistenze a compressione del conglomerato con C.O.V. 0.15

a) Resistenza media  $R_c = 35,0$  MPab) Resistenza media  $R_c = 40$  MPac) Resistenza media  $R_c = 45,0$  MPa

**Figura II.5.5:** Diagramma delle frequenze relative delle resistenze a compressione del conglomerato con C.O.V. 0.15

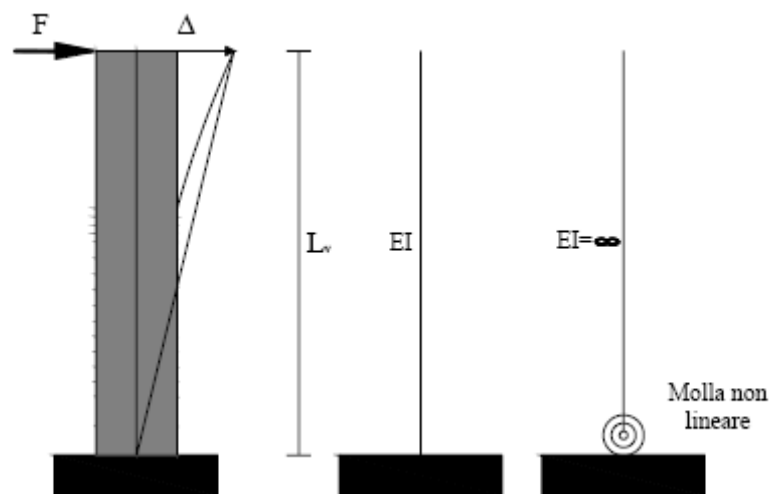


**Figura II.5.5:** Diagramma delle frequenze alla tensione di snervamento dell'Aq50 con resistenza media pari a 370 MPa e C.O.V. 0.08

## 2.6. IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA

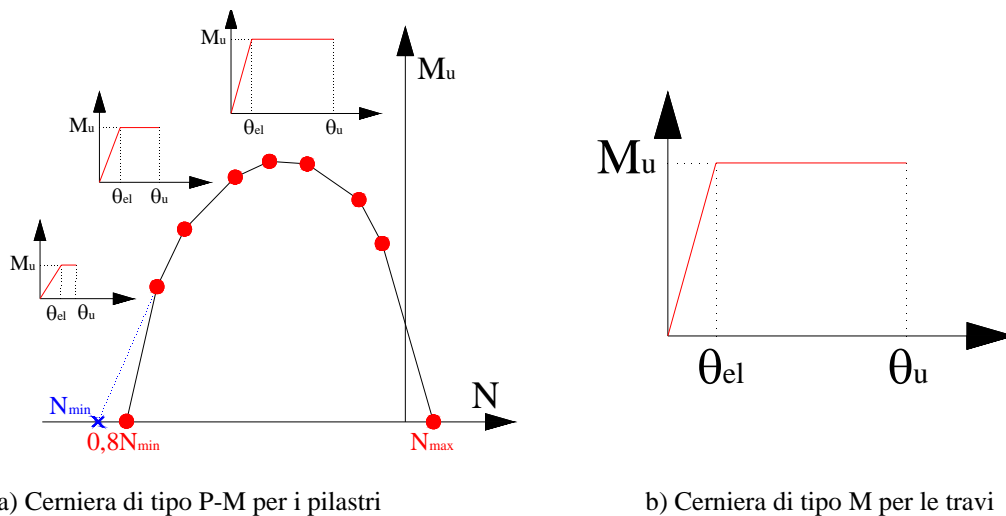
Il modello prevede di concentrare in poche sezioni la capacità rotazionale di parti di aste di lunghezza pari alla luce di taglio  $L_v$ . Tale modellazione è particolarmente aderente per quanto attiene ai pilastri in cui il diagramma dei momenti è lineare ed il punto di nullo è pari in prima approssimazione alla metà dell'altezza del pilastro stesso, ben diverso è il caso delle travi in cui la posizione del punto di nullo del diagramma del momento è variabile tra zero ed un quarto della luce della trave e dipende oltre che dalla geometria della struttura anche dal carico agente; in prima approssimazione si adotterà una luce di taglio pari a quella calcolata in corrispondenza del carico di progetto ritenendola costante durante l'analisi incrementale, ciò è possibile poiché il fine stesso dell'analisi è quello di definire la capacità resistente del telaio fino a raggiungimento del meccanismo, piuttosto che la capacità deformativa del telaio allo stato di collasso.

Il modello utilizzato, noto come “ *one component model* ”, consiste nell'accoppiamento in serie di un elemento elastico e di un elemento rigido plastico. L'elemento elastico rappresenta il comportamento elastico della trave fino al superamento della soglia elastica, assumendo una rigidezza costante pari ad  $EI$ . L'elemento rigido plastico, composto da un'asta rigida delimitata alle sue estremità da due molle rotazionali, è rappresentativo della fase plastica. Risulta chiaro che le cerniere sono attivate solo dopo il superamento del momento di snervamento. La generica asta di luce  $L_v$  è rappresentata in figura II.6.1.



**Figura II.6.1:** Modello del generico elemento elastico-rigido plastico

Le cerniere plastiche sono state caratterizzate mediante la definizione del legame momento-rotazione, effettuata a partire dal legame momento-curvatura, attraverso l'adozione di un legame del tipo elasto-plastico non incrudente sino all'attingimento della rotazione limite relativa al collasso; inoltre si assume come soglia di plasticizzazione del suddetto legame il momento ultimo della sezione, valutato compatibilmente alle caratteristiche dei materiali costituenti, acciaio calcestruzzo, utilizzando ai fini dell'analisi non lineare i valori medi così come riportati precedentemente. Sono state introdotte cerniere plastiche di tipo flessionale, nella direzione del telaio portante nelle sezioni di estremità ed in mezzeria delle travi, mentre per i pilastri sono state introdotte in corrispondenza dei nodi trave-pilastro delle cerniere di tipo P-M in cui è stato possibile definire il dominio M-N attraverso nove punti, in corrispondenza di ognuno dei quali è stata eseguita la valutazione del legame momento curvatura nell'ipotesi di sforzo assiale costante e pari a quello corrispondente al punto considerato così come visibile in figura II.6.2.



**Figura II.6.2:** Caratteristiche delle cerniere plastiche

In generale il legame momento-rotazione è quello rappresentato in figura II.6.2.b in cui la valutazione della rotazione ultima è stata eseguita seguendo le indicazioni dell'ordinanza 3274 successivamente modificata dalla ordinanza 3431, che fornisce la seguente formulazione:

$$\theta_{u(m-\sigma)} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_v}{b} \right)^{0,35} 25 \left( \alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,25^{100P_d})$$

dove:

$\gamma_{el}$  è pari ad 1,5 per gli elementi sismici primari (pilastri, travi, pareti ecc.) ed ad 1 per quelli secondari (elementi non strutturali);

$b$  è l'altezza della sezione trasversale;

$L_v$  è il rapporto tra momento e taglio nella sezione d'estremità;

$\nu$  è pari a  $\frac{N}{bh f_c}$  con  $b$  pari alla larghezza della zona compressa e  $N$  carico assiale positivo se di compressione;

$\omega, \omega'$  sono, rispettivamente, le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione ed in compressione;

$f_c, f_{yw}$  sono, rispettivamente, la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo e la tensione allo snervamento dell'acciaio, entrambe espresse in MPa;

$\rho_{sx}$  è pari a  $\frac{A_{sx}}{b_w s_h}$  percentuale di armatura trasversale con  $s_h$  interasse delle staffe;

$\rho_d$  percentuale di armatura inclinata in ciascuna direzione;

$\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right)$$

dove  $b_o$  e  $h_o$  sono le dimensioni del nucleo confinato, mentre  $b_i$  è la distanza tra le barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Per ogni analisi, fissato il valore della resistenza del conglomerato cementizio, è stato necessario definire per le travi 35 tipi di cerniere plastiche a flessione poste nelle estremità delle aste ed altre 13 poste nella mezzeria delle stesse, mentre per i pilastri è stato sufficiente definire cinque cerniere di tipo P-M.

Di seguito si riportano in maniera sintetica unicamente le caratteristiche delle cerniere plastiche relative ad un calcestruzzo di 25 MPa armato con acciaio con tensione di snervamento pari a 370 MPa riportate in tabella II.6.1 ed in tabella II.6.2. Si fa presente che sono state redatte altrettante tabelle per i conglomerati da 5 a 45 MPa con passo di 5 MPa opportunamente combinati con acciai aventi tensioni di snervamento pari a 270 – 370 e 470 MPa e qui di seguito non riportati per motivi di sintesi.



**Tabella II.6.1.** Caratteristiche principali delle cerniere plastiche adottate per le travi nelle analisi con calcestruzzo Rc di 25 MPa ed acciaio con tensione di snervamento di 370 MPa

a) Caratteristiche delle cerniere plastiche poste agli estremi delle aste

$\theta_{u\_pos}$	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]	trave	cerniera	sezione trave	$\theta_{u\_pos}$	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]	trave	cerniera	sezione trave
0.0134	60.58	60.58	T104	<b>C01</b>	25X60	0.0257	110.19	110.19	T116	<b>C17</b>	80X20
0.0149	43.96	108.17	T125	<b>C02</b>	25X60	0.0258	110.19	110.19	T120	<b>C18</b>	80X20
0.0154	58.85	191.69	T103	<b>C03</b>	25X60	0.0262	131.02	151.69	T114	<b>C19</b>	80X20
0.0154	58.85	191.69	T105	<b>C03</b>	25X60	0.0160	76.64	230.72	T122	<b>C20</b>	25X60
0.0156	86.94	129.41	T130	<b>C04</b>	25X60	0.0166	76.41	267.80	T128	<b>C21</b>	25X60
0.0156	86.94	129.41	T131	<b>C04</b>	25X60	0.0223	47.09	71.04	T124	<b>C22</b>	80X20
0.0156	86.94	129.41	T135	<b>C04</b>	25X60	0.0228	68.33	68.33	T118	<b>C23</b>	80X20
0.0156	86.94	129.41	T136	<b>C04</b>	25X60	0.0228	68.33	68.33	T117	<b>C23</b>	80X20
0.0157	60.58	60.58	T132	<b>C05</b>	25X60	0.0236	110.19	110.19	T112	<b>C24</b>	80X20
0.0157	60.58	60.58	T133	<b>C05</b>	25X60	0.0236	110.19	110.19	T110	<b>C24</b>	80X20
0.0160	86.64	161.04	T129	<b>C06</b>	25X60	0.0253	131.01	131.01	T109	<b>C25</b>	80X20
0.0160	86.64	161.04	T134	<b>C06</b>	25X60	0.0253	131.01	131.01	T113	<b>C25</b>	80X20
0.0166	76.92	192.43	T101	<b>C07</b>	25X60	0.0253	151.79	151.79	T113	<b>C26</b>	80X20
0.0166	76.92	192.43	T102	<b>C07</b>	25X60	0.0253	151.79	151.79	T114	<b>C26</b>	80X20
0.0166	76.92	192.43	T106	<b>C07</b>	25X60	0.0253	120.61	120.61	T115	<b>C27</b>	80X20
0.0166	76.92	192.43	T107	<b>C07</b>	25X60	0.0253	120.61	120.61	T108	<b>C27</b>	80X20
0.0168	76.41	267.80	T127	<b>C08</b>	25X60	0.0160	76.92	192.43	T122	<b>C28</b>	25X60
0.0169	76.64	230.72	T123	<b>C09</b>	25X60	0.0160	86.94	129.41	T129	<b>C29</b>	25X60
0.0205	55.10	55.10	T111	<b>C10</b>	40X20	0.0160	86.94	129.41	T134	<b>C29</b>	25X60
0.0223	68.33	68.33	T119	<b>C11</b>	80X20	0.0168	76.64	230.72	T127	<b>C30</b>	25X60
0.0228	78.84	78.84	T117	<b>C12</b>	80X20	0.0223	78.84	78.84	T119	<b>C31</b>	80X20
0.0236	89.32	89.32	T110	<b>C13</b>	80X20	0.0229	47.09	99.65	T124	<b>C31</b>	80X20
0.0244	99.77	99.77	T121	<b>C14</b>	80X20	0.0230	68.26	91.96	T126	<b>C32</b>	80X20
0.0245	68.20	120.30	T126	<b>C15</b>	80X20	0.0236	99.77	99.77	T112	<b>C33</b>	80X20
0.0253	141.40	141.40	T108	<b>C16</b>	80X20	0.0249	99.75	110.20	T121	<b>C34</b>	80X20
0.0253	141.40	141.40	T109	<b>C16</b>	80X20	0.0253	110.19	110.19	T115	<b>C35</b>	80X20

b) Caratteristiche delle cerniere plastiche poste in mezzeria delle aste

$\theta_{u\_pos}$	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]	trave	cerniera	sezione trave	$\theta_{u\_pos}$	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]	trave	cerniera	sezione trave
-	34.16359	34.16359	T111	<b>CM01</b>	20x40	-	129.501	43.63702	T129	<b>CM10</b>	25x60
-	47.09767	47.09767	T124	<b>CM02</b>	20x80	-	129.501	43.63702	T130	<b>CM10</b>	25x60
-	57.72829	68.36605	T126	<b>CM03</b>	20x80	-	129.501	43.63702	T131	<b>CM10</b>	25x60
-	68.32719	68.32719	T118	<b>CM04</b>	20x80	-	129.501	43.63702	T134	<b>CM10</b>	25x60
-	68.32719	68.32719	T119	<b>CM04</b>	20x80	-	129.501	43.63702	T135	<b>CM10</b>	25x60
-	68.32719	68.32719	T110	<b>CM05</b>	20x80	-	129.501	43.63702	T136	<b>CM10</b>	25x60
-	68.32719	68.32719	T117	<b>CM05</b>	20x80	-	142.1289	30.38524	T103	<b>CM11</b>	25x60
-	78.84187	78.84187	T112	<b>CM06</b>	20x80	-	142.1289	30.38524	T105	<b>CM11</b>	25x60
-	89.31807	89.31807	T108	<b>CM07</b>	20x80	-	160.1936	30.16054	T101	<b>CM12</b>	25x60
-	89.31807	89.31807	T109	<b>CM07</b>	20x80	-	160.1936	30.16054	T102	<b>CM12</b>	25x60
-	89.31807	89.31807	T121	<b>CM07</b>	20x80	-	160.1936	30.16054	T106	<b>CM12</b>	25x60
-	88.72923	21.38756	T125	<b>CM08</b>	25x60	-	160.1936	30.16054	T107	<b>CM12</b>	25x60
-	99.76718	99.76718	T113	<b>CM09</b>	20x80	-	160.1936	30.16054	T122	<b>CM12</b>	25x60
-	99.76718	99.76718	T114	<b>CM09</b>	20x80	-	197.9907	29.7391	T123	<b>CM13</b>	25x60
-	99.76718	99.76718	T115	<b>CM09</b>	20x80	-	197.9907	29.7391	T127	<b>CM13</b>	25x60
-	99.76718	99.76718	T116	<b>CM09</b>	20x80	-	197.9907	29.7391	T128	<b>CM13</b>	25x60
-	99.76718	99.76718	T120	<b>CM09</b>	20x80						

**Tabella II.6.2.** Caratteristiche principali delle cerniere plastiche adottate per i pilastri nelle analisi con calcestruzzo  $R_c$  di 25 MPa ed acciaio con tensione di snervamento di 370 MPa

Cerniera	Sezione	N [KN]	Mu [KNm]	$\theta_{u\_pos}$	Cerniera	Sezione	N [KN]	Mu [KNm]	$\theta_{u\_pos}$
CP1-1	50X35	-3064.21	0.00	0.0045	CP4-1	35X50	-3064.21	0.00	0.0052
CP1-1		-2383.27	231.43	0.0059	CP4-1		-2383.27	157.84	0.0067
CP1-1		-2042.81	272.26	0.0067	CP4-1		-2042.81	185.15	0.0077
CP1-1		-1702.34	305.89	0.0077	CP4-1		-1702.34	207.25	0.0088
CP1-1		-1361.87	316.96	0.0088	CP4-1		-1361.87	216.52	0.0100
CP1-1		-1021.40	299.39	0.0100	CP4-1		-1021.40	204.22	0.0115
CP1-1		-680.94	262.53	0.0114	CP4-1		-680.94	178.41	0.0131
CP1-1		-340.47	205.58	0.0131	CP4-1		-340.47	138.47	0.0150
CP1-1		594.96	0.00	0.0188	CP4-1		594.96	0.00	0.0215
CP2-1		50X40	-3416.96	0.00	0.0047		CP5-1	55X40	-3782.78
CP2-1	-2657.64		257.45	0.0060	CP5-1	-2942.16	315.41		0.0058
CP2-1	-2277.97		300.86	0.0069	CP5-1	-2521.85	369.47		0.0066
CP2-1	-1898.31		335.83	0.0078	CP5-1	-2101.54	413.45		0.0075
CP2-1	-1518.65		342.56	0.0089	CP5-1	-1681.24	422.70		0.0086
CP2-1	-1138.99		321.14	0.0101	CP5-1	-1260.93	397.19		0.0097
CP2-1	-759.32		278.72	0.0115	CP5-1	-840.62	345.95		0.0111
CP2-1	-379.66		214.40	0.0131	CP5-1	-420.31	267.86		0.0126
CP2-1	594.96		0.00	0.0183	CP5-1	678.58	0.00		0.0178
CP3-1	40X40		-2703.82	0.00	0.0051				
CP3-1		-2102.97	160.55	0.0066					
CP3-1		-1802.55	186.72	0.0075					
CP3-1		-1502.12	207.31	0.0086					
CP3-1		-1201.70	211.01	0.0097					
CP3-1		-901.27	196.94	0.0110					
CP3-1		-600.85	169.73	0.0126					
CP3-1		-300.42	128.81	0.0143					
CP3-1	446.22	0.00	0.0196						

### **CAPITOLO III . Un caso studio: il patrimonio edilizio di Salerno, risultati delle analisi lineari**

La struttura in esame è stata soggetta a due tipologie di analisi: un'analisi lineare effettuata con i carichi di progetto e finalizzata alla verifica delle sezioni maggiormente sollecitate degli elementi strutturali e una analisi incrementale non lineare sino a rottura. In entrambe le analisi non è presa in considerazione la presenza delle tamponature e dei tramezzi.

Nel presente capitolo sono discussi i risultati delle analisi condotte sull'edificio campione in cemento armato.

L'analisi lineare è stata condotta calcolando dapprima le sollecitazioni agenti sulle aste travi e pilastri in condizioni di progetto agli stati limite ultimi e successivamente verificando il fattore di sicurezza al collasso della struttura separatamente per le sollecitazioni di presso-flessione per i pilastri e di flessione e taglio per le travi. In particolare il comportamento della trave più sollecitata in ambito lineare, è stato studiato anche in condizioni post elastiche, in maniera semplificata nel presente paragrafo, ipotizzando un comportamento degli appoggi di estremità di tipo elastico perfettamente plastico fino al momento ultimo e calcolando il carico corrispondente al raggiungimento del momento ultimo in campata.

E' opportuno osservare che le analisi sono state condotte trascurando i fenomeni di fessurazione e considerando, per il calcolo delle sollecitazioni, le inerzie delle sezioni interamente reagenti, ciò comporta una distribuzione dei carichi in funzione di una rigidità fittizia dei singoli elementi asta e non permette di considerare a pieno l'effettiva distribuzione delle sollecitazioni in condizioni di esercizio. Comunque è possibile osservare che in condizioni ultime la suddetta semplificazione non comporta una riduzione dell'affidabilità dei risultati poiché la struttura risulta interamente fessurata e pertanto le rigidità relative si mantengono proporzionali a quelle delle sezioni interamente reagenti. Inoltre se si tiene conto della fessurazione delle sezioni, bisogna considerare anche gli scorrimenti tra acciaio e calcestruzzo delle barre lisce

allo stato limite di collasso considerando l'eventuale presenza di uncini. La modellazione dei fenomeni anzidetti è particolarmente complessa; si devono, infatti, introdurre metodologie di calcolo appropriate e meglio tarate in ambito sismico.

Il solaio di tipo latero-cementizio gettato in opera è stato trattato separatamente e confrontato a posteriori i risultati ottenuti con quelli dell'analisi sulle travi e pilastri, in modo da poterne eventualmente definire la gerarchia di resistenza al variare delle caratteristiche meccaniche degli elementi.

### **3.1. SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI E NEI PILASTRI**

Le sollecitazioni sui singoli elementi sono state calcolate dal programma risolvendo il modello in ambito elastico lineare nella condizione di carico di progetto allo stato limite ultimo con i telai tutti caricati dalla massima reazione che il solaio può trasmettere. E' stata considerata tale condizione di carico, pur non essendo contemporaneamente possibile dal punto di vista probabilistico, poiché l'assenza di travi di collegamento trasversali alle travi portanti impedisce una redistribuzione delle sollecitazioni in direzione ortogonale al telaio portante. Pertanto il comportamento spaziale del telaio poco differisce dal comportamento piano dei singoli telai portanti e quindi è necessario esaminare la struttura ipotizzando contemporaneamente, al fine di ridurre l'onere computazionale, il massimo stato sollecitativo per i singoli telai.

In figura III.1.1 e III.1.2 si riporta il diagramma del momento per un telaio centrale portante solaio e per i due telai perimetrali non portanti il solaio posti in direzione ortogonale a quello precedentemente citato, mentre in tabella III.1.1 si riportano le sollecitazioni sui pilastri del primo livello i quali risultano essere da un'analisi preliminare quelli maggiormente sollecitati e con un fattore di sicurezza inferiore a quello dei piani superiori, infine in tabella III.1.2 sono riportate le sollecitazioni sulle travi di impalcato, le quali a meno di piccole oscillazioni si possono ritenere costanti per tutti gli impalcati.

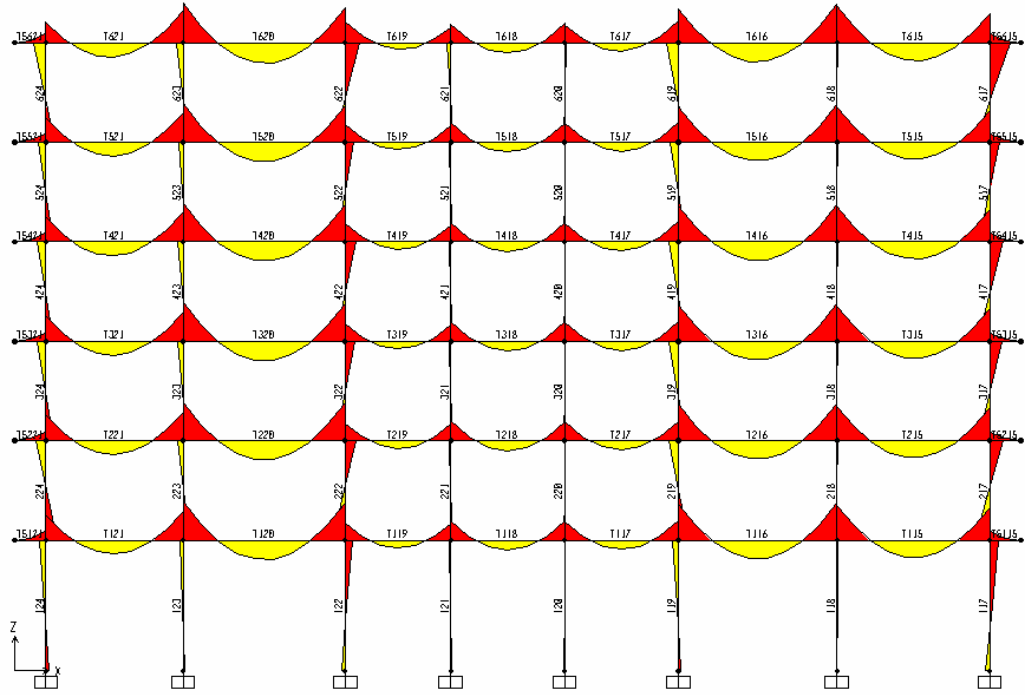


Figura III.1.1: Diagramma del momento su telaio centrale portante solaio

Tabella III.1.1. Sollecitazioni sui pilastri del primo impalcato

TABLE: Element Forces - Frames						INDICAZIONE	
Frame	P	V2	V3	M2	M3	PILASTRO	Sezione
Text	kN	kN	kN	kNm	kNm		
101	-1343.696	6.452	-3.788	-5.3576	8.8158	101	35X50
102	-1463.163	-0.795	-0.299	-0.6967	-1.1284	102	40X50
103	-1349.72	-1.804	-0.142	-0.6016	-2.5113	103	40X50
104	-1055.584	-3.614	-11.302	-11.074	-4.7678	104	40X40
105	-1042.118	2.935	-9.441	-12.6092	4.0564	105	40X40
106	-1346.067	1.89	-0.472	-1.3226	2.5542	106	40X50
107	-1463.22	0.905	-0.535	-1.5321	1.2036	107	40X50
108	-1348.341	-6.307	-4.27	-6.5312	-8.682	108	35X50
109	-1839.341	-8.827	-0.567	-1.6976	-12.3144	109	40X50
110	-1487.489	0.269	-0.369	-1.3016	0.1602	110	40X50
111	-1374.641	3.388	0.179	-0.4228	4.4388	111	40X50
112	-1278.597	5.065	3.224	3.64	6.9341	112	35X50
113	-1231.193	-5.264	0.722	0.301	-7.3818	113	35X50
114	-1359.354	-3.356	0.28	0.1167	-4.7849	114	35X50
115	-1490.857	-0.163	-0.136	-0.4714	-0.4323	115	40X50
116	-1823.502	8.934	0.433	0.4365	12.0436	116	40X50
117	-1805.551	9.015	-0.252	-0.5095	11.9959	117	40X50
118	-1550.121	0.796	-0.167	-0.5139	0.7241	118	40X50
119	-1344.306	-6.261	-0.145	-0.4761	-8.9075	119	35X50
120	-1133.491	0.323	-0.193	-0.6671	0.2585	120	40X40
121	-1095.276	-1.303	-0.223	-0.7809	-1.9885	121	40X40
122	-1324.334	7.553	-0.221	-0.7589	10.0373	122	35X50
123	-1499.797	-3.667	-0.399	-1.3564	-5.3963	123	40X50
124	-1701.515	-6.567	-0.777	-1.6891	-9.3275	124	35X50
125	-1184.454	-3.483	3.573	4.2062	-5.0823	125	40X40
126	-1422.771	-2.524	-0.284	-1.2775	-4.1468	126	40X55
127	-988.682	6.935	-0.218	-0.7541	9.05	127	35X50
128	-809.526	-2.465	-0.224	-0.7818	-3.6751	128	40X40
129	-828.027	1.7	-0.192	-0.6653	2.0799	129	40X40
130	-977.44	-5.661	-0.16	-0.5495	-8.092	130	40X40
131	-1471.085	0.123	-0.047	-0.3758	-0.5334	131	40X55
132	-1274.951	5.593	3.179	4.2983	7.2095	132	35X50

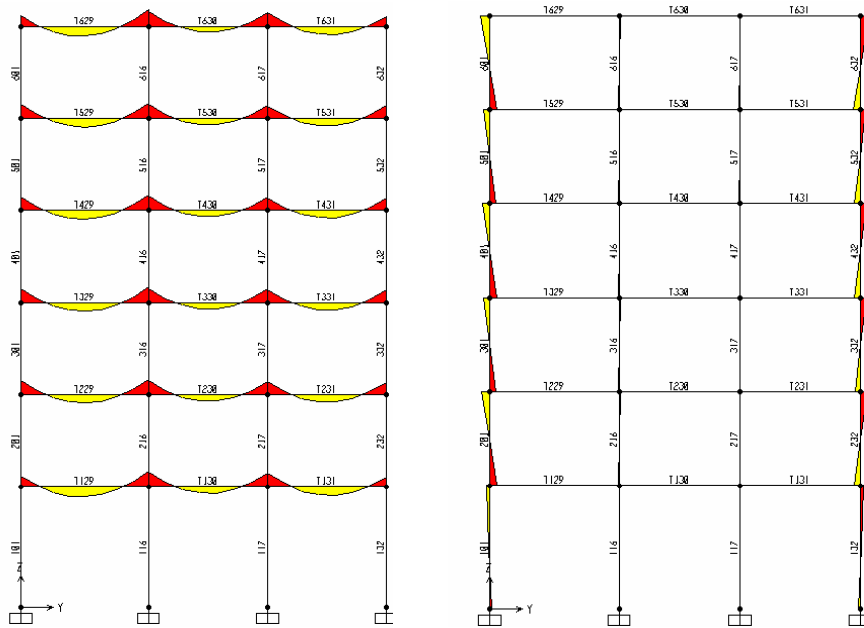


Figura III.1.2: Diagramma del momento su telaio perimetrale non portante soiaio

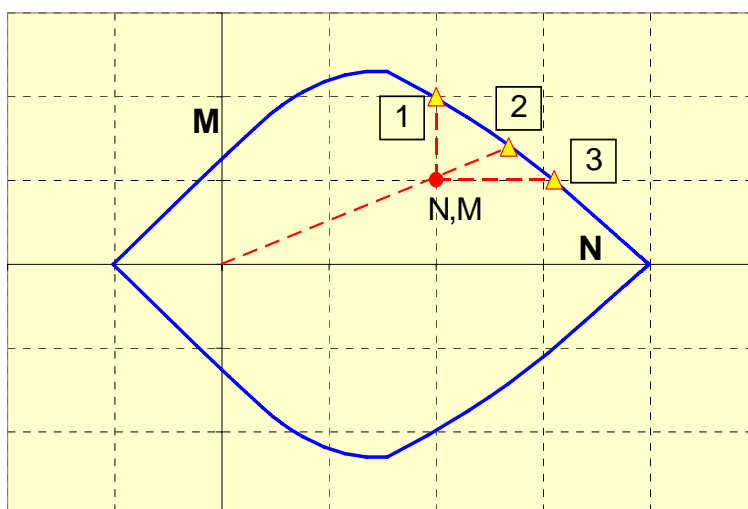
Tabella III.1.2. Sollecitazioni sulle travi di piano

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Sezione	Station	V2	M3	Station	V2	M3	Station	V2	M3
Text		m	KN	KN-m	m	KN	KN-m	m	KN	KN-m
T101	25x60	0.00	-106.76	-71.98	2.72	18.46	48.20	4.90	118.64	-101.09
T102	25x60	0.00	-113.65	-93.74	2.72	11.58	45.19	4.90	111.75	-89.10
T103	25x60	0.00	-100.91	-74.85	2.29	4.24	35.63	4.00	83.09	-39.22
T104	25x60	0.00	-13.48	-1.48	1.08	-2.68	7.25	2.70	13.52	-1.53
T105	25x60	0.00	-82.53	-37.86	2.29	22.61	30.62	4.00	101.47	-75.74
T106	25x60	0.00	-111.50	-88.51	2.72	13.72	44.58	4.90	113.90	-94.39
T107	25x60	0.00	-118.35	-100.42	2.72	6.87	51.32	4.90	107.05	-72.72
T108	20x80	0.00	-116.42	-92.42	2.72	14.25	46.65	4.90	118.78	-98.21
T109	20x80	0.00	-117.88	-96.48	2.72	12.79	46.57	4.90	117.32	-95.11
T110	20x80	0.00	-100.51	-69.49	2.29	11.64	32.21	4.01	95.74	-59.94
T111	20x40	0.00	-32.24	-16.07	1.08	-6.32	4.75	2.70	32.56	-16.50
T112	20x80	0.00	-96.24	-60.93	2.29	15.90	30.99	4.01	100.01	-68.48
T113	20x80	0.00	-117.19	-94.74	2.72	13.48	46.42	4.90	118.01	-96.75
T114	20x80	0.00	-118.88	-98.46	2.72	11.78	47.32	4.90	116.32	-92.17
T115	20x80	0.00	-118.71	-94.10	2.72	14.68	47.50	4.90	121.39	-100.67
T116	20x80	0.00	-125.42	-106.80	2.83	13.41	51.88	5.10	124.48	-104.40
T117	20x80	0.00	-90.07	-56.41	1.83	-0.64	26.37	3.65	88.78	-54.06
T118	20x80	0.00	-93.10	-56.34	1.83	-0.03	28.65	3.65	93.05	-56.23
T119	20x80	0.00	-82.36	-46.89	1.70	0.94	22.32	3.40	84.24	-50.08
T120	20x80	0.00	-126.87	-108.12	2.89	14.68	53.94	5.20	127.93	-110.86
T121	20x80	0.00	-109.73	-82.95	2.20	-1.93	39.87	4.40	105.87	-74.47
T122	25x60	0.00	-87.45	-46.81	2.20	9.36	39.09	4.40	106.16	-87.97
T123	25x60	0.00	-118.38	-103.25	2.89	8.73	55.14	5.20	110.42	-82.54
T124	20x80	0.00	-44.73	-27.40	1.70	-0.53	11.06	3.40	43.67	-25.61
T125	25x60	0.00	-82.57	-43.51	1.83	-0.45	32.24	3.65	81.68	-41.88
T126	20x80	0.00	-46.88	-29.34	1.83	0.57	12.91	3.65	48.02	-31.43
T127	25x60	0.00	-106.27	-73.13	2.83	18.40	51.36	5.10	118.13	-103.36
T128	25x60	0.00	-115.17	-101.84	2.72	4.61	48.64	4.90	100.43	-65.74
T129	25x60	0.00	-62.54	-33.79	2.20	3.46	31.20	4.40	69.46	-49.00
T130	25x60	0.00	-62.30	-44.52	2.34	7.98	19.11	4.10	60.70	-41.23
T131	25x60	0.00	-64.52	-42.03	2.34	5.77	26.78	4.10	58.49	-29.67
T132	25x60	0.00	-41.44	-22.69	2.40	45.60	-54.72	4.20	79.80	-167.58
T133	25x60	0.00	-41.44	-22.69	2.40	4.16	22.04	4.20	38.36	-16.24
T134	25x60	0.00	-63.26	-35.70	2.20	2.74	30.88	4.40	68.74	-47.75
T135	25x60	0.00	-64.56	-49.02	2.34	5.73	19.89	4.10	58.44	-36.49
T136	25x60	0.00	-64.35	-40.89	2.34	5.94	27.54	4.10	58.65	-29.20

### 3.2. ANALISI LINEARE A PRESSOFLESSIONE DEI PILASTRI

Il grado di sicurezza dei pilastri è stato inizialmente valutato con una semplice verifica a presso-flessione agli stati limite ultimi ipotizzando le seguenti tre calcestruzzo di resistenza media  $R_c$  pari a 15 – 20 – 25 MPa e considerando l'uso di uno qualsiasi dei tre tipi di acciaio in commercio: Aq42 – Aq50 – Aq60 con tensione di snervamento rispettivamente pari a 325 – 370 – 430 MPa. In tale fase per ogni classe di acciaio sono stati considerati 1000 valori di resistenza con una variabilità dal valore medio pari a circa il 4,6% così come riscontrato dalle prove sui materiali dell'epoca precedentemente citate..

La verifica è stata condotta calcolando la resistenza ultima per presso flessione nelle due direzioni in ipotesi di sforzo normale, di eccentricità del carico e di momento costante e rapportandola al valore sollecitante di progetto così come illustrato in figura III.2.1; il valore minimo dei sei valori così ottenuti è definito Fattore di Verifica di progetto, sintetizzato nella formula seguente:  $FV = R_u / S_{sd}$ . E' opportuno osservare che allorquando il fattore di verifica è inferiore all'unità l'elemento strutturale non risulta verificato, inoltre si ricorda che per tale verifica i carichi sono stati amplificati dei coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1,4 ed 1,5 rispettivamente per quelli permanenti e per quelli accidentali e che le resistenze sono state ridotte di 1,6 per il calcestruzzo ed 1,15 per l'acciaio.



Sforzo normale costante

$$FV_{i,1} = \frac{M_{u,i}}{M_{sd,i}}$$

Eccentricità costante

$$FV_{i,2} = \frac{\sqrt{M_{u,i}^2 + N_{u,i}^2}}{\sqrt{M_i^2 + N_i^2}}$$

Momento flettente costante

$$FV_{i,3} = \frac{N_{u,i}}{N_i}$$

**Fattore di Verifica:**  $FV_i = \min\{FV_{i,1}, FV_{i,2}, FV_{i,3}\}$

Figura III.2.1: Determinazione del Fattore di verifica

Le verifiche sono state svolte mediante un programma di calcolo agli stati limite ultimo appositamente compilato al fine di permettere l'esecuzione di un elevato numero di verifiche in tempi ridotti, poiché i dati di inputizzazione dei dati è stata automatizzata con lettura diretta da file di estensione excel (.xls), i Fattori di verifica sono riportati nello stesso file di input in fogli separati considerando i minimi calcolati nelle due direzioni ortogonali 2-2 e 3-3; in figura III.2.2 si riporta la schermata operativa.

**Figura III.2.2:** Programma per l'automazione del calcolo del Fattore di Verifica

Dalle verifiche fatte si evince che il valore minimo del fattore di verifica si rileva per i pilastri del primo livello ed in particolare si evince che quelli indicati col numero 9 – 16 – 17 e 24 non risultano verificati nel caso di resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo uguale o inferiore a 15 MPa indipendentemente dalla classe di acciaio utilizzata. Per i pilastri ai piani superiori le verifiche sono soddisfatte ed in particolare in copertura, dove si massimizzano le sollecitazioni di flessione e l'eccentricità del carico, si ottiene un fattore di verifica minimo pari a 1,5 rilevato per i pilastri 9-16-17.

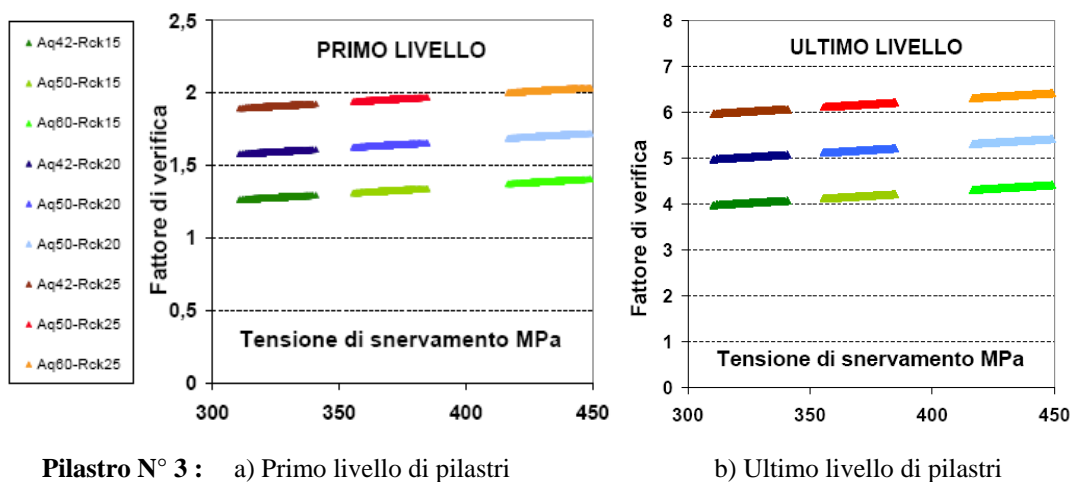
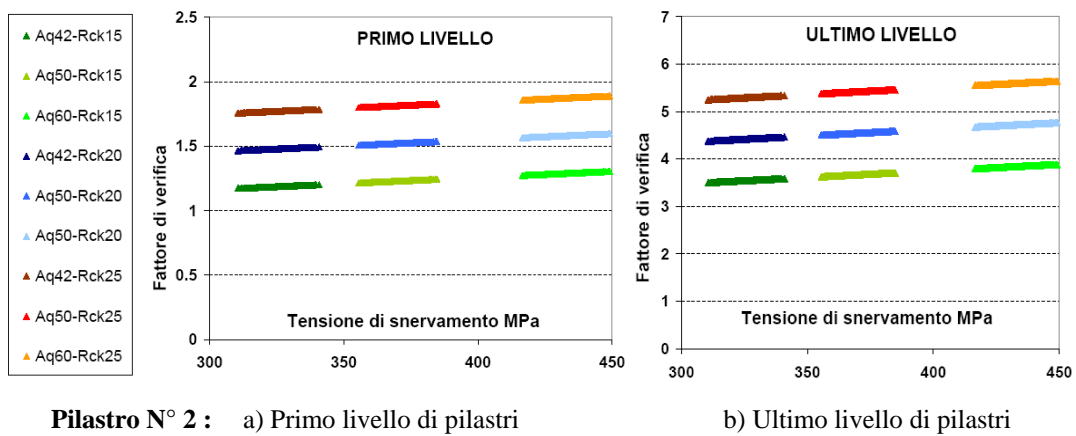
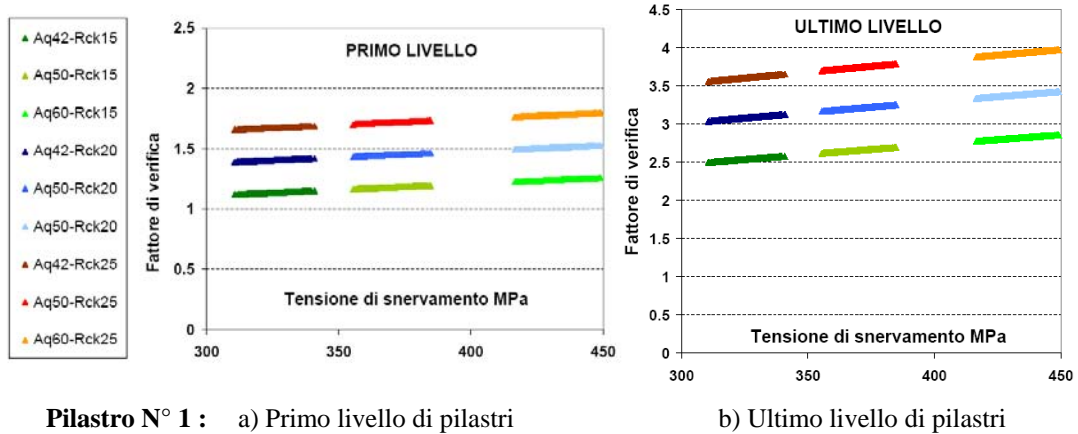
Si osserva che il fattore di verifica presenta una variabilità all'interno della classe di acciaio di appartenenza pari a poche unità in percentuale rispetto al valore medio, mentre al variare della classe la variabilità aumenta a circa il 10%.

L'analisi svolta per 1000 coppie di resistenza del calcestruzzo e tensione di snervamento dell'acciaio  $R_c - f_y$  ha permesso di ridurre le analisi primo livello, le analisi saranno pertanto ripetute considerando tutte e nove le classi di calcestruzzo

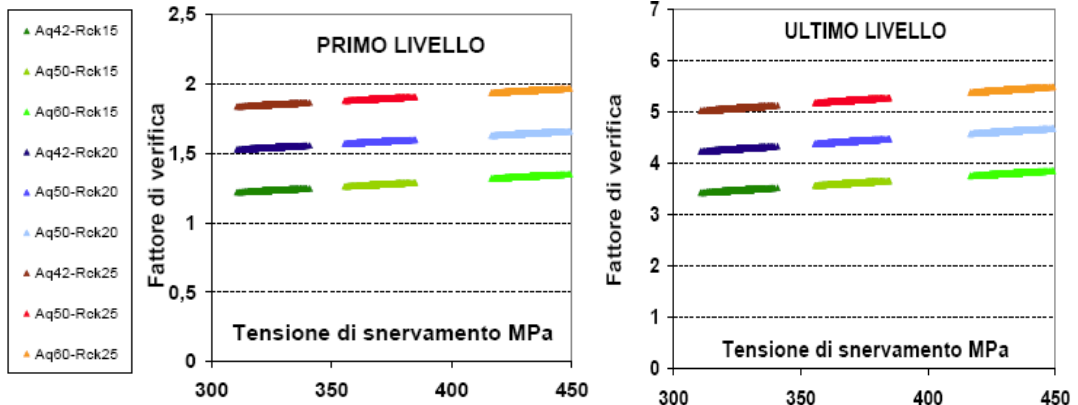


precedentemente citate combinate secondo il metodo Montecarlo con i valori della classe di acciaio Aq50.

Nelle figure III.2.3 – 4 – 5 – 6 – 7 sono riportati i diagrammi dei 1000 valori per classe del fattore di verifica per i pilastri da 1 a 16 in corrispondenza del primo e dell'ultimo livello; per i pilastri da 17 a 32 si omette la rappresentazione stante la quasi perfetta simmetria geometrica della struttura.

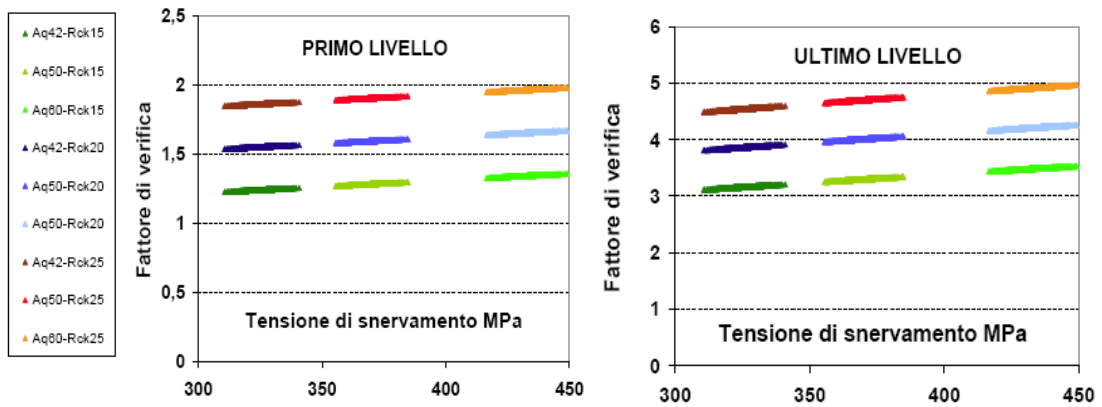


**Figura III.2.3:** Diagramma del Fattore di Verifica dei pilastri del primo ed ultimo livello



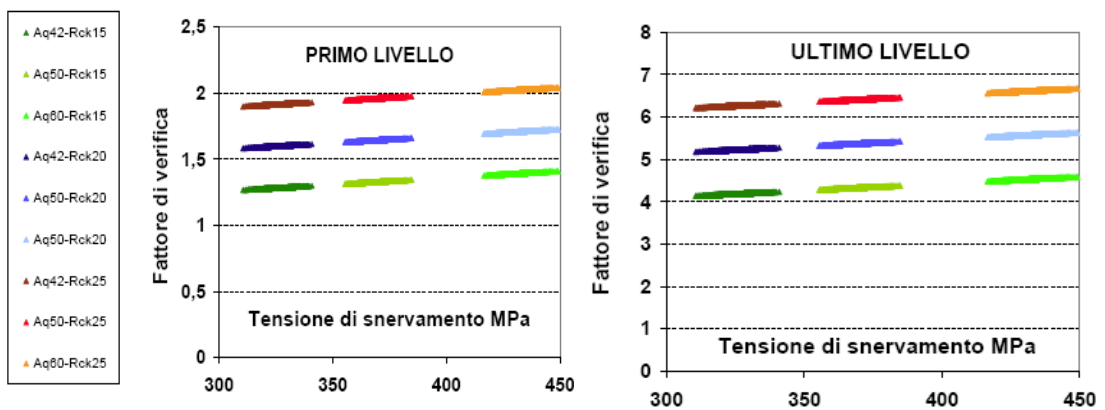
**Pilastro N° 4:** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri



**Pilastro N° 5:** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri



**Pilastro N° 6:** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri

**Figura III.2.4:** Diagramma del Fattore di Verifica dei pilastri del primo ed ultimo livello

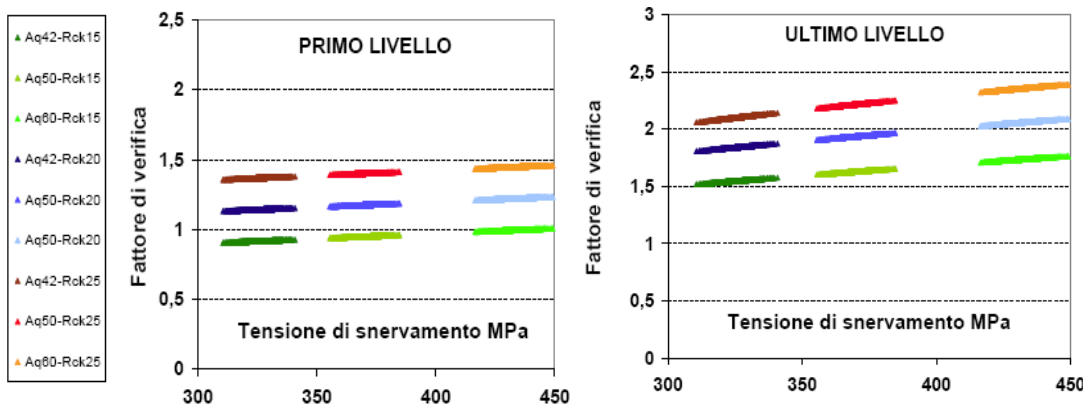
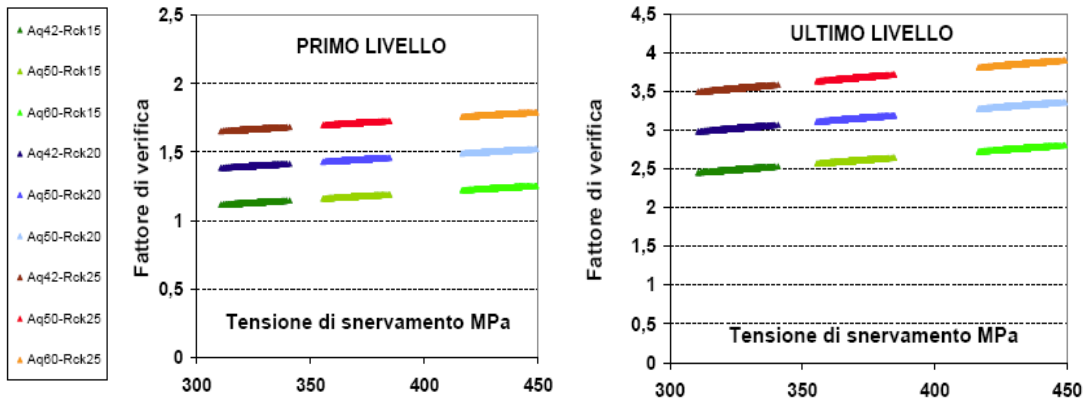
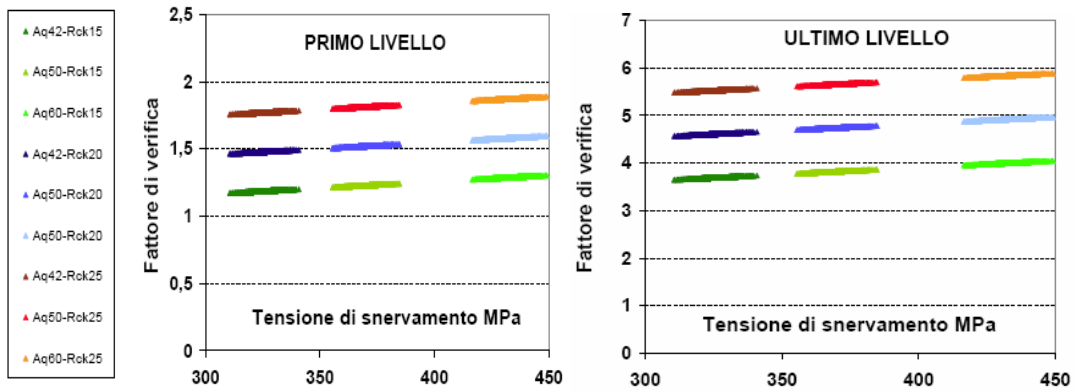
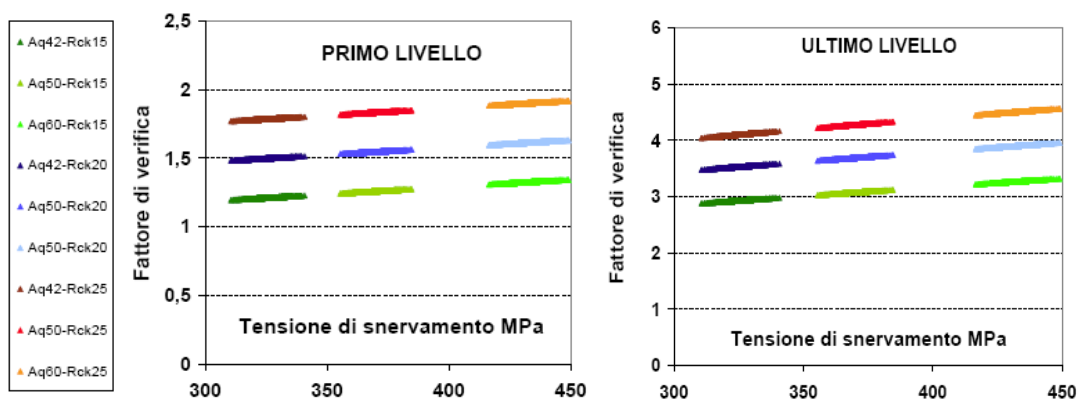
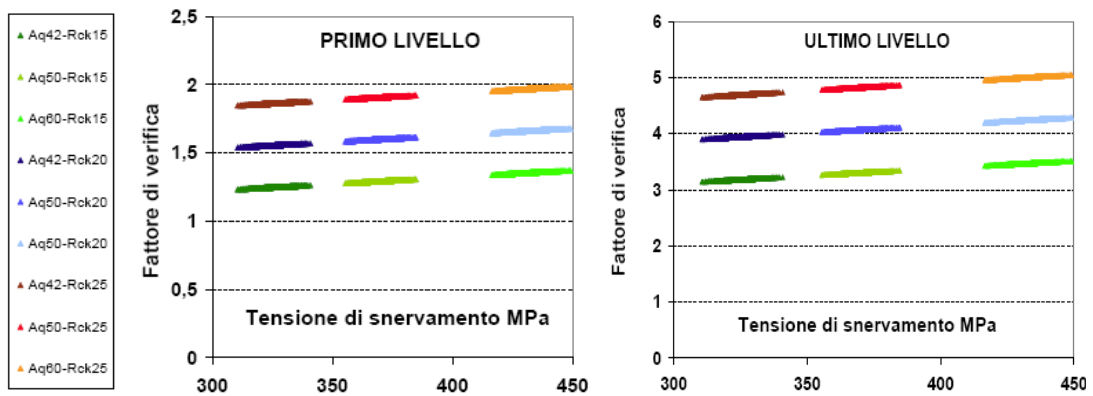
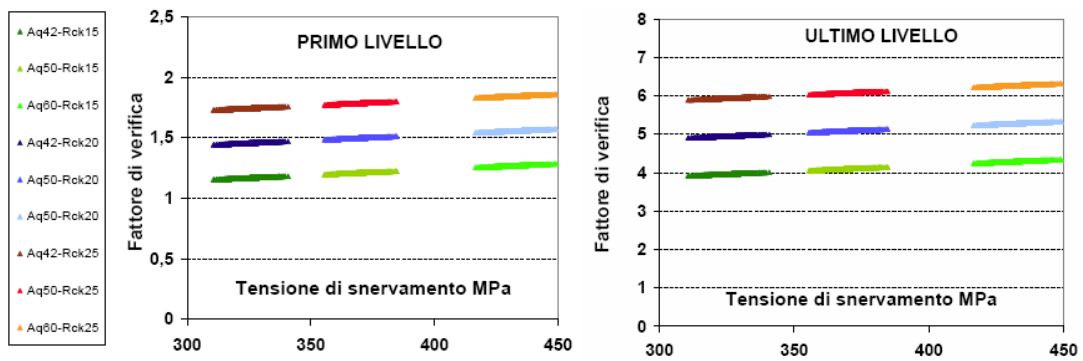
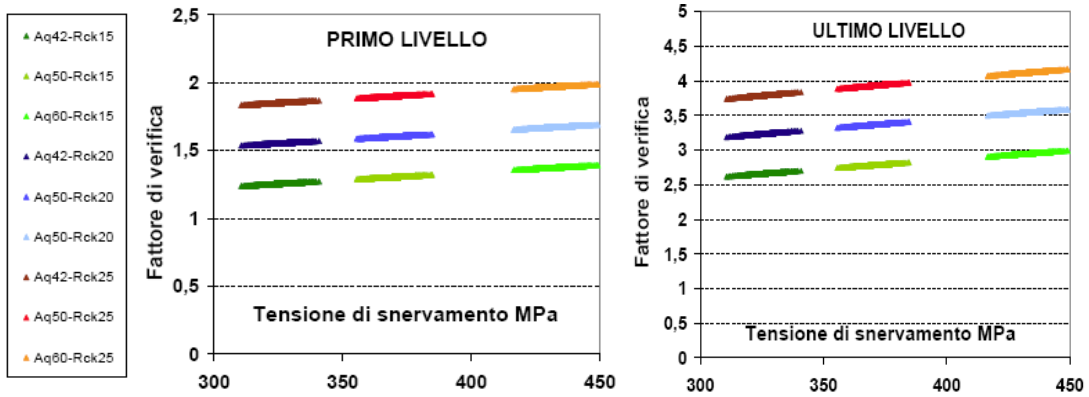


Figura III.2.5: Diagramma del Fattore di Verifica dei pilastri del primo ed ultimo livello

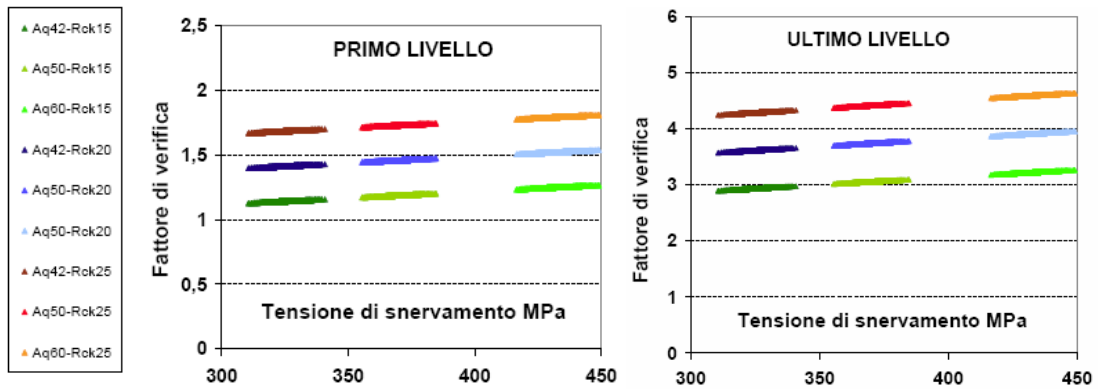


**Figura III.2.6:** Diagramma del Fattore di Verifica dei pilastri del primo ed ultimo livello



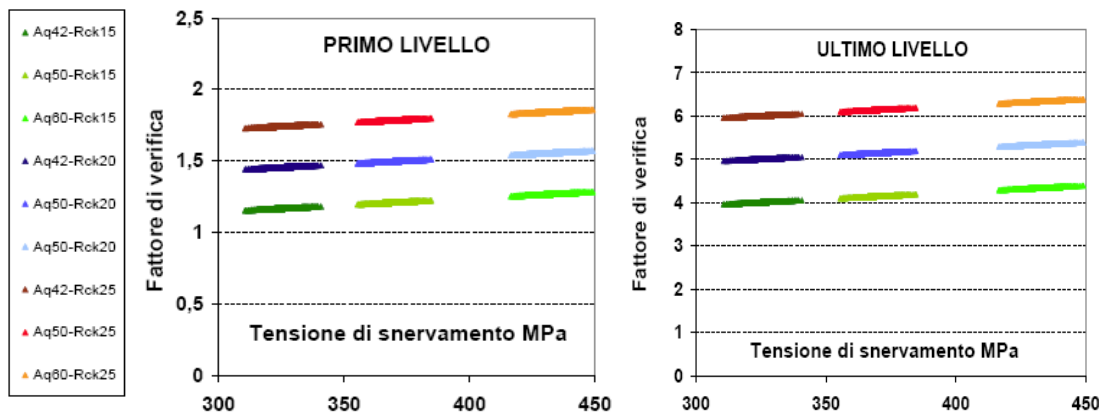
**Pilastro N° 13 :** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri



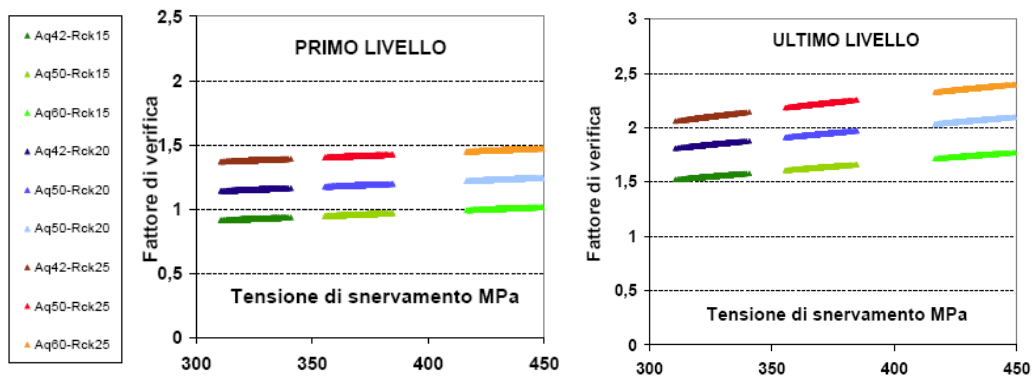
**Pilastro N° 14 :** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri



**Pilastro N° 15 :** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri



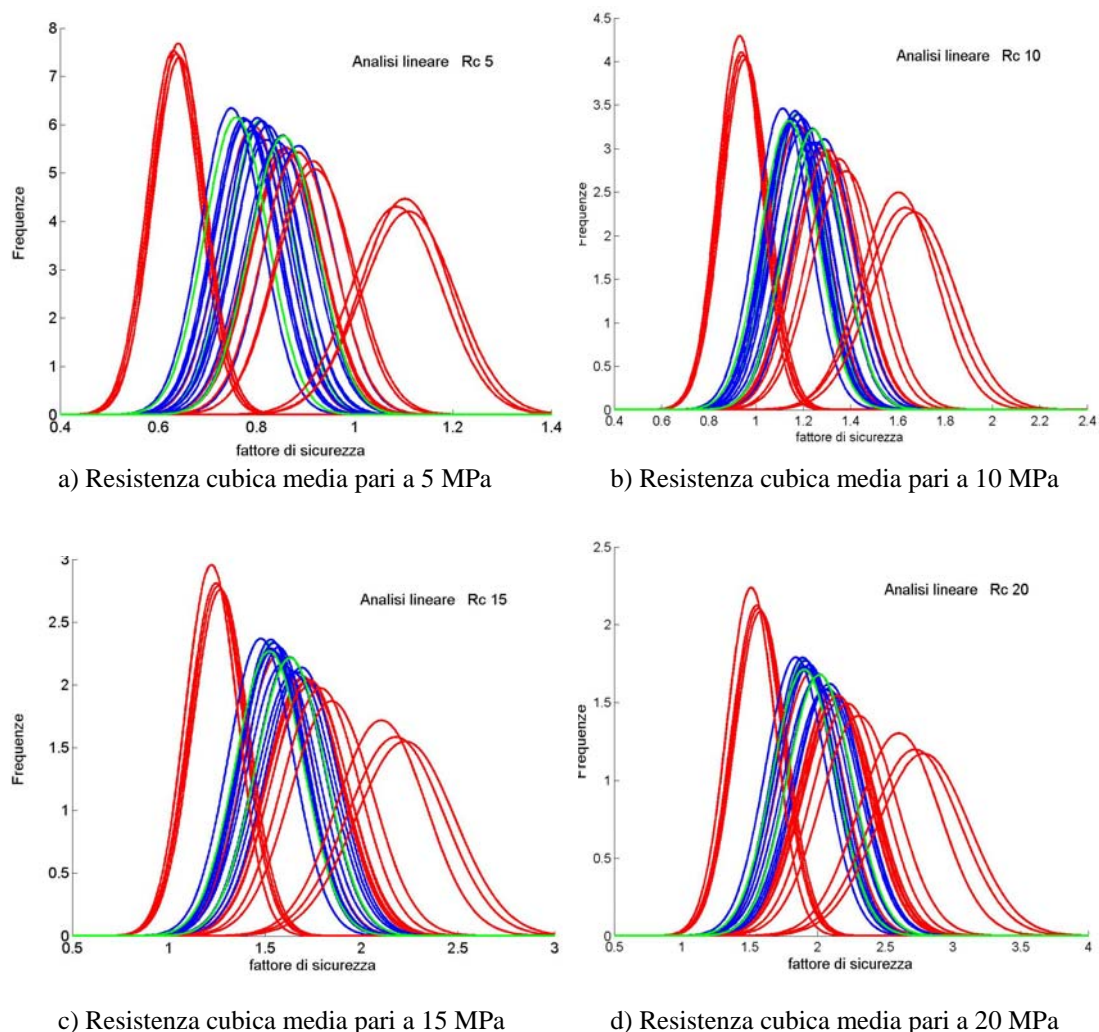
**Pilastro N° 16 :** a) Primo livello di pilastri

b) Ultimo livello di pilastri

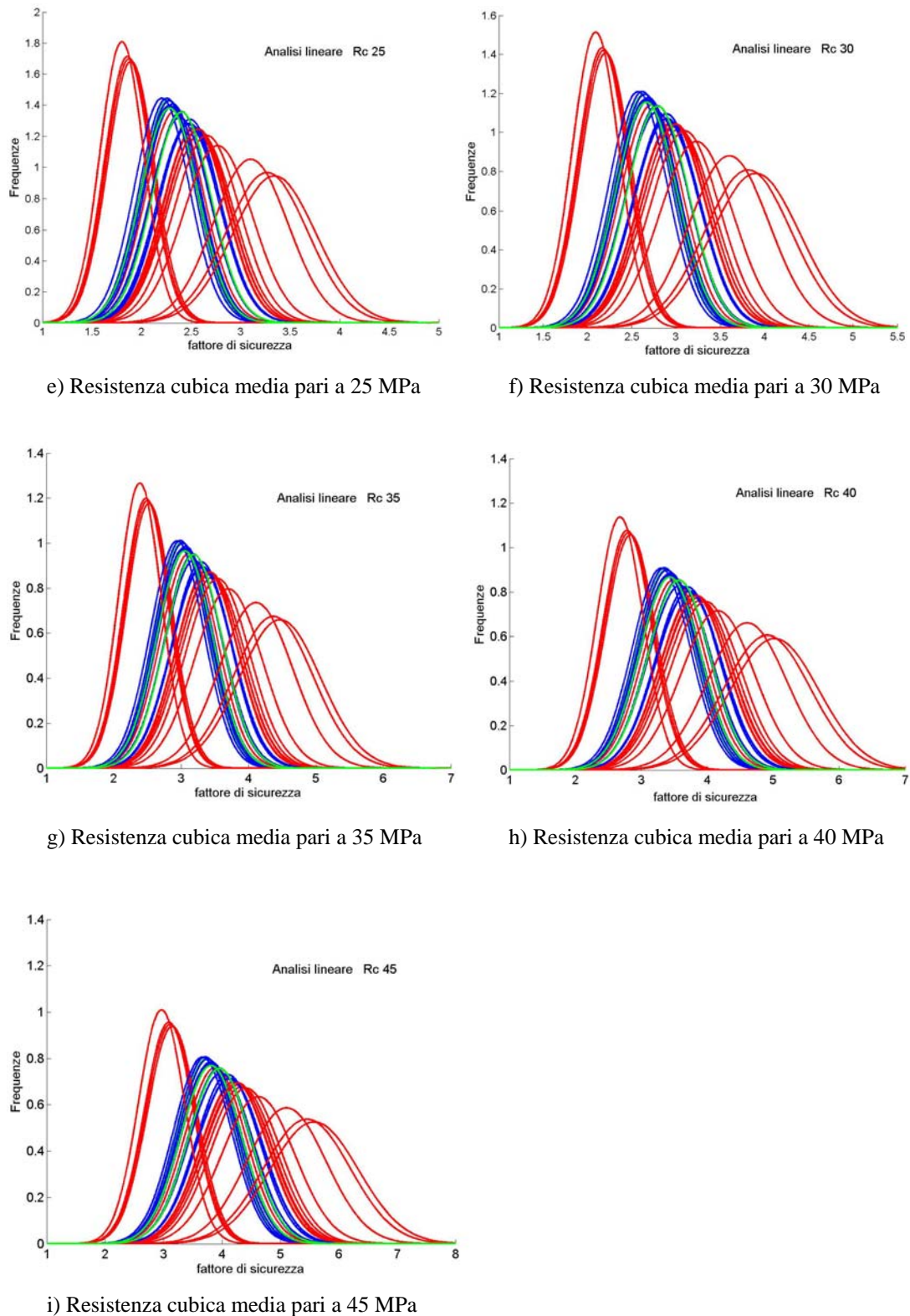
**Figura III.2.7:** Diagramma del Fattore di Verifica dei pilastri del primo ed ultimo livello

Definito che i pilastri al primo livello sono quelli per primi raggiungono lo stato limite considerato si procede alla valutazione probabilistica del fattore di sicurezza considerando per ogni classi di calcestruzzo una popolazione di 10000 valori resistenza cubica con il valore medio pari alla resistenza della classe ed un C.O.V. pari al 15%, a tali valori è stato associato una distribuzione casuale secondo una normale di altrettanti 10000 valori di tensione di snervamento dell'acciaio Aq50 considerando un valore medio pari a 370 MPa ed un C.O.V. pari all' 8%.

In tali analisi il fattore di sicurezza dei materiali è calcolato come rapporto tra il valore Resistente allo stato limite ultimo calcolato in ipotesi di coefficienti di sicurezza parziali dei materiali unitari ( $\gamma_c = \gamma_s = 1$ ) ed il valore sollecitante di progetto precedentemente calcolato (che si ricorda essere amplificato dei coefficienti parziali di sicurezza dei carichi). I risultati ottenuti sono stati riportati in figura III.2.8 e III.2.9 sotto forma di istogrammi delle frequenze, i colori diversi distinguono i pilastri d'angolo in verde da quelli centrali in blu e da quelli laterali in rosso.



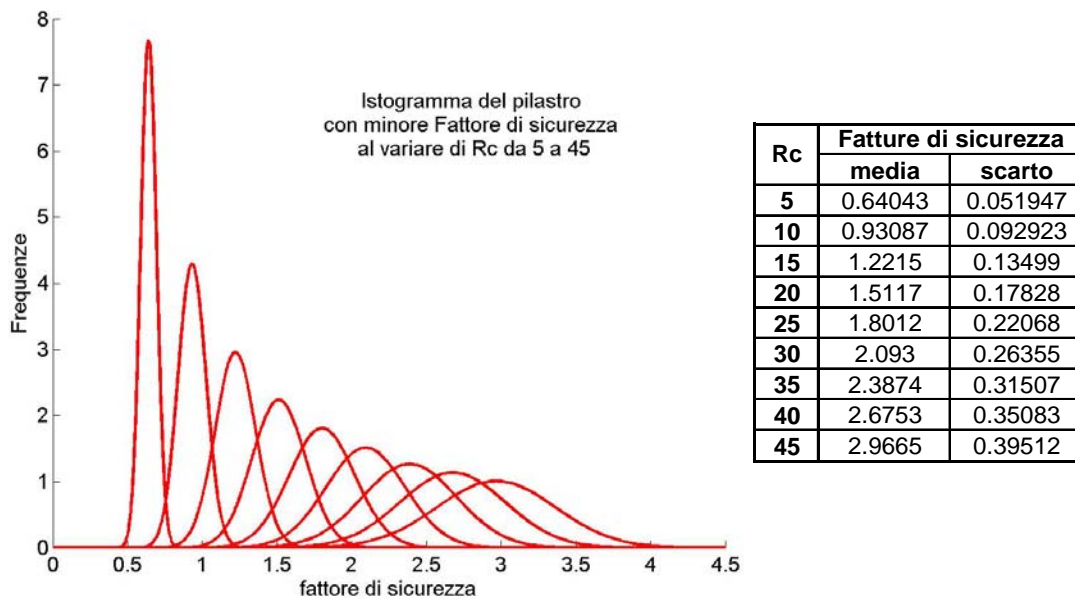
**Figura III.2.8:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza dei pilastri del primo.



**Figura III.2.9:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza dei pilastri del primo.

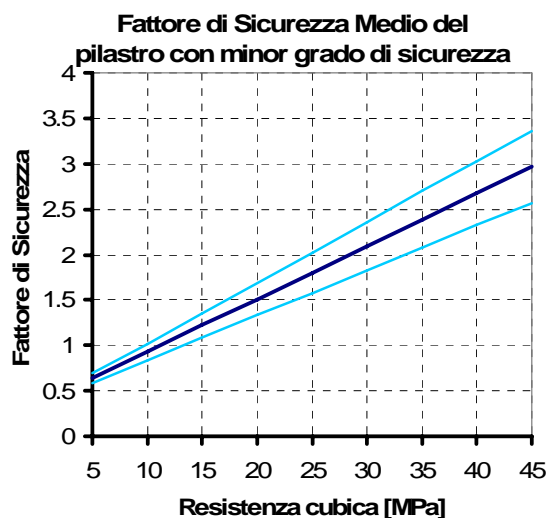
L'analisi dei grafici precedentemente riportati dimostra una forte variabilità del fattore di sicurezza in funzione della resistenza del calcestruzzo passando da un valore medio dell'istogramma relativo al pilastro più vicino allo stato limite

considerato di 0,64 per il calcestruzzo  $R_c$  pari a 5 MPa sino ad un valore di 2,97 per il calcestruzzo con  $R_c$  pari a 45 MPa, così come visibile in figura III.2.10, con una variabilità di tipo lineare così come visibile in figura III.2.11.



**Figura III.2.10:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza del pilastro più vicino allo stato limite.

Le analisi hanno nuovamente riportato che i pilastri in condizioni peggiori sono quelli indicati con il numero 9 – 16 – 17 – 24 di cui in figura III.2.10 e III.2.11 sono riportati i risultati del pilastro numero 24. E' possibile osservare che per calcestruzzi di classe  $R_c$  pari a 5 la struttura presenta un fattore di sicurezza minore del valore unitario per quasi tutti i pilastri, mentre per calcestruzzi di classe  $R_c$  pari a 15 mediamente tutti i pilastri presentano valori del fattore di sicurezza maggiori dell'unità.



**Figura III.2.11:** Diagramma dei valori medi del Fattore di Sicurezza del pilastro più vicino allo stato limite.

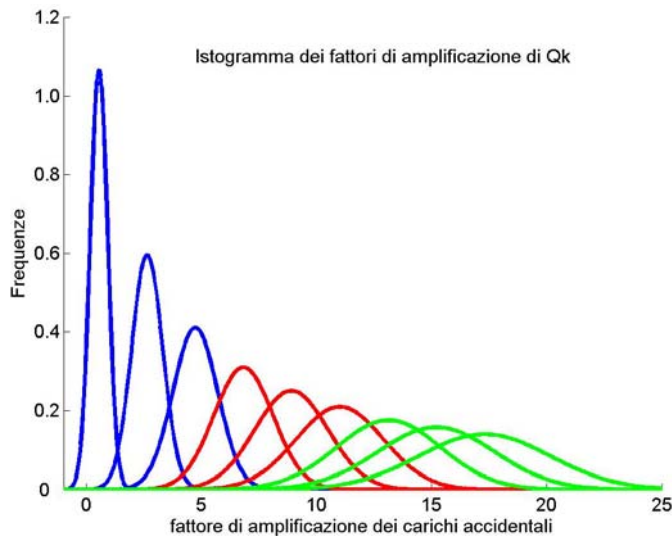


Di particolare interesse è il calcolo del fattore di amplificazione “  $\alpha$  ” del carico accidentale “  $Q_k$  ”; pertanto dal fattore di sicurezza precedentemente calcolato è possibile ricavare il carico “  $Q_{SL}$  ” corrispondente al raggiungimento dello stato limite considerato, che ponendolo pari a  $G_k + \alpha Q_k$  si ricava la seguente formulazione:

$$\alpha = \frac{FS \cdot (G_d + Q_d) - G_k}{Q_k} = \frac{FS \cdot N_d - N_{G_k}}{N_{Q_k}}$$

Avendo indicato con: FS il fattore di sicurezza precedentemente illustrato,  $N_d$  lo sforzo normale sollecitante,  $N_{G_k}$  lo sforzo normale relativo ai soli carichi permanenti ed  $N_{Q_k}$  lo sforzo normale relativo ai carichi accidentali.

Poiché l’analisi lineare prevede il collasso della struttura in corrispondenza dell’attingimento dello stato limite elastico di una delle sezioni dei pilastri alla base il moltiplicatore dei carichi è stato calcolato considerando solamente il pilastro 24 che da quanto detto precedentemente risulta presentare il minore fattore di sicurezza.



a) istogramma

Resistenza cubica [MPa]	Fattore di amplificazione $\alpha$		
	Media	scarto	probabilità
5	0.539	0.374	0.89
10	2.631	0.669	7.34E-03
15	4.724	0.972	6.37E-05
20	6.815	1.284	2.96E-06
25	8.900	1.589	3.33E-07
30	11.002	1.898	6.86E-08
35	13.122	2.269	4.60E-08
40	15.196	2.527	9.66E-09
45	17.294	2.846	5.16E-09

$Q_{\text{limite}} = G_k + \alpha Q_k$

b) tabella delle caratteristiche statistiche

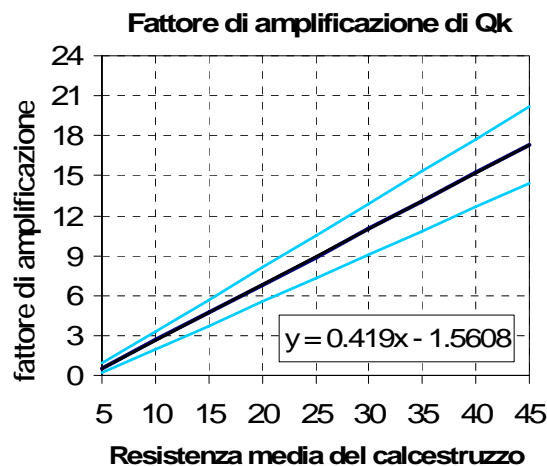
**Figura III.2.12:** Istogramma del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici

Dalla figura III.2.12.a e dalla relativa tabella in figura III.2.12.b si evince che per calcestruzzi di classe Rc 5 ,rappresentato in figura con il colore rosso, la struttura presenta un fattore di amplificazione dei carichi accidentali che in media è pari a 0,54 con scarto pari a 0,374 ed inoltre presenta dei valori minimi che risultano inferiori allo zero; ciò significa che per tale classe la struttura può raggiungere il limite elastico già solo per il peso proprio ed in particolare si rileva che la probabilità che la struttura sia allo stato limite elastico in corrispondenza dei carichi caratteristici di progetto è pari all’

89%. Per i calcestruzzi di classe 10 e 15, anch'essi rappresentati in rosso, tale probabilità scende rispettivamente a  $7,34 \times 10^{-3}$  e  $6,37 \times 10^{-5}$ . Per calcestruzzi di resistenza superiori a quelli di classe 15, rappresentati in figura di colore blu e verde, il fattore di amplificazione dei carichi continua ad aumentare con legge lineare partendo dal valore di 6,8 per Rc 20 sino a 17,3 per Rc45 con una probabilità di raggiungimento dello stato limite elastico per carichi di progetto che risulta decrescente al crescere della resistenza a partire da  $2,94 \times 10^{-6}$  sino a  $5,16 \times 10^{-9}$ .

In figura III.2.13 si riporta il valore medio del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici in funzione della resistenza media della classe, indicando in azzurro la variabilità con lo scarto quadratico medio; dalla figura si evince chiaramente che il diagramma delle medie è ben rappresentato dalla retta di equazione:

$$\alpha = 0,419 R_c - 1,5608$$



**Figura III.2.13:** Andamento del fattore di amplificazione dei carichi al variare della resistenza del calcestruzzo

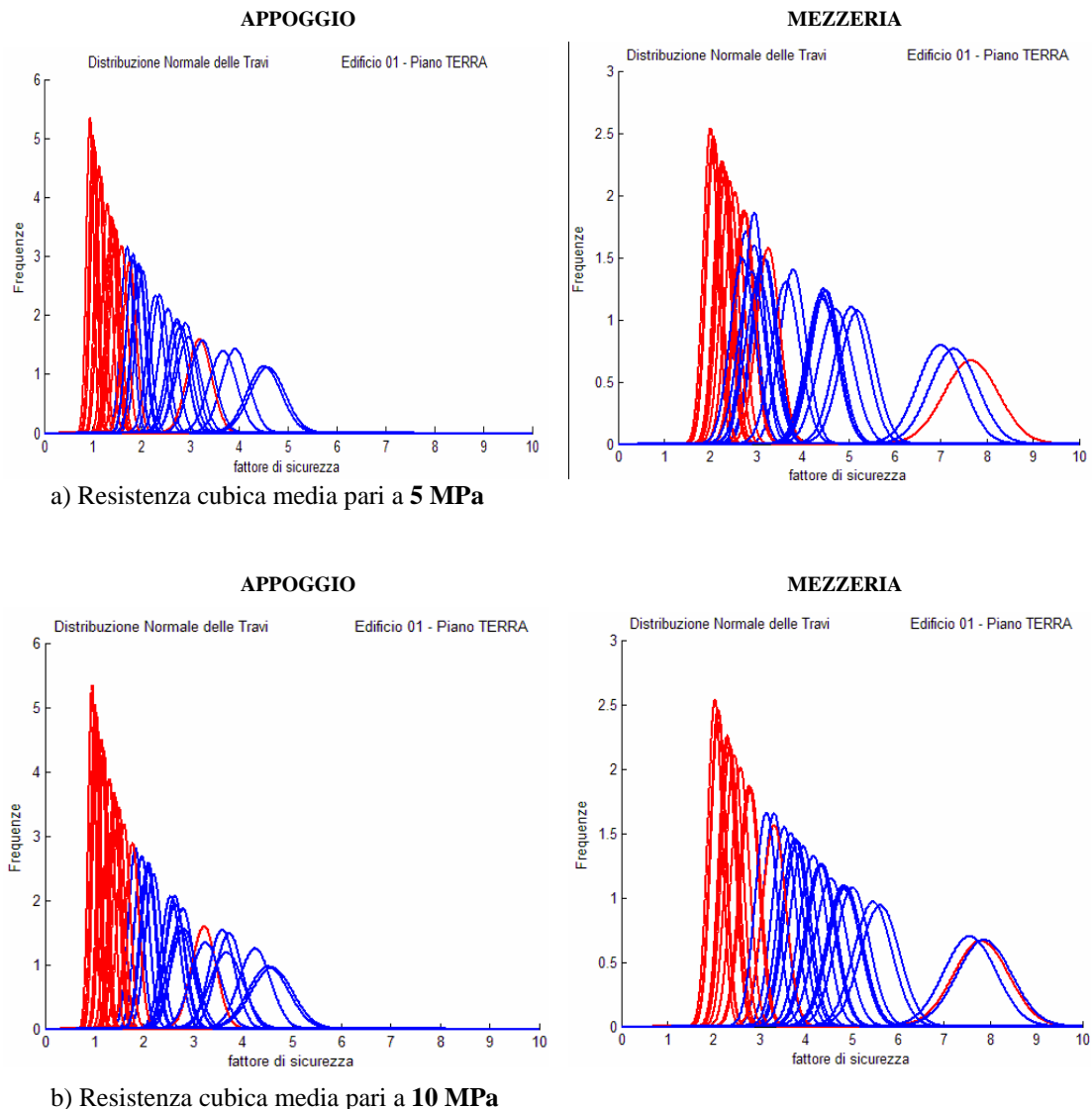
L'andamento lineare del grafico al variare della resistenza del calcestruzzo indica nuovamente che la variabilità della resistenza dell'acciaio presente nella sezione poco influenza il comportamento dell'elemento strutturale, ciò è legato soprattutto alla ridotta quantità di armatura presente pari all'otto per mille dell'area di calcestruzzo.

### 3.3. ANALISI LINEARE A FLESSIONE DELLE TRAVI

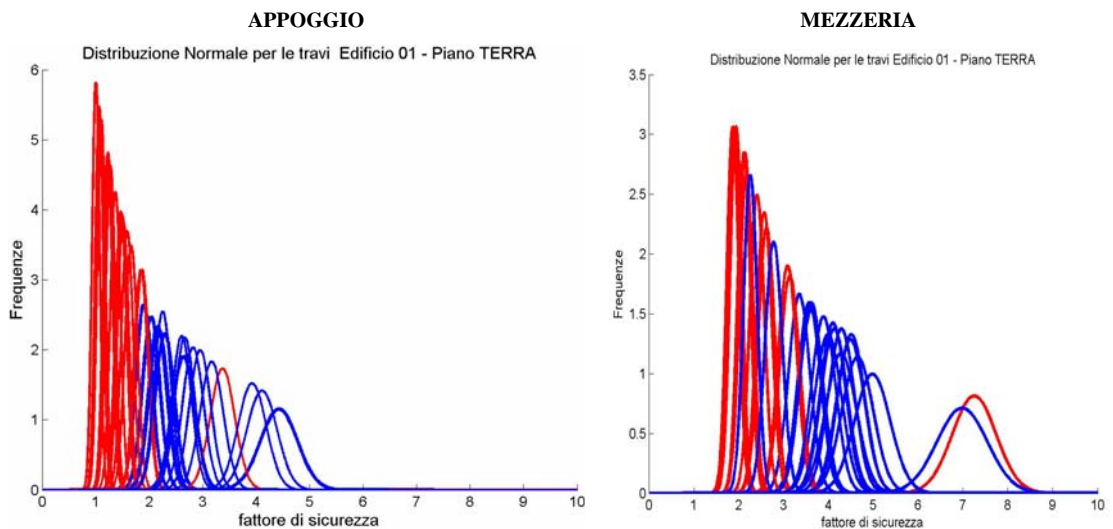
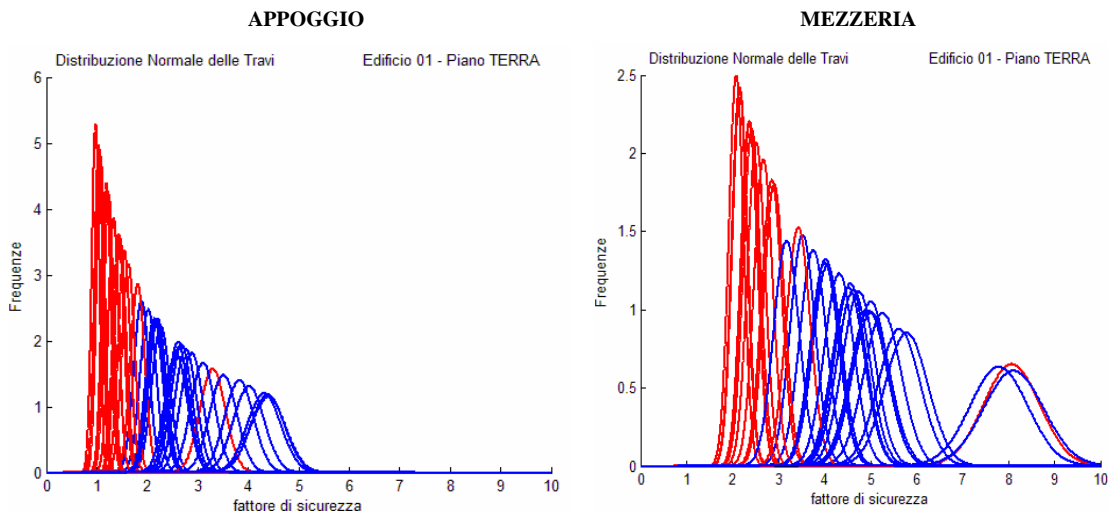
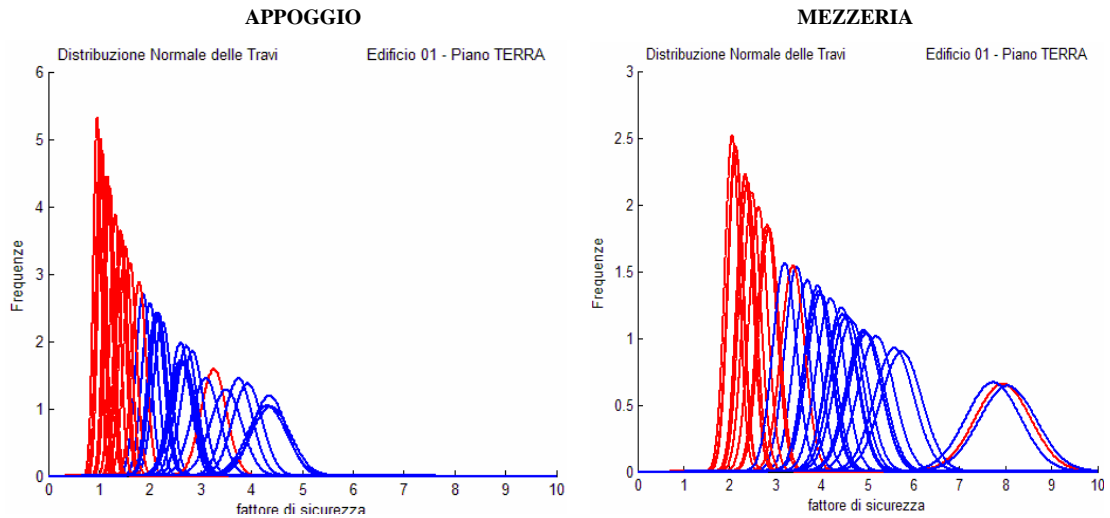
L'analisi del grado di sicurezza delle travi è stata svolta considerando l'impalcato tipo caricato con la massima azione che il solaio può trasmettere. Per ogni trave è stata ricavata dalla risoluzione del modello spaziale la sollecitazione di progetto riportata nel

paragrafo 3.1 (calcolata con i carichi permanenti ed accidentali amplificati dei coefficienti parziali rispettivamente pari a 1,4 ed 1,5) ed il momento resistente a flessione calcolato considerando per ogni classe i 10000 valori delle resistenze, in ipotesi di coefficienti di sicurezza parziali dei materiali unitari ( $\gamma_c = \gamma_s = 1$ ), il rapporto tra il momento resistente ed il momento sollecitante definisce il fattore di sicurezza.

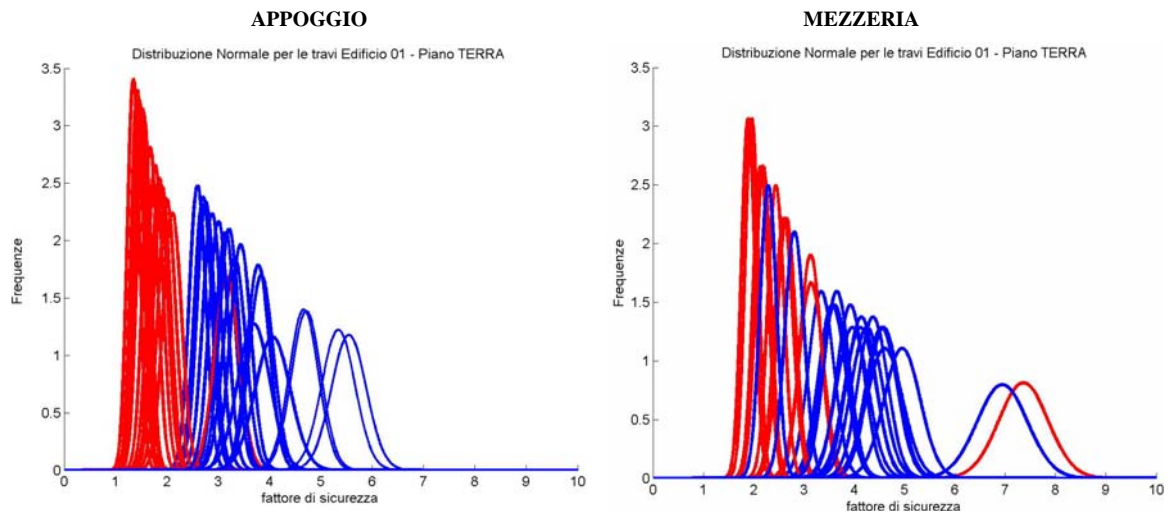
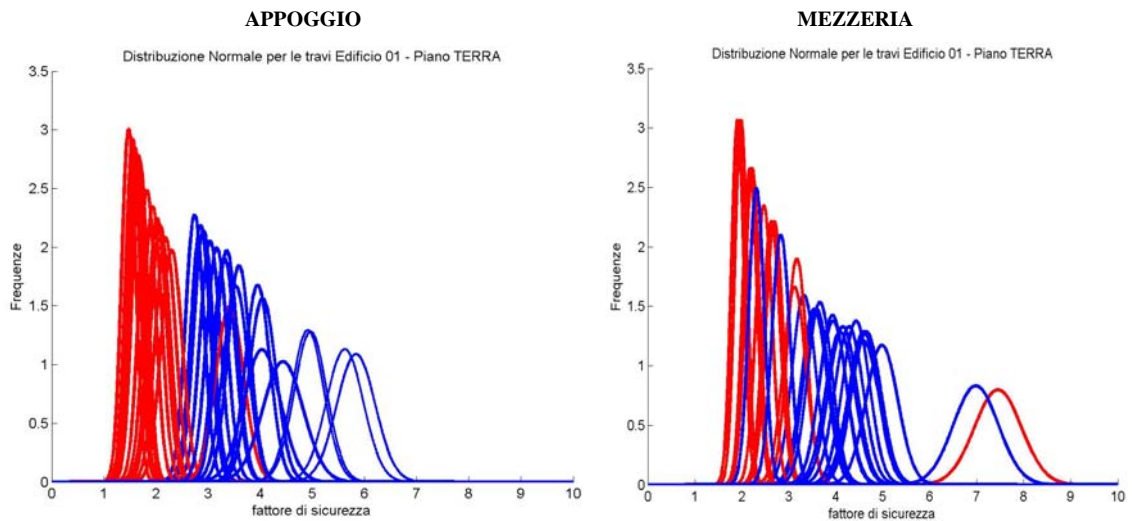
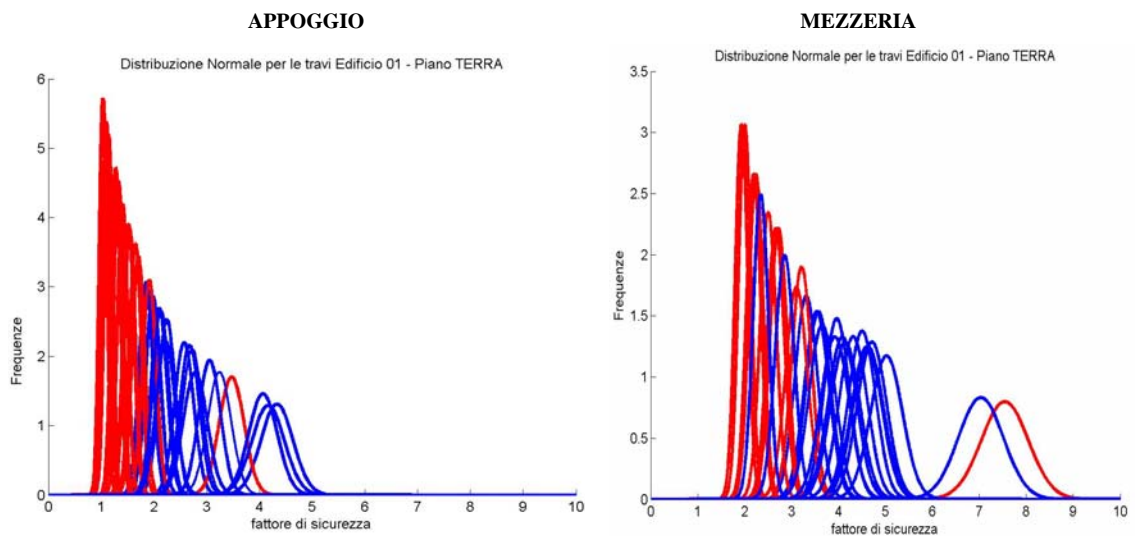
Di seguito si riportano in figura III.3.1-2-3-4 gli istogrammi dei fattori di sicurezza agli appoggi ed in mezzeria, indicando in rosso quelli relativi alle travi centrali a spessore di solaio di sezione 20 X 80 cm, ed in blu le travi perimetrali, emergenti di sezione 30 X 50 cm. Dai grafici riportati in figura si evince che le travi centrali presentano un fattore di sicurezza inferiore a quelle perimetrali, con valori che oscillano intorno all'unità in corrispondenza degli appoggi e di qualche unità in corrispondenza delle campate.

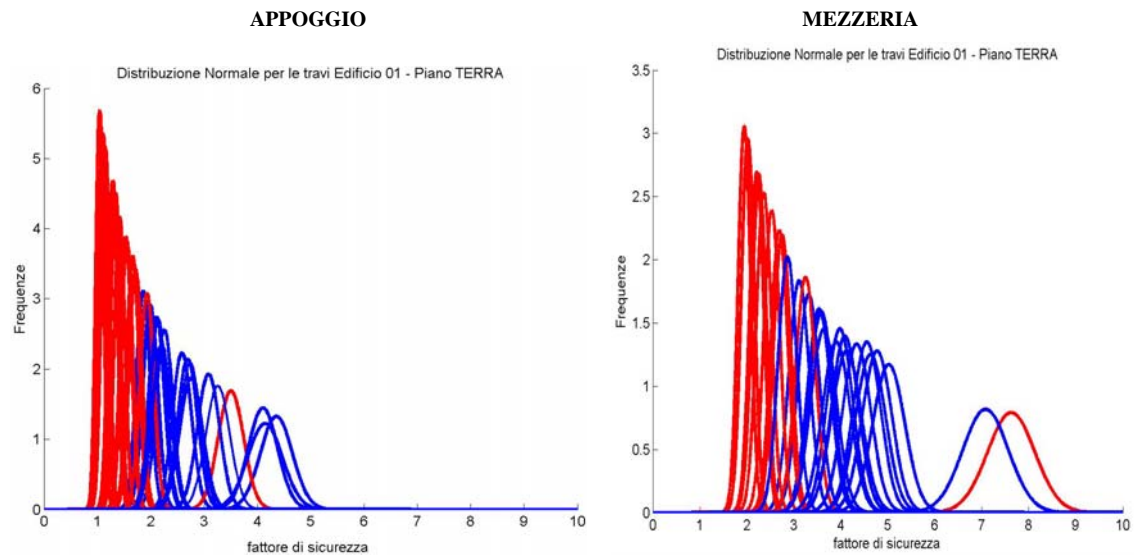


**Figura III.3.1:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione delle travi del piano tipo.



**Figura III.3.2:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione delle travi del piano tipo.

f) Resistenza cubica media pari a **30 MPa**g) Resistenza cubica media pari a **35 MPa**h) Resistenza cubica media pari a **40 MPa****Figura III.3.3:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione delle travi del piano tipo.

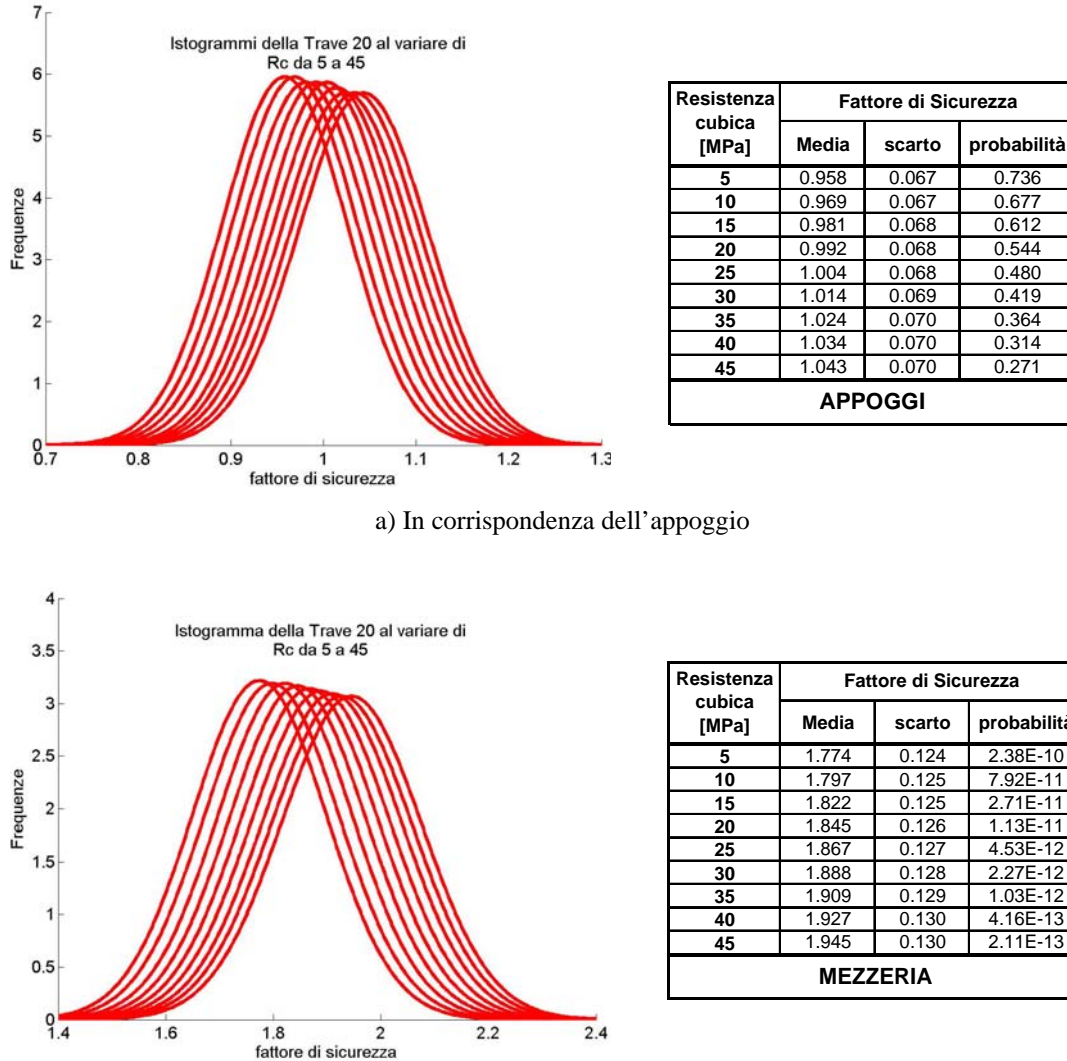


i) Resistenza cubica media pari a **45 MPa**

**Figura III.3.4:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione delle travi del piano tipo.

Dalle figure III.3.1-2-3-4 si evince che gli istogrammi delle varie travi presentano cumulate disgiunte ed in particolare al crescere del fattore di sicurezza medio cresce proporzionalmente anche lo scarto quadratico diminuendo la frequenza massima. Ciò permette di poter individuare la trave che presenta i minori valori di fattore di sicurezza con quella che presenta l'istogramma del fattore di sicurezza con il valore medio inferiore sia agli appoggi che in campata, tale trave risulta essere quella indicata con il numero 20 posta in posizione centrale e di lunghezza pari a 5,2 metri, con agli appoggi un fattore di sicurezza medio pari a 0,95 con scarto quadratico di 0,0744 e con la probabilità di avere un fattore di sicurezza inferiore all'unità di 0,75 per la classe di calcestruzzo  $R_c$  5 ed un valore medio di 1,04, con scarto quadratico di 0,0701 e probabilità di 0,27 per la classe di calcestruzzo  $R_c$  45 ; mentre in campata da si rileva un valore medio di 1,77 con uno scarto quadratico di 0.124 ed una probabilità di  $2,5 \times 10^{-10}$  per la classe di calcestruzzo  $R_c$  5 ed un valore medio di 1,94 con scarto quadratico medio pari a 0.1304 ed una probabilità di  $2,11 \times 10^{-13}$  per la classe di calcestruzzo  $R_c$  45. Per le stesse osservazioni in merito all'analisi lineare fatte nel precedente paragrafo, anche in questo caso si illustreranno in dettaglio i risultati ottenuti sulla trave 20 essendo questa la prima a raggiungere il limite elastico. E' opportuno osservare da subito che la classe del calcestruzzo incide poco sul fattore di sicurezza sia agli appoggi che in campata in quanto la variabilità tra  $R_{c5}$  ed  $R_{c45}$  è di appena il 10%, molto più significativa è la variazione del fattore di sicurezza se si cambia la resistenza dell'acciaio o la quantità di armatura in trazione presente.

In figura III.3.5 si riportano in dettaglio gli istogrammi relativi alla sola trave 20 in corrispondenza degli appoggi (lettera “a”) ed in mezzeria (lettera “b”) con le relative tabelle riportanti media e scarto quadratico per ogni classe di calcestruzzo.



**Figura III.3.5:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione della trave 20 più vicina allo stato limite elastico.

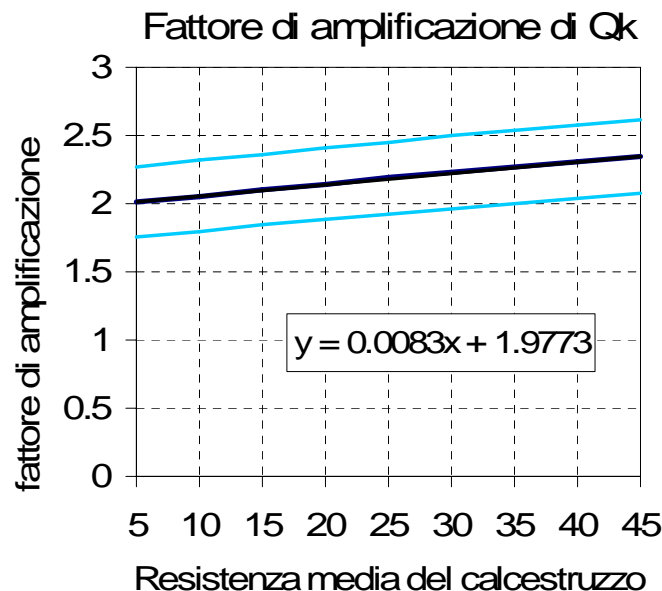
Un fattore di sicurezza inferiore all'unità o comunque prossimo all'unità in corrispondenza dell'appoggio comporta che la struttura non è sicuramente verificata agli stati limite ultimi, è interessante inoltre osservare che la probabilità di avere un fattore di sicurezza inferiore è elevatissima passando dal 27% del  $R_c$  45 al 73% del  $R_c$  5 ben lontano dal  $10^{-5}$  richiesta dal metodo degli stati limite. Ben diversa è la condizione in cui si trova la mezzeria dove il fattore di sicurezza oscilla intorno ad 1,85 e le probabilità di avere un fattore di sicurezza inferiore all'unità scendono a valori dell'ordine di  $10^{-10}$  e  $10^{-13}$ .

Al fine di permettere il confronto dei risultati ottenuti dall'analisi delle travi con quella dei pilastri si è ritenuto opportuno anche in questo caso calcolare il fattore di amplificazione “ $\alpha$ ” del carico accidentale “ $Q_k$ ”; partendo dal fattore di sicurezza precedentemente per le travi con la seguente formulazione:

$$\alpha = \frac{FS \cdot (G_d + Q_d) - G_k}{Q_k}$$

Avendo indicato con: FS il fattore di sicurezza precedentemente illustrato,  $G_d$  il carico permanente di progetto,  $Q_d$  il carico accidentale di progetto,  $G_k$  il carico permanente caratteristico e  $Q_k$  il carico permanente caratteristico.

Poiché l'analisi lineare prevede il collasso della struttura in corrispondenza dell'attingimento dello stato limite elastico di una delle sezioni delle travi il moltiplicatore dei carichi si ottiene in corrispondenza dell'attingimento del momento ultimo in uno dei due appoggi della trave 20. In figura III.3.6 si riporta il valore medio del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici in funzione della resistenza media della classe, indicando in azzurro la variabilità con lo scarto quadratico medio; dalla figura si evince chiaramente che il diagramma delle medie è ben rappresentato dalla retta di equazione:  $\alpha = 0,0083 R_c - 1,9773$



**Figura III.3.6:** Andamento del fattore di sicurezza al variare della resistenza del calcestruzzo

L'andamento lineare del grafico con un gradiente della retta di 0.0083 indica che la variabilità della resistenza del calcestruzzo presente nella sezione influenza il comportamento dell'elemento strutturale al più per il 17% rispetto al valore corrispondente alla classe  $R_{c5}$ .



### 3.4. CONSIDERAZIONI IN MERITO AL COMPORTAMENTO FLESSIONARE DELLE TRAVI E PRESSOFLESSIONALE DEI PILASTRI IN AMBITO LIEARE.

Dai risultati delle analisi rappresentati nei paragrafi precedenti si rileva che il fattore di amplificazione dei carichi accidentali sino al limite elastico, nell'ipotesi di travi caricate a tutti i piani con la massima azione di progetto trasmessa dai solai secondo le combinazioni di carico indicate in figura II.4.2 sono ben rappresentate dalle seguenti equazioni:

- $\alpha = 0,4190 R_c - 1,5608$  per i pilastri
- $\alpha = 0,0083 R_c - 1,9773$  per le travi

Tale ipotesi di contemporaneità dei carichi in elevazione può ritenersi poco probabile globalmente ma ciò non esclude che localmente si possa attingere il massimo carico dovuto appunto ad una locale concentrazione dei carichi in prossimità di un solo pilastro, si pensi che soprattutto in edifici residenziali ad uso popolare spesso la disposizione del sovraccarico è legato a vincoli architettonici comuni a tutti i piani, pertanto in tali stabili non è raro avere una concentrazione dei carichi in corrispondenza di alcuni pilastri, spesso perimetrali, legata alla presenza dello stesso arredo a tutti i piani, tipo gli armadi o gli sgabuzzini. Comunque la scelta di una distribuzione dei carichi comune alle travi ed ai pilastri è senza dubbio indispensabile al fine di poter effettuare dei confronti significativi, ciò non esclude la possibilità di definire più distribuzioni di carico e valutare la dipendenza del fattore di amplificazione in funzione di tale parametro, attribuendo ad ogni distribuzione di carico un probabilità di accadimento.

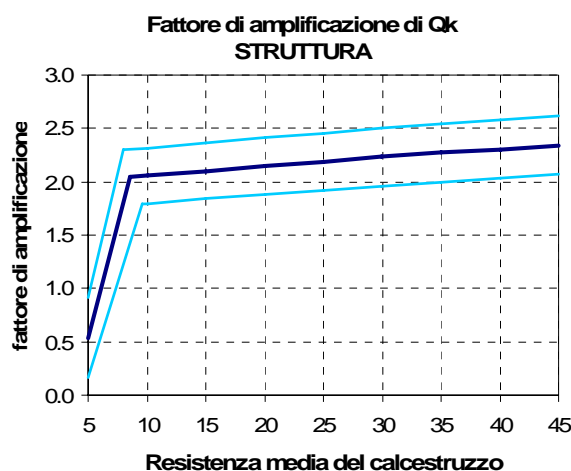


Figura III.3.7: Andamento del fattore di sicurezza al variare della resistenza del calcestruzzo

In figura III.3.7 si riportano nello stesso diagramma il fattore di amplificazione delle travi e dei pilastri; dal grafico si evince che per la struttura il fattore di amplificazione dei carichi accidentali, rappresentato dal minorante di quello dei pilastri e delle travi, presenta una discontinuità in corrispondenza della resistenza del calcestruzzo pari a 8,6 MPa dovuto essenzialmente al cambio di modalità di rottura, ed in particolare al di sotto di tale valore si presenta la rottura dei pilastri prevalentemente per sforzo normale mentre al di sopra la rottura è di tipo flessionale delle travi. E' opportuno osservare che tale cambio ricade in un valore della resistenza del calcestruzzo non dissimile da quanto rilevato nell'indagine di diversi edifici esistenti, basta ricordare le indagini eseguite sui materiali dell'edificio crollato a Foggia in cui la resistenza oscillava intorno al 10 MPa con valori minimi anche di 4,7 MPa, ciò ancor di più conferma la possibilità per calcestruzzi di ridotta qualità di avere un collasso di tipo fragile dovuto ai pilastri.

Molto interessante è osservare l'ordine di grandezza delle probabilità di raggiungimento del collasso in corrispondenza di un moltiplicatore dei carichi unitario, infatti nel caso dei pilastri siamo di fronte a valori di  $10^{-3}$  per calcestruzzi di 10 MPa mentre nel caso delle travi di  $10^{-10}$ . Ciò è legato essenzialmente al gradiente delle rette del fattore di amplificazione che nel primo caso è pari a 0.419 mentre nel secondo a 0.0083, pertanto una leggera variazione della resistenza del calcestruzzo comporta per i pilastri una notevole variazione del fattore di amplificazione cosa che non capita per le travi in cui il basso valore del gradiente comporta una variazione a dir poco trascurabile.

Certo che nel caso delle travi va considerata anche un'ulteriore limitazione dovuta al sopraggiungere di rotture di tipo fragile quali ad esempio quelle da taglio di cui si parlerà nel paragrafo seguente.

### 3.5. ANALISI LINEARE A TAGLIO DELLE TRAVI

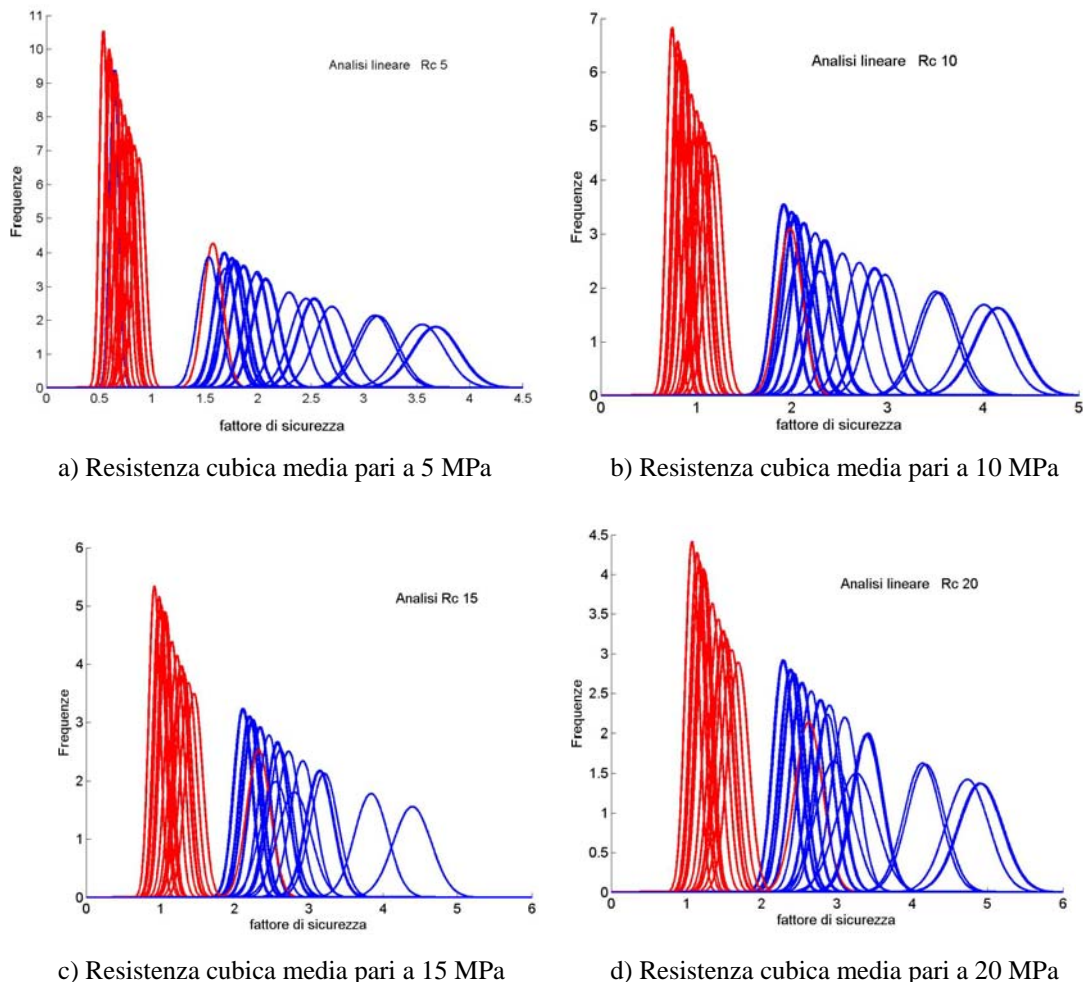
L'analisi del grado di sicurezza delle travi è stata svolta considerando l'impalcato tipo caricato come nei casi precedenti. Il calcolo della resistenza a taglio è stato svolto considerando le note formule della tecnica delle costruzioni riportate di seguito:

- $V_{Rd1} = 0,25 \cdot b \cdot h \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot \delta$
- $V_{Rd2} = 0,30 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$
- $V_{Rd3} = 0,60 \cdot b \cdot h \cdot f_{ctd} + \frac{f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot 0,9 \cdot h}{s} + f_{yd} \cdot A_{sag} \cdot \sqrt{2} \cdot 0,9 \cdot h$

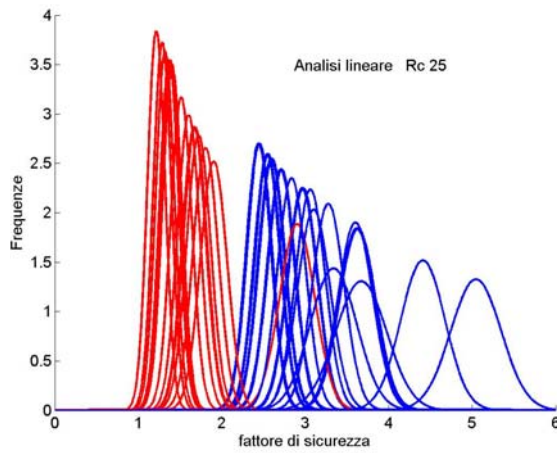
Avendo indicato con:

$b, h$	base ed altezza della trave
$f_{ctd}, f_{cd}$	resistenza a trazione ed a compressione rispettivamente calcolate come $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}$ ed $f_{cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck}$
$A_{sw}, A_{sag}$	area delle staffe e dei sagomati
$f_{yd}$	tensione di snervamento
$r, \delta$	coefficiente amplificativo per tener conto dell'ingranamento degli inerti e coefficiente correttivo per tener conto della presenza di un eventuale sforzo normale ( $r = 1,6 - h$ e $\delta = 1$ )
$\rho_l$	percentuale di armatura in trazione al massimo pari a 0,02
$s$	passo delle staffe

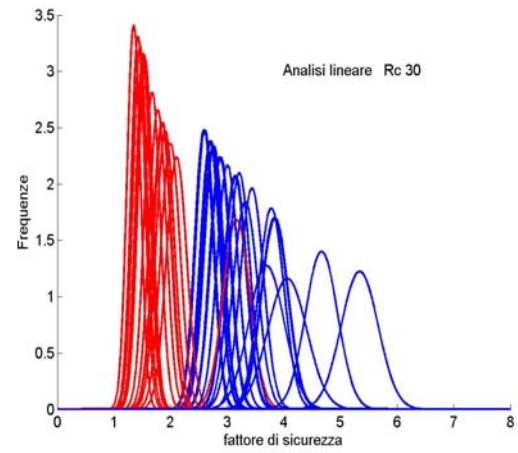
Il fattore di sicurezza è stato calcolato come rapporto tra il valore resistente per sezione armata  $V_{rd3}$  ed il taglio sollecitante; in figura III.5.1 e III.5.2 si riportano i risultati ottenuti sulle travi di piano al variare della classe di calcestruzzo così come fatto precedentemente per la presso flessione dei pilastri e per la flessione delle travi.



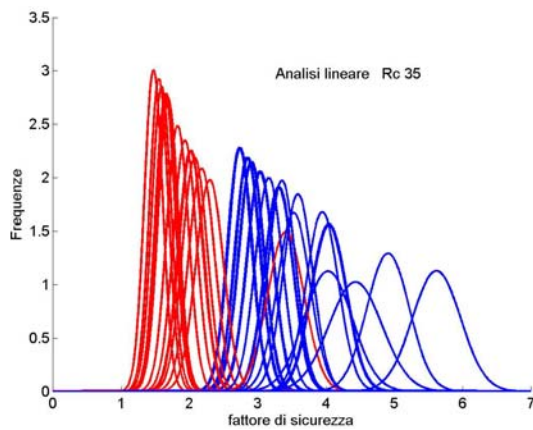
**Figura III.5.1:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a taglio delle travi del piano tipo.



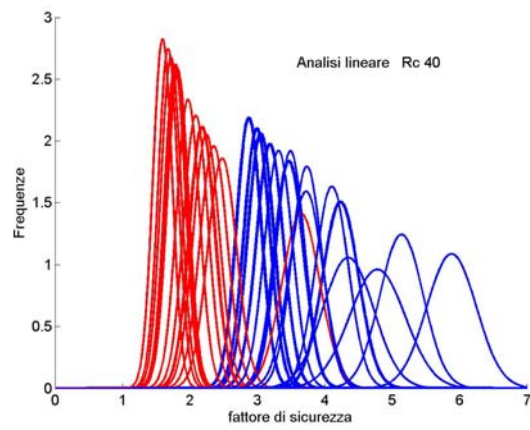
e) Resistenza cubica media pari a 25 MPa



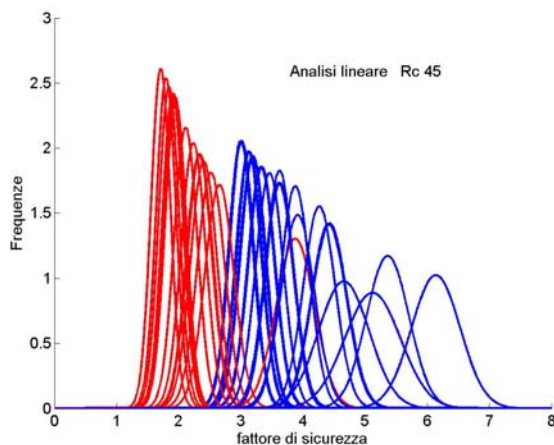
f) Resistenza cubica media pari a 30 MPa



g) Resistenza cubica media pari a 35 MPa



h) Resistenza cubica media pari a 40 MPa



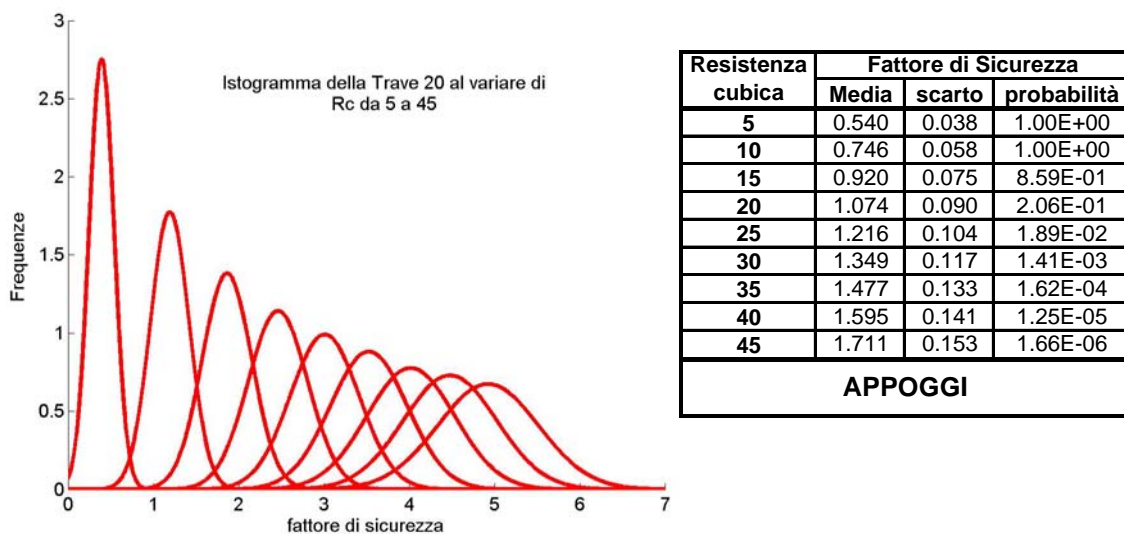
i) Resistenza cubica media pari a 45 MPa

**Figura III.5.2:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a taglio delle travi del piano tipo.

Dalle figure III.5.1 e III.5.2 si evince anche per il taglio che gli istogrammi delle varie travi presentano cumulate disgiunte, ed in anche in questo caso la trave 20 risulta avere il minore fattore di sicurezza medio pari a 0,54 con scarto quadratico di

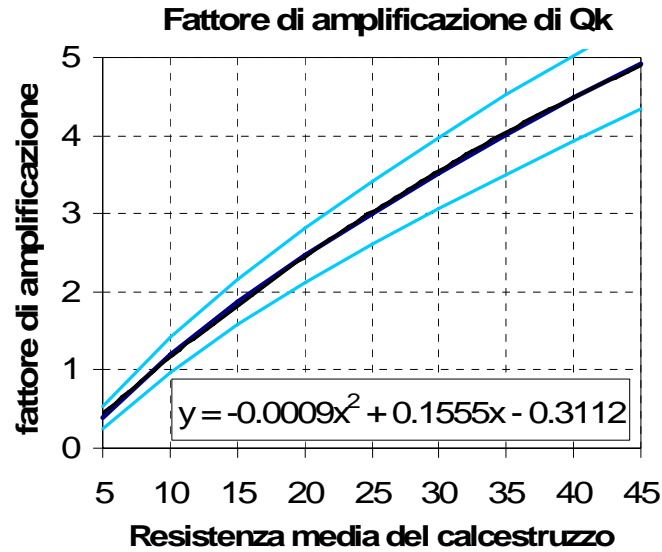
0,0378 e con la probabilità di avere un fattore di sicurezza inferiore all'unità di 1,0 per la classe di calcestruzzo  $R_c$  5 ed un valore medio di 1,71 con scarto quadratico di 0,1529 e probabilità di  $1,67 \times 10^{-6}$  per la classe di calcestruzzo  $R_c$  45. È opportuno osservare da subito che la classe del calcestruzzo incide parecchio sul fattore di sicurezza e sulla probabilità di raggiungimento del collasso in corrispondenza del carico di progetto.

In figura III.5.3 si riportano in dettaglio gli istogrammi relativi alla sola trave 20 in corrispondenza con la relativa tabella riportanti media e scarto quadratico per ogni classe di calcestruzzo.



**Figura III.5.3:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza della trave 20 più vicino allo stato limite.

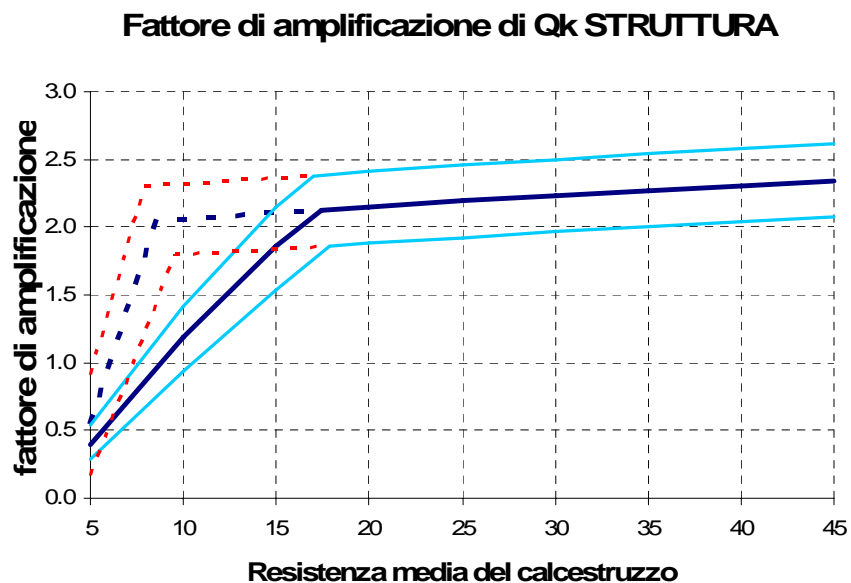
Un fattore di sicurezza inferiore o comunque prossimo all'unità per calcestruzzi di classe prossima a  $R_c$  5 in corrispondenza degli appoggi comporta che la struttura non è verificata agli stati limite ultimi, è comunque interessante osservare che la probabilità di avere un fattore di sicurezza inferiore all'unità è elevata per tutti i calcestruzzi ordinariamente utilizzati ed è inferiore al valore di  $10^{-5}$  solamente per i calcestruzzi di classe superiore a  $R_c$  40. Anche in questo caso è stato calcolato il fattore di amplificazione dei carichi accidentali con la stessa formula usata per la flessione in funzione questa volta del fattore di sicurezza a taglio, sempre facendo riferimento alla trave 20. In figura III.5.4 se ne riporta in funzione della classe di calcestruzzo, indicando in azzurro la variabilità con lo scarto quadratico medio; dalla figura si evince chiaramente che il diagramma delle medie è ben rappresentato dalla seguente equazione di secondo grado:  $\alpha = -0,0009 \cdot R_c^2 + 0,1555 \cdot R_c - 0,3112$



**Figura III.5.4:** Andamento del fattore di sicurezza al variare della resistenza del calcestruzzo

L'andamento parabolico del grafico indica l'importanza dell'acciaio delle staffe e della resistenza del calcestruzzo nella determinazione della resistenza della trave.

E' interessante osservare l'incidenza in campo lineare del taglio nella definizione del fattore di amplificazione dei carichi accidentali relativo all'intera struttura, ciò è possibile riportando nello stesso diagramma il minorante delle tre curve , quella relativa alla compressione dei pilastri, alla flessione ed al taglio delle travi, così come riportato in figura III.5.5 .



**Figura III.5.5:** Andamento del fattore di sicurezza al variare della resistenza del calcestruzzo

Dal diagramma in figura III.5.5 si evince che la curva del fattore di amplificazione medio relativo al taglio risulta sempre inferiore a quella relativa allo schiacciamento del pilastro riportata tratteggiata. La diversa inclinazione delle due curve ed il diverso valore dello scarto quadratico medio rende però equiprobabile la rottura a taglio ed a schiacciamento per la classe di calcestruzzo  $R_c5$ .

### 3.6. ANALISI LINEARE A FLESSIONE E TAGLIO DEL SOLAIO

Lo studio del solaio in campo elastico è stato condotto considerando le quattro condizioni di carico che massimizzano le sollecitazioni in campata ed agli appoggi illustrate in figura III.6.1.

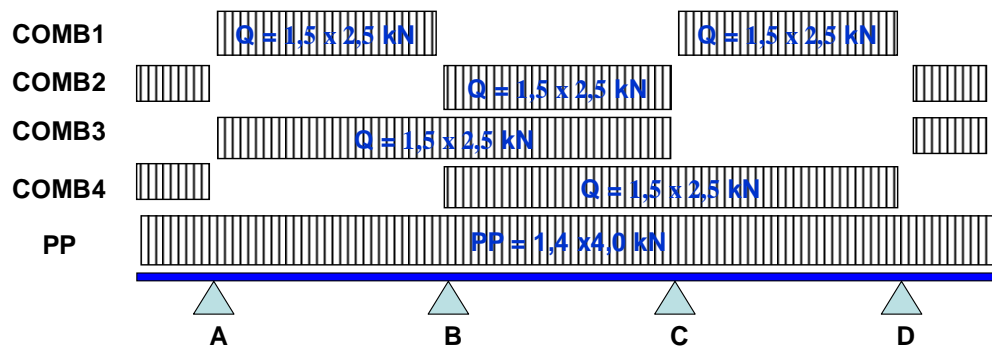
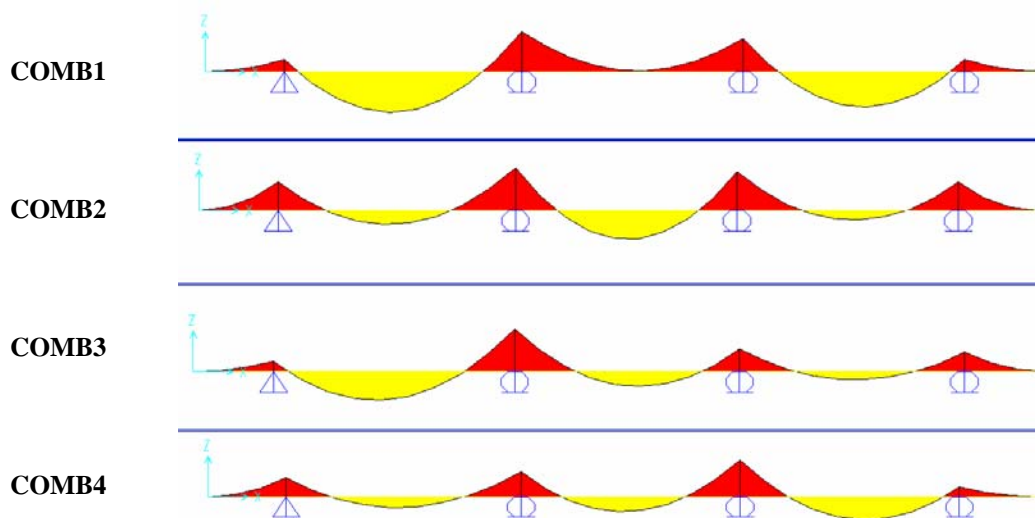


Figura III.6.1: Combinazioni di carico.

Risolvendo lo schema statico si ricavano le sollecitazioni flessionali e taglianti riportate in figura III.6.2 e III.6.3 ed in tabella III.6.1



11

Figura III.6.2: Caratteristiche della sollecitazione flettente

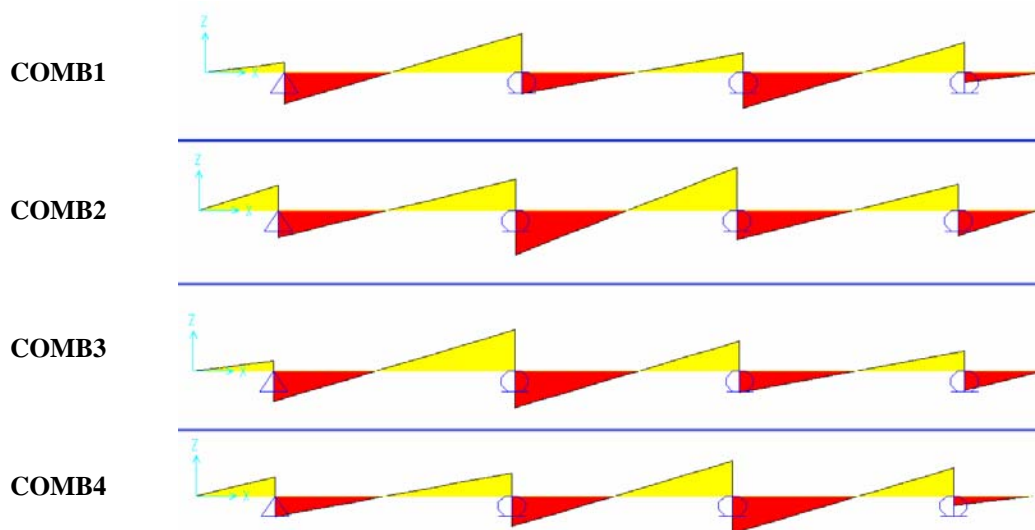


Figura III.6.3: Caratteristiche della sollecitazione tagliante

Tabella III.6.1: Caratteristiche della sollecitazione flettente e tagliante

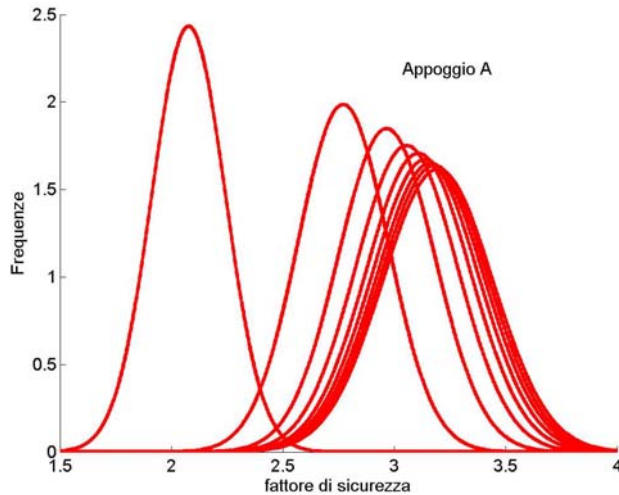
TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	Caso	V2	M3	Frame	Station	Caso	V2	M3
Text	m	Text	KN	KN-m	Text	m	Text	KN	KN-m
OA	1.5	COMB1	6.30	-4.73	OA	1.5	COMB3	6.30	-4.73
AB	0	COMB1	-19.96	-4.73	AB	0	COMB3	-18.96	-4.73
AB	2.25	COMB1	2.33	15.11	AB	2.25	COMB3	3.33	12.86
AB	4.5	COMB1	24.63	-15.22	AB	4.5	COMB3	25.63	-19.72
BC	0	COMB1	-13.53	-15.22	BC	0	COMB3	-22.99	-19.72
BC	2.1	COMB1	-0.60	-0.39	BC	2.1	COMB3	-2.18	6.71
BC	4.2	COMB1	12.34	-12.72	BC	4.2	COMB3	18.63	-10.56
CD	0	COMB1	-22.72	-12.72	CD	0	COMB3	-13.32	-10.56
CD	2.1	COMB1	-1.90	13.13	CD	2.1	COMB3	-0.39	3.83
CD	4.2	COMB1	18.91	-4.73	CD	4.2	COMB3	12.55	-8.94
DI	0	COMB1	-6.30	-4.73	DI	0	COMB3	-11.93	-8.94
OA	1.5	COMB2	11.93	-8.94	OA	1.5	COMB4	11.93	-8.94
AB	0	COMB2	-12.88	-8.94	AB	0	COMB4	-13.17	-8.94
AB	2.25	COMB2	0.98	4.44	AB	2.25	COMB4	0.69	5.10
AB	4.5	COMB2	14.84	-13.36	AB	4.5	COMB4	14.55	-12.05
BC	0	COMB2	-21.10	-13.36	BC	0	COMB4	-19.48	-12.05
BC	2.1	COMB2	-0.29	9.10	BC	2.1	COMB4	1.33	7.01
BC	4.2	COMB2	20.52	-12.14	BC	4.2	COMB4	22.14	-17.63
CD	0	COMB2	-13.70	-12.14	CD	0	COMB4	-23.89	-17.63
CD	2.1	COMB2	-0.76	3.04	CD	2.1	COMB4	-3.07	10.67
CD	4.2	COMB2	12.18	-8.94	CD	4.2	COMB4	17.74	-4.73
DI	0	COMB2	-11.93	-8.94	DI	0	COMB4	-6.30	-4.73

### 3.6.1. IL COMPORTAMENTO A FLESSIONE DEL SOLAIO

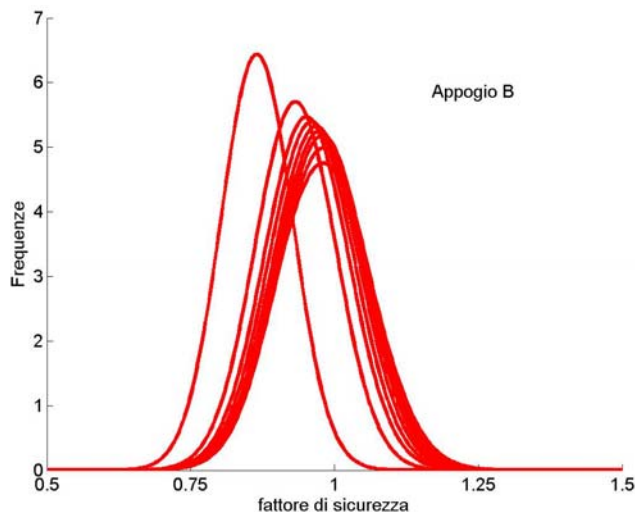
Così come fatto precedentemente per le travi si procede al calcolo del fattore di sicurezza per le nove classi di calcestruzzo considerando unitari i fattori di sicurezza parziali del calcestruzzo e dell'acciaio.



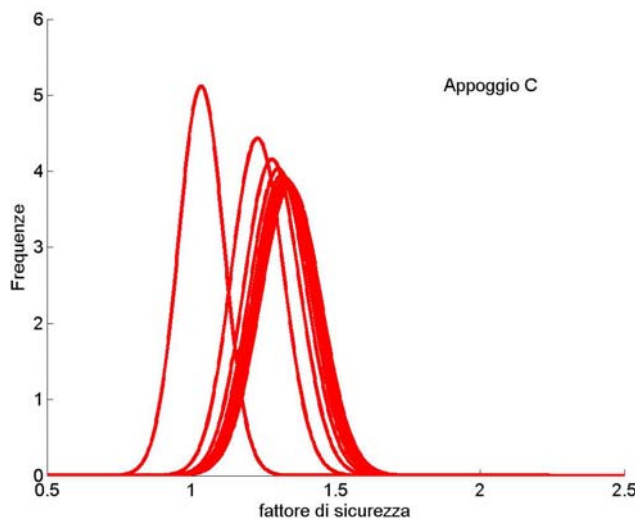
Di seguito si riportano in figura III.6.4 e III.6.5 gli istogrammi dei fattori di sicurezza agli appoggi ed in mezzeria per flessione e taglio, indicando in rosso gli istogrammi relativi agli appoggi ed in blu quelli relativi alle campate.



Resistenza cubica [MPa]	Fattore di Sicurezza		
	Media	scarto	probabilità
5	2.077	0.164	2.32E-11
10	2.770	0.201	5.82E-19
15	2.965	0.216	5.43E-20
20	3.055	0.228	8.90E-20
25	3.107	0.234	1.19E-19
30	3.138	0.239	1.63E-19
35	3.161	0.242	1.95E-19
40	3.179	0.244	2.25E-19
45	3.195	0.247	2.84E-19
<b>APPOGGIO - A e D</b>			

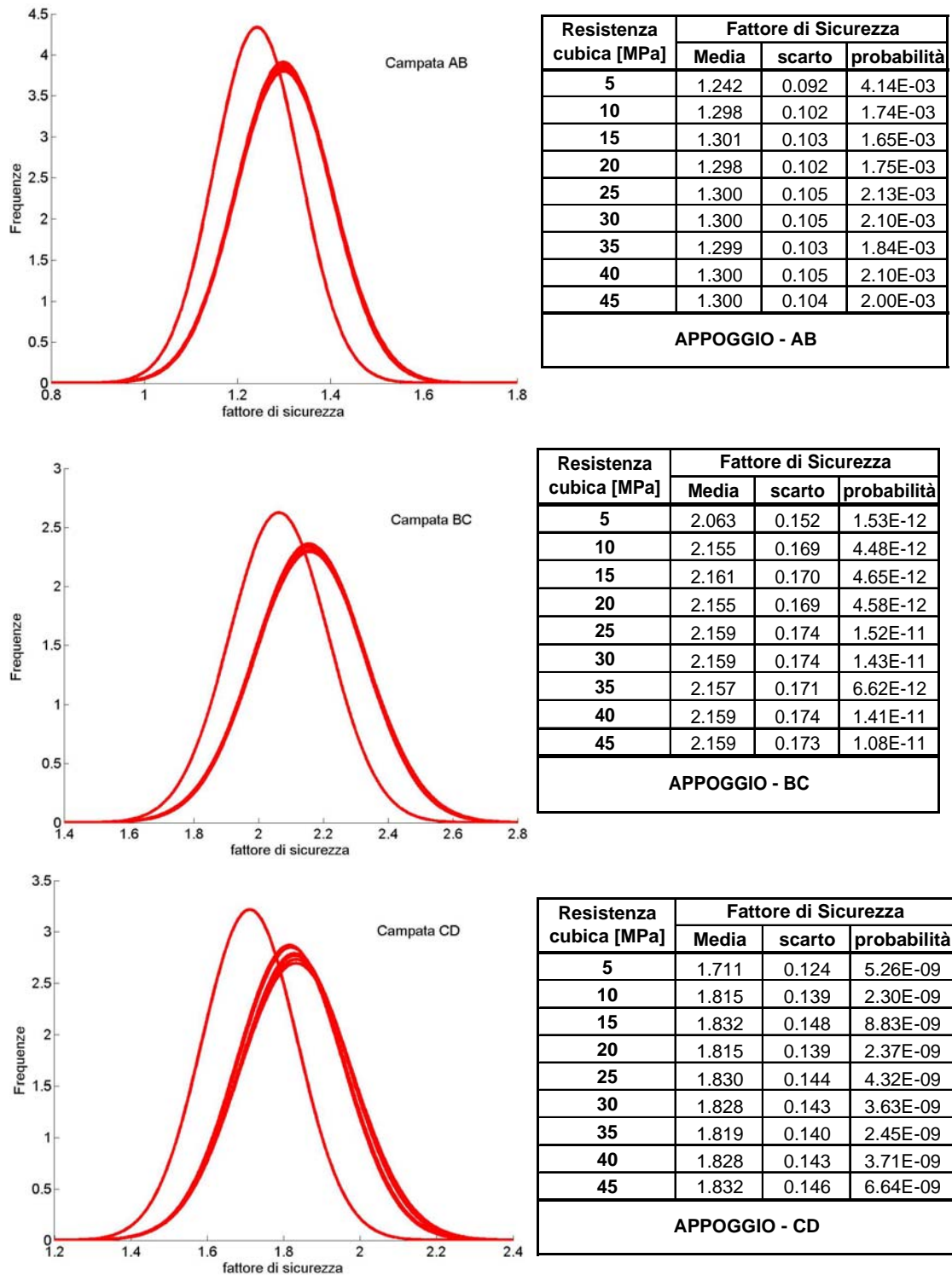


Resistenza cubica [MPa]	Fattore di Sicurezza		
	Media	scarto	probabilità
5	0.865	0.062	9.85E-01
10	0.932	0.070	8.32E-01
15	0.951	0.073	7.49E-01
20	0.960	0.074	7.03E-01
25	0.968	0.075	6.66E-01
30	0.974	0.076	6.35E-01
35	0.979	0.077	6.08E-01
40	0.981	0.080	5.92E-01
45	0.980	0.084	5.92E-01
<b>APPOGGIO - B</b>			



Resistenza cubica [MPa]	Fattore di Sicurezza		
	Media	scarto	probabilità
5	1.034	0.078	3.31E-01
10	1.229	0.090	5.29E-03
15	1.279	0.096	1.85E-03
20	1.301	0.099	1.17E-03
25	1.314	0.101	9.00E-04
30	1.324	0.102	7.56E-04
35	1.332	0.103	6.42E-04
40	1.338	0.104	5.65E-04
45	1.344	0.105	5.49E-04
<b>APPOGGIO - C</b>			

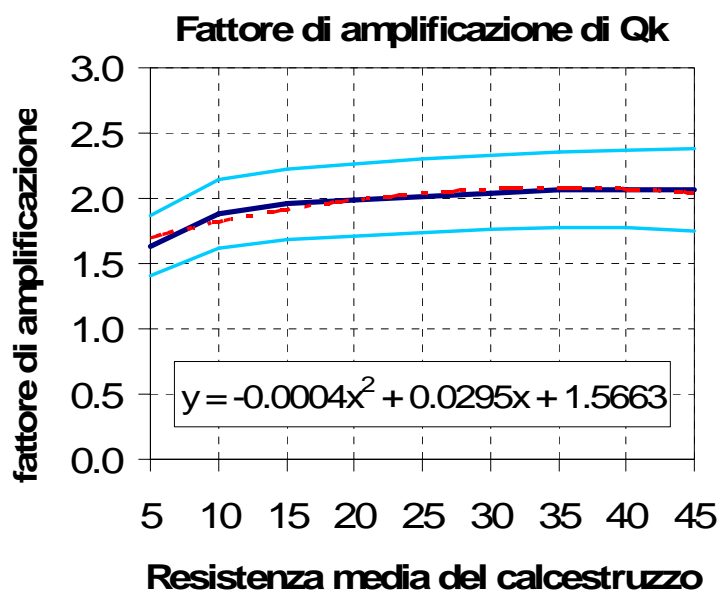
**Figura III.6.4:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione dei solai in corrispondenza degli appoggi al variare della classe di calcestruzzo da Rc 5 a 45.



**Figura III.6.4:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a flessione dei solai in corrispondenza delle campate al variare della classe di calcestruzzo da Rc 5 a 45.

Dai grafici si evince che in campo elastico la struttura risulta mediamente non verificata in corrispondenza dell'appoggio B in cui si rileva una carenza di armatura, in quanto si che indipendentemente dalla classe di calcestruzzo il valore medio del fattore di sicurezza risulta minore dell'unità. In generale si può asserire che per

calcestruzzi di classe superiore a  $R_c15$  la rottura avviene lato acciaio ed il fattore di sicurezza è influenzato esclusivamente dalla quantità di acciaio presente e dalla sua resistenza; mentre per calcestruzzi di classe inferiore a  $R_c15$  il contributo del calcestruzzo è determinante nella definizione del fattore di sicurezza. Si osserva infine che gli appoggi A e D presentano il più elevato grado di sicurezza ciò è essenzialmente legato all'isostaticità della struttura che richiedeva, anche nella metodologia di progettazione dell'epoca, una maggiore attenzione in fase di progettazione, stante l'assenza delle riserve di resistenza caratteristiche delle strutture iperstatiche. Anche in questo caso è stato calcolato il fattore di amplificazione dei carichi accidentali con la stessa formula usata per la flessione delle travi in funzione questa volta del fattore di sicurezza che presenta l'appoggio B più prossimo allo stato limite elastico considerando il carico di progetto pari a:  $G_d = 5,6$  kN/m e  $Q_d = 3$  kN/m per le campate e  $G_d = 4,2$  kN/m e  $Q_d = 6$  kN/m per gli appoggi, ed un carico caratteristico pari a:  $G_k = 4,0$  kN/m e  $Q_k = 2$  kN/m per le campate e  $G_k = 3,0$  kN/m e  $Q_k = 4$  kN/m per gli appoggi. Si ricorda che la combinazione di carico considerata è quella indicata come COMB3 che massimizza le sollecitazioni in corrispondenza dell'appoggio. In figura III.6.5 si riporta l'andamento del fattore di amplificazione dei carichi in funzione della classe di calcestruzzo, indicando in azzurro la variabilità con lo scarto quadratico medio; dalla figura si evince chiaramente che il diagramma delle medie è ben rappresentato dalla seguente equazione di secondo grado rappresentata con linea tratteggiata di colore rosso:  $\alpha = -0,0004 \cdot R_c^2 + 0,0295 \cdot R_c - 1,5663$



**Figura III.6.5:** Andamento del fattore di amplificazione a flessione dell'appoggio B al variare della resistenza del calcestruzzo

L'andamento del grafico evidenzia nuovamente la limitata influenza del calcestruzzo per classi superiori ad  $R_c15$  in corrispondenza del quale si rileva una cuspid.

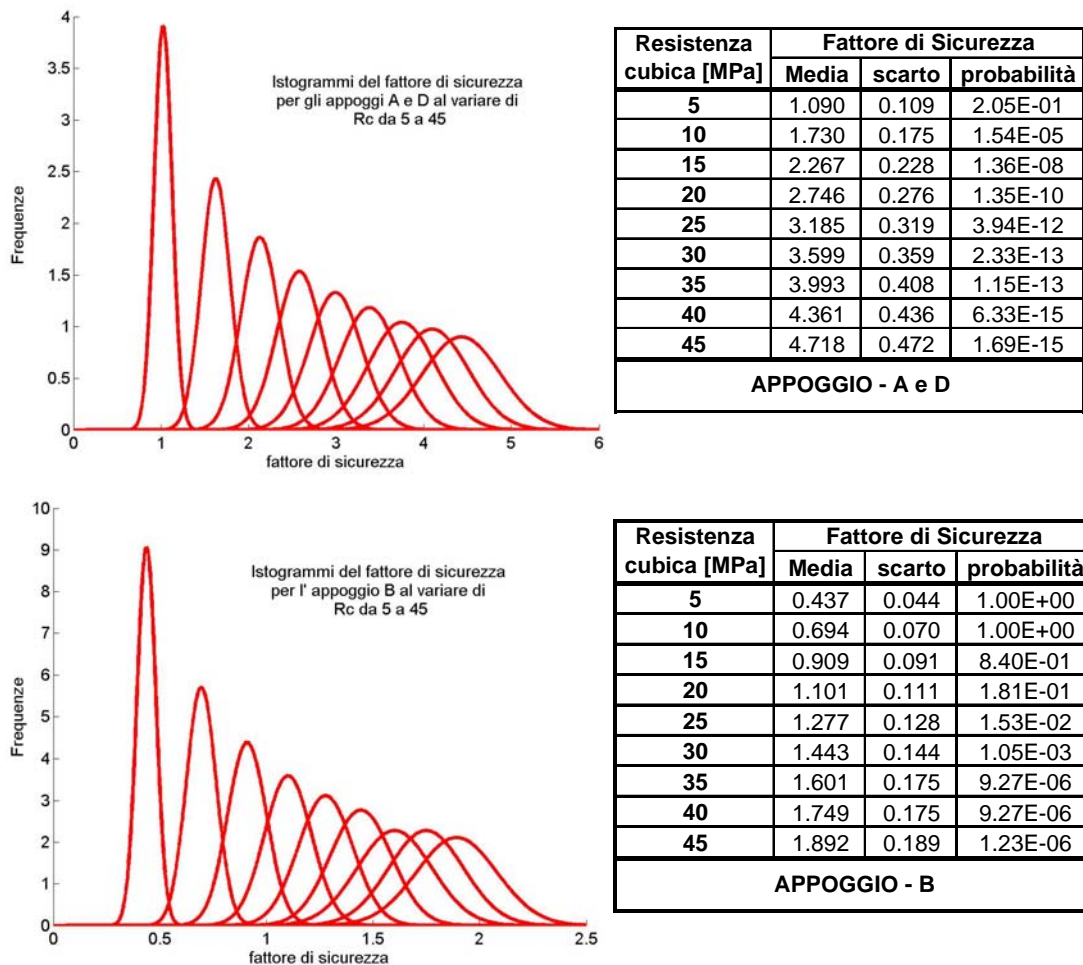
### 3.6.2. IL COMPORTAMENTO A TAGLIO DEL SOLAIO

Così come fatto sottoparagrafo precedente allo stesso modo per il taglio si procede al calcolo del fattore di sicurezza per le nove classi di calcestruzzo considerando unitari i fattori di sicurezza parziali del calcestruzzo e considerando la resistenza a taglio in assenza di armature calcolata con la seguente formulazione:

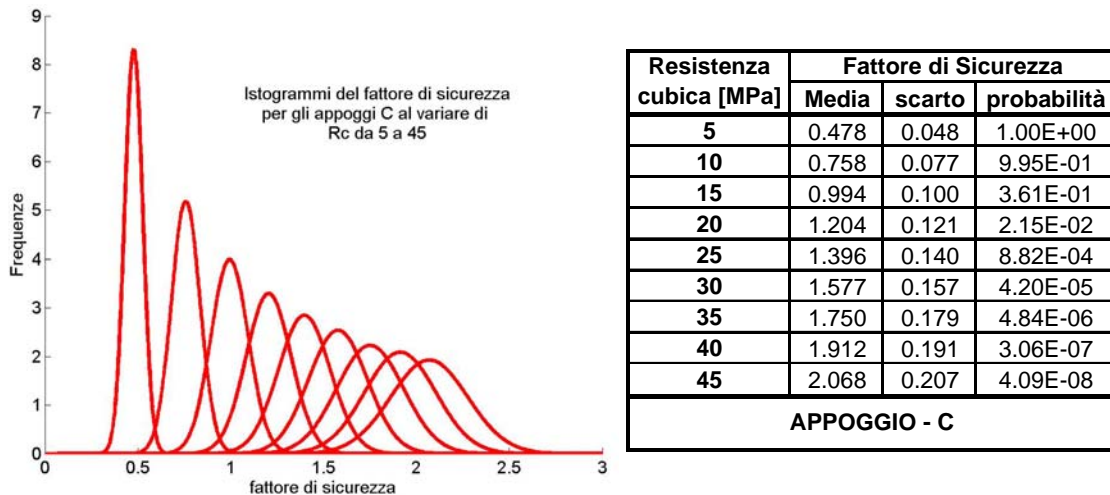
$$V_{Rd1} = 0,25 \cdot b \cdot h \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot \delta$$

In cui il significato dei singoli termini è riportato nel paragrafo 3.5.

Di seguito si riportano in figura III.6.6 e III.6.7 gli istogrammi dei fattori di sicurezza agli appoggi A,B,C e D.

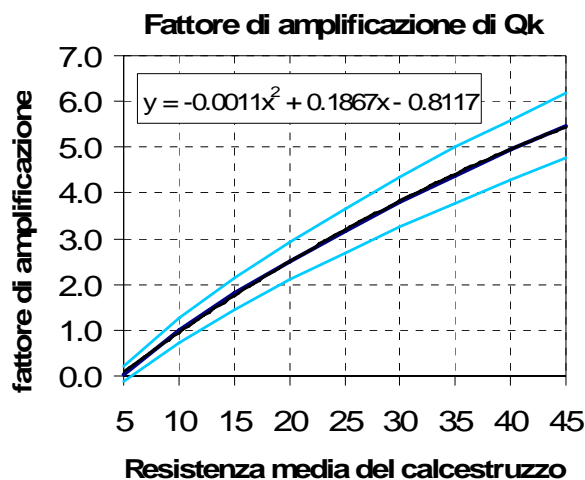


**Figura III.6.6:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a taglio dei solai in corrispondenza degli appoggi al variare della classe di calcestruzzo da  $R_c$  5 a 45.



**Figura III.6.6:** Istogrammi del Fattore di Sicurezza a taglio dei solai in corrispondenza degli appoggi al variare della classe di calcestruzzo da Rc 5 a 45.

Dai grafici si evince che in campo elastico la struttura risulta mediamente non verificata in corrispondenza degli appoggi B e C per calcestruzzi di classe inferiore a  $R_c15$  ed in particolare si rileva che l'appoggio B risulta ancora una volta il punto più debole del solaio. Per calcestruzzi di classe maggiore o uguale ad  $R_c25$  la struttura risulta interamente verificata. E' interessante anche in questo caso valutare l'andamento del fattore di amplificazione dei carichi accidentali così come è stato fatto precedentemente con la flessione per la stessa condizione di carico. In figura III.6.7 si riporta tale grafico in funzione della classe di calcestruzzo, indicando in azzurro la variabilità con lo scarto quadratico medio; dalla figura si evince chiaramente che il diagramma delle medie è ben rappresentato dalla seguente equazione di secondo grado:  $\alpha = -0,0004 \cdot R_c^2 + 0,0295 \cdot R_c - 1,5663$

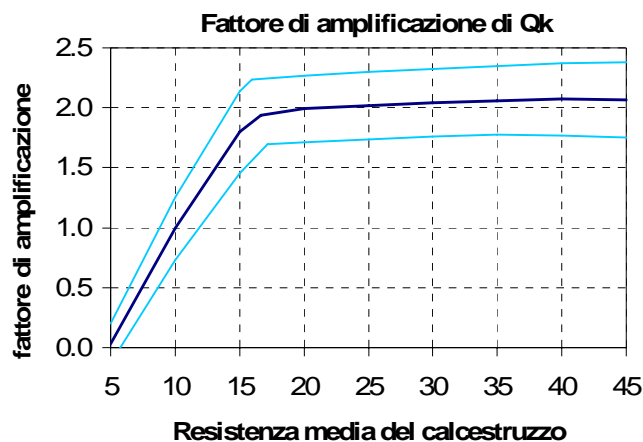


**Figura III.6.7:** Andamento del fattore di amplificazione a taglio dell'appoggio B al variare della resistenza del calcestruzzo

### 3.6.3. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE RELATIVE AL COMPORTAMENTO A FLESSIONE E TAGLIO DEL SOLAIO.

Lo stato limite elastico della struttura, inteso come raggiungimento dello stato limite ultimo in corrispondenza di una qualsiasi sezione strutturale, può avvenire in maniera univoca una volta definito il comportamento a taglio e flessione per una stessa condizione di carico. Nei paragrafi precedenti si è potuto osservare che per il solaio la condizione di carico che fa raggiungere prima lo stato limite del solaio sia a flessione che a taglio risulta essere la COMB3 quella massimizza le sollecitazioni in corrispondenza dell'appoggio B. Per tale combinazione di carico è stato diagrammato l'andamento del fattore di amplificazione dei carichi accidentali per entrambe le modalità di rottura, sovrapponendo i due grafici è possibile individuare con precisione il punto di separazione tra la rottura per taglio da quella per flessione.

In figura III.6.8 è riportato il minorante del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici in funzione della classe del calcestruzzo.

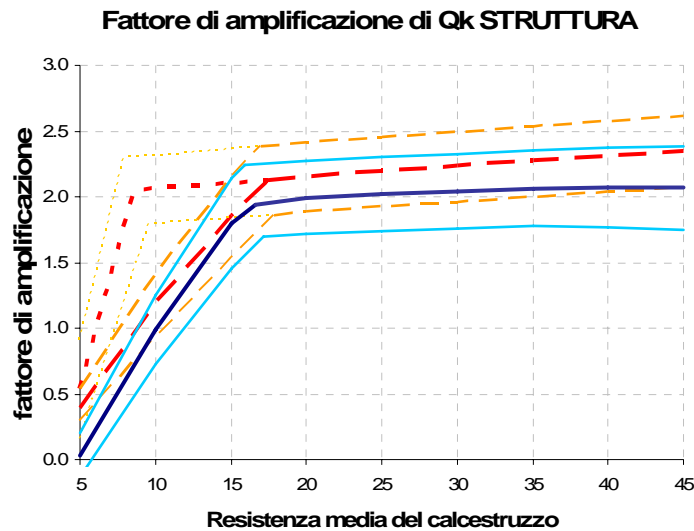


**Figura III.6.8:** Andamento del fattore di amplificazione del solaio al variare della resistenza del calcestruzzo da 5 a 45 MPa

Dal grafico si vede chiaramente la zona di transizione dalla rottura a taglio di tipo fragile e quella a flessione molto più duttile, è interessante osservare che anche in questo caso il passaggio si ha in corrispondenza di un calcestruzzo di classe  $R_c15$  e cioè per calcestruzzi di bassa resistenza.

L'andamento del fattore di amplificazione dei carichi calcolato per il solaio può essere sovrapposto all'andamento dello stesso grafico riferito a travi e pilastri, tale operazione implicitamente ipotizza una particolare tipologia di carico rappresentata dalla contemporaneità per il telaio, a cui appartiene il pilastro 24 e la trave 20, di

essere caricato dalle azione trasmesse dal solaio soggetto ai carichi della combinazione indicata come COMB3 a tutti i piani. La probabilità di avere un tale carico è molto bassa ma ciò influenza esclusivamente il pilastro poiché per la trave tale disposizione dei carichi è probabilisticamente possibile.



**Figura III.6.8:** Andamento del fattore di sicurezza a taglio del solaio al variare della resistenza del calcestruzzo

Dalla figura III.6.9 si evince che l'andamento medio del fattore di amplificazione dei carichi del solaio rappresenta il minorante per l'intera struttura, è comunque necessario osservare che la variabilità dello stesso fattore rispetto al variare medio rende equiprobabile la rottura del solaio e della trave in corrispondenza della classe di calcestruzzo  $R_c25$  ciò è dimostrato dalla sovrapposizione dei due fusi: quello rappresentato con linea tratteggiata di colore oro rappresentate le travi e quello con linea continua in celeste rappresentante il solaio. Altra osservazione che può essere fatta è che per entrambi gli elementi strutturali la rottura è di tipo fragile per bassi valori di resistenza del calcestruzzo.

Si può concludere osservando che in questo caso la rottura del pilastro per schiacciamento è praticamente improbabile, ma il collasso è esclusivamente attribuibile agli elementi orizzontali a meno di una variazione della geometria della struttura oppure all'insorgere di effetti locali non tenuti in conto finora tipo la corrosione oppure il salto del copriferro per instabilizzazione delle barre, o ancora la rimozione locale del copriferro per un eventuale intervento di protezione dalla corrosione dell'armatura; tutti interventi che alterano unicamente l'andamento del fattore di amplificazione del pilastro facendone variare l'inclinazione e/o la posizione e lasciando inalterate le curve relative a travi e solai.

## **CAPITOLO IV . Un caso studio: il patrimonio edilizio di Salerno, risultati delle analisi non lineari**

L'analisi statica non lineare è stata svolta separatamente per il solaio e per il telaio spaziale; inserendo delle cerniere in corrispondenza dei nodi le cui caratteristiche sono state descritte nel paragrafo 2.6 del capitolo II.

L'analisi condotta è di tipo incrementale a controllo di carico, partendo dall'applicazione in 10 step del peso proprio caratteristico ed incrementando il carico accidentale dell' 1% fino a formazione di meccanismo in corrispondenza degli elementi orizzontali, travi e solai, con formazione delle cerniere agli appoggi ed in mezzeria di una campata oppure in corrispondenza di un pilastro per raggiungimento della massima capacità portante e deformativi.

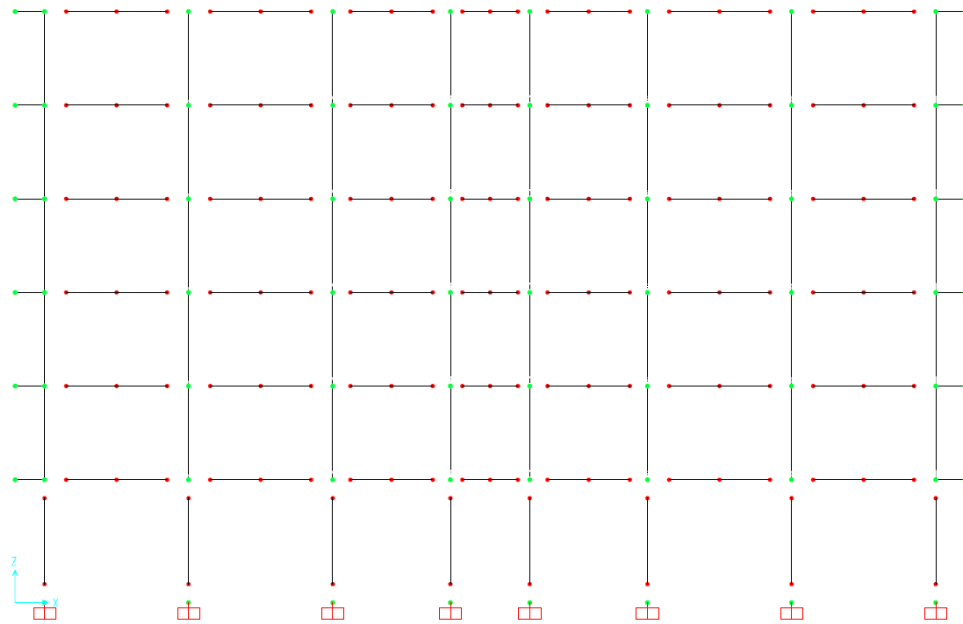
Nei sottoparagrafi che seguono si riportano i risultati ottenuti per entrambe le parti strutturali esaminate ed a seguire delle considerazioni relative alla interazione tra la rottura del solaio e del telaio.

### **4.1. IL COMPORTAMENTO PRESSOFLESSIONALE DEL TELAIO SPAZIALE IN AMBITO NON LINEARE**

Nel telaio spaziale sono state inserite agli estremi dei pilastri posti alla base dell'edificio delle cerniere di tipo P-M mentre per le travi sono state utilizzate le cerniere di tipo M posizionate in mezzeria ed agli estremi.

In figura IV.1.1 si riportano in rosso le cerniere plastiche così come inserite nel telaio 17-24, in verde i nodi, in nero le aste e con dei rettangoli rossi i vincoli alla base di incastro perfetto. Lo stesso posizionamento delle cerniere è stato adottato anche per gli altri telai portanti o meno il solaio.





**Figura IV.1.1:** Posizionamento delle cerniere plastiche per il telaio 17-24

La disposizione del carico accidentale di progetto (cioè amplificato del coefficiente 1,5) adottata nel modello a telaio spaziale a plasticità concentrata è la medesima utilizzata anche nell'analisi lineare, pertanto anche in questo caso le travi sono state caricate con il valore massimo dell'azione del solaio sulla trave dato dalle combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni agli appoggi.

Al fine di voler svolgere la stessa analisi statistica fatta per il comportamento lineare del telaio è stato necessario definire la superficie rappresentativa dei fattori di amplificazione dei carichi accidentali di progetto in funzione della resistenza del calcestruzzo e della tensione di snervamento dell'acciaio. Per fare ciò è stato risolto il modello del telaio a plasticità concentrata considerando le diciotto possibili combinazioni tra i seguenti valori di tensione di snervamento dell'acciaio: 270-370-470 Mpa, ed tra i seguenti valori di resistenza cubica del calcestruzzo: 5-10-15-25-35-45 MPa; ottenendo così 18 valori del fattore di amplificazione dei carichi, riportati in tabella IV.1.1, la cui interpolazione con una superficie che ne minimizzi lo scarto quadratico medio permette di definire il fattore di amplificazione per una qualsiasi coppia  $(R_c, F_y)$  con sufficiente approssimazione, naturalmente il valore è più preciso se si ricava per interpolazione piuttosto che per estrapolazione, ma l'ampio intervallo scelto nella definizione dei 18 punti calcolati permette di ridurre di parecchio l'errore dovuto ai valori ottenuti per estrapolazione.

**Tabella IV.1.1:** Risultati delle 18 analisi non lineari in termini di fattore di amplificazione dei carichi accidentali di progetto

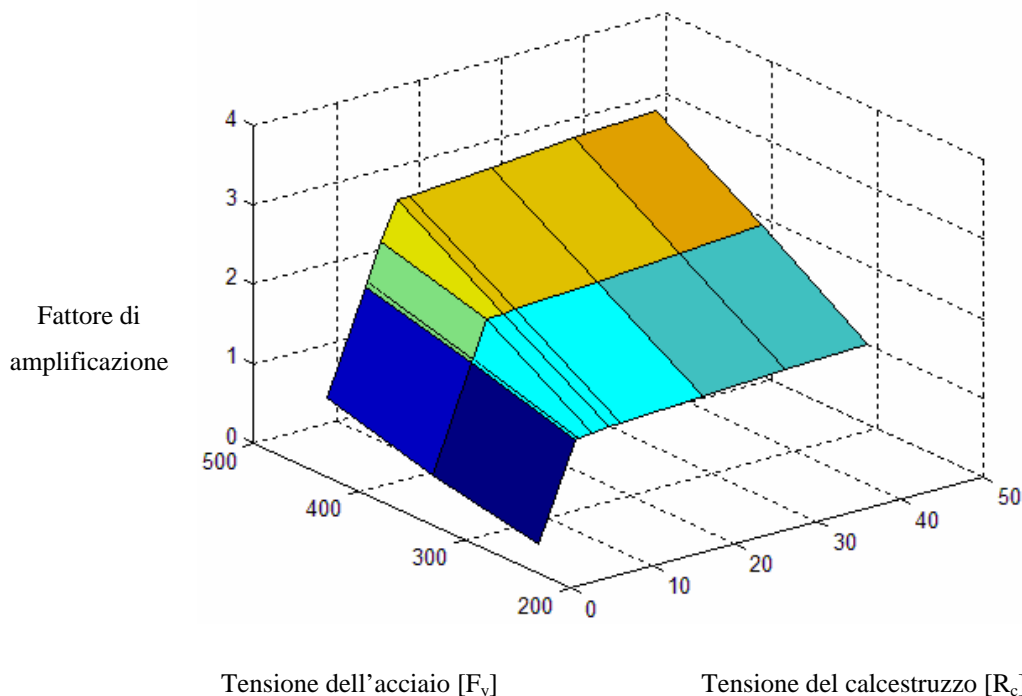
Fattore di amplificazione $\alpha$			
Resistenza cubica [MPa]	Tensione di snervamento acciaio [Mpa]		
	270	370	470
5	0.000	0.240	0.620
10	1.185	1.580	1.940
15	1.230	2.060	2.870
25	1.290	2.130	2.960
35	1.360	2.200	3.040
45	1.390	2.270	3.110

$Q_{\text{limite}} = G_k + \alpha Q_d$

La superficie dei fattori di amplificazione, rappresentata in figura IV.1.2 è data dalla intersezione di due piani inclinati le cui equazioni sono le seguenti:

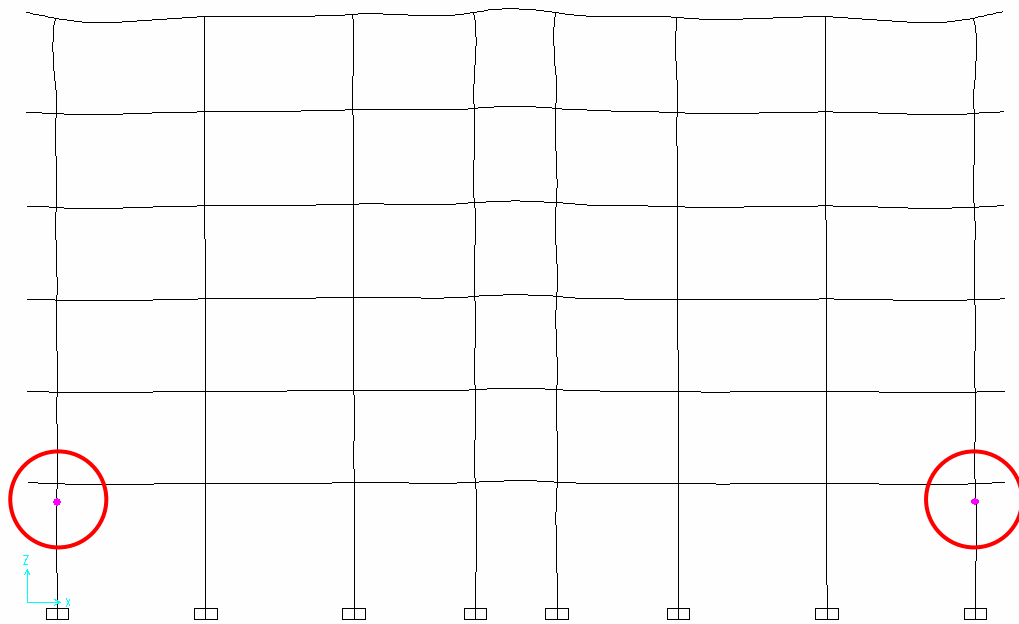
- Fattore di amplificazione =  $0,95 + 0,635 \cdot \frac{R_c - 7,5}{2,5} + 0,3525 \cdot \frac{F_y - 370}{100}$

- Fattore di amplificazione =  $2,1592 + 0,1025 \cdot \frac{R_c - 30}{15} + 0,8375 \cdot \frac{F_y - 370}{100}$

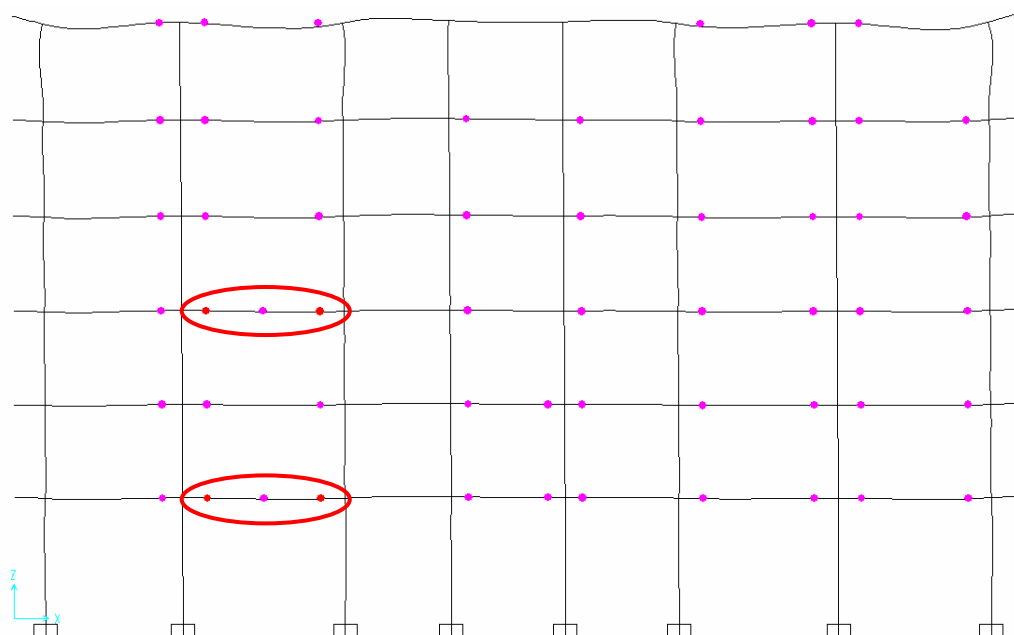


**Figura IV.1.2:** Diagramma tridimensionale del fattore di amplificazione dei carichi di progetto al collasso in campo plastico

Il primo piano è legato al collasso dei pilastri 9,16,17,24 per raggiungimento del massimo sforzo normale di compressione così come visibile in figura IV.1.3 dove si osserva la formazione delle cerniere plastiche nei pilastri collassati evidenziate con un cerchio rosso, mentre il secondo piano è rappresentativo del meccanismo di rottura a flessione delle travi ed in particolar modo per raggiungimento di meccanismo cinematico della trave 20, così come visibile in figura IV.1.4 in corrispondenza dei alcuni piani evidenziati con un ellisse rossa.



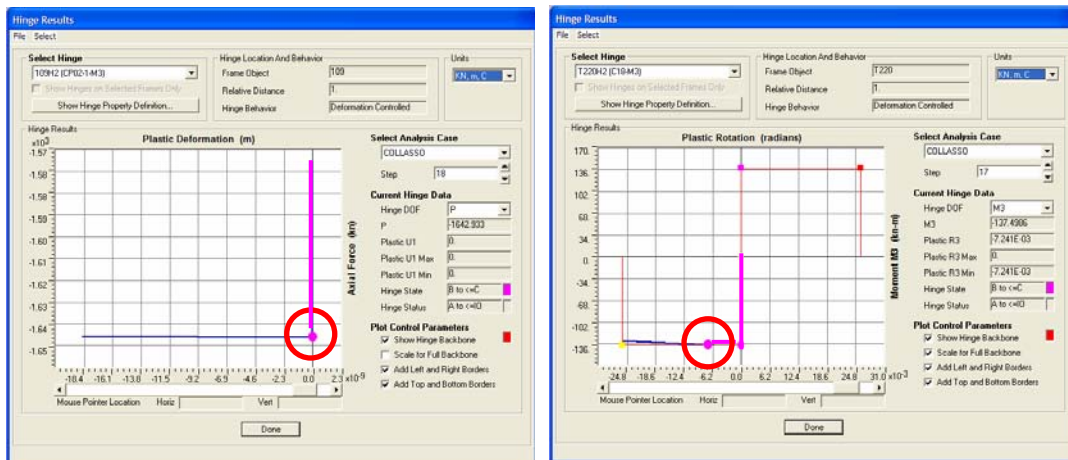
**Figura IV.1.3:** Collasso della struttura per eccessiva compressione nei pilastri



**Figura IV.1.4:** Collasso della struttura per formazione di meccanismo di trave per flessione

E' interessante osservare che il collasso della struttura per raggiungimento dello stato ultimo di compressione dei pilastri si presenta con il telaio ancora in campo elastico, ciò comporta una modalità di rottura fragile oltre che di elemento, poiché la compressione pura non presenta riserve plastiche di resistenza, anche di struttura poiché la mancanza di telai trasversali e la quantità ridotta di armatura nelle travi non permette una redistribuzione del carico sui pilastri adiacenti. Ben diverso è il caso del collasso delle travi in cui si vede chiaramente che lo stato limite ultimo si raggiunge dopo la formazione di un elevato numero di cerniere plastiche anche nelle campate adiacenti favorendo così una rottura di tipo duttile che sopraggiunge solo quando una o più cerniere raggiungono la massima capacità rotazionale.

Un confronto tra il comportamento delle cerniere (“a”) formate nei pilastri di figura IV.1.3 e quelle (“b”) formate alle estremità della trave 20 di figura IV.1.4 è riportato in figura IV.1.5 in cui si vede chiaramente che nel caso “a” non è presente un tratto in campo plastico mentre nel caso “b” la rottura arriva dopo una lunga escursione plastica.



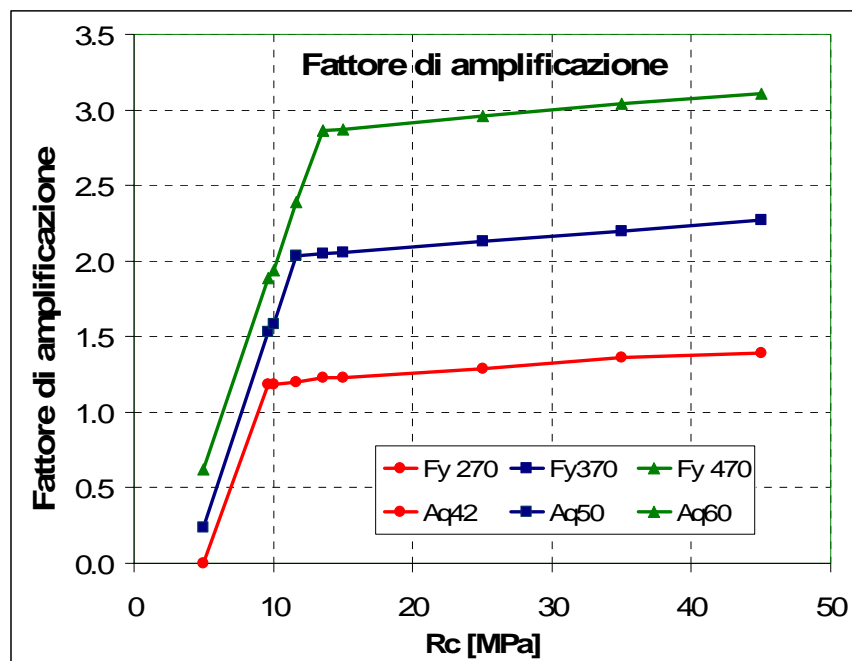
a) cerniera P-M pilastro 9-16-17-24

b) cerniera M appoggi trave 20

**Figura IV.1.5:** Rappresentazione dello stato deformativi della cerniera collassata

L'inclinazione dei piani rappresentanti i fattori di amplificazione di progetto definisce la dipendenza di questi dal calcestruzzo e dall'acciaio, in particolare è possibile, a partire dal grafico in figura IV.1.2 definire tre curve per le tre diverse tipologie di acciaio utilizzate all'epoca: Aq42, Aq50 ed Aq60. Tali curve riportate in figura IV.1.6 dimostrano che conoscere la qualità dell'acciaio è importante al fine di definire il grado di sicurezza della struttura poiché il carico di collasso a parità di resistenza del calcestruzzo dipende fortemente dalla qualità dell'acciaio sia per

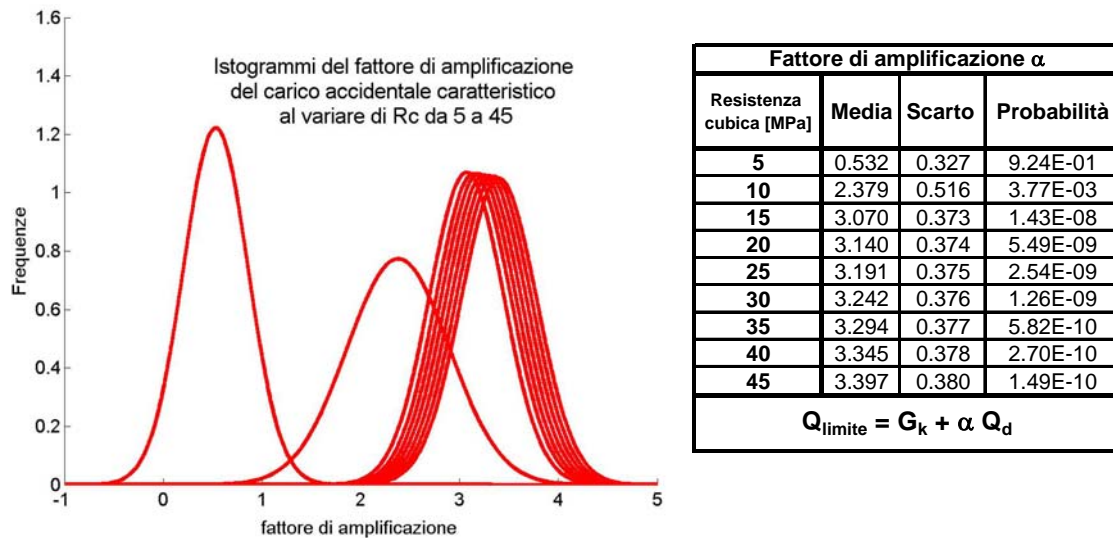
quanto riguarda il collasso dei pilastri che in merito al collasso delle travi. Precedentemente abbiamo osservato che in campo elastico poco importa la variazione della resistenza dell'acciaio all'interno della classe, ciò è essenzialmente dovuto al basso valore dello scarto quadratico medio che presenta l'acciaio stesso. Si osserva inoltre che il punto di passaggio dal collasso per compressione del pilastro a quello per flessione della trave è anch'esso funzione della qualità dell'acciaio ed in particolare si osserva che all'aumentare della tensione di snervamento dell'acciaio tale punto si sposta verso classi di calcestruzzo più alte passando da una resistenza a compressione del calcestruzzo di 9,6 MPa per l'acciaio Aq42 a valori di 13,5 MPa per l'acciaio Aq60.



**Figura IV.1.6:** Fattore di amplificazione dei carichi accidentali di progetto per Aq42 (rosso), Aq50 (blu), Aq60 (verde)

L'analisi statistica del fattore di amplificazione in ambito non lineare è stata condotta considerando le stesse coppie di resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio ( $R_c, F_y$ ), calcolando il fattore di amplificazione dei carichi di progetto per interpolazione dei 18 valori calcolati dal quale poi si passa con la seguente relazione di proporzionalità tra i carichi al fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici:

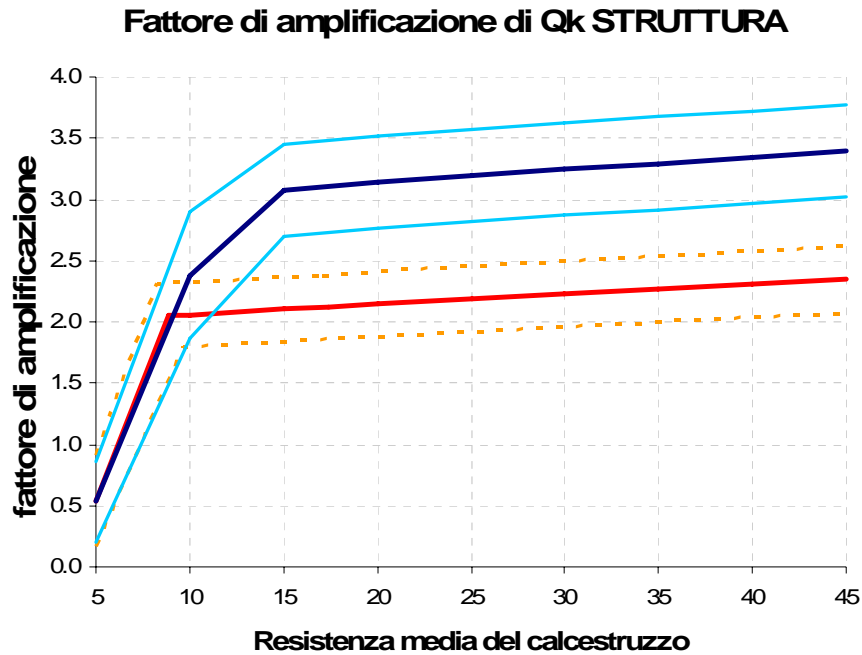
$$\alpha_k = 1,5 \cdot \alpha_d$$



**Figura IV.1.7:** Fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici al variare della classe di calcestruzzo da 5 a 45

Il grafico riportato in figura IV.1.7 riporta gli istogrammi dei fattori di amplificazione del carico accidentale caratteristico al variare della classe del calcestruzzo da  $R_{c5}$  a  $R_{c45}$ . Si vede chiaramente che in corrispondenza della classe  $R_{c10}$  avviene il passaggio dalla rottura lato pilastri a quella lato trave, quest'ultima caratterizzata da un coefficiente di amplificazione prossima a 3.2 con una probabilità di collasso in corrispondenza dei carichi accidentali dell'ordine di  $10^{-9}$  -  $10^{-10}$ . Così come già visto nell'analisi elastica al diminuire della classe di calcestruzzo aumenta notevolmente la probabilità di collasso per soli carichi caratteristici, presentando un valore dell'ordine di  $10^{-3}$  nel caso di calcestruzzi di classe  $R_{c10}$  e pari al 92% nel caso di calcestruzzi di classe  $R_{c5}$ .

In figura IV.1.8 si riporta l'andamento del fattore di amplificazione dei carichi caratteristici in campo plastico in colore blu indicando con due linee di colore celeste la variabilità con lo scarto quadratico medio. Nello stesso grafico è stato riportato in rosso e arancio l'andamento dello stesso fattore in campo elastico con il fuso di variabilità relativo allo scarto quadratico medio. Si osserva che dal passaggio al campo elastico a quello plastico si ha un incremento del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici di circa 1,45 in caso di rottura flessionale delle travi, mentre si riconferma il collasso di tipo fragile nel caso di rottura dei pilastri. È interessante osservare che il punto di passaggio da una all'altra modalità di rottura si sposta verso calcestruzzi di resistenza cubica superiore passando dal valore di 8,63 MPa del limite elastico ad oltre il 10 MPa nel caso plastico.



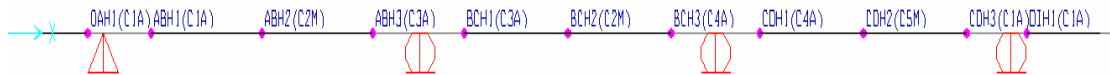
**Figura IV.1.8:** Fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici in campo plastico di colore blu ed in campo elastico di colore rosso.

#### 4.2. IL COMPORTAMENTO FLESSIONALE DEL SOLAIO IN AMBITO NON LINEARE

Il comportamento plastico del solaio è stato studiato inserendo in corrispondenza degli appoggi e della mezzeria di ogni campata tre cerniere plastiche di tipo flessionale “M”, le cui caratteristiche sono riportate in tabella IV.2.1

Il modello di carico rimane quello adottato nell’analisi elastica, caratterizzato dalle quattro combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni in campata ed agli appoggi, riportate in figura IV.2.2.

La disposizione delle cerniere è indicata nella seguente figura IV.2.1.



**Figura IV.2.1:** Disposizione delle cerniere.

Le analisi statiche incrementali non lineari sono state condotte per ognuna delle combinazioni di carico in corrispondenza di cinque valori di resistenza calcestruzzo (5, 15, 25, 35, 45 MPa) e dei seguenti tre valori di tensione di snervamento

dell'acciaio: 270 – 370 – 470 MPa considerando e 15 combinazioni di valori  $R_c$  e  $F_y$ . I risultati sono riportati nella tabella IV.2.2, e diagrammati nelle figure IV.2.3 e IV.2.4.

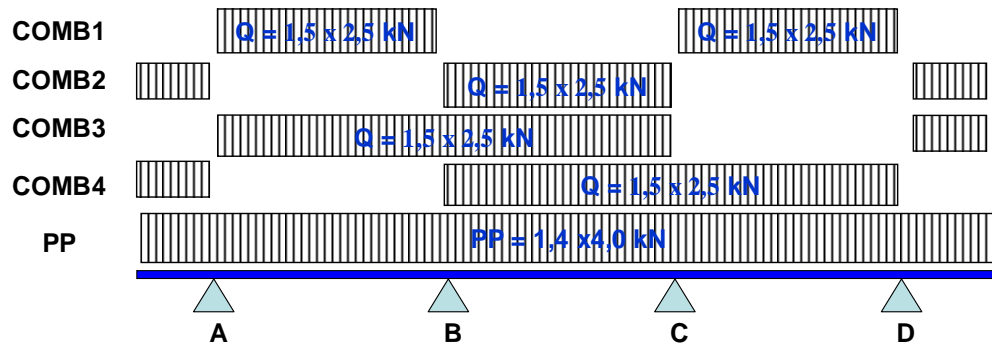


Figura IV.2.2: Combinazioni di carico.

Tabella IV.2.1: Valori dei momenti ultimi delle cerniere plastiche.

CARATTERISTICHE CERNIERE						
CERNIERA	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]	Mu_pos [KNm]	Mu_neg [KNm]
	$R_{ck} 5 F_y 270$		$R_{ck} 5 F_y 370$		$R_{ck} 5 F_y 470$	
C1A	7.07	16.23	9.59	18.58	12.10	20.92
C2M	13.86	2.79	18.56	3.80	22.97	4.80
C3A	7.08	13.03	9.60	17.20	12.12	20.29
C4A	7.08	15.01	9.59	18.31	12.11	20.63
C5M	16.68	2.79	22.09	3.80	27.07	4.80
	$R_{ck} 15 F_y 270$		$R_{ck} 15 F_y 370$		$R_{ck} 15 F_y 470$	
C1A	7.61	20.03	9.18	26.59	10.06	32.70
C2M	14.60	2.97	19.55	3.97	25.07	4.98
C3A	7.86	13.85	10.05	18.77	11.86	23.50
C4A	7.78	16.80	9.72	22.59	11.14	28.11
C5M	17.63	2.97	23.51	3.97	30.48	4.98
	$R_{ck} 25 F_y 270$		$R_{ck} 25 F_y 370$		$R_{ck} 25 F_y 470$	
C1A	8.60	20.64	11.03	27.83	13.06	34.67
C2M	14.79	3.12	20.22	4.13	25.34	5.14
C3A	8.42	14.07	11.11	19.09	13.57	24.00
C4A	8.53	17.12	11.12	23.18	13.40	29.03
C5M	18.14	3.12	24.47	4.13	30.59	5.14
	$R_{ck} 35 F_y 270$		$R_{ck} 25 F_y 370$		$R_{ck} 25 F_y 470$	
C1A	7.51	20.90	11.83	28.28	14.35	35.41
C2M	14.89	3.20	20.27	4.28	25.81	5.28
C3A	7.51	14.24	10.26	19.31	14.30	24.32
C4A	7.51	17.32	11.72	23.48	14.37	29.51
C5M	18.16	3.14	24.88	4.28	31.25	5.29
	$R_{ck} 45 F_y 270$		$R_{ck} 25 F_y 370$		$R_{ck} 25 F_y 470$	
C1A	7.53	21.09	12.27	28.58	15.06	35.89
C2M	14.95	3.22	20.39	4.43	25.76	5.43
C3A	7.53	14.41	11.40	19.49	14.60	24.56
C4A	7.53	17.48	11.80	23.70	14.91	29.83
C5M	18.25	3.14	24.85	4.43	31.62	5.43



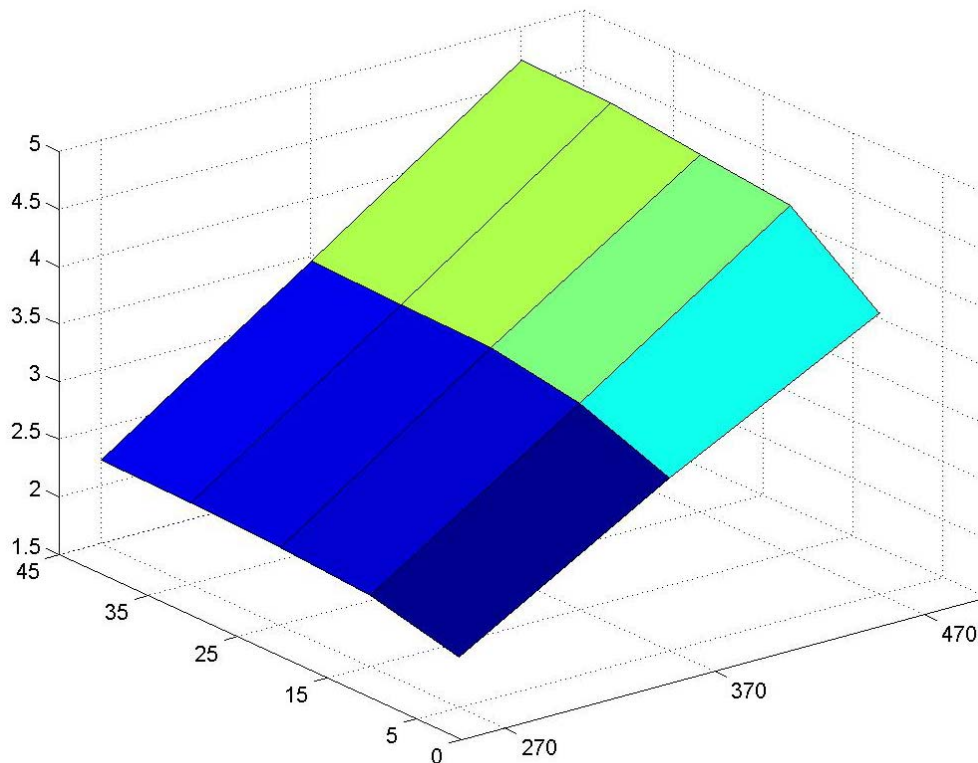
Tabella IV.2.2: Fattori di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici.

Fattore di amplificazione			
COMB1	Tensione di snervamento [MPa]		
Rc	270	370	470
5	1.94	3.00	3.94
15	2.12	3.29	4.52
25	2.17	3.42	4.60
35	2.21	3.43	4.70
45	2.22	3.46	4.71

Fattore di amplificazione			
COMB2	Tensione di snervamento [MPa]		
Rc	270	370	470
5	2.98	3.75	4.50
15	3.09	3.90	4.78
25	3.14	4.02	4.86
35	3.15	4.06	4.94
45	3.18	4.08	4.98

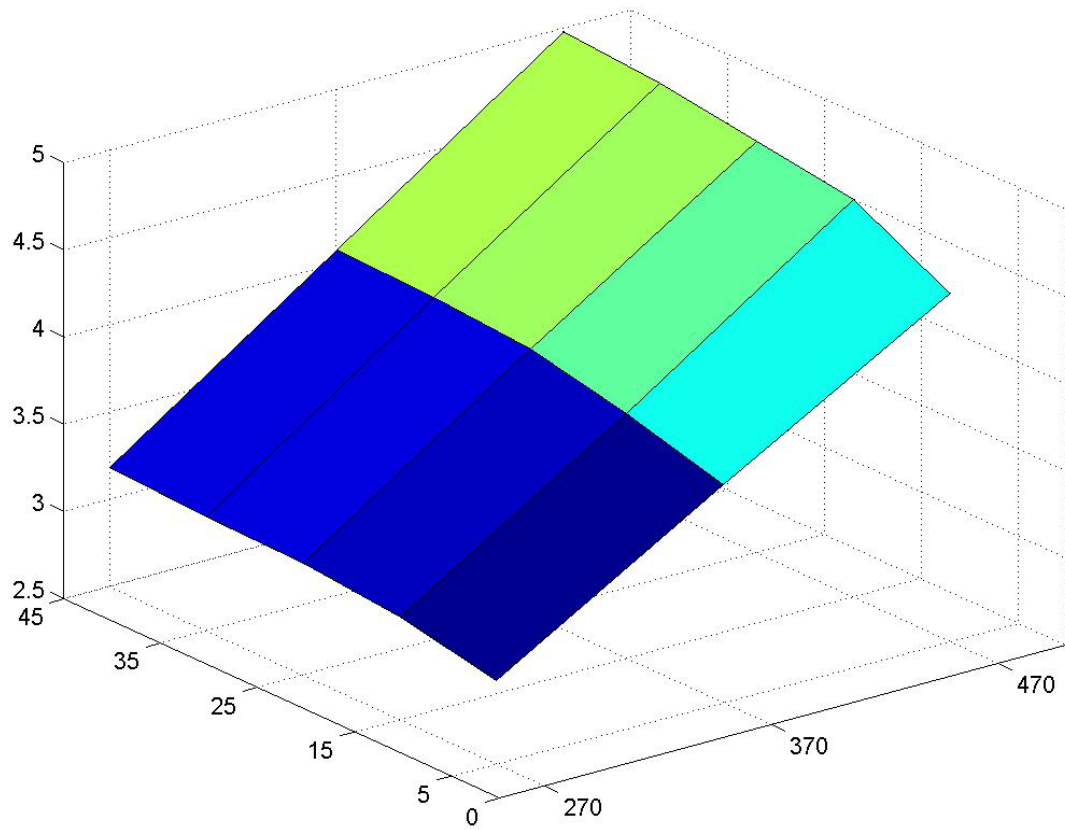
Fattore di amplificazione			
COMB3	Tensione di snervamento [MPa]		
Rc	270	370	470
5	1.95	3.01	3.94
15	2.12	3.28	4.51
25	2.17	3.42	4.60
35	2.21	3.43	4.70
45	2.22	3.46	4.71

Fattore di amplificazione			
COMB4	Tensione di snervamento [MPa]		
Rc	270	370	470
5	3.21	4.42	5.52
15	3.48	5.06	6.80
25	3.60	5.28	6.91
35	3.62	5.38	7.06
45	3.66	5.40	7.17

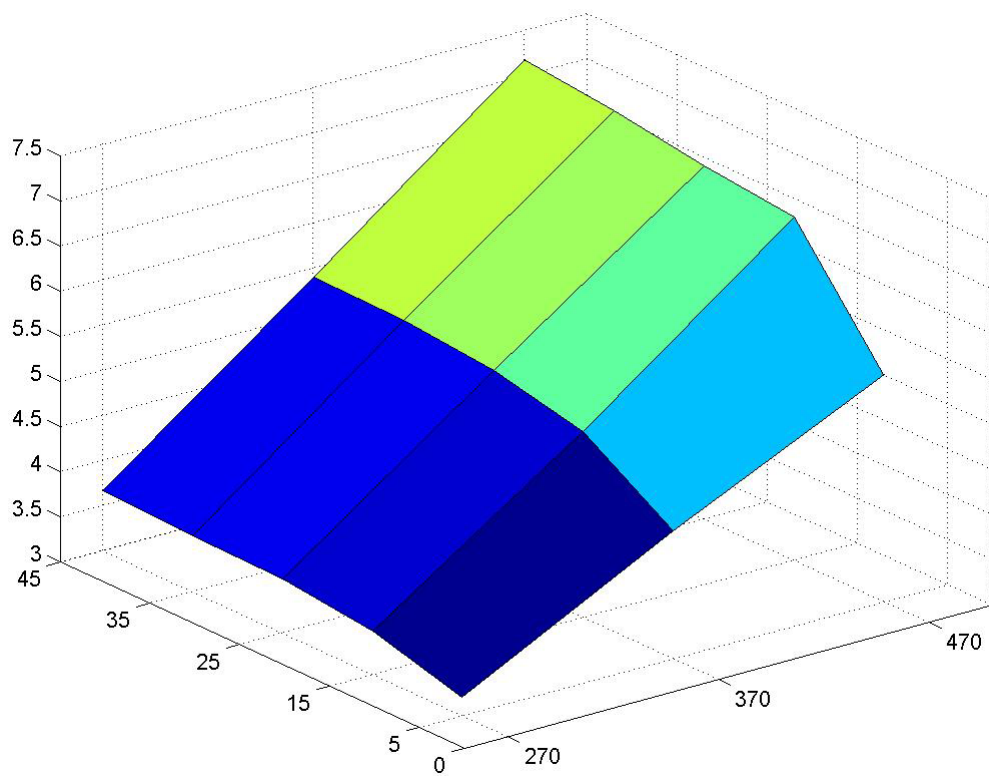


a) Combinazioni di carico: COMB1 e COMB3

Figura IV.2.3: Risultati analisi non lineare in termini di fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici..



b) Combinazioni di carico: COMB2



b) Combinazioni di carico: COMB4

**Figura IV.2.4:** Risultati analisi non lineare in termini di fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici..

Dai risultati ottenuti si evince che le combinazioni di carico che presentano il minore fattore di amplificazione dei carichi sono la COMB1 e la COMB3 caratterizzati dalla presenza del carico accidentale incrementale sulla campata AB che risulta essere quella di luce maggiore. E' interessante osservare che la combinazione COMB3 è quella che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio B e pertanto sul telaio costituito anche dalla trave 20 e dal pilastro 24, che nell'analisi sia lineare che non lineare si sono dimostrati gli elementi deboli della struttura.

E' doveroso osservare la diversa inclinazione che la superficie pressoché piana dei fattori di amplificazione presenta rispetto al piano ortogonale all'asse del calcestruzzo ed a quello dell'acciaio; da tale osservazione si evince che per valori di resistenza del calcestruzzo superiori a 5 MPa il fattore di amplificazione dei carichi dipende fortemente dalla tensione di snervamento dell'acciaio e meno dalla qualità del calcestruzzo. Ciò è ancor più chiaro se osserviamo i grafici riportati in figura IV.2.5 in cui si vede chiaramente il salto che si ha tra una classe e l'altra dell'acciaio per niente confrontabile con il passaggio da una classe all'altra del calcestruzzo.

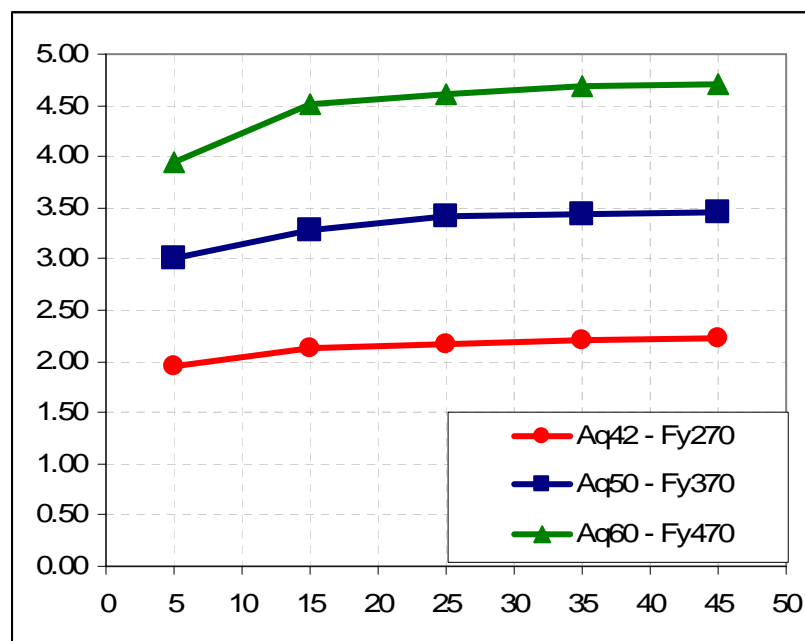
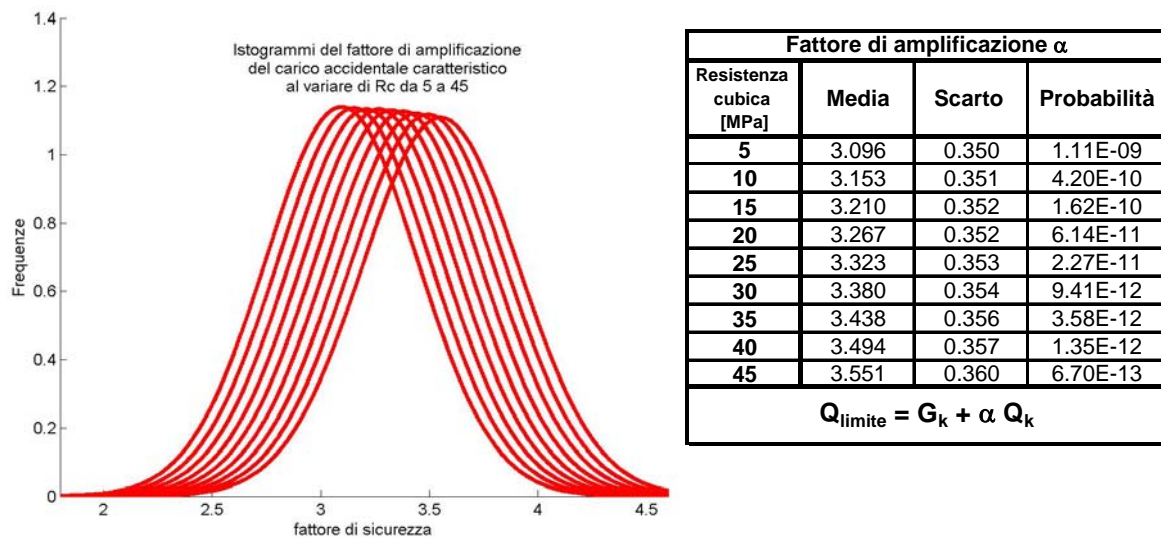


Figura IV.2.4: Diagrammi del fattore di amplificazione dei carichi per le COMB1 e COMB3

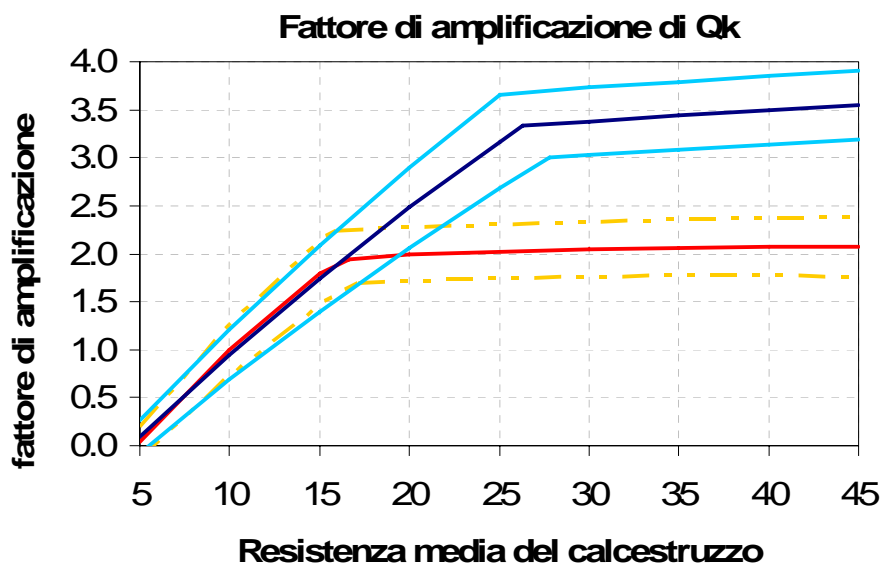
Per la struttura in esame si procede in maniera analoga a quanto fatto per il telaio spaziale calcolando il fattore di amplificazione dei carichi accidentali per le nove classi di calcestruzzo considerate e per i 10000 valori di coppie  $(R_c, F_y)$  di ogni classe.

I risultati sono poi istogrammati in figura IV.2.5 riportando nella tabella adiacente alla figura il valore medio e lo scarto quadratico medio del fattore di amplificazione.



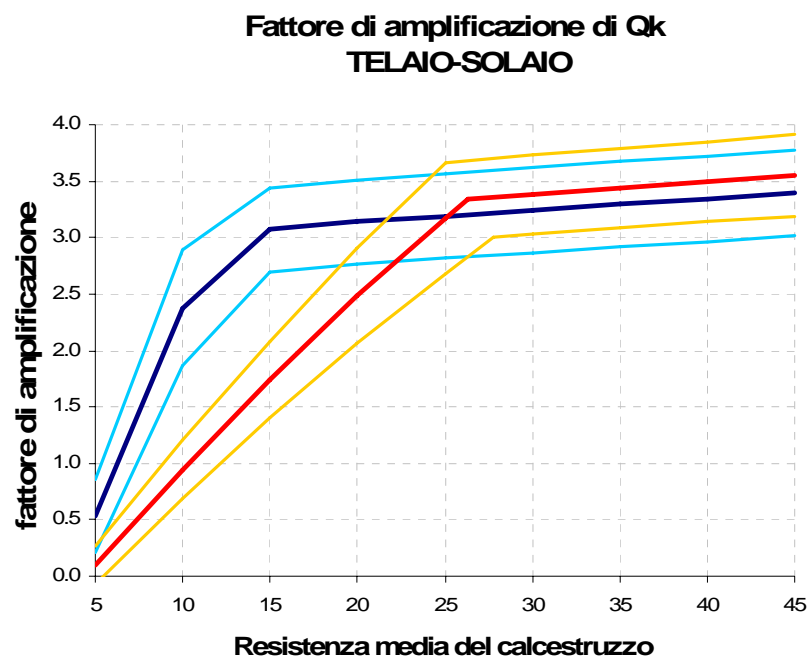
**Figura IV.2.5:** Fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici al variare della classe di calcestruzzo da 5 a 45

In figura IV.2.6 si riporta un confronto tra i risultati lineari e quelli non lineari tenendo conto anche della rottura per taglio che essendo di tipo fragile si presenta sempre al limite elastico. Si rileva che l'analisi plastica definisce una riserva di capacità portante in campo plastico che va dall'unità in corrispondenza della classe di calcestruzzo da 15 MPa a circa 1,7 volte quella del limite elastico per classi di calcestruzzo superiori a 25 MPa.



**Figura IV.2.6:** Fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici in campo plastico di colore blu ed in campo elastico di colore rosso.

Sovrapponendo il diagramma del fattore di amplificazione calcolato con analisi non lineare con quello relativo al comportamento pressoflessionale del telaio ricavato nel paragrafo precedente si ottiene il grafico riportato in figura IV.2.7 in cui si vede chiaramente che per valori superiori a 25 MPa la probabilità di collasso della struttura per crisi del solaio è uguale a quella per crisi del telaio, mentre per valori di resistenza inferiori a 25 MPa, nell'ipotesi di assenza di elementi resistenti a taglio diversi dai soli travetti in calcestruzzo armato, la probabilità di rottura del solaio è superiore a quella del telaio. C'è da osservare che il contributo dei laterizi alla resistenza a taglio è stato trascurato nel calcolo della resistenza a taglio, tale scelta potrebbe essere poco opinabile poiché per alcune tipologie di solaio il laterizio contribuisce notevolmente ad aumentare la capacità tagliante del solaio ciò comporta che l'inclinazione della retta in rosso aumenta facendo spostare il punto di passaggio tra rottura flessionale a rottura tagliante del solaio in corrispondenza di resistenze del calcestruzzo inferiori a 25 MPa.



**Figura IV.2.7:** Fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici in campo plastico del telaio per presso flessione in colore blu e del solaio per taglio e flessione di colore rosso.

## CAPITOLO V. Valutazione semplificata della vulnerabilità statica

La vulnerabilità statica di un edificio rappresenta l'attitudine dello stesso a conservare un opportuno grado di sicurezza al trascorrere del tempo ed al variare dell'ambiente circostante. Può essere definita attraverso una legge causa - effetto, in cui la causa è rappresentata dal dissesto e l'effetto dalla riduzione del grado di sicurezza dello stabile; pertanto se indichiamo con "V" la vulnerabilità statica, con "R" la resistenza della struttura e con "S" l'azione sollecitante, il legame che può definirsi è del tipo:  $R = S \times V$  in cui la causa rappresentata dal dissesto può definire una perturbazione o della resistenza "R" o dello stato sollecitativo "S", pertanto se indichiamo con "d" il dissesto possiamo meglio esplicitare il citato legame nel seguente modo:

$$R(d) = S(d) \times V .$$

Per essere effettiva la vulnerabilità deve essere espressa da un numero, quindi risulta necessario definire le funzioni che legano il dissesto con la resistenza e con lo stato sollecitativo.

In generale possiamo stabilire che la vulnerabilità è ben rappresentata dal rapporto tra resistenza e sollecitazioni entrambi funzioni del dissesto o comunque dello stato attuale della struttura. La stessa può esser vista in maniera analoga sotto forma di capacità portante della struttura e quindi come fattore di amplificazione dei carichi agenti fino a raggiungimento dello stato ultimo inteso o come limite elastico oppure come limite di collasso. In entrambi i casi risulta indispensabile definire un metodo di valutazione semplificato del grado di sicurezza della struttura.

Nei capitoli precedenti abbiamo visto che la tipologia di rottura che può insorgere può interessare uno o tutti e tre gli elementi portanti principali della sovrastruttura: pilastri, travi e solai.

Si è visto che in generale la rottura dei pilastri avviene prevalentemente per compressione assiale per cui gli elementi che con maggiore probabilità si ritrovano prossimi allo stato limite considerato sino quelli al primo livello in cui si rileva il

maggior sforzo assiale, in generale però bisogna dire che il pilastro che definisce la crisi potrebbe anche trovarsi in corrispondenza di un eventuale rastremazione posta ai piani superiori al primo e che pertanto è necessario ricercare l'elemento che presenta la massima tensione media.

Per le travi ed i solai la rottura può avvenire per taglio o flessione, prediligendo una rottura a taglio per bassi valori di resistenza. Nel caso delle travi emergenti normalmente il basso valore di armatura longitudinale della sezione trasversale determina la modalità di rottura per flessione che essendo di tipo duttile permette di avere un efficace campanello di allarme, ben diverso è il caso delle travi a spessore in cui spesso si attribuisce una notevole aliquota del taglio unicamente al calcestruzzo progettando e predisponendo nella trave un basso valore di armatura a taglio spesso incapace di garantire un opportuna gerarchia delle modalità di rottura, inoltre si rileva che per tale tipologia di travi spesso risulta difficile definirne anche solo la geometria in assenza di indagini specifiche allorquando non si ha a disposizione il progetto strutturale.

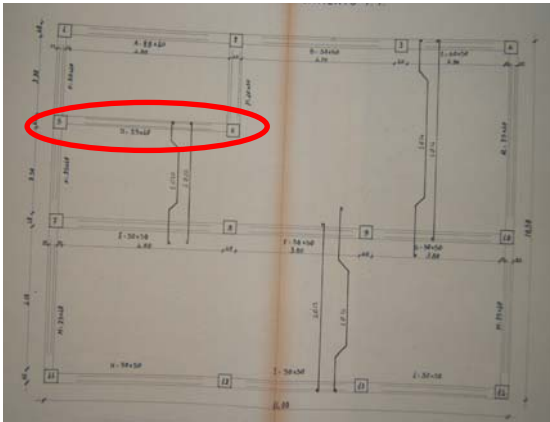
Difficile è valutare per un edificio esistente del grado di sicurezza dei solai in quanto una primo ostacolo da superare è la definizione della tipologia di solaio utilizzato. E' alquanto importante valutare con precisione il grado di sicurezza del solaio in quanto come spesso accade e come visto anche nei paragrafi precedenti, questo può risultare un minorante dei fattori di sicurezza della struttura.

Nei paragrafi che seguono si illustrerà come calcolare il fattore di amplificazione dei carichi accidentali nel caso dei tre principali elementi strutturali

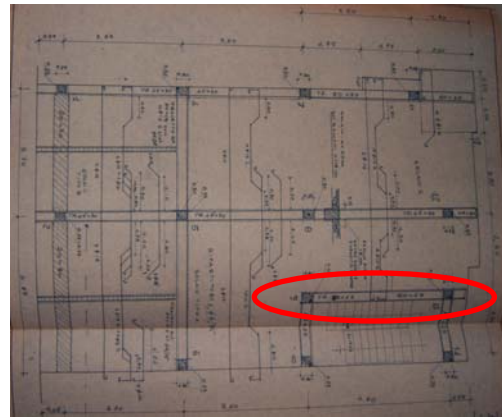
## **5.1. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI PER I PILASTRI**

Il primo dato da conoscere per fare una valutazione dello stato dei pilastri è senza dubbio la geometria della maglia strutturale. Spesso negli edifici costruiti negli anni '50-'80 la struttura è costituita da telai paralleli portanti i solai e dai telai perimetrali portanti le rampanti, in corrispondenza della scala la maglia strutturale normalmente perde la sua regolarità in pianta per la presenza di ulteriori due pilastri che permettono di realizzare le travi a ginocchio o comunque le travi intermedie che sostengono il pianerottolo di riposo e la scala stessa nel caso di soletta rampante. In figura V.1.1 è stato evidenziato delle ellissi rosse l'aggiunta dei pilastri della scala,

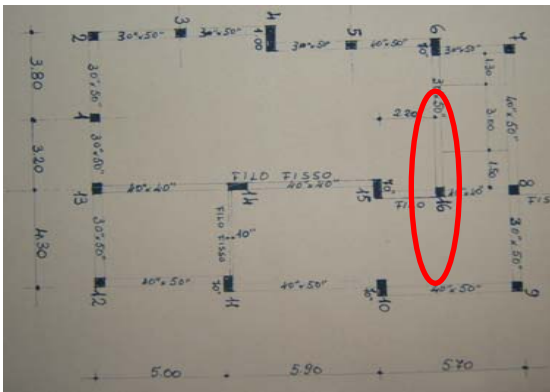
inoltre si vede chiaramente che i telai non presentano travi di collegamento così come precedentemente detto.



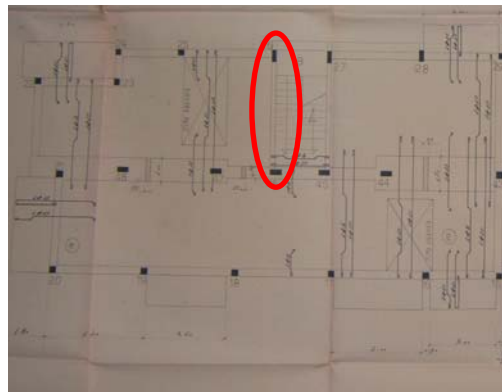
a) edificio n° 2 carpenteria piano tipo



b) edificio n° 7 carpenteria piano tipo



c) edificio n° 18 carpenteria piano tipo



d) edificio n° 27 carpenteria piano tipo

**Figura V.1.1:** Esempi di carpenteria di edifici esistenti costruiti negli anni 1970

In generale può comunque dirsi che la disposizione dei pilastri è dettata essenzialmente dalle esigenze architettoniche, pur essendo forte la tendenza ad avere una maglia quanto più regolare possibile.

In prima approssimazione è possibile definire la maglia strutturale già osservando le facciate dell'edificio o perché per scelte architettoniche la struttura è messa in rilievo oppure dalla lettura dei segni lasciati sull'intonaco dovuti al diverso invecchiamento che questo presenta allorquando ricopre il calcestruzzo dei pilastri e le pareti in laterizio, oppure dallo studio delle aperture ipotizzando che la dimensione media delle campate in genere si aggira intorno ai 4-5 metri. Un esempio è riportato in figura V.1.2 in cui si vede in rosso la struttura portate ipotizzata.





**Figura V.1.2:** Rilievo della struttura dall'esterno dello stabile, in rosso la struttura ipotizzata.

E' utile osservare che da una normale aerofogrammetria della area in cui giace lo stabile oggetto di studio è facile rilevare la forma in pianta che incrociata con i dati letti in facciata da un'idea abbastanza precisa della maglia strutturale in modo da procedere in maniera celere allorché si accede all'interno della struttura. Si ricorda che il fine dell'indagine non è quello di effettuare una verifica statica dell'edificio che richiederebbe un'indagine approfondita di tutti gli elementi strutturali ma quello di definire un indice di vulnerabilità su larga scala, pertanto il rilievo diretto deve essere mirato agli elementi di maggiore interesse che dovranno essere individuati riducendo al minimo necessario le indagini in loco.

La conoscenza della maglia strutturale permette di definire da subito le aree di influenza dei singoli pilastri in modo da individuare la posizione del pilastro più sollecitato, che sicuramente nella successiva indagine diretta sarà soggetto al rilievo della sezione trasversale e se possibile dell'armatura presente, quanto meno del numero di barre longitudinali e del passo delle staffe. Il rilievo diretto dovrà sicuramente interessare almeno tre elementi di cui un pilastro perimetrale, uno centrale ed uno scelto in loco tra quelli che presentano la minore sezione trasversale. Il rilievo deve essere fatto essenzialmente al primo livello (cantinato o piano terra) dove sono presenti le massime sollecitazioni assiali; un'analisi ai livelli superiori sicuramente permetterebbe di avere un'idea più chiara dello stato di salute

dell'edificio ma ciò comporterebbe un maggiore onere lavorativo che renderebbe troppo lento l'avanzamento dell'analisi dell'edificio. Spesso è possibile rilevare con facilità un numero di pilastri superiore a tre soprattutto nel caso in cui è presente un parcheggio al di sotto dell'edificio, ciò permette di avere un'idea chiara della tensione di predimensionamento dello stabile che in maniera indiretta dà un'idea del calcestruzzo ipotizzato al momento della costruzione. Naturalmente avere le dimensioni di un intero piano permette di avere un fattore di amplificazione dell'edificio più preciso rispetto al caso di soli tre pilastri rilevati, pertanto allorché possibile si consiglia il rilievo della totalità dei pilastri alla base.

È importante che colui che rileva sia addestrato a rilevare quante più informazioni utili possibili in poco tempo, pertanto nella scelta dei pilastri da rilevare può essere interessante esaminare un pilastro che presenta parte o tutto il copriferro mancante in quanto potrebbe essere il sintomo di un malessere dell'elemento strutturale, inoltre per tale elemento risulta facile la lettura del diametro delle barre nonché del trattamento superficiale che ne definisce la macrotipologia di acciaio utilizzato (liscio o ad aderenza migliorata).

Ottenuta la geometria di un numero minimo di tre pilastri è possibile calcolarne il fattore di sicurezza rispetto ai carichi caratteristici con le seguenti formulazioni:

$$\begin{aligned}
 & - \quad AI_{eq} = AI \cdot [(1 + Inc.Strut) \cdot (1 + Inc.Balc) \cdot (1 + Inc.Scale) \cdot (1 + Inc.Tomp)] \\
 & - \quad A_p = A_{cls} \left( 1 + \frac{A_s \cdot f_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \right) \\
 & - \quad FS_k = \frac{A_p \cdot f_{cd}}{N_{piani}^o \cdot AI_{eq} \cdot Q_{k,imp}}
 \end{aligned}$$

In cui si è indicato con “  $AI_{eq}$  ” l'area di influenza equivalente che tiene conto anche della diversa entità dei carichi agenti sui balconi, sulle scale, dei tompagni e della struttura rispetto al carico agente sull'impalcato dovuto al carico permanente del solaio ed al carico accidentale per civile abitazione; tale valore scaturisce dal prodotto dell'area di influenza reale e degli indici di incidenza. Passando allo studio dei singoli indici si osserva che in prima approssimazione si può assumere che il peso della struttura normalmente incida per il 10% del peso dell'impalcato che sostiene ( $Inc.Strut = 0.1$  ) così come pure l'incidenza dei balconi ( $Inc.Balc = 0.1$  ), mentre per i tompagni e le scale si può assumere un valore rispettivamente del 15 e

20 % (Inc.Tomp = 0.15 ; Inc.Scale = 0.20). Con il termine “  $A_p$  ” è stato indicato l’area di calcestruzzo omogeneizzato, in cui in termine  $A_s/A_c$  rappresenta la percentuale geometrica di armatura che in assenza di rilievo diretto può assumersi pari a 0.6%, mentre il termine  $f_{sd}/f_{cd}$  rappresenta il rapporto tra la tensione di snervamento dell’acciaio e quella del calcestruzzo la cui definizione è possibile esclusivamente se si hanno i progetti strutturali o i certifica di prova, è sicuramente da escludere qualsiasi prova sui materiali essendo ciò non possibile in uno studio su larga scala, anche in questo caso si può avere un indicazione in assenza di dati certi, facendo riferimento ai minimi di normativa ed adottando la tensione di snervamento dell’acciaio Aq42 e facendo variare la resistenza cubica del calcestruzzo in un range che va da 5 a 25 MPa considerando che mediamente la resistenza cubica di progetto è circa pari a tre volte la tensione di predimensionamento generalmente assunta pari a 40-50 kg/cm<sup>2</sup>. I termini “  $N_{piani}^o$  ” e “  $Q_{k,imp}$  ” rappresentano rispettivamente il numero dei piani sovrastanti ed il carico caratteristico dell’impalcato inteso come somma di quello permanente e di quello accidentale ( $Q_{k,imp} = G_k + Q_k$ ).

Il fattore di amplificazione dei carichi è calcolabile dalla seguente formulazione:

$$\alpha = \frac{(N_d - N_{Q_k}) \cdot (FS_k - 1)}{N_{Q_k}} + FS_k$$

Avendo indicato con:

- $N_d = N_{piani}^o \cdot AI_{eq} \cdot Q_{k,imp}$
- $N_{Q_k} = N_{piani}^o \cdot AI_{eq} \cdot Q_{Q_k}$

Conoscendo il tipo di acciaio e considerando le diverse classi di calcestruzzo è possibile far variare le resistenze dei materiali secondo l’ approccio probabilistico del metodo Montecarlo e definire il valore medio e lo scarto quadratico medio del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici che portano al collasso l’elemento strutturale che presenta il minore fattore di sicurezza a parità di caratteristiche meccaniche dei materiale. In tal modo si ottiene per ogni elemento l’andamento del fattore di amplificazione dei carichi accidentali caratteristici così come fatto nel paragrafo 3.2 per l’edificio 01.

## 5.2. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI PER LE TRAVI

La conoscenza della geometria delle travi richiede normalmente un rilievo dettagliato della struttura con l'utilizzo di apposita strumentazione atta ad individuare la disposizione delle armature cosa che normalmente comporta un dispendio economico non indifferente, spesso paragonabile al costo della verifica statica stessa. Dalle analisi fatte nel capitolo precedente e dalle notazioni di tecnica della costruzione risulta indubbia l'importanza di sapere con precisione la disposizione e la quantità delle barre di acciaio presenti al fine di determinare il grado di sicurezza che l'elemento trave garantisce sia a flessione che a taglio; per il primo tipo di sollecitazione è essenzialmente la conoscenza dall'armatura longitudinale superiore ed inferiore, mentre per il secondo tipo di sollecitazione è necessario sapere la qualità del calcestruzzo ed le caratteristiche dell'armatura trasversale costituita da staffe e sagomati.

Al fine di ridurre l'onere delle indagini da eseguire per la valutazione della vulnerabilità statica è quindi necessario ipotizzare che le travi con il minore fattore di sicurezza coincidano con quelle maggiormente sollecitate; ciò risulta sufficientemente attendibile allorché il dimensionamento, svolto in fase progettuale, presenti per tutti gli elementi la stessa tensioni ammissibile. Pertanto confidando nella validità di tale ipotesi è necessario individuare per la maglia strutturale, precedentemente definita per i pilastri, un numero minimo di tre travi tra le quali una che presenta la maggiore lunghezza, una che presenta il maggiore scarico del solaio ed una terza trave da scegliere in loco in funzione dello stato di degrado manifesto. Per le travi scelte sarà necessario stabilire la geometria della sezione trasversale in calcestruzzo, il numero ed il diametro delle barre di armatura longitudinali presenti nella parte inferiore della trave, il passo ed il diametro delle staffe e se possibile anche il numero di braccia oltre ai sagomati individuati dalla presenza della loro lunghezza di ancoraggio al lembo inferiore; importante è conoscere anche la macrotipologia dell'acciaio utilizzato (barre lisce o ad aderenza migliorata).

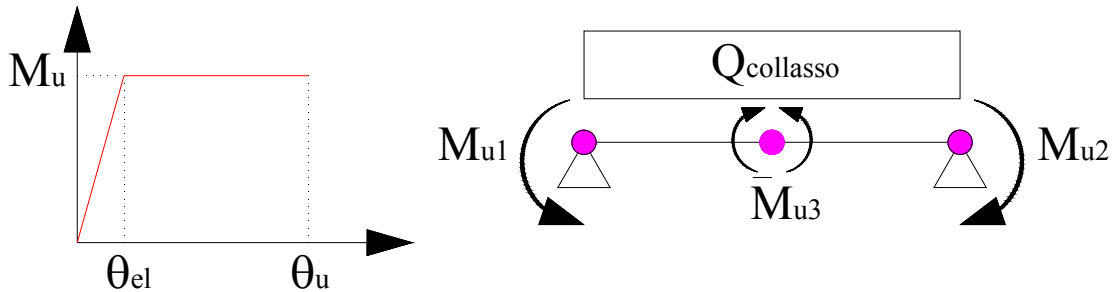
Il rilievo di tali dati, in un'analisi svolta su larga scala considerando un numero elevato di edifici da studiare appartenenti ad un insieme che può essere quello degli stabili presenti in un intero quartiere o comune, deve essere svolto in maniera speditiva e poco invasiva, pertanto è impensabile ipotizzare in questo caso un

intervento di rimozione del copriferro anche se limitato a tre travi disposte nel cantinato, pertanto occorrerà prevedere delle indagini dirette di tipo non distruttivo.

Il rilievo della geometria della sezione trasversale della trave può essere agevole nel caso di travi emergenti prive di tramezzature sottostanti di larghezza pari alla base della trave, mentre nel caso di travi a spessore oppure in tutti i casi in cui a vista non si riesce a definire l'ingombro della trave il rilievo può essere svolto con facilità mediante un misuratore di densità capace di rilevare il passaggio dal calcestruzzo dell'elemento strutturale al laterizio delle tramezzature oppure del solaio; un'ulteriore conferma della geometria si ottiene successivamente dall'uso del parcometro capace di individuare la posizione delle barre reggistaffe poste negli spigoli della trave ed inoltre utile per individuare la posizione ed il numero delle armature presenti sulle facce della trave accessibili. Per la conoscenza dei diametri utilizzati si dovrà per forza ricorrere ad una rimozione locale del calcestruzzo che dovrà effettuarsi preferibilmente in corrispondenza della mezzeria della trave. La disposizione delle armature superiori delle travi in corrispondenza degli appoggi risulta normalmente difficile da rilevare poiché richiede la rimozione del pavimento e del copriferro superiore, il che è praticamente poco probabile, pertanto sarà necessario definirla in maniera approssimata facendo riferimento solamente a quanto rilevato al lembo inferiore delle travi spesso accessibile ai piani interrati ed ai piani terra dove peraltro la corrosione delle armature potrebbe aver comportato il salto del copriferro e quindi la messa a nudo delle stesse barre di acciaio. E' importante osservare nella definizione delle armature al lembo superiore della indispensabile presenza dei ferri di spigolo, detti reggistaffe, di diametro pari a quelli posti al lembo inferiore, inoltre la presenza di un tratto di barra proveniente dal centro della trave è rappresentativo di un sagomato che indica la presenza di un'ulteriore barra in corrispondenza dell'appoggio il cui diametro è rilevabile dalla misura di quello del sagomato stesso il quale può ritenersi efficace anche a taglio se è visibile ad una distanza inferiore a 1,5 volte l'altezza della trave.

Definita la geometria della trave e l'area di influenza del solaio che sostiene è possibile passare al calcolo del fattore di amplificazione dei carichi caratteristici considerando il comportamento che la trave presenta al limite plastico. In particolare si ritiene che il collasso flessionale della trave si ottiene allorché si giunge alla formazione di un meccanismo cinematico costituito dall'insorgere delle cerniere plastiche agli appoggi ed in mezzeria. Per tali cerniere si ipotizza un comportamento

elasto-plastico ideale con un valore del momento plastico pari al momento ultimo della sezione così come illustrato in figura IV.2.1.



**Figura V.2.1:** Caratteristiche della cerniera plastica e modellazione della trave

In tali ipotesi il calcolo del carico di collasso può facilmente svolgersi con l'uso della seguente formulazione:

$$Q_{\text{collasso}} = \frac{8}{L^2} \left( M_{u3} + \frac{M_{u1} + M_{u2}}{2} \right)$$

In cui con “ L ” si indica la lunghezza della trave ed  $M_{u1}$ ,  $M_{u2}$ , ed  $M_{u3}$  sono rispettivamente i momenti ultimi agli appoggi ed in mezzera.

Il carico permanente ed accidentale, rispettivamente indicati con  $Q_{Gk}$  e  $Q_{Qk}$ , sono facilmente calcolabili moltiplicando l'area di influenza per il rispettivo carico caratteristico unitario per metro quadro di impalcato ( $G_k$  e  $Q_k$ ), con l'aggiunta dell'eventuale carico rappresentato dalle tomponatura.

Pertanto il fattore di amplificazione dei carichi si ricava facilmente dalla seguente

equazione:

$$\alpha = \frac{Q_{\text{collasso}} - Q_{Gk}}{Q_{Qk}}$$

Anche in questo caso facendo variare la resistenza dei materiali secondo il metodo Montecarlo è possibile definire per ogni classe di calcestruzzi da 5 a 25 MPa il valore medio e lo scarto quadratico del fattore di amplificazione dei carichi definendone così il comportamento al variare della resistenza del calcestruzzo.

Per quanto la sollecitazione tagliante si può procedere in maniera analoga calcolando il taglio massimo resistente con la seguente formulazione:

$$V_{Rd3} = 0,60 \cdot b \cdot h \cdot f_{ctd} + \frac{f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot 0,9 \cdot h}{s} + f_{yd} \cdot A_{sag} \cdot \sqrt{2} \cdot 0,9 \cdot h$$

In cui il significato dei singoli termini è riportato nel paragrafo 3.5.

Imponendo che il collasso si raggiunge allorquando il taglio su uno degli appoggi eguaglia il  $V_{rd3}$  ed ipotizzando un taglio agli appoggi pari a  $Q_{collasso}L/2$  si ottiene la seguente formulazione per il calcolo del carico di collasso:

$$\alpha = \frac{(Q_{collasso} \cdot L)/2 - Q_{Gk}}{Q_{Qk}}$$

L'andamento del fattore di amplificazione della trave è definito come minorante tra quello dovuto alla flessione ed al taglio.

### 5.3. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI PER I SOLAI

La valutazione dello stato del solaio parte dalla identificazione della tipologia di solaio utilizzata e dalle caratteristiche geometriche e meccaniche dell'elemento strutturale. Al fine di facilitare il riconoscimento del solaio e la definizione dei dati di input per il calcolo del fattore di amplificazione del solaio si illustra nei sottoparagrafi seguenti le caratteristiche dei solai più utilizzati nel trentennio tra il 1950 ed 1980.

#### 5.3.1. CLASSIFICAZIONE TIPOLOGICA

I solai misti in cemento armato e laterizio possono catalogarsi in funzione delle tecniche di costruzione in:

- Solai misti gettati in opera con laterizi aventi funzione di alleggerimento oppure statica in collaborazione con il conglomerato;
- Solai misti ad elementi prefabbricati, con armatura lenta o pretesa, accostati in opera o distanziati con blocchi intermedi di completamento;
- Solai a pannelli prefabbricati formati da lastre in laterizio e calcestruzzo eventualmente precompresso

#### 5.3.2. SOLAI MISTI GETTATI IN OPERA

A tale categoria appartengono i solai:

**“a camera d'aria”** costituiti da spondali in laterizio che formano le fiancate della nervatura, o da travetti prefabbricati in c.a., da una tavella superiore per sostegno o sostituzione della soletta e da una tavellina inferiore per soffittatura;

**“a travetti in conglomerato cementizio armato”** con blocchi cellulari in laterizio accostati (pignatte, volterrane).

### **TIPO “A CAMERA D’ARIA”**

Sono caratterizzati dall’aver una elevata altezza e pertanto si prestano bene per grandi luci o notevoli sovraccarichi. Sono più leggeri dei solai ordinari a parità di prestazioni perché hanno interasse maggiore: comunemente da 65 a 80 cm, con larghezza della nervatura da 8 a 22 cm; eccezionalmente si usava un interasse da 100 cm con nervature da 14-16 cm. La resistenza a compressione della zona inferiore poteva essere aumentata realizzando un getto di conglomerato sulla tavellina di soffittatura prima di porre la tavola superiore .

Di seguito sono elencati i diversi tipi di solai appartenenti a tale categoria, alcuni dei quali sono illustrati in Tabella V.3.1:

“**Stimip A**” con laterizi disposti a cassero realizzato con quattro tipologie di pezzi: lo spondale ad L, la soletta superiore, la tavola da soffitto ed il fondello ad L.

“**Stimip B**” come il solaio tipo A ma con doppia orditura delle nervature e soletta di compressione in laterizio.

“**Stimip MB**” come il tipo B ma con soletta superiore di compressione in laterizio e conglomerato (della RDB - Piacenza);.

“**Razionale**” (PAGANO – Milano).

“**Bidelta**” (FRAZZI – Cremona).

“**Cappa**” (VALDADIGE – Verona).

“**Sapal**” le cui nervature erano realizzate con un travetto in conglomerato cementizio di larghezza pari a 4-6-8 cm affiancato da due travetti in laterizio prefabbricati di 13 cm di larghezza. Dal basso è visibile un modulo da tre laterizi di larghezza 19-41-19 cm. L’interasse dei travetti pari a 80 cm.

“**Pratico C.A**” (PAGANO – Milano)

“**Varese**” costituito da travi sagomate in conglomerato a doppia armatura eseguite fuori opera, tavelle in laterizio e solettina di cemento di 3 cm di spessore. L’interasse dei travetti era pari 50-57-65-73-80-90-100 cm .

“**Adige**” nasce dall’accoppiamento di travetti prefabbricati, di un’unica altezza, con solette e tavelle da soffitto in laterizio .

“**Celersapal** ” Elemento costitutivo basilare della struttura è la trave in c.a. precompresso con suola in laterizio granulare. Tale solaio, assimilabile anche alla tipologia ad elementi prefabbricati, prevede l’associazione della trave Celersapal con

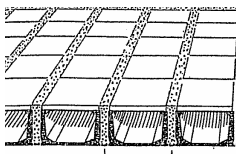
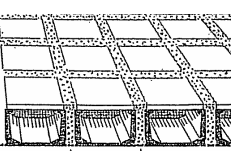
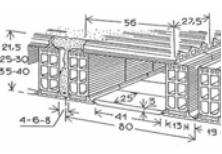
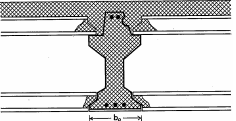
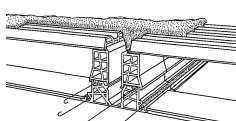
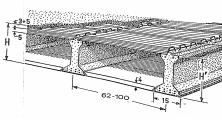
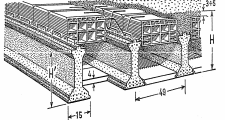
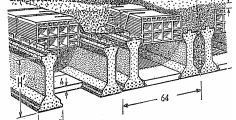



appositi elementi aggiuntivi in laterizio a funzione completiva e resistente in concorso con la soletta integrativa in conglomerato, rappresentati da tavelle scanalate alte 5 cm con le quali si formano le strutture Celersapal-M e Celersapal-S, rispettivamente di interasse tra le nervature pari a 62 e 100 cm; all'intradosso una tavella spessa 4 cm rende il solaio piano ed uniforme.

“**Celersapal B**” Costituito con la stessa tecnologia del solaio precedentemente illustrato sostituendo alle tavelle della soletta dei laterizi di altezza variabile tra i 12 ed i 25 cm. Presentano un interasse delle nervature di 49 cm nella versione monotrave e di 64 cm in quella bitrave. È prevista staffatura a greca incorporata nella trave dalla quale fuoriesce in sommità, a passo costante di 6 cm, per un tratto sufficiente ad assicurare la solidarietà strutturale.

“**Celersapal solettone**” È costituito da travi tipo celersapal poste affiancate ed è consigliato per sovraccarichi notevoli.

**Tabella V.3.1:** Solai misti gettati in opera a camera d'aria

Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]
 <p>a) Stimip A</p>	19	1,38	 <p>b) Stimip B</p>	19	1,77	 <p>c) Sapal</p>	17	1,52
	22	1,50		22	1,98		21,5	1,60
	26	1,65		26	2,24		25	1,75
	29	1,78		29	2,50		30	1,9
	34	2,06		34	2,94		35	2,05
	38	2,26		38	3,26		40	2,20
	43	2,51		43	3,75			
	46	2,65		46	3,99			
	50	2,80		50	4,37			
 <p>d) Varese</p>	19	1,50	 <p>e) Adige</p>	23,5	2,15	 <p>f) Celersapal M-S</p>	-M-	-M-
	21	1,57		32	3,00		2,65	33-38
	24	1,65		37	3,15		3,10	35-40
	27	1,77		42	3,38		- S -	- S -
	34	1,90		48	3,81		1,60	30-33
		53	4,06	2,30	35-38			
 <p>g) Celersapal B monotrave</p>	36,5	2,75	 <p>h) Celersapal B bitrave</p>	36,5	4,10	 <p>i) Celersapal solettone</p>	30	7,05
	38,5	3,00		38,5	4,55		35	8,15
	41	3,15		41	4,65		40	9,25
	43	3,60		43	5,05		45	10,35
	44,5	3,40		4,5	5,00		50	11,45
	46,5	3,85		46,5	5,45		55	12,60
	49,5	3,90		49,5	5,65			
	51,5	4,30		51,5	6,05			

### **TIPO “A TRAVETTI IN CEMENTO ARMATO”**

Rappresentano il tipo originario di solai misti, il loro assemblaggio era eseguito nello stesso cantiere di costruzione, al quale i diversi materiali pervengono sciolti. Spesso tale tipo di solaio prendeva il nome del blocco formante il cassero, il quale apparteneva ad una delle seguenti tre tipologie:

Blocchi forati parallelepipedi a cui appartengono anche i mattoni forati di uso comune per pareti in laterizio.

Pignatte con forma non lontana da quella parallelepipeda e con dimensioni maggiori rispetto ai blocchi; il disegno della foratura e del profilo è ricercato al fine di ottimizzare le prestazioni meccaniche delle pignatte stesse e da facilitarne la messa in opera. La pignatta era spesso affiancata dal fondello, che permetteva di mantenere un preciso allineamento delle stesse, e garantiva l'omogeneità dell'intradosso di solaio (interamente in laterizio).

Blocchi con alette talvolta chiamati "volterrane". Questi blocchi consentono di ottenere una larghezza costante delle nervature ed un intradosso omogeneo oltre che una rapida posa in opera poiché il blocco presenta già inferiormente, ai lati, due sporgenze ("alette") di dimensioni pari alla metà della nervatura da realizzare.

Di seguito sono elencati diversi tipi di solai appartenenti a tale categoria, alcuni dei quali sono illustrati in Tabella V.3.2:

"**A foratelle**" Erano realizzati interponendo tra i travetti in conglomerato cementizio armato dei blocchi in laterizio affiancati; la funzione di ripartizione dei carichi era garantita dalla presenza di una soletta superiore. I blocchi potevano essere disposti verticalmente ad elementi affiancati oppure orizzontalmente ad elementi sovrapposti.

"**A volterrane**" Per la realizzazione si usavano laterizi di varia forma e misura; le nervature erano dello spessore da 7 a 10 cm associate ad interasse da 35 a 40 cm per nervature parallele e da 60 a 80 cm per nervature incrociate. In alcuni tipi la volterrana ha la parte superiore rinforzata in modo da costruire una zona resistente a compressione: si hanno così solette in laterizio ovvero solette miste nel senso che il conglomerato colma apposite scanalature. Per i solai a nervature incrociate fondelli ordinari ed elementi ad U, messi in opera su impalcatura provvisoria, realizzano i casseri per il getto delle nervature ortogonali con interassi di cm 50 x 53 e 50 x 63.

"**Simplex**" con pignatte di larghezza variabile da 20 a 40 cm,

"**Excelsior**" con laterizi monoblocco,

"**Excelsior Termoradiante**" con laterizi biblocco,

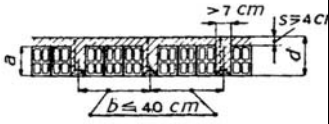

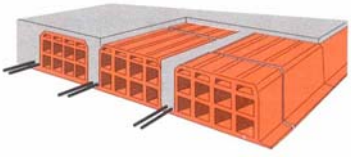

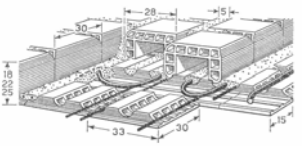
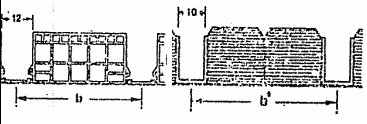
"**Excelsior C**" a nervature incrociate di spessore 10 e 12 cm (RDB - Piacenza);

"**Perfetto**" (PAGANO – Milano).

"**Pratico**" (PAGANO – Milano)

"**Ag**" (AGNELLO – Roma)

**Tabella V.3.2:** Solai misti gettati in opera a travetti in cemento armato

Tipologia	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]
 <p>a) a foratelle affiancate</p>	 <p>b) a volterrane con doppia orditura</p>	16,5	2,12	 <p>c) a volterrane a semplice armatura</p>	16,5	206
		20	2,51		20	231
		25	3,26		25	291
		30	3,82		30	328
		35	4,38		35	363
		40	4,97		40	400
 <p>d) a foratelle sovrapposte</p>	 <p>e) excelsior termoradiante</p>	18	2,30	 <p>f) excelsior C</p>	16,5	2,08
		22	2,50		19,5	2,83
		25	3,00		20	2,45
					21,5	3,33
					23	3,21
					25	3,71
		30	3,82			
		35	4,30			
		40	4,85			

### 5.3.3. SOLAI “ AD ELEMENTI PREFABBRICATI ”

Tale tipologia era piuttosto diffusa e consentiva di fare a meno della maggior parte delle armature provvisorie di sostegno, i solai erano composti da travetti affiancati o interponendo tra gli stessi degli elementi di alleggerimento in laterizio. A tale tipologia appartengono i solai in “laterizio armato” e quelli a “travetto prefabbricato in laterizio e/o calcestruzzo armato normale o precompresso”.

#### TIPO “IN LATERIZIO ARMATO”

Tali solaio erano realizzati con laterizi opportunamente scanalati di modeste dimensioni per alloggiare dei ferri di armatura di ridotto diametro (3-6 mm) tenuti fermi da piccole gettate di malta. Poiché nei solai di questo tipo, le resistenze sono sfruttate al massimo, occorre che essi venissero eseguiti a regola d’arte. Era consigliato di limitare l’impiego a luci moderate (massimo 5-6 m) mancando un effettivo collegamento trasversale; era necessario scartare i laterizi frantumati o lesionati, mettere sufficiente malta intorno ai ferri, sfalsare i giunti trasversali e garantire la trasmissione degli sforzi da un laterizio al successivo, nel senso di orditura del solaio, saldando i blocchi con giunti in conglomerato disposti entro opportuni smussi dei laterizi (“innestature”).

Col passare del tempo questa tipologia è caduta in disuso in quanto presentava come svantaggi: quello di usare dei tondini di piccolo diametro ed acciaio di tipo speciale per consentire sufficienti prestazioni statiche.

L'uso di questi tipi di armatura porta, infatti, a due grossi inconvenienti: il limite elastico è assai vicino a quello di rottura (comportamento fragile) e le barre sono molto sensibili ai fenomeni di corrosione.

Di seguito sono elencati diversi tipi di solai appartenenti a tale categoria, alcuni dei quali sono illustrati in Tabella V.3.3:

“**Sap**”, le solette erano costituite da travi in laterizio armato prefabbricate larghe 20 cm, accostate in modo che i giunti fra blocco e blocco delle travi contigue fossero sfalsati, unite da una sigillatura di conglomerato minuto, costituente una sottile nervatura di 2-3 cm. Questa struttura è caratterizzata da una grande suddivisione dell'armatura metallica, in tondini di piccolo diametro, posti a distanza non superiore a 7 cm, il che rendeva possibile lo sfruttamento di fili trafilati ad elevata resistenza. Ogni trave era armata con 2 $\phi$ 3 in alto e 3 tondini di diametro variabile dal 4 al 6 mm in basso. Era possibile prefabbricare le travi a piè d'opera con acciaio normale

proporzionandole in base alle caratteristiche relative alla sezione parzializzata consigliate dalla casa costruttrice in forma tabellare (RDB - Piacenza).

“**Pratico TL**” (PAGANO – Milano)

“**Est**” (FRAZZI – Cremona)

“**Rex**” (VALDADIGE – Verona e di D'Agostino – Salerno)

“**Roma**” (SIECI – Scauri Latina)

“**Novo S.E.R.**” (Roma)

“**Italia**” (AGNELLO – Roma)

“**Cirex**” erano realizzati con travetti in laterizio armato della larghezza di 25 cm posti in opera affiancati; in alternativa si poteva realizzare un modulo interasse 55 cm disponendo laterizi di alleggerimento tra due travetti. Generalmente non presentavano soletta di ripartizione e le armature del singolo travetto in laterizio erano disposte sul perimetro del laterizio in numero di due inferiori ed una superiore; vi era la possibilità di disporre delle armature aggiuntive nell'intercapedine tra due laterizi.

**TIPO “A TRAVETTO PREFABBRICATO IN LATERIZIO E/O CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE O PRECOMPRESSO”**

Tali solai sono realizzati con travetti che possono essere in laterizi armati con barre di acciaio solidarizzate con malta e getto in conglomerato cementizio o anche in calcestruzzo

armato precompresso, questo ultimo tipo di travetto sostituisce l'armatura metallica in campata, mentre gli elementi in laterizio sono dello stesso tipo di quelli usati nei solaio normali. Alcuni esempi sono riportati in Tabella V.3.3 ed illustrati di seguito:

“**Supersolaio**” erano solai realizzati con travetti prefabbricati posti ad interasse di 60 cm; l'armatura era costituita da un traliccio ottenuto unendo per saldatura dei normali tondini per cemento armato (per lo più ad alto limite elastico e ad aderenza migliorata). Superiormente era prevista la presenza di una soletta in conglomerato di spessore variabile dai 2 ai 6 cm .

“**Metalstrut**” erano solai costituiti da travetti disposti ad interasse di 50 cm, fra i quali si interpongono blocchi in laterizio opportunamente rinforzati nella zona compressa. L'armatura del travetto era costituita da un traliccio metallico, ottenuto mediante trafilatura a freddo partendo da un nastro d'acciaio, da aste di parete munite di fori alla base e da due correnti. Il traliccio era sigillato mediante malta di cemento entro uno zoccolo formato da fondelli in laterizio. Entro tale zoccolo erano anche annegate le armature additive, costituite da acciaio ad alto limite elastico ad aderenza migliorata.

“**Celersap**” erano solai formati da travetti in laterizio armato, di sezione costante ma con armatura variabile, prefabbricati unicamente in cantieri centrali e forniti assieme ai blocchi in relazione alle portate dei solai da realizzare. Nelle nervature gettate in opera si aggiungono solo le armature supplementari per i momenti negativi (spezzoni). In dette zone i blocchi intermedi erano sostituiti con elementi di altezza ridotta (7,5 cm); con gli stessi era possibile all'occorrenza ricavare nervature trasversali di ripartizione. Le tensioni di servizio dell'acciaio e del conglomerato cementizio erano assunte rispettivamente pari a 220 e 6,5 MPa con un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15. I travetti erano posti in opera ad interasse di 45 e 50 cm, aventi sezione costante a T rovescio alto 10 cm. La maneggevolezza dei travetti che pesano solo 11 kg/m facilitava la posa in opera. Per il getto era necessario usare conglomerato con resistenza cubica, a 28 giorni, non inferiore a 16 MPa.

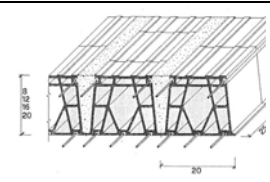
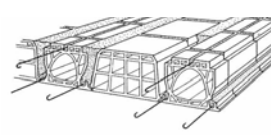
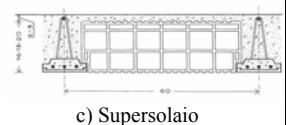
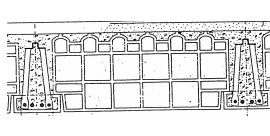
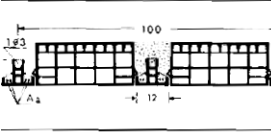
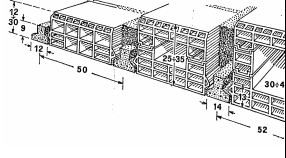
I travetti posti ad interasse di 70 cm potevano essere usati anche per la realizzazione di strutture secondarie o di copertura (RDB - Piacenza ).

“**Celersap a traliccio**” ; i travetti del solaio erano formati con fondelli in laterizio tenuti assieme da un traliccio metallico a sezione costante, l'armatura era integrata da due tondini di acciaio ad aderenza migliorata, con lunghezze adeguate al

diagramma involuppo del momento, il tutto solidarizzato con un getto di conglomerato cementizio. Il dimensionamento della struttura avviene per confronto tra il momento di servizio tabellato ed il momento di esercizio calcolato (RDB - Piacenza).

“**Celersap Precompresso**”; i travetti del solaio, normalmente disposti a 50 cm di interasse, erano in calcestruzzo armato precompresso aventi sezione a T rovescia con anima a coda di rondine, superficie perimetrale notevolmente scabra. Erano previsti blocchi intermedi per i tipi mono-blocco con zona superiore rinforzata per formare la soletta resistente a compressione (cat. B della normativa). Per i tipi pluri-blocco (di altezza maggiore di 25 cm) era sempre prevista una sovrastante soletta di conglomerato di spessore minimo 4 cm (cat. A della normativa); un getto di consolidamento eseguito nella fase di posa in opera realizzava la monoliticità del solaio. Quando erano richieste prestazioni di servizio superiori all’impiego dei dati tabellari, si ricorreva all’abbinamento di due travetti con interasse della struttura rispettivamente di 62 cm (per i travetti 9/12) e 66 cm (per i travetti 13/14). Accostando i travetti fra loro ed eseguendo sopra di essi il getto di completamento in conglomerato cementizio si potevano realizzare solai adibiti a magazzino, passaggi carrai e solai di sostegno di piani arretrati. Erano prodotti travetti alti 9 cm e larghi 12 cm con 7 tipi di armatura e travetti alti 13 cm e larghi 14 cm con 3 tipi di armatura (RDB - Piacenza).

**Tabella V.3.3:** Solai misti ad elementi prefabbricati

Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]
 <p>a) SAP</p>	8	0,85	 <p>b) Cirex</p>	12,5	1,06	 <p>c) Supersolaio</p>	14	1,43
	11	1,60		15,5	1,75		18	1,73
	12	1,10		16,5	1,41		20	1,88
	15	1,85		19,5	2,10		22	2,03
	16	1,30		20,5	1,62		30	2,87
	19	2,05		23,5	2,31		37	3,56
	20	1,75					42	4,10
	23	2,50						
 <p>d) Metalstrut</p>	14	1,15	 <p>e) Celersap</p>	12	1,00	 <p>f) Celersap Precompresso</p>	12	1,10
	16	1,30		15	1,65		15	1,75
	18	1,45		16,5	1,40		16,5	1,50
	20	1,65		19,5	2,05		19,5	2,15
	22	2,15		20	1,60		20	1,70
	25	2,05		23	2,30		23	2,40
	30	2,40		25	2,10		25	2,20
	35	2,70		28	2,75		28	2,85
40	3,00			30	3,30			

#### 5.3.4. SOLAI “ A PANNELLI PREFABBRICATI ”

I pannelli costituivano delle porzioni di solaio strutturalmente finite le quali, quando il cantiere edile disponeva di adeguati mezzi di sollevamento e contemporaneamente la pianta dell'edificio era regolare, potevano essere montati con grande celerità. Esempi di tale tipo di solaio sono raffigurati in Tabella V.3.4 e di seguito descritti:

“**Bisap**” erano anch'essi dei solai in laterizio armato, prefabbricati in cantieri centrali con materiali di qualità e mano d'opera specializzata, in pannelli di 80 e 120 cm di larghezza con due o tre filari di laterizi affiancati e senza soletta collaborante. In opera venivano gettate le nervature di collegamento della larghezza di circa 7,5 cm nelle quali era predisposta l'armatura metallica supplementare.

“**Pansap**” erano particolarmente indicati quando necessitava una elevata resistenza al fuoco, venivano prefabbricati nella larghezza normalizzata di 120 cm ed avevano armatura metallica estremamente diffusa che assolveva il duplice scopo di evitare la microfessurazione dell'intonaco e di costituire una rete protettiva contro eventuali distacchi. I pannelli potevano essere prefabbricati con spessore di copriferro variabile da 1,5 a 3 cm. Le tensioni di servizio adottate in fase di progettazione erano 220 MPa per le barre in acciaio e di 6,5 MPa per il conglomerato cementizio.

“**Rapidstrut**” erano solai in laterizio armato con soletta di ripartizione di circa 2 cm di spessore in conglomerato cementizio gettato in opera. Erano realizzati con pannelli di larghezza di 75 cm formati da due laterizi. Le tensioni di esercizio considerate erano 5 MPa per gli elementi compressi e 200 MPa per gli acciai ad aderenza migliorata. Tale tipologia di solaio prevedeva la possibilità di disporre un armatura aggiuntiva nei travetti di collegamento tra pannelli.

“**Trirex**” erano realizzati in pannelli di larghezza pari ad un metro, con laterizi affiancati e sfalsati.

“**Neosap**” erano formati da pannelli in laterizio-conglomerato precompressi larghi 80 e 120 cm. Erano prodotti in serie per altezze dei pannelli di 16,5 e 20 cm, mentre su ordinazione, per notevoli quantitativi, per altezze di 12 e 24 cm (RDB - Piacenza).


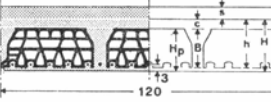
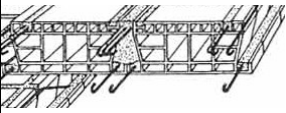
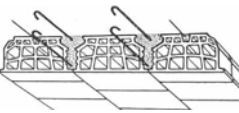
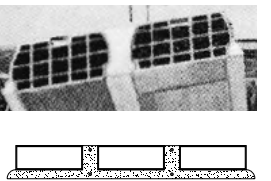
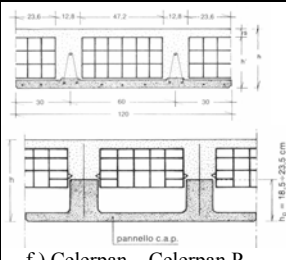
“**Neosap S**” era una variante del Neosap, prodotta nelle larghezze di 100 e 120 cm, particolarmente indicata per edifici di carattere industriale, poiché dotati di una

soletta inferiore in calcestruzzo costituente intonaco che lasciava in vista la giunzione fra pannelli contigui (RDB - Piacenza).

“**Celerpan traliccio**” la struttura era costituita da lastre in c.a.p. larghe 120 o 240 cm e spesse 4 cm con due tralici metallici di irrigidimento ed elementi in laterizio delimitanti le nervature intermedie.

“**Celerpan precompresso**” il pannello di solaio è interamente realizzato in lastre di conglomerato cementizio armato precompresso, irrigidite da due nervature soprassorgenti prodotte con macchine vibrofinitrici su piastre da precompressione, elementi interposti in laterizio trovano alloggio sulle nervature dell’elemento prefabbricato formando così una camera d’aria. Era così ottenibile una gamma d’altezze dei solai finiti variabile da 30 a 74 cm, con la possibilità d’applicazioni molto ampie in dipendenza delle luci e dei carichi. Una staffatura continua in acciaio ad aderenza migliorata inserita nelle nervature del getto in opera, rendeva atta la struttura a sopportare valori elevati degli sforzi di taglio. Questo tipo di solaio trovava un impiego prevalentemente in applicazioni di tipo industriale.

**Tabella V.3.4:** Solai misti a pannelli prefabbricati

Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	H <sub>solaio</sub> [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]
 <p>a) Bisap</p>	12	1,10	 <p>b) Pansap</p>	11,5	1,30	 <p>c) Rapidstrut</p>	16	]
	15	1,75		14,5	1,95		20	1,40
	16,5	1,40		15,5	1,55			1,75
	19,5	2,05		18,5	2,20			
	20	1,60		19,5	1,80			
	23	2,25		22,5	2,45			
	24	1,90		23,5	2,04			
27	2,55	26,5	2,70					
 <p>d) Trirex</p>	8,5	0,85	 <p>e) Neosap – Neosap S</p>	12	1,40	 <p>f) Celerpan – Celerpan P.</p>	16	2,80
	11,5	1,60		15	2,10		20	3,20
	12,5	1,10		16,5	1,70		24	3,45
	15,5	1,85		19,5	2,40		28	3,85
	16,5	1,40		20	1,90		32	4,15
	19,5	2,15		23	2,65			
	20,5	1,70		24	2,35			
	23,5	2,45		26	2,85			
				27	3,05			
				29	3,54			
		30	3,77					

### 5.3.5. CRITERI DI PROGETTAZIONE

Riferimento principe nella progettazione sono le regole della normativa vigente rappresentata dal R.D.L. n° 2229 del 16/11/1939 che in materia di solai impone all’art.25.:“Lo spessore di una soletta, che non sia di semplice copertura, non deve essere minore di 1/30 della portata (luce tra gli assi delle travi) ed in ogni caso non deve essere minore di 8 cm. Nei solai speciali con laterizi lo spessore della soletta di



conglomerato non deve essere minore di 4 cm. In tutti i solai con laterizi la larghezza delle nervaturine non deve essere minore di 7 cm ed il loro interasse non deve superare i 40 cm nei tipi a nervaturine parallele e 80 cm in quelli a nervaturine incrociate. Di regola devono essere previste nervaturine trasversali di ripartizione nei tipi a nervaturine parallele di campata maggiore di 5 metri. E' consentito l'impiego di solai speciali con nervaturine di cemento armato e laterizi, senza soletta di conglomerato purché i laterizi, di provata resistenza, presentino rinforzi di conveniente spessore atti a sostituire la soletta di conglomerato e rimangano incastrati fra le dette nervaturine".

La manualistica dell'epoca consigliava di contenere lo spessore di solaio tra 1/24 ed 1/28 della luce nei solai latero-cementizio, in condizioni normali di vincolo (semincastro) e di carico (circa 3,0 kN/m<sup>2</sup>, compreso pavimento ed intonaco), valori più bassi si potevano accettare solo per solai di copertura, mentre per solai a nervature incrociate lo spessore non doveva essere inferiore ad 1/40 della luce.

Per l'interasse dei travetti era consigliato quale limite superiore il valore di 15 volte lo spessore medio della soletta ed in ogni caso non maggiore di 80 cm.

La larghezza media "b" delle nervature non doveva essere minore di 1/8 dell'interasse "i" e si potevano considerare appartenenti alla nervatura le pareti laterali di laterizio formanti cassero, sempre che fosse assicurata l'aderenza tra i due materiali.

Gli elementi di ripartizione erano da ritenersi necessari allorquando presenti carichi concentrati oppure quando il R.D. lo richiedeva. Comunemente si disponevano uno o più travetti di ripartizione di spessore pari a 10 – 15 cm armati con 4Φ10 o 4Φ12 e staffe Φ6 passo 20 – 25 cm. Erano ritenuti opportuni anche quando si avevano solai adiacenti di luce notevolmente differenti tra loro, quando i solai confinavano con travi emergenti parallele al senso di orditura e quando si aveva una luce variabile (solai di forma in pianta trapezoidale). Per i solai a travetti prefabbricati, la nervatura di ripartizione era realizzata al di sopra di questi, mentre non era realizzabile per i solai a pannelli prefabbricati, il cui collegamento trasversale restava affidato ai travetti di sigillatura in opera ed alla soprastante soletta in conglomerato.

La soletta, allorquando presente, era in c.c.a semplice o misto a laterizio e poteva avere funzione statica o di ripartizione. Nel primo caso doveva avere lo spessore non inferiore ad 1/5 dell'altezza per solai fino a 25 cm e non inferiore a 5 cm per solai di

altezza maggiore. Nel secondo caso era necessario prevedere uno spessore di c.c.a. adeguato, normalmente variabile tra i 2 ed i 4 cm, armato con tre barre del diametro di 6 mm per metro lineare.

Le indicazioni dell'epoca prevedevano per edifici civili un quantitativo di armatura per la soletta (in barre ad aderenza migliorata, prive di ganci) variabile entro i 4 – 6 kg/m<sup>2</sup> per luci sui 4–6 metri e sovraccarichi di 2,0-2,5 kN/m<sup>2</sup>, mentre per luci di 6 m si poteva assumere praticamente che il peso di acciaio in kg per m<sup>2</sup> di soletta era dato da un numero all'incirca pari alla luce della campata espressa in metri, cioè per sollecitazioni nell'acciaio pari a 220 MPa. Per i solai a camera d'aria i quantitativi d'armatura ordinari, espressi in kg/m<sup>2</sup> di solaio, si aggiravano sui 0,8 volte la luce della campata espressa in metri.

Nelle istruzioni del CNR , si consigliava di eseguire il calcolo delle tensioni massime ed il dimensionamento diretto delle sezioni con i metodi tradizionali della Scienza delle Costruzioni, assumendo come sezione resistente quella costituita dall'area compressa di laterizio e di conglomerato e dalle aree metalliche (adottando come coefficiente di omogeneizzazione  $n=10$ ); si prescindeva dal conglomerato e dal laterizio teso. Le tensioni ammissibili erano quelle prescritte dalle norme vigenti per le opere in conglomerato cementizio semplice o armato, mentre per il laterizio la compressione non doveva superare i 6,5 MPa ovvero 4,0 MPa, secondo che lo sforzo si esercitasse nella direzione dei fori ovvero in direzione normale ad essi. Detti limiti potevano elevarsi rispettivamente a 7,5 MPa e 4,5 MPa, quando la resistenza risultasse non inferiore a 45 MPa. I laterizi collaboranti con il conglomerato cementizio si ritenevano parimenti resistenti a compressione e taglio assumendo come carichi di sicurezza quelli del conglomerato, in quanto si presupponeva l'impiego di laterizi ad alta qualità. Il modulo di elasticità del laterizio, che si aggirava su 20000–23000 MPa , si assumeva uguale a quello del conglomerato cementizio impiegato in mancanza di determinazioni dirette.

Le azioni sollecitanti erano definite previa un opportuna analisi dei carichi, mentre le sollecitazioni interne si ricavano dalla risoluzione degli schemi di trave continua su uno o più appoggi. Per gli appoggi di estremità si adottava un vincolo di parziale incastro con un momento negativo di  $qL^2/18$  e ,secondo una metodologia semplificata, per travi continue su un numero di appoggi superiore a due si adottava un valore del momento in mezzzeria di  $qL^2/10$  ritenuto a vantaggio di sicurezza e per gli appoggi intermedi un valore del momento di  $-qL^2/12$ . Le verifiche di resistenza

dei solai in c.a. e laterizio erano eseguite con il metodo delle tensioni ammissibili in corrispondenza dei giunti tra i laterizi ed erano condotte secondo l'usuale teoria delle travi in c.a., a flessione e taglio, computando per i travetti una sezione resistente a T per i solai in c.c.a. misto a laterizi oppure considerando la caratterizzazione meccanica definita dalle case produttrici per i solai parzialmente o totalmente prefabbricati o per i solai in laterizio armato. Per quanto attiene la resistenza a flessione, le nervature con sezione a T erano adatte a sopportare momenti positivi (cioè che tendono le fibre inferiori), mentre verso gli appoggi intermedi, dove i momenti sono in genere negativi, poteva accadere che la larghezza del travetto fosse insufficiente e quindi era consigliata di aumentarla mediante un allargamento dello stesso, usando pignatte a pianta trapezoidale e fondello variabile, oppure estendendo l'ala piena di calcestruzzo della trave. Nel calcolo si poteva considerare appartenenti alla nervatura le pareti laterali formanti cassero, sempre che la superficie aderente alla nervatura di conglomerato fosse realizzata in modo da assicurare l'aderenza dei due elementi. In genere era consigliato di adottare come armatura a flessione un ferro diritto ed uno piegato per ogni travetto; erano inoltre consigliate come distanze di inizio della sagomatura a  $45^\circ$  il valore di 0,07–0,08 volte la luce della campata dall'appoggio di estremità e 0,11–0,12 volte la luce della campata dall'appoggio intermedio. In corrispondenza dei momenti negativi si potevano conteggiare fra le armature resistenti anche le staffe contenute nell'ala della trave nonché le barre trasversali di un eventuale rete di ripartizione disposte nella cappa di calcestruzzo.

Per quanto attiene la resistenza a taglio le massime tensioni tangenziali erano calcolate con la nota formula di Jourawsky e nel caso si richiedesse al laterizio il concorso nella resistenza agli sforzi tangenziali, la trasmissione degli sforzi dall'armatura tesa alla zona compressa doveva ottenersi attraverso laterizi monoblocchi intimamente connessi con le parti di malta cementizia avvolgenti l'armatura metallica e disposti con i giunti sfalsati in modo da evitare delle linee di frattura preferenziali. Nella letteratura dell'epoca era previsto eventualmente la disposizione di un armatura a taglio costituita da staffe ad U a completamento dei ferri piegati.

Il calcolo delle deformazioni era svolto considerando il momento d'inerzia della sezione tutta reagente, valutando l'effettivo grado d'incastro della struttura, e verificando che la freccia teorica d'inflessione non superasse 1/1000 della luce per il sovraccarico ed 1/500 della luce per il carico totale.

Per i solai a camera d'aria il laterizio era da ritenersi unicamente come cassero a perdere (non contribuiva all'inerzia della sezione resistente). Per i solai in laterizio armato gli elementi resistenti erano le travi realizzate con laterizi accostati tenuti insieme da armature disposte in apposite scanalature e sigillate con malta cementizia. Le travi SAP, principale rappresentante di tale tipologia di solaio, erano armate con tondini di acciaio trafilato di diametro compreso tra 3 e 6 mm con tensione ammissibile di 260 MPa, tali tondini erano sigillati in appositi alloggiamenti dei blocchi con malta formata da 450 kg di cemento per m<sup>3</sup> di sabbia. Le travi SAP erano poste in opera affiancate e solidarizzate con betoncino colato negli interspazi delimitati dalle alette inferiori delle travi la cui larghezza risulta maggiore o uguale di 2,5 cm; in casi particolari veniva contemporaneamente gettata all'estradosso una soletta di conglomerato spessa 3 cm. Le verifiche a taglio erano generalmente omesse considerando la stessa tacitamente soddisfatta. Solo in alcuni casi era richiesta esplicitamente la verifica che veniva eseguita secondo le ordinarie formulazioni del metodo alle tensioni ammissibili, adottando come  $\tau$  ammissibile:

$$\tau_{\text{amm}} = \frac{\sqrt{f'_b}}{5,5} \leq 4,0 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (1)$$

dove  $f'_b$  è la resistenza a compressione degli elementi in laterizio da solai; dovendo essere per regolamento  $f'_b > 30$  MPa la  $\tau_{\text{amm}}$  variava fra 0,314 e 0,4 MPa. In presenza di armatura a taglio si poteva considerare:

$$\tau_{\text{amm}} = \frac{\sqrt{f'_b}}{2} \leq 9,6 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (2)$$

Il modesto copriferro delle armature tese (circa un centimetro), i piccoli diametri delle barre ( $\phi 3-6$ ) e la diffusa fessurazione (elevata elasticità della struttura) concorrevano alla ossidazione precoce delle barre inducendo un rapido deterioramento della struttura.

Vi è da osservare che il comportamento statico di questi solai prevede che la trasmissione degli sforzi interni, dal laterizio compresso (soletta rinforzata) al calcestruzzo delle nervaturine e da questo all'armatura tesa, sia affidata unicamente all'aderenza laterizio calcestruzzo la quale, pur essendo notevole, può essere ridotta od annullata da difettosa esecuzione, da ritiro anormale del conglomerato, dal tempo, dalle vibrazioni cui eventualmente il solaio stesso può essere sottoposto; già nel periodo di maggior utilizzo (1950-1980) alcuni studiosi paventavano altresì il pericolo di turbamento statico dell'intero solaio in conseguenza della rottura fragile cui potevano essere sottoposti i cotti privi di soletta protettiva, era pertanto

consigliato un getto di rasamento delle dentellature dei laterizi di spessore pari ad almeno 2 cm.

### 5.3.6. MODALITA' DI RICONOSCIMENTO DEI SOLAI IN OPERA

La tipologia di un solaio esistente non sempre risulta facilmente riconoscibile. Una indicazione utile si ha dai criteri orientativi per la scelta del tipo di solaio suggeriti in:

- Per luci non maggiori di 4 m impiegare una soletta piena o un normale solaio in conglomerato cementizio armato misto a laterizi o laterizi armati ;
- Per luci comprese tra i 4 ed i 6-7 m è consigliato l'uso di solai in c.c.a. misto a laterizi o laterizi armati;
- Per luci superiore ad 8 m è consigliato l'uso di solai in c.c.a. a camera d'aria o solai in c.c.a. eventualmente precompresso misto a laterizi.

Un riconoscimento affidabile della tipologia di un solaio esistente può essere eseguito unicamente mettendo a nudo il solaio, ossia scalpellando l'intonaco sottostante e rimuovendo la pavimentazione sovrastante ed eventualmente, laddove possibile, sezionando localmente il solaio. Per motivi socio-economici non sempre è possibile operare un'indagine così approfondita; spesso l'unico dato rilevabile è lo spessore di solaio, talvolta è possibile una locale rimozione dell'intonaco all'intradosso dello stesso. Per tale motivo in seguito verranno presentate delle indicazioni utili alla individuazione della tipologia di appartenenza. L'altezza del solaio permette di avere una prima idea del gruppo tipologico di solai, mentre la rimozione locale dell'intonaco permette di conoscere l'interasse tra i travetti e le dimensioni in pianta del laterizio; con queste ultime informazioni è possibile attribuire il solaio ad un gruppo tipologico più ristretto. In caso di rottura locale dei fondelli dei laterizi o asportando il copriferro dei laterizi si possono visionare le armature e la loro disposizione restringendo ulteriormente le tipologie di appartenenza del solaio. Un'ulteriore possibilità di riconoscimento è rappresentata dalla risposta meccanica della struttura soggetta ad una prova di carico, affiancata alla rimozione del copriferro. La rigidità riscontrata in fase di prova, infatti, può essere confrontata con quella, assegnata, dei solai commercializzati. Lo schema riportato in Tabella V.3.5 permette di riconoscere la tipologia di solaio più probabile in funzione

dell'altezza e dell'interasse dei travetti. Anche altri schemi possono esser fatti relativi alla larghezza del travetto, alla destinazione d'uso del solaio, al diametro e posizionamento delle armature ed alla rigidezza del solaio.

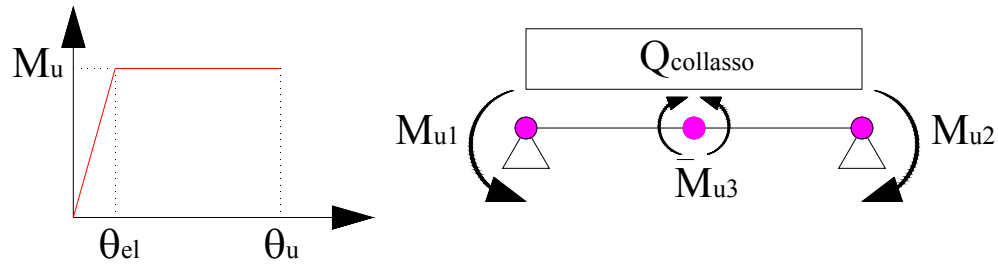
**Tabella V.3.5:** Altezza solaio ed interasse nervature

Tipologia	Altezza solaio [cm]									Interasse [cm]
	<12	<16	<20	<24	<28	<32	<36	<40	>40	
Stimip A-B			•	•	•	•	•	•	•	70
Sapal			•	•	•	•	•	•		80
Varese			•	•	•		•			50-100
Adige				•		•		•	•	70
Celersapal S-M						•	•	•	•	62; 100
Celersapal B							•	•	•	49;64
Simplex	•	•	•	•	•					40-50
Excelsior T			•	•	•					33
Excelsior C		•	•		•	•	•	•		50×53
Sap	•	•	•	•						20
Cirex		•	•	•						55
Supersolaio		•	•	•	•	•	•	•	•	60
Metalstrut		•	•	•	•	•	•	•		50
Celersap		•	•	•	•	•				50
Celersap tralic.		•	•	•	•	•				50
Celersap prec.		•	•	•	•	•	•	•	•	50
Bisap		•	•	•	•					40
Pansap		•	•	•	•					40
Rapidstrut		•	•							37
Trirex	•	•	•	•						33
Neosap		•	•	•	•	•				40; 100; 120
Celerpan tralic.		•	•	•	•	•	•			120
Celerpan Prec.		•	•	•	•	•	•	•	•	120

### 5.3.7. CALCOLO DEL FATTORI DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI

Definite le caratteristiche geometriche del solaio è possibile procedere al calcolo del fattore di amplificazione dei carichi accidentali in maniera del tutto analoga a quanto fatto per il caso delle travi.

Anche in questo caso si ritiene che il collasso flessionale del solaio si ottiene allorquando si giunge alla formazione di un meccanismo cinematico costituito dall'insorgere delle cerniere plastiche agli appoggi ed in mezzzeria dei travetti. Per tali cerniere si ipotizza un comportamento elasto-plastico ideale con un valore del momento plastico pari al momento ultimo della sezione così come illustrato in figura V.3.6.



**Figura V.3.6:** Caratteristiche della cerniera plastica e modellazione della trave

In tali ipotesi il calcolo del carico di collasso può facilmente svolgersi con l'uso della seguente formulazione:

$$Q_{\text{collasso}} = \frac{8}{L^2} \left( M_{u3} + \frac{M_{u1} + M_{u2}}{2} \right)$$

In cui con “ L ” si indica la lunghezza della trave ed  $M_{u1}$ ,  $M_{u2}$ , ed  $M_{u3}$  sono rispettivamente i momenti ultimi agli appoggi ed in mezzzeria.

Il carico permanente ed accidentale , rispettivamente indicati con  $G_k$  e  $Q_k$ , sono facilmente calcolabili con una semplice analisi dei carichi ed in generale sono circa pari a:  $G_k = 4 \text{ kN/m}^2$  e  $Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ .

Pertanto il fattore di amplificazione dei carichi si ricava facilmente dalla seguente equazione:

$$\alpha = \frac{Q_{\text{collasso}} - G_k}{Q_k}$$

Anche in questo caso facendo variare la resistenza dei materiali secondo il metodo Montecarlo è possibile definire per ogni classe di calcestruzzi da 5 a 25 MPa il valore medio e lo scarto quadratico del fattore di amplificazione dei carichi definendone così il comportamento al variare della resistenza del calcestruzzo.

Per quanto la sollecitazione tagliante si può procedere in maniera analoga calcolando il taglio massimo resistente con la seguente formulazione:

$$- V_{rd1} = 0,25 \cdot b \cdot h \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot \delta$$

In cui il significato dei singoli termini è riportato nel paragrafo 3.5.

Imponendo che il collasso si raggiunge allorquando il taglio su uno degli appoggi eguaglia il  $V_{rd3}$  ed ipotizzando un taglio agli appoggi pari a  $Q_{\text{collasso}}L/2$  si ottiene la

seguente formulazione per il calcolo del carico di collasso:  $\alpha = \frac{(Q_{\text{collasso}} \cdot L)/2 - Q_{G_k}}{Q_{Q_k}}$

L'andamento del fattore di amplificazione della trave è definito come minorante tra quello dovuto alla flessione ed al taglio.

## BIBLIOGRAFIA

- ANDIL “In laterizio”. Edizioni anno 1984 – 89;
- Augenti N.: “Il crollo dell’edificio in Napoli al rione Arenella” Convegno Internazionale CROLLI E AFFIDABILITA’ DELLE STRUTTURE – Università degli studi di Napoli Federico II – maggio 2003;
- Augenti N.: “La resistenza dei calcestruzzi negli edifici esistenti” Convegno Internazionale CROLLI E AFFIDABILITA’ DELLE STRUTTURE – Università degli studi di Napoli Federico II – maggio 2003;
- Bacco, V. e Ciancabilla, L. (1994). “Il manuale dei solai in laterizio” Edizioni Laterconsult;
- Catalogo RDB ottobre 1971;
- CNR “Progetto di istruzioni su solai misti in cemento armato e laterizi”. Edizione Roma;
- CNR (1962). “Manuale dell’architetto” Terza edizione Arti Grafiche Panetto e Petrelli, Roma;
- Cosenza E., Manfredi G., Verderame G.M.: “ La verifica di strutture in cemento armato progettate nel dopoguerra ” Convegno Nazionale CROLLI E AFFIDABILITA’ DELLE STRUTTURE CIVILI – Istituto Universitario di architettura di Venezia – dicembre 2001;
- Enciclopedia Pomba 4° edizione UTET del 1948;
- Ghiottoni (1982). “La progettazione strutturale dei solai”;
- Manuale Colombo 37° edizione;
- Manualetto RDB nona edizione del 1973;
- Manualetto RDB ottava edizione del 1982;
- Manuali Cremonese (1960). “Manuale dell’ingegnere civile”. Seconda edizione Cremonese, Roma;
- Menditto, G. (1974). “Esercitazioni di Tecnica delle Costruzioni” Volume I° Seconda. Liguori Editore – Napoli;
- Migliacci, A. (1974). “Progetti di strutture – parte prima”. Tamburini Editore, Milano;
- Palmisano F., Vitone A., Vitone C., Vitone V.: “La prevenzione del rischio di crollo attraverso la disciplina dei criteri di valutazione dell’affidabilità di una struttura” Convegno Internazionale CROLLI E AFFIDABILITA’



DELLE STRUTTURE – Università degli studi di Napoli Federico II – maggio 2003;

- Pantaleo M. (1960). “Manuale dell’ingegnere civile” Edizioni Cremonese, Roma;
- Polese M.: “Un approccio a doppio livello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture in c.a.” Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, XII ciclo, Università di Napoli “Federico II”, 2002;
- Rapporto Censis anno 1999;
- Rapporto Censis anno 2002;
- Rapporto Censis anno 2004;
- Regio Decreto Legge del 16/11/1939 n° 2229 “Esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”;
- Verderame G.: “Analisi sismica di edifici in C.A. progettati per carichi gravitazionali.” Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, XII ciclo, Università di Napoli “Federico II”, 1999.

#### *Riferimenti WEB*

- [http://www.apat.gov.it/site/it-IT/APAT/Sistema\\_Agenzie/](http://www.apat.gov.it/site/it-IT/APAT/Sistema_Agenzie/)
- <http://www.assonet.org/cavart/catenac.htm>
- <http://www.beepsitalia.it/economia-patrimonio.htm>
- <http://www.censis.it/>
- <http://www.provincia.napoli.it/ambiente/>
- [http://www.vfv.it/tecnica/capitolo\\_3.pdf](http://www.vfv.it/tecnica/capitolo_3.pdf)