



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

DOTTORATO DI RICERCA IN
MATERIALI E STRUTTURE PER L'ARCHITETTURA

CICLO XXV

COORDINATORI: Prof. Massimiliano Lucchesi
Prof. Antonio D'Auria

**CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E
VALUTAZIONE DELLA PRESTAZIONI SISMICHE DI STRUTTURE
STRATEGICHE OSPEDALIERE**

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/09

Dottorando

Dott. *Francesco Cristofaro*

(firma)

Tutore

Prof. *Mario De Stefano*

(firma)

Coordinatori

Prof. Massimiliano Lucchesi

(firma)

Prof. Antonio D'Auria

(firma)

*Alla mia famiglia
Alessandra, Alice e Giuseppe,
grazie per aver colmato il mio cuore di tanta gioia*

Introduzione

In Italia più della metà del patrimonio edilizio esistente è costituito da edifici in c.a., in buona parte realizzati in assenza di specifiche normative sismiche e con procedure di calcolo e verifica molto approssimate rispetto agli attuali standard normativi.

Le nuove norme in materia di sicurezza strutturale hanno classificato come sismico quasi tutto il territorio nazionale, per tale ragione nasce la necessità di valutare la sicurezza strutturale conducendo verifiche statiche e sismiche sul patrimonio edilizio esistente.

In particolare con l'O.P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 viene sottolineata l'importanza del controllo dello "stato di salute" dell'edificio. Questo deve essere condotto attraverso un attento ed approfondito reperimento di materiale progettuale quali carpenteria, dettagli costruttivi e quant'altro utile alla conoscenza dell'organismo resistente. La raccolta di tale materiale non è fine a se stesso bensì è da considerarsi quale trampolino di lancio per tutto l'iter necessario per giungere ad una buona conoscenza del manufatto limitando al minimo le incertezze diverse sicuramente da un'opera di nuova realizzazione. Le successive modifiche ed integrazioni quali l'Ordinanza 3316, 3431, le Norme Tecniche per le Costruzioni 2005 e le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 non hanno modificato sostanzialmente quanto prescritto dall'OPCM 3274 sulla valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti, ma non le basi concettuali della verifica delle prestazioni.

Ciò che caratterizza un edificio esistente da uno di nuova progettazione è l'essere stato progettato senza l'ipotesi di azioni orizzontali, o con livelli di azione orizzontali di modesta entità, con telai quasi sempre bidimensionali, con nodi mal organizzati e senza tenere in conto del concetto su cui oggi si basa la progettazione antisismica nazionale ed internazionale "Capacity Design".

Per condurre una corretta valutazione della sicurezza sismica di un edificio esistente un si può prescindere dal seguire un attento percorso conoscitivo che abbraccia tutti gli aspetti ad esso legati e che conduce alla definizione di un livello di conoscenza e di un fattore di confidenza così come le NTC 2008 prevedono fino alla definizione delle sue prestazioni.

La conoscenza di un manufatto deve condurre il progettista ad avere una chiara visione di tutto ciò che è legato all'edificio da analizzare. Ciò avviene in primis con la ricerca storica relativa all'oggetto di studio e dunque risalire all'epoca di realizzazione ed alla norma vigente all'epoca della progettazione, reperendo in archivi materiale relativo al progetto originario, ai dettagli costruttivi, alla carpenteria e non solo, mediante un'analisi storica è fondamentale conoscere le fasi costruttive, eventuali interventi strutturali, dissesti, eventi sismici e quant'altro è avvenuto nel corso degli anni. La documentazione di archivio unitamente a sopralluoghi in situ consentono dunque di limitare le incertezze sulla modellazione futura.

Altro aspetto da non trascurare è che qualunque analisi non può prescindere dalla caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti il manufatto. Nel corso dell'evoluzione normativa in materia di progettazione e verifica di edifici in c.a. la caratterizzazione meccanica dei materiali ha preso sempre più sopravvento tant'è che con l'OPCM 3274 e ss. mm. si prevede la conduzione di prove in situ tradizionali (carotaggi) ausiliati da prove non distruttive al fine di poter incrementarne il numero, visto che in ogni caso le prove semi distruttive se condotte in numero elevato non solo arrecano problemi a livello strutturale, ma sono anche onerose da sostenere.

La qualità e la quantità dei dati acquisiti consente di determinare il metodo di analisi ed i fattori di confidenza da assegnare alle proprietà dei materiali da utilizzare per le verifiche di sicurezza.

Lo scopo del presente lavoro è quello di affrontare le problematiche legate alla pianificazione, programmazione e scelta delle modalità con cui condurre valutazioni sulla vulnerabilità sismica di edifici esistenti di tipo sia qualitativo che quantitativo, oltre a valutare le implicazioni legate ai vari aspetti che concorrono alla valutazione delle prestazioni strutturali.

Nel Capito 1 è stato affrontata la problematica relativa alla vulnerabilità sismica, definendo cos'è la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione, ponendo attenzione a tutti i fattori che entrano in gioco nella vulnerabilità di un edificio: i) terreno e fondazione; ii) sistema strutturale; iii) strutture orizzontali e verticali; iv) configurazione planimetrica ed altimetrica; v) collegamenti; vi) elementi non strutturali. Da ciò si è passato poi a definire quelli sono gli aspetti generali che caratterizzano le strutture esistenti in c.a. focalizzando l'attenzione al concetto di Capacity Design fino a poco tempo fa trascurato dalle precedenti norme nazionali e di duttilità della struttura legata anche ad una buona o meno realizzazione dei dettagli costruttivi.

Le modalità di valutazione della sicurezza ed il percorso della conoscenza sono stati argomentati nel Capito 2. In merito alla modalità di verifica di una struttura è stato puntualizzato non solo quando trattasi di verifica di elementi/meccanismi duttili e/o fragili, ma anche ciò che distingue i due tipi di meccanismo da cui ne consegue una diversa fase di verifica. L'ampio filone della conoscenza del manufatto è stato affrontato in tutte le sue sfaccettature spiegando quali sono le fonti necessarie da reperire per giungere ad una buona conoscenza del manufatto: dal reperimento del materiale di archivio alle prove in situ per la caratterizzazione dei materiali.

La caratterizzazione meccanica dei materiali ha interessato l'intero Capitolo 3 dando una visione generale delle principali metodologie utilizzate nella pratica comune descrivendo non solo la metodologia di prova in se, ma mettendo in luce sia i vantaggi che le problematiche legate ad ogni singola prova. D'altronde qualunque verifica, statica o sismica, non può prescindere da una corretta valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Per fare ciò le recenti normative italiane prevedono una campagna di indagini in situ tali da fornire un appropriato livello di conoscenza. In particolare, le prove sul calcestruzzo, che solitamente sono di tipo invasivo (carotaggio) possono essere affiancate da prove non distruttive di documentata affidabilità, così da raggiungere un soddisfacente livello di conoscenza. Nei capitolo 5 e 6, tale aspetto entrerà in gioco nelle valutazioni analitiche.

Le problematiche legate alla modellazione della geometria e dei materiali oltre alle differenti tipologia di analisi previste dalle NTC 2008 sono state oggetto di studio nel

Capitolo 4. Nel capitolo si riaffronta il problema legati alle verifiche di sicurezza sia in merito ai meccanismi duttili che a quelli fragili.

Nel Capitolo 5, tutto quanto precedentemente descritto e valutato viene applicato ad un caso studio: Presidio Ospedaliero di Sansepolcro (AR). In particolare tale capitolo si è sviluppato in due fasi. La prima di carattere conoscitivo descrivendo il complesso e tutte le fasi costruttive delle varie unità strutturali, annotando quali tipi di interventi od eventi si sono evoluti nel corso dei decenni, ricostruendo dunque con accuratezza tutta la storia fino ai giorni nostri. La seconda ha interessato la campagna di prove sulla caratterizzazione meccanica sia del calcestruzzo che dell'acciaio. Tali indagini hanno interessato l'intero presidio, conducendo prove sia semidistruttive che non su un esteso numero di elementi travi e pilastri. In merito alla caratterizzazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo la campagna di indagini ha riguardato non solo carotaggi, ma un esteso numero di prove non distruttive (SonReb) così come la norma prevede per ampliare la conoscenza senza elevati costi aggiuntivi. Dai risultati delle prove è stato possibile definire una resistenza media, da adottare in fase di verifica e condurre valutazioni di tipo statistico confrontando i risultati delle prove dirette con quelle non distruttive utilizzando formulazioni di letteratura tecnica. Saggi estesi sugli elementi strutturali, in particolare nelle zone critiche, ha permesso anche in questo caso di giungere ad una buona conoscenza dell'opera da analizzare. Ultimo aspetto affrontato è la definizione dell'azione sismica, basandosi sui risultati della campagna di indagini a rifrazione mediante Onde P e SH ed indagine Down-Hole, giungendo alla definizione della categoria di sottosuolo e al relativo spettro di risposta elastico per i vari stati limite considerati.

In fine nel Capitolo 6 sono state illustrate le differenti metodologie di analisi previste dalle norme applicate ad una unità strutturale 08 facente parte del complesso ospedaliero di Sansepolcro. Il confronto è stato svolto valutando sia le prestazioni ottenute con le differenti analisi sia con i differenti codici di calcolo adottati. Ciò ha consentito di evidenziare la complessità e la differente risposta strutturale che si ottiene con le differenti analisi e modellazioni presenti in normativa e letteratura per una struttura molto semplice. La modellazione lineare è stata effettuata mediante il software di calcolo SAP2000. La modellazione è stata effettuata attraverso l'utilizzo di elementi frame per riprodurre travi e pilastri e le estremità degli elementi strutturali sono state considerate rigide per la porzione di

sovrapposizione delle sezioni, assegnando degli offset rigidi. Medesimo software è stato utilizzato per l'analisi statica non lineare "pushover", facendo riferimento ad una modellazione a plasticità concentrata, disponibile all'interno del software di calcolo che prevede la concentrazione delle non linearità alle estremità degli elementi trave e pilastro attraverso l'assegnazione di cerniere plastiche. Al fine di approfondire l'effetto del tipo di modellazione sui risultati e di indagare l'utilizzo di diversi software è stata sviluppata una seconda modellazione attraverso il software Seismostruct che presenta un approccio alla modellazione non lineare diverso, che fa riferimento alla modellazione a plasticità diffusa (modellazione a fibre). In quest'ultimo caso il comportamento non lineare può diffondersi in tutto l'elemento strutturale e non in specifiche sezioni. Un primo step di verifiche ha interessato quelle per carichi gravitazionali effettuando verifiche a flessione e taglio sulle travi ed a pressoflessione e taglio sui pilastri. Secondo passaggio è stato quello delle verifiche per azione sismica sia mediante analisi lineare con spettro elastico che con analisi lineare con fattore di struttura q ed analisi pushover. Si è proceduto ad utilizzare anche il codice di calcolo CDS effettuando analisi sia in campo lineare che non lineare ed adottando, nella modellazione, le caratteristiche geometriche utilizzate negli altri software. Altro aspetto indagato è quello relativo all'influenza sulla struttura delle reali distribuzioni delle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali determinate a seguito della campagna di indagini. Infatti, per valutare tale aspetto, sono stati realizzati due modelli assegnando ad uno la resistenza media mentre al secondo le resistenze misurate sugli elementi interessati dalle prove in situ. I modelli adottati per le analisi non lineari (pushover), sono ottenuti mediante l'utilizzo del solutore presente in CDS e con modellazione a cerniere plastiche concentrate. Il comportamento lineare e non lineare delle cerniere plastiche è stato definito automaticamente dal software impiegando i legami costitutivi di libreria e le caratteristiche geometriche delle sezioni.

L'utilizzo di tre differenti software, sia per tipologia di modellazione del comportamento non lineare degli elementi sia per tipologia di approccio (ricerca e/o professione) è stato condotto per valutare, nel caso di un modello semplice le differenze che si possono ottenere nella definizione delle prestazioni strutturali. La valutazione e/o confronto dei diversi livelli prestazionali, considerando i valori medi o le reali distribuzioni delle resistenze meccaniche è volto a comprendere le implicazioni di tale aspetto.

Gli aspetti affrontati nel processo di valutazione delle prestazioni strutturali sicuramente non risolveranno tutte le incertezze, ma consentono di comprendere la forte influenza di un semplice parametro nella valutazione e quindi le implicazioni nella definizione di un giudizio che certamente non può essere quello di un semplice processo del calcolo, ma va attentamente valutato da un punto di vista ingegneristico.

1. Rischio sismico di strutture in c.a.

1.1 Premessa

“Il rischio sismico, come ogni altra funzione di rischio, è dato da una relazione fra tre diverse grandezze: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.”

Quindi il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo.

Per una data area, è prioritario dunque conoscere il rischio, piuttosto che la pericolosità dell'ipotetico sisma, almeno per procedere a un'attendibile e seria analisi del problema senza diffondere panico tra la popolazione. Una volta noto il rischio, si potrà lavorare per abbassarlo operando solamente su due delle tre grandezze: la vulnerabilità e l'esposizione, perché la pericolosità è legata senza dubbio al sito dove la costruzione sorge.

È evidente come l'entità del rischio sismico dipenda dai pesi relativi delle singole voci:

- **pericolosità**: esprime la probabilità che in un certo intervallo di tempo, un'area sia interessata da terremoti che possono produrre danni. Dipende dal tipo di terreno, dalla distanza fra epicentro e località interessata e dalle condizioni geomorfologiche. La pericolosità è indipendente e prescinde da ciò che l'uomo ha costruito in una data località;

- **vulnerabilità**: consiste nella valutazione della propensione di persone, edifici o attività a subire danni o modificazioni al verificarsi dell'evento sismico. Essa misura da una parte la perdita o riduzione di efficienza, dall'altra la capacità residua a svolgere e assicurare le funzioni che il sistema territoriale nel suo complesso esprime in condizioni normali. Ad

esempio nel caso di edifici la vulnerabilità dipende dai materiali, dalle caratteristiche costruttive e dallo stato di manutenzione ed esprime la loro resistenza all'azione sismica;

- **esposizione**: consiste nell'individuazione, sia come numero che come valore, degli elementi componenti il territorio o la città, il cui stato, comportamento e sviluppo può venire alterato dall'evento sismico (il sistema insediativo, la popolazione, le attività economiche, i monumenti, i servizi). È una misura dell'importanza dell'oggetto esposto al rischio riguardo alle principali caratteristiche dell'ambiente costruito. Inoltre l'esposizione è passibile di una duplice definizione riguardo al tempo: prima dell'evento sismico essa rappresenta in sintesi la quantità e qualità dei beni esposti, mentre dopo l'evento esprime il valore delle perdite causate dall'evento sismico (economiche, artistiche, culturali, e numero vittime, feriti e sfollati).

1.2 Pericolosità sismica

La determinazione della pericolosità di una certa area viene affrontato in base ad un determinato iter:

- Determinazione della sequenza temporale dei terremoti in ognuno dei siti considerati, ottenuta a partire dall'elenco dei terremoti storici per stimare i risentimenti al sito con opportuni modelli di attenuazione. A tal fine vengono definite aree all'interno delle quali è lecito assumere lo stesso modello di propagazione dell'energia; in modo più chiaro, si considerano i terremoti storici che hanno interessato la zona in esame, e valutata la posizione dell'epicentro, in numerosi casi anche molto lontana, si arriva a capire come l'effetto del sisma si attenui con la distanza, in base alle proprietà geologiche dell'area.

- Determinazione della distribuzione probabilistica dei tempi che intercorrono tra un evento e il successivo, sul sito, indipendentemente dall'intensità degli eventi stessi, considerando tutti i terremoti con intensità superiore a un valore di soglia prefissato, distribuzione descritta da una funzione di probabilità.

- Determinazione della distribuzione di probabilità di intensità epicentrale. Per trovare questa distribuzione, bisogna determinare, al variare dell'intensità, la probabile

posizione dell'epicentro; in questo modo è possibile ipotizzare, data una certa intensità, quali altri punti potranno essere probabili epicentri.

- Attraverso i modelli di propagazione definiti, e la distribuzione di probabilità si determina la distribuzione probabilistica dell'intensità, cioè la probabile intensità che si avrà nel punto considerato a causa di un sisma.

- Dalla distribuzione probabilistica dell'intensità è possibile determinare, per ogni parte della zona in esame, la funzione probabilità di eccedenza, cioè la probabilità che si verifichi un evento sismico con intensità prefissata maggiore di un determinato valore, fissato un intervallo di tempo ragionevole.

La probabilità di eccedenza è direttamente collegata alla pericolosità. La procedura adottata comporta l'ipotesi di indipendenza tra la distribuzione dei tempi di intercorrenza e la distribuzione delle intensità, ovvero i due parametri di interesse sono trattati come variabili aleatorie indipendenti. In realtà, per singolo evento è ragionevole aspettarsi che un tempo maggiore di accumulazione dell'energia nelle rocce (quell'intervallo che prende il nome di tempo di quiete sismica) sia sintomo di maggiore energia "accumulata", e quindi di maggiore violenza al momento della frattura. Tuttavia a sostegno di tale scelta spiccano le seguenti motivazioni: la relazione tra i tempi di intercorrenza e la distribuzione dell'intensità degli eventi è significativa solo mettendo in relazione i tempi della singola struttura sismogenetica con la magnitudo (e non con l'intensità macrosismica) degli eventi stessi; data la complessità geologica del territorio nazionale è al momento impossibile individuare le singole strutture geologiche; inoltre c'è da considerare il fatto che la quasi totalità dei dati relativi all'attività sismica del passato sono espressi in termini di intensità macrosismica (effetti prodotti) e non di magnitudo (energia rilasciata). Pertanto è lecito accettare l'ipotesi di indipendenza tra la distribuzione dei tempi di intercorrenza e la distribuzione delle intensità che sta alla base del procedimento.

Il primo strumento a disposizione per la valutazione della pericolosità sismica di un territorio sono la classificazione sismica nazionale, l'accadimento dell'evento sismico che è il momento di maggior progresso nelle conoscenze scientifiche del fenomeno ed anche la classificazione del territorio rispecchia questo principio. Infatti, ricostruendo a grandi linee le tappe che hanno condotto all'ultima classificazione nazionale del 2003, è evidente come ogni evento sismico sia corrisposto un provvedimento normativo utile ad una descrizione sempre

più accurata della pericolosità sismica del territorio. In Figura 1.1 è riassunta l'evoluzione della classificazione sismica del territorio nazionale.

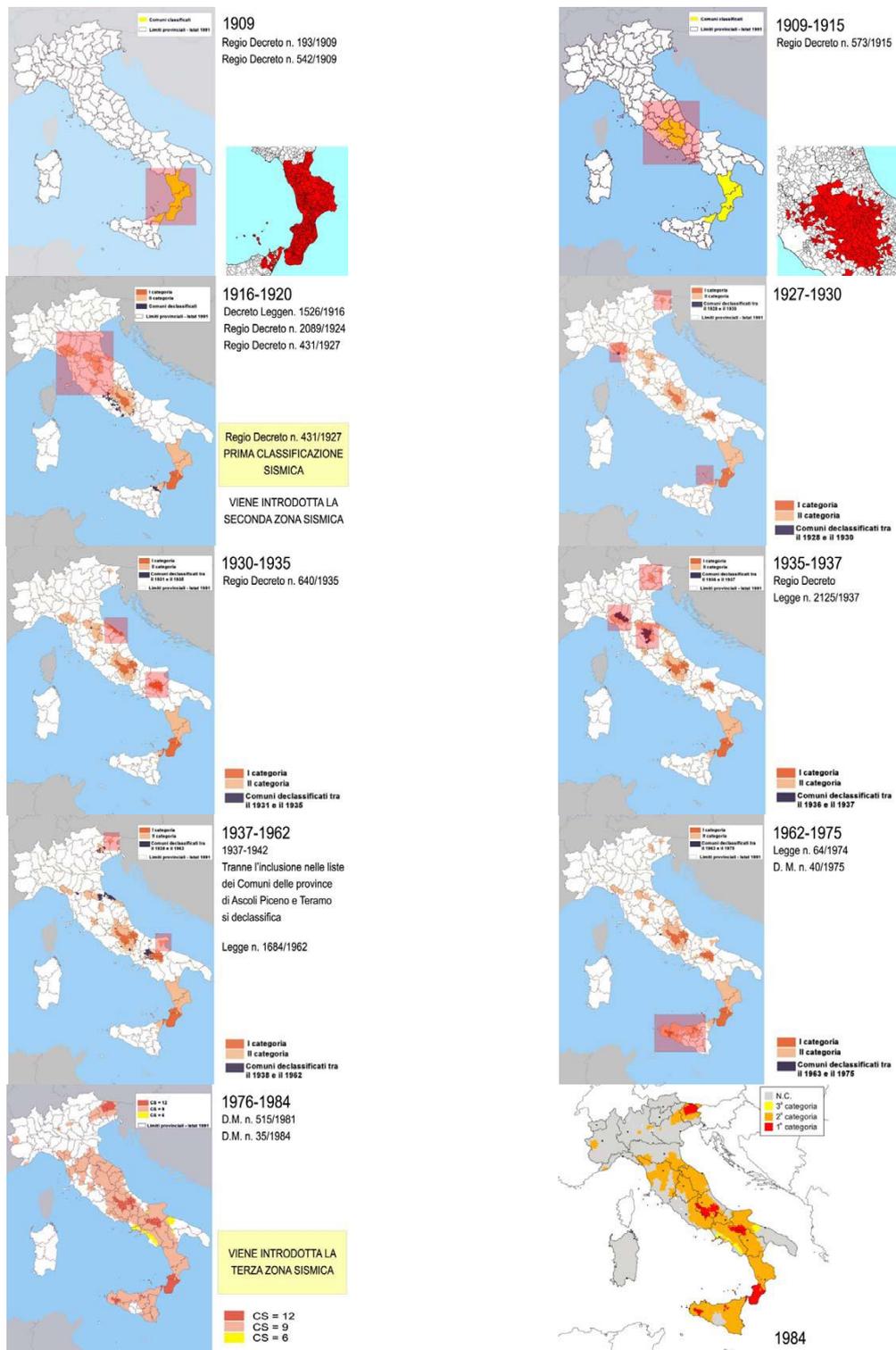


Figura 1.1: Evoluzione della classificazione sismica del territorio nazionale

Nella classificazione del territorio nazionale, contenuta all'interno dell'OPCM n. 3274 del 2003 e sue successive modifiche, l'elemento fondamentale che emerge è la classificazione sismica dell'intero territorio italiano, infatti, non è più contemplata la dicitura "non classificato" (Figura 1.2).

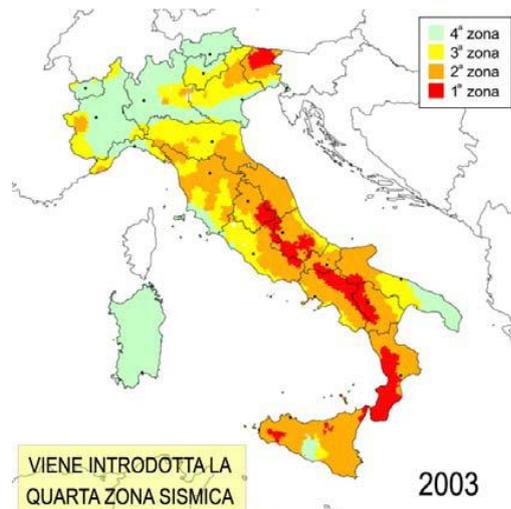


Figura 1.2: Classificazione sismica del territorio italiano secondo OPCM 3274/2003

Attualmente gli strumenti di indagine permettono di affinare la conoscenza della pericolosità sismica del territorio anche in termini di accelerazione massima del suolo, vedi Figura 1.3 con probabilità di eccedenza del 10% in un arco di tempo fissato in 50 anni, in riferimento ad un suolo rigido.

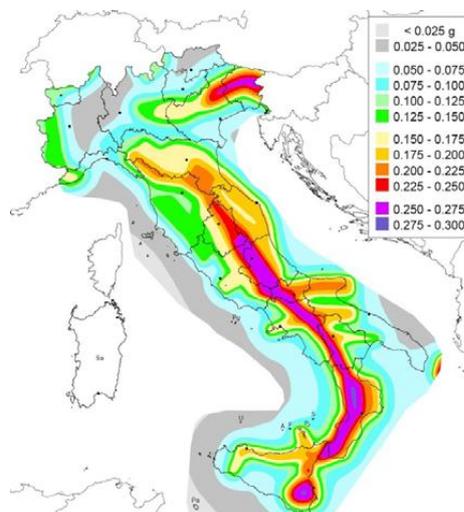


Figura 1.3: Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano in termini di accelerazione massima al suolo

Successivamente all'OPCM 3274 ed alla classificazione sismica in essa contenuta, le regioni procedono autonomamente ad aggiornare le informazioni riguardo la pericolosità sismica del loro territorio; in particolare la regione Toscana ha definito una categoria denominata 3s, vedi Figure 1.4 -1.5.

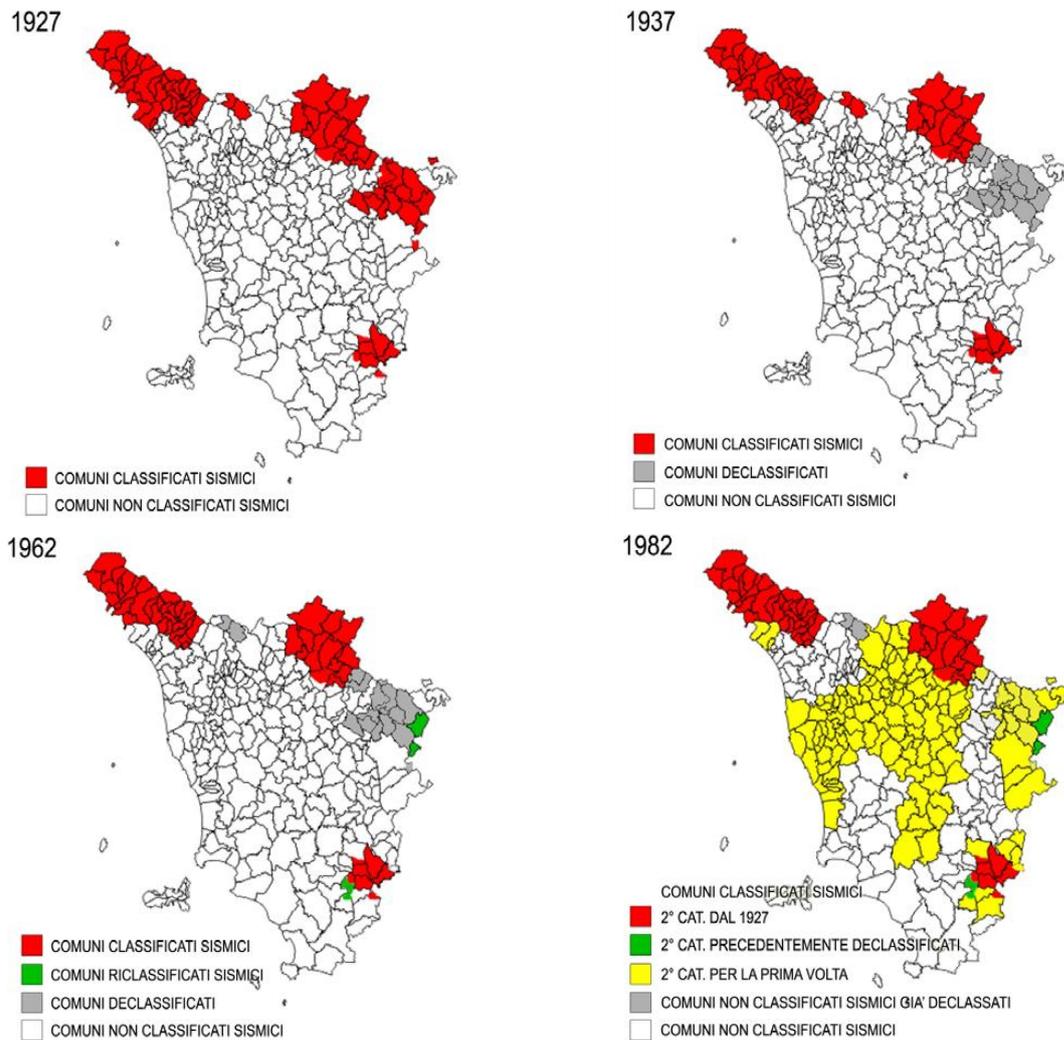


Figura 1.4: Classificazione sismica dei comuni toscani dal 1927 al 1982

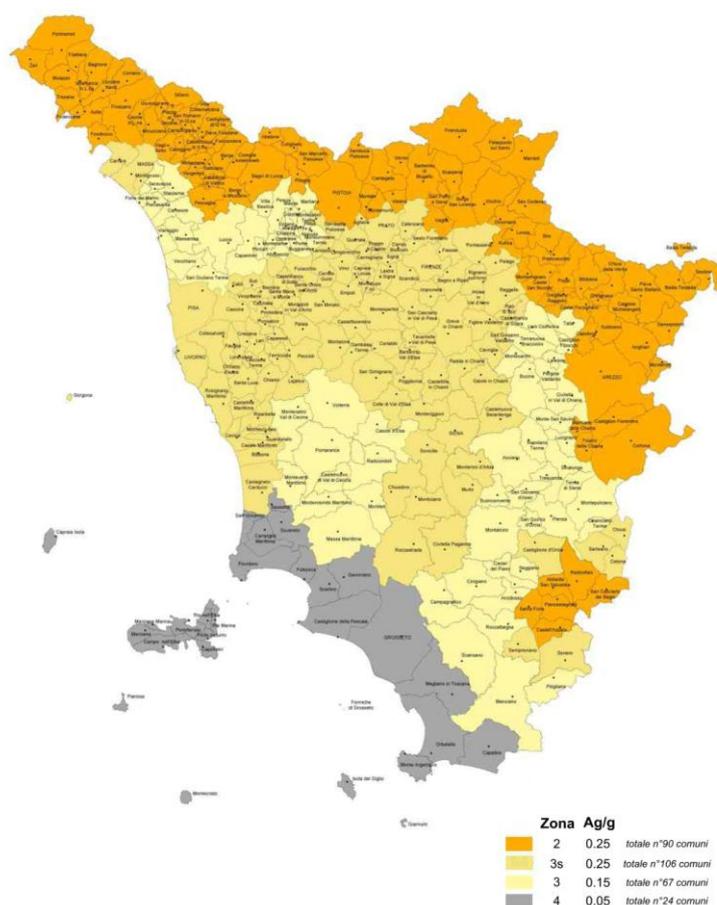


Figura 1.5: Classificazione in zone del territorio Toscano

Gli ultimi orientamenti per la classificazione sismica del territorio, sia in ambito nazionale sia a livello regionale, prevedono un approccio maggiormente approfondito; anche se la classificazione amministrativa del territorio resta valida, le più moderne classificazioni tendono a definire un elevato numero di punti (superiore ai 10.000) individuati da coordinate geografiche assolute che tracciano un reticolo a maglie quadrate di lato non superiore ai 10 km. Resta inoltre auspicabile una microzonazione per particolari ambiti territoriali che necessitano di uno studio più approfondito, e da questo punto di vista la regione Toscana si è dimostrata virtuosa avendo già avviato un programma di microzonazione per i comuni a maggior rischio sismico, come riportato in Figura 1.6.

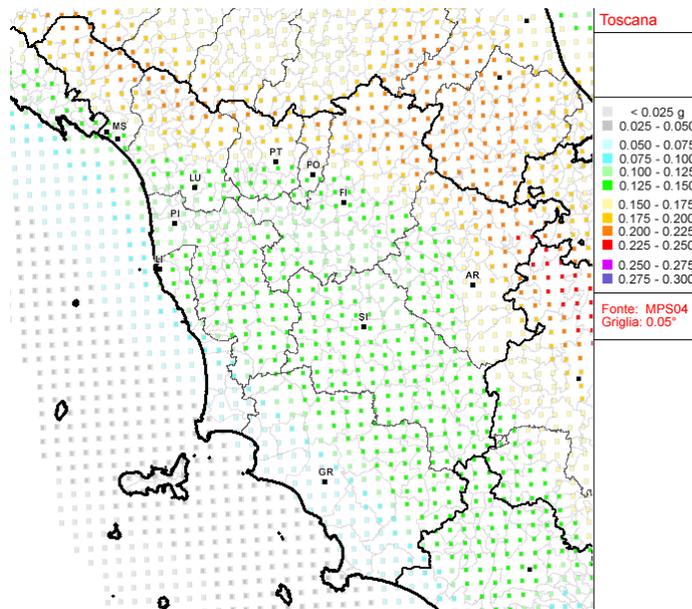


Figura 1.6: Accelerazioni al suolo del territorio Toscano

1.3 Esposizione sismica

L'esposizione indica, in primo luogo, il numero di persone che possono essere coinvolte, in secondo luogo la loro capacità di reagire all'evento e la quantità di beni che potrebbero andare perduti. Per descrivere correttamente le caratteristiche di una comunità esposta al rischio, sia necessario analizzare diversi aspetti, tra cui: distribuzione, quantità e funzioni del patrimonio edilizio, le attività presenti, le relazioni con le aree circostanti quella di studio. Anche solo valutando gli edifici pubblici definiti "strategici", i punti da analizzare sarebbero comunque complessi e molteplici:

- individuazione delle relazioni tra il sistema socio-economico e le funzioni svolte nella struttura;
- definizione della possibilità di erogare servizi in base al danneggiamento subito in seguito all'evento sismico;

- valutazione delle conseguenze socio-economiche in seguito all'interruzione o rallentamento del servizio erogato;
- valutazione della possibilità di garantire servizi in sedi alternative e stima dei tempi necessari a garantire i servizi di emergenza.

Se si applicano i concetti sopra esposti, ad esempio, a un ospedale e ad un edificio comunale (no sede protezione civile), ci si accorge di quanto il primo sia decisamente più esposto del secondo, a parità di occupanti e di evento sismico. È tuttavia evidente che un approccio di questo tipo è impossibile da mettere in pratica, almeno in tempi e con certezze sui dati ragionevoli. Per questo motivo, il GNDT ha fatto riferimento ad un metodo già utilizzato in passato, per definire le priorità di alcuni edifici pubblici da indagare ed eventualmente adeguare sismicamente. L'influenza dell'esposizione sulle valutazioni di rischio relative agli edifici pubblici, ed in particolare quelli che rivestono una funzione strategica, viene messa in conto mediante un fattore moltiplicativo del valore atteso dei danni diretti denominato indice di esposizione; l'indice di esposizione risulta a sua volta dal prodotto di due sottoindici, l'indice di funzione e l'indice di utenza. Questo aveva permesso di suddividere gli edifici pubblici considerati nelle seguenti classi di funzioni:

- Istruzione scolastica;
- Assistenza sanitaria;
- Attrezzature collettive;
- Attrezzature militari e assimilabili.

Nell'esprimere valutazioni relative all'indice di funzione bisogna tener conto delle indicazioni contenute nelle norme tecniche in materia di coefficienti di importanza degli edifici; in base a queste indicazioni i vari tipi di edifici vengono classificati come "essenziali", "importanti" e "rilevanti" attribuendo ad ogni classe valori crescenti dell'indice. In base alla destinazione di uso in prima emergenza si ritengono "essenziali" per le operazioni di assistenza medico-sanitaria, per l'organizzazione istituzionale delle iniziative di soccorso e per la conoscenza degli effetti provocati dall'evento sismico nel territorio i seguenti edifici:

- Ospedali, case di cura dotate di apparecchiature mediche di emergenza, presidi sanitari;

- Municipi e sedi amministrative di coordinamento;
- Caserme o sedi delle varie forze di polizia.

Sono invece classificati come “importanti” gli edifici per l’istruzione destinati ad attività didattica mentre sono considerati “rilevanti” gli edifici per l’istruzione con esclusiva funzione amministrativa, le ASL, gli uffici comunali decentrati, le sedi postali, gli uffici giudiziari e gli istituti carcerari. In funzione della destinazione d’uso in seconda emergenza gli edifici sono classificati soltanto in “essenziali” e “rilevanti” ponendo attenzione non soltanto alla destinazione d’uso originaria dell’edificio ma anche alla capacità di adattamento a ospitare funzioni differenti.

La determinazione del bacino d’utenza e dell’indice relativo si basa essenzialmente sull’estensione dell’area amministrativa di competenza; i coefficienti crescono dal valore al minimo per bacini di utenza locali al valore massimo per bacini di utenza sovra regionali.

L’indice di utenza risulta definito da quattro parametri:

- La densità dell’utenza;
- Il periodo di utilizzazione;
- La capacità comportamentali dell’utente;
- Il numero di piani dell’edificio.

Il prodotto dei primi due indici costituisce l’indice di affollamento come definito nelle istruzioni ISTAT; gli altri due indici, di natura semiquantitativa, sono intesi a fornire una misura della capacità degli utenti a reagire positivamente alla situazione di pericolo derivante dal danneggiamento dell’edificio in seguito all’evento sismico. Determinante per questo ultimo aspetto sarebbe una diffusa cultura della prevenzione attraverso esercitazioni e simulazioni per “addestrare” gli utenti a reagire al pericolo.

Con il DPCM 21.10.2003 "Disposizioni attuative dell'articolo 2 della OPCM 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" vengono definiti quelli che sono da ritenersi edifici strategici. Essi sono strutture di importanza speciale nei confronti di eventuali azioni sismiche dovendo assolvere ad importanti funzioni di protezione civile in caso di terremoto. Edifici strategici per eccellenza sono gli Ospedali poiché devono garantire

in caso di sisma l'assistenza sanitaria alla popolazione continuando a garantire inoltre le cure ai pazienti ricoverati al momento del terremoto.

In Toscana, l'attività di valutazione sismica degli edifici pubblici strategici è stata avviata dal Servizio Sismico della Regione Toscana, già a partire dal 1986, attraverso i programmi regionali di valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici pubblici strategici di 103 comuni della Toscana. Nel 1997 è stata emanata la Legge Regionale n° 56 del 30.07.1997 "Interventi sperimentali di prevenzione per la riduzione del rischio sismico". La finalità della L.R. 56/97 è stata quella di prevedere l'avvio sistematico di valutazioni attraverso studi ed indagini applicate e di dettaglio sulla vulnerabilità degli edifici in cemento armato, in muratura e beni architettonici, di microzonazione sismica su centri urbani, di finanziamento ai privati per interventi di miglioramento sismico preventivo.

Con la Delibera di Giunta Regionale n. 1114 del 27.10.2003 "Programma Regionale per la Valutazione delle Verifiche Sismiche negli Edifici Strategici e Rilevanti (VVSESeR)", vengono disciplinate le attività di verifica degli edifici strategici e rilevanti, con priorità alle zone a maggior rischio sismico della Toscana, e alla destinazione d'uso (scuole, ospedali, municipi, altre sedi istituzionali e di protezione civile, ecc.).

In attuazione alla delibera, la Regione Toscana ha effettuato una prima ricognizione degli edifici pubblici strategici, chiedendo agli enti locali di segnalare, in un'apposita "scheda 0", gli edifici di propria competenza. Tale attività è stata effettuata in primo luogo nei 67 comuni a maggior rischio sismico e successivamente nei comuni limitrofi a quelli a maggior rischio sismico.

1.4 Vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica consiste nella valutazione della propensione di persone, beni o attività a subire danni al verificarsi dell'evento sismico. Essa misura da una parte la perdita o la riduzione di efficienza, dall'altra la capacità residua a svolgere e assicurare le funzioni che il sistema territoriale nel complesso normalmente esplica a regime. Nell'ottica di un'analisi completa della vulnerabilità si pone il problema di individuare non solo i singoli elementi che

possono collassare sotto l'impatto del sisma, ma di individuare e quantificare gli effetti che il loro collasso determina sul funzionamento del sistema territoriale.

È necessario rendere sicure le strutture edilizie, per evitare il crollo delle strutture ed assicurare la vita delle persone; ma i costi per questa operazione sono piuttosto alti e bisogna stabilire quali costi siamo disposti ad affrontare. Le norme per le costruzioni in zona sismica sono finalizzate alla salvaguardia della vita umana (perciò si ammette che un edificio non si danneggi per terremoti di bassa intensità, non riporti danni strutturali per quelli di media e non crolli per terremoti forti). Il danneggiamento degli edifici può essere di carattere strutturale (pilastri, travi, setti murari) o non strutturale (camini, cornicioni, tramezzi, tamponature).

La valutazione della vulnerabilità degli edifici prima che si verifichi un evento sismico è molto complessa, rispetto a quella che si può fare quando il sisma si è verificato (per la quale basta riportare i danni provocati). Sono stati messi a punto diversi metodi: di tipo statistico, di tipo meccanicistico, o i giudizi esperti. I metodi di tipo statistico classificano gli edifici in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, ma la valutazione richiede dati di danneggiamento da passati terremoti non sempre disponibili e non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio, dato che la valutazione ha carattere statistico e non puntuale.

I metodi di tipo meccanicistico utilizzano, invece, modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati; l'utilizzabilità di questi metodi è limitata alle costruzioni di cui si conoscono le caratteristiche costruttive.

Infine, alcuni metodi utilizzano dei giudizi esperti per valutare il comportamento sismico e quindi la vulnerabilità di predefinite tipologie strutturali o per individuare i fattori che determinano il comportamento delle costruzioni e valutarne, in termini qualitativi e quantitativi, la loro influenza sulla vulnerabilità.

I risultati finali possono essere di due tipi:

la vulnerabilità assoluta, che rappresenta il danno medio (o una distribuzione di probabilità di danno) in funzione dell'intensità sismica;

la vulnerabilità relativa, che permette di ordinare le costruzioni in funzione della loro vulnerabilità sismica attraverso opportuni indici per i quali, però, non viene data una relazione diretta fra danno e intensità sismica.

Per poter valutare la vulnerabilità degli edifici su tutto il territorio nazionale è necessario ricorrere a metodi statistici che utilizzino dati omogenei sulle caratteristiche degli edifici stessi. Per il territorio italiano sono disponibili i dati rilevati dai censimenti Istat sulle abitazioni. Essi vengono utilizzati nell'applicazione di un metodo statistico, che mette in relazione il livello di danno rilevato in precedenti terremoti con diverse tipologie costruttive.

Le componenti che concorrono alla definizione del concetto di vulnerabilità possono essere distinte in:

Vulnerabilità diretta: definita in rapporto alla propensione del singolo elemento fisico semplice o complesso a subire un collasso (ad esempio la vulnerabilità di un edificio, di un viadotto, o di un insediamento).

Vulnerabilità indotta: definita in rapporto agli effetti di crisi dell'organizzazione del territorio generati dal collasso di uno degli elementi fisici (ad esempio la crisi del sistema di trasporto indotto dall'ostruzione di una strada).

Vulnerabilità differita: definita in rapporto agli effetti che si manifestano nelle fasi successive all'evento e alla prima emergenza e tali da modificare il comportamento delle popolazioni insediate (ad esempio il disagio della popolazione conseguente alla riduzione della base occupazionale per il collasso di stabilimenti industriali).

La vulnerabilità di un edificio

La vulnerabilità di un edificio è principalmente imputabile alla carenza di alcuni requisiti fondamentali che investono diverse componenti della struttura, dal terreno al sistema di fondazione, dagli orizzontamenti alle strutture verticali. Tali requisiti vengono di seguito indagati singolarmente.

Terreno e Fondazioni

La complessa situazione geologica dell'Italia è spesso causa di fenomeni di instabilità anche macroscopici in concomitanza con gli eventi sismici; sempre più spesso, e non soltanto in occasione dei terremoti, si assiste a fenomeni di frane e liquefazioni che investono aree estese e che ricadono quindi nel problema della microzonazione sismica ancor più che nell'analisi della singola costruzione. Per il singolo edificio è possibile la diminuzione di capacità portante del terreno per effetto del sisma; al livello delle fondazioni le carenze

maggiori sono costituite dalla mancanza di un reticolo a maglie chiuse, capace di assorbire cedimenti o scorrimenti differenziati del terreno senza generare stati di notevole sollecitazione nella sovrastruttura. Sussistono anche carenze meno evidenti legate al sottodimensionamento del sistema di fondazione.

Sistema strutturale

Questo è chiaramente uno degli aspetti fondamentali; un edificio che possiede uno schema statico chiaro, è un edificio di cui è possibile prevedere il comportamento di risposta all'evento sismico. Da questo punto di vista è possibile distinguere gli edifici in quattro classi:

- edifici in cui non è definito un sistema strutturale atto ad assorbire le azioni orizzontali;
- edifici in cui i telai sono chiamati ad assorbire le azioni orizzontali;
- edifici in cui nuclei e pareti o controventi costituiscono gli elementi resistenti alle azioni orizzontali;
- edifici in cui vi è concomitanza di telai, nuclei, pareti e controventi.

In genere le strutture in acciaio sono dotate di controventi atti ad assorbire le azioni del vento e pertanto non si presentano mai labili alle azioni orizzontali; peraltro, date le masse ridotte rispetto alle costruzioni in cemento armato, la verifica alle azioni del vento è spesso più onerosa di quella sismica. I vecchi edifici in muratura hanno spesso schemi statici non chiaramente definiti. Problemi altrettanto gravi si riscontrano in molte costruzioni in cemento armato antecedenti alla normativa sismica; strutture progettate per soli carichi verticali hanno capacità di resistere alle azioni orizzontali solo in virtù delle modeste risorse statiche degli elementi strutturali e per il contributo di tamponamenti e tramezzi che non manifestano immediatamente la loro labilità.

Strutture verticali

Le strutture verticali hanno un peso rilevante nella determinazione dei coefficienti di struttura perché rivestono una notevole importanza nella definizione della duttilità disponibile. Se gli edifici nuovi hanno un coefficiente di struttura definito dagli elementi fissati dal

progettista, è di certo più difficile determinarlo per le costruzioni esistenti attraverso un'analisi a posteriori che richiede la conoscenza delle resistenze di progetto, delle armature metalliche presenti, della loro distribuzione, ecc. Alle strutture verticali si attribuisce anche il compito di limitare gli spostamenti relativi tra i diversi piani, per i già noti problemi di danneggiamento delle tamponature nonché, gli spostamenti assoluti per evitare possibili fenomeni di pounding (martellamento) tra fabbricati adiacenti (Figura 1.7).

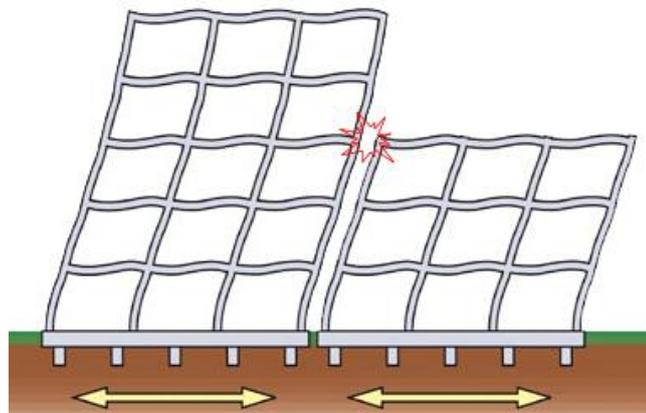


Figura 1.7: Fenomeno di martellamento tra edifici adiacenti

Strutture orizzontali

In zona sismica gli orizzontamenti sono chiamati a ripartire le azioni orizzontali tra i vari elementi resistenti. Questo compito è ben assolto nelle strutture in acciaio o in cemento armato che presentano solai estremamente rigidi nel loro piano e ben cuciti alle strutture verticali. Nelle vecchie costruzioni in muratura i solai, realizzati su travi in legno o acciaio, non sono in grado di garantire tale funzione; si manifesta quel tipico “comportamento a carciofo” con le pareti completamente scollegate tra loro che, sotto l’azione sismica, tendono ad aprirsi e ad abbattersi fuori dal loro piano, privando l’edificio del comportamento scatolare che gli conferirebbe notevole resistenza alle azioni orizzontali.

Configurazione planimetrica

La regolarità planimetrica è un requisito essenziale che gli attuali orientamenti normativi tendono a incentivare per evitare che, durante l’evento sismico, si manifestino fenomeni torsionali che sollecitino particolarmente le strutture resistenti di bordo. I moti

torsionali determinano delle forti domande di duttilità nelle zone perimetrali che, spesso, risultano superiori alla duttilità disponibile. L'irregolarità planimetrica è quantificabile in linea di massima con l'eccentricità tra il baricentro delle masse (CM), in cui si applicano le forze statiche equivalenti, e il baricentro delle rigidezze (CR) degli elementi resistenti per la stessa direzione (Figura 1.8). I moti torsionali non possono escludersi a priori neppure nelle strutture a pianta doppiamente simmetrica; infatti, è possibile che una distribuzione non uniforme delle masse porti a uno spostamento del loro baricentro. Questa considerazione spinge alcune normative ad assumere un'eccentricità accidentale di progetto per incrementare le sollecitazioni su alcuni elementi resistenti perimetrali (Figura.1.9). È bene precisare che detto modo di procedere può non essere comunque sufficiente per l'analisi di quei sistemi particolarmente deformabili che sono oggetto di forti componenti di moto torsionale.

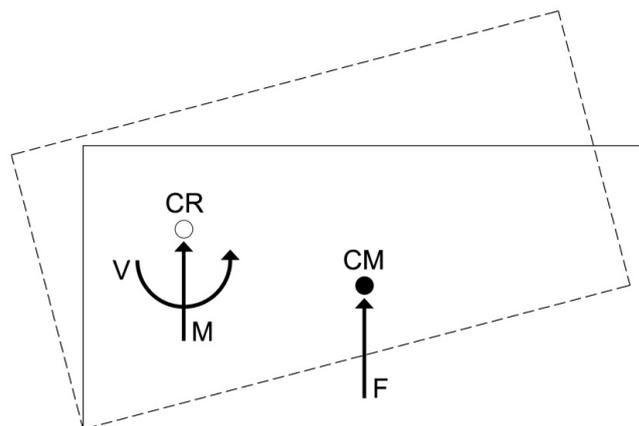


Figura 1.8: Irregolarità planimetrica

No.	Floor Plan	Remarks	f_T	No.	Floor Plan	Remarks	f_T
2.1		Symmetrical lay out. If no other aggravating factors are found the risk belongs to the best category.	1.0	2.8		H-type plan with higher damage probability in the corner regions.	2
2.2		Although this building is by itself regular, the non-uniform arrival of earthquake energy can lead to problems in long buildings.	1.2	2.9		Complex floor plan. The more wings are interconnected to a -back-bone- building the more likely becomes damage in general and at places of intersection.	2.2
2.3		Buildings with angles different from rectangular ones are sometimes found at street corners. Such plans invite torsional shaking.	1.3	2.10		Floor plan for halls, auditoriums, theatres, etc. which increases the risk of torsional shaking.	1.3
2.4		Buildings with a yard in the center or a patio may increase damage probability if differential shaking between the limbs may cause dangerous distortions in the corner sections.	1.3-2	2.11		Cylindrical buildings have become fashionable with some architects. If one of the towers is not stiffer or softer (special elevators or their arrangement), symmetry is good.	1.1
2.5		L-type floor plan with an enhanced risk of damage in the corner region.	1.3	2.12		Example of an asymmetric connection of circular floor plans leading to torsional problems.	1.3
2.6		T-type plan with increased damage probability at both sides of the intersection.	1.5	2.13		Curved buildings are asymmetric and in addition often long, both features increase exposure.	1.2
2.7		U-type plan which leads to an enhanced exposure in both corners.	1.8				

Figura 1.9: Indice di rischio per varie forme planimetriche (FEMA)

Configurazione altimetrica

Come la regolarità planimetrica anche quella altimetrica è estremamente determinante nella definizione della domanda di duttilità. Sono significativi gli esempi di edifici con piani flessibili o piani deboli; i primi sono caratterizzati da un piano, in genere il primo, che possiede una resistenza ridotta rispetto agli altri, mentre i secondi da un piano che risulta, rispetto agli altri, contemporaneamente meno resistente e meno rigido. In queste situazioni si osserva una crescita locale della domanda di duttilità con la formazione di cerniere plastiche in testa e al piede degli elementi resistenti verticali del piano in esame e formazione di più meccanismi di collasso di piano. Condizioni di piano flessibile si manifestano in quegli edifici in cui al piano terra si ha una riduzione delle tamponature, ad esempio per la presenza di portici o negozi con ampie vetrate. Anche nel caso della irregolarità altimetrica alcune normative danno indicazioni specifiche per la correzione dell'indice di rischio (Figura 1.10).

No.	Elevation	Remarks	fr_1	No.	Elevation	Remarks	fr_1
1.1		Both views are absolutely regular and symmetrical. If this holds for the entire building's structure and important non-structural parts, and foundations the risk is best.	1.0	1.8		Soft first floor on one side, more stiff on other one where walls fill space between columns. Depending on amount of irregularity this design can be dangerous.	1.5-5
1.2		Building in the shape of a pyramid for one or both elevations. If symmetry is observed in all other aspects, risk is similar to 1.1, one even slightly better.	1.0 0.8	1.9		Mostly free-standing columns on ground floor resulting in soft storey there and stiff, top-heavy structure on top. Dangerous design. Very dangerous in case of resonance.	3-10
1.3		Inverted pyramid, sometimes with vertical walls for the ground floor. This structure is top-heavy and therefore not the best risk.	1.3	1.10		Free standing columns on one side, protruding upper storeys on other one. Considerable asymmetry results in substantial exposure. Dangerous to very dangerous design.	3-10
1.4		L-shaped elevation which results in an elevation of exposure in the transition zone, particularly where the lower section is attached.	1.3	1.11		Building on sloping ground. Considerable asymmetry results high risk of collapse.	5-10
1.5		Building of the shape of an inverted T. Enhanced exposure at the regions where the lower parts meet the tower.	1.5	1.12		Design found in halls, theatres, and the like. Substantial asymmetry can make serious failures of members quite probable.	3-10
1.6		Building with several setbacks leading to transitions of masses, stiffness, and damping at various floors and higher exposure there.	1.8	1.13		Sport stadiums are sometimes of this shape. If an earthquake occurs when they are packed to capacity, the risk is substantial.	5-10
1.7		Upper floor protruding. Frequent in rainy tropical regions for commercial buildings to cover part of the footwalk. Depending on relative importance of upper section risk may be increased quite substantially.	1.5-3				

Figura 1.10: Indice di rischio per varie forme altimetriche (FEMA)

Collegamenti

Lo stato dei collegamenti è un altro degli elementi che può portare a un'elevata vulnerabilità degli edifici. Nelle strutture in cemento armato l'insufficiente disposizione di staffe e/o la loro errata chiusura, può determinare la rottura in testa e al piede dei pilastri con formazione di meccanismi di collasso poco duttili perché raggiunti attraverso l'apertura di un

numero esiguo di cerniere plastiche. Nelle costruzioni in muratura il collegamento tra le pareti ortogonali, ovvero l'ammorsatura, è di fondamentale importanza per evitare quel fenomeno di scollamento delle pareti che conducono all'apertura "a carciofo" dell'edificio. L'accertamento dello stato dei collegamenti nelle strutture esistenti non è per niente semplice per la necessità di indagini approfondite in situ ed onerosi sondaggi distruttivi.

Condizioni generali dei vari elementi

L'invecchiamento naturale dei materiali, gli agenti atmosferici, gli interventi successivi alla costruzione determinano un aumento del degrado strutturale e una crescita della vulnerabilità sismica. Alcuni elementi possono risultare precedentemente danneggiati per effetto di condizioni di esercizio particolarmente gravose o per azioni sismiche in eventi trascorsi. Lo stato di fatto degli elementi porta a un arretramento della curva di vulnerabilità verso valori inferiori dell'intensità sismica locale come evidenziato in Figura 1.11. La curva di vulnerabilità *a* individua la condizione iniziale della costruzione; la curva *b* rappresenta lo stato della costruzione per effetto del degrado strutturale mentre la curva *c* individua una condizione di danneggiamento presente nella costruzione.

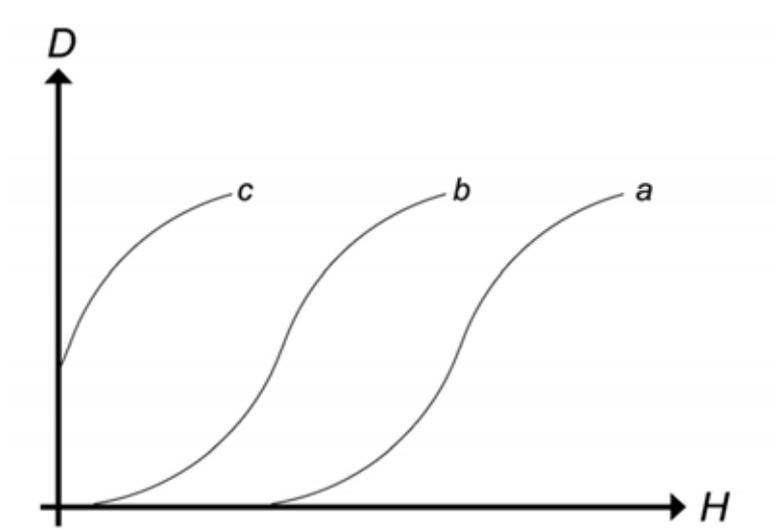


Figura 1.11: Curve di vulnerabilità di una costruzione

Elementi non strutturali

Un'aliquota rilevante delle perdite monetarie e di vite umane causate da un evento sismico è costituita dal danneggiamento delle tamponature, dei tramezzi, degli impianti e delle apparecchiature. Il danneggiamento di questi elementi può ammontare a vari livelli, da piccole lesioni al collasso totale. È un aspetto fondamentale soprattutto nel caso di edifici con funzione strategica in cui l'operatività della struttura deve essere requisito guida per la valutazione della vulnerabilità sismica; nonostante ciò la trattazione delle componenti non strutturali, a cui è dedicato il paragrafo Componenti non strutturali e risposta sismica degli edifici, è ancora marginale all'interno delle normative tecniche.

1.5 Strutture esistenti in c.a.: aspetti generali

Le crisi strutturali che, ultimamente, hanno interessato gli edifici in cemento armato, in aggiunta al rischio sismico di larga parte del costruito, hanno fatto sì che la problematica delle deficienze strutturali di edifici esistenti, diventasse sempre più attuale.

Le caratteristiche di un'azione sismica influenzano, certamente, il comportamento di una struttura, tenendo conto della qualità di essa e della sua capacità di trasferire a terra le forze orizzontali, senza eccessive deformazioni.

Affinché una struttura abbia un buon comportamento, sotto sisma, devono risultare validi alcuni principi, quali:

- Semplicità strutturale, che assicura l'esistenza di percorsi evidenti e diretti per la trasmissione delle forze sismiche, rendendo più affidabile la previsione del comportamento della struttura sotto sisma;

- Uniformità e simmetria che tende ad assicurare una distribuzione bilanciata ed adeguata degli elementi strutturali in pianta ed in altezza, inducendo la struttura ad avere una risposta globale uniforme, riducendo i rischi legati alla presenza di eccentricità, zone di concentrazione di sforzi ed elevata richiesta di duttilità;

- Resistenza e rigidità flessionale, secondo due direzioni ortogonali: ciò tende ad assicurare un buon comportamento della struttura qualunque sia la direzione del moto

sismico. La presenza di due sistemi resistenti orditi secondo direzioni ortogonali e aventi valori di rigidezza e resistenza simili, è estremamente importante se si considera l'aleatorietà del moto sismico e quindi l'impossibilità di prevederne la direzione di azione;

- Resistenza e rigidezza torsionale che limitano gli effetti torsionali nella struttura e quindi riducono il rischio che spostamenti differenziati, dovuti agli effetti nei diversi elementi strutturali, possano provocare sollecitazioni non uniformi;

- Resistenza e rigidezza dei solai nel piano, che determina una capacità di redistribuzione delle forze indotte dal sisma sul sistema, proporzionale alle rigidezze e resistenze degli elementi resistenti ed un comportamento globale uniforme;

- Fondazioni adeguate, assicurano che l'intero edificio sia soggetto ad un'uniforme eccitazione sismica, riducendo eventuali spostamenti.

Se questi requisiti vengono soddisfatti, è possibile realizzare strutture che, sotto l'azione di sismi di media ed elevata intensità, hanno resistenza inferiore alla domanda corrispondente ad una risposta elastica, a fronte di una capacità di deformazione anelastica e dissipazione di energia tali da permettere alla struttura di mantenere anche dopo l'evento sismico la propria capacità portante, pur avendo ammesso danni gli elementi strutturali e non.

Generalmente il grado di deformazione anelastica richiesto all'intera struttura aumenta al diminuire della resistenza globale della struttura, mentre quello richiesto in alcuni selezionati componenti aumenta al divenire irregolare della risposta strutturale a causa di effetti torsionali, piani deboli, percorsi di carico non completi.

Dunque è importante determinare una struttura regolare, al fine di sfruttare la capacità deformativi globale della struttura in modo adeguato, evitando di concentrare le deformazioni in pochi elementi; ma anche assicurare che, non solo i sistemi principali resistenti alle forze laterali, ma tutti gli elementi della struttura, siano in grado di sopportare le deformazioni indotte dall'azione sismica, mantenendo la capacità di soddisfare le prestazioni richieste.

I principali sistemi strutturali che presentano un'adeguata rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali indotte dal sisma sono:

- Telai resistenti a momento, costituiti da travi rigidamente connesse ai pilastri; essi e costituiscono una delle tipologie comunemente utilizzate per realizzare edifici in cemento armato;

- Telai con controventi eccentrici;

- Sistemi a parete singola o accoppiate, in cui la resistenza necessaria a sopportare le forze orizzontali dell'azione sismica, è interamente attribuita a pareti strutturali in muratura o cemento armato. Gli altri elementi strutturali presenti hanno il compito di reggere i carichi verticali;

- Sistemi telaio-parete: sono costituiti da telai in cemento armato accoppiati a pareti in muratura e cemento armato, i quali forniscono, insieme, la necessaria resistenza alle forze del sisma, mentre, singolarmente, ciascuno porta la sua quota di carichi verticali.

Nell'eventualità di sismi violenti, le strutture intelaiate in c.a. sono caratterizzate da un comportamento in cui le deformazioni, in campo anelastico, si concentrano alle estremità dei pilastri e delle travi, con formazione di cerniere plastiche, con un eventuale coinvolgimento del nodo in relazione ai quantitativi di armature longitudinali degli elementi strutturali che convergono verso il nodo stesso.

La presenza di un'eccessiva quantità di armatura longitudinale, rispetto alla disponibilità di armatura trasversale (staffe), può determinare, negli elementi strutturali, il verificarsi di una rottura fragile a taglio prima o contemporaneamente alla plasticizzazione duttile a flessione.

E' importante evidenziare che i meccanismi di rottura più favorevoli per le strutture in c.a. sono quelli in cui vengono evitate rotture fragili dei nodi e degli elementi strutturali per taglio, dunque meccanismi determinati dalla plasticizzazione delle travi a tutti i piani ed alla base dei pilastri al solo piano terra (travi deboli e colonne forti), che coinvolgono il maggior numero possibile di cerniere plastiche (Figura 1.12).

Tali strutture presentano una buona regolarità nella distribuzione di rigidezze e resistenze lungo l'altezza, che garantisce l'assorbimento delle forze laterali da parte dell'intera struttura, con una distribuzione uniforme del danno e conseguente minimizzazione delle deformazioni locali.

La realizzazione di un tale meccanismo richiede però un'accurata progettazione basata sul principio di gerarchia delle resistenze o Capacity Design (EC8), esplicito in Italia solo a partire dalle Norme Tecniche allegate alla recente Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/03, sebbene, a livello normativo, introdotto implicitamente nelle

“Indicazioni costruttive per strutture in calcestruzzo armato” contenute nell’Allegato 1 della Circolare Ministeriali n° 65/AA.GG. del 10/04/1997, di cui al D.M. 16/01/1996.

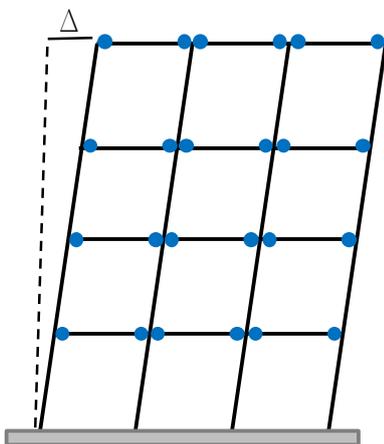


Figura 1.12: meccanismi di collasso globale “travi deboli-colonne forti”

E' più probabile pensare, per un edificio esistente, la formazione di un meccanismo di collasso di piano (telai shear type) con formazione di cerniere plastiche in testa ai pilastri di un piano, salvo sporadiche plasticizzazioni in alcune travi ed in alcuni pilastri di altri piani (travi forti e colonne deboli).

Il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali di un unico piano alla dissipazione di energia ed in particolare di pilastri soggetti, per la funzione che svolgono, a sforzi di compressione che ne riducono la duttilità, determina limitate capacità dissipative d'insieme della struttura e la possibilità di rotture fragili per schiacciamento; questo tipo di meccanismo può essere accelerato ed aggravato dalla presenza dei cosiddetti “piani soffici” (Figura 1.13).

Le tamponature svolgono, infatti, una funzione di dissipazione dell'energia, come delle pareti di taglio anche se di rigidezza decisamente inferiore; in questo caso si formeranno delle cerniere plastiche al piede e in testa ai pilastri del piano in oggetto, rendendo la struttura estremamente vulnerabile: gli spostamenti ai piani alti saranno più grandi e le sollecitazioni al piede insostenibili, fino al raggiungimento del collasso per rottura dei pilastri.

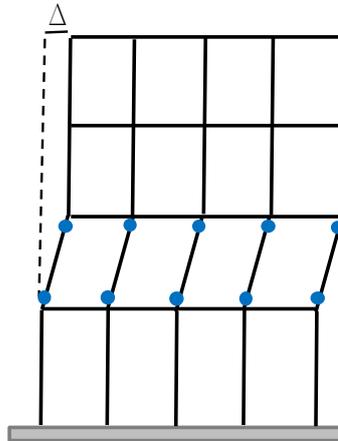


Figura 1.13. Meccanismi di collasso di piano”

I più recenti criteri di progettazione hanno il concetto di duttilità dei nodi trave-pilastro, che normalmente sono l'elemento più fragile dell'organismo strutturale; l'obiettivo è quello di determinare la seguente gerarchia di danno nel meccanismo di collasso di una struttura intelaiata sottoposta ad azioni taglianti:

- Formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità delle travi; in questo modo la maglia strutturale rimane iperstatica e i solai non crollano; inoltre la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi e non sui pilastri, assicura la stabilità della struttura per carichi verticali e di conseguenza l'incolumità delle persone;

- Formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri che rende la struttura labile per forze orizzontali e, conseguentemente, il crollo dell'edificio per rottura dei pilastri.

Per ottenere ciò, occorre armare i nodi trave-pilastro in maniera che risultino duttili.

Esempi di armature progettate in modo da conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale sono riportati in varie fonti bibliografiche e sono espressamente richieste dalla vigente normativa italiana NTC 2008.

1.5.1 Regolarità in pianta e in elevazione NTC2008

Nella nuova normativa sismica (NTC 2008) si definisce in modo quantitativo il concetto di regolarità, sia in pianta (Figura 1.14-1.15) che lungo l'altezza dell'edificio. Il punto 7.2.2 delle NTC 2008 riporta:

“ 7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI - Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;*
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;*
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;*
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.*

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;*

f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD “B” il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.”

Per poter chiarificare il concetto della regolarità è opportuno specificare i concetti di centro di massa e centro di rigidezza.

Il verificarsi di un sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali; generalmente queste possono essere rappresentate da forze orizzontali agenti al livello dei solai nei diversi piani dell'edificio, dove si può assumere

concentrata la massa dell'edificio. Il punto dove, nel singolo piano, agisce la forza di inerzia è il centro di massa (CM). L'effetto delle forze orizzontali su un generico piano della struttura è quello di farlo traslare e ruotare orizzontalmente come un corpo rigido rispetto al piano sottostante (nell'ipotesi di solai rigidi nel piano): uno spostamento verrà quindi imposto a tutti i telai e le pareti del piano e provocherà la nascita di forze orizzontali resistenti (forze di taglio) proporzionali alla rigidità dei telai e delle pareti.

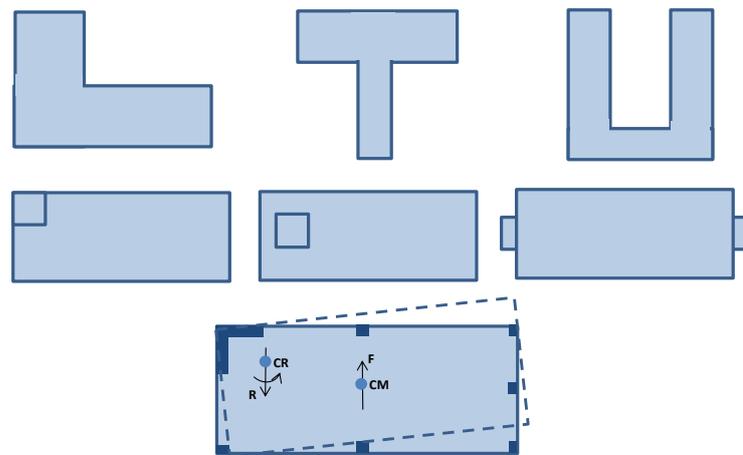


Figura 1.14: Forma in pianta irregolari

Se il centro delle masse e quello delle rigidità coincidono, il movimento teorico del piano sarà puramente traslatorio e, nell'ipotesi di solai rigidi nel piano, tutti i punti del piano subiranno un uguale spostamento; se, invece, il centro di masse il centro di rigidità non coincidono, forza agente (F_i) e forza resistente (V) non possono equilibrarsi senza che nasca anche un momento (M) e quindi venga anche indotta una rotazione relativa del piano. Ciò implica sia un aumento della forza di taglio su alcuni elementi resistenti sia ulteriori spostamenti di interpiano che possono diventare eccessivi.

E', dunque, indispensabile conoscere la posizione di centro di massa e centro di rigidità, nonché la minimizzazione della loro distanza, in modo da evitare effetti torsionali sfavorevoli e quindi eccessive deformazioni degli elementi più lontani dal centro di rigidità con conseguente richiesta non uniforme di duttilità.

Nella figura precedente sono presentati alcuni casi in cui gli elementi strutturali, resistenti alle forze orizzontali, sono disposti in maniera errata e viene proposta una scelta migliore.

È necessario evidenziare che, nel momento in cui si suppone che tutti gli elementi resistenti alle forze orizzontali hanno raggiunto lo snervamento, le forze risulteranno distribuite secondo le resistenze, non secondo le rigidezze. Dunque: sarebbe corretto considerare un centro di resistenza piuttosto che un centro di rigidezza ed in funzione della sua collocazione rispetto al centro di massa valutare gli effetti torsionali.

Deve, inoltre, esserci regolarità in termini di distribuzione di rigidezze e masse lungo l'altezza dell'edificio, affinché le richieste di resistenza locali e globali siano comparabili: questo permette di evitare la formazione di piani deboli in cui si concentrano le deformazioni e, quindi, la richiesta di duttilità.

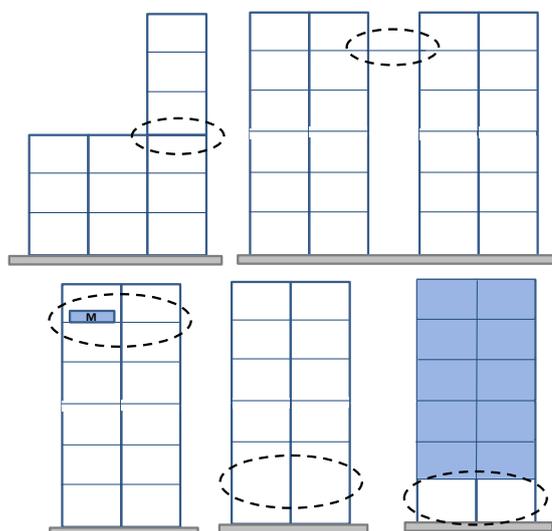


Figura 1.15: Problemi di irregolarità in elevazione

Sono anche da evitare disallineamenti di travi o colonne in quanto provocano interruzioni nei percorsi dei carichi, individuando zone deboli nella struttura dove si hanno richieste concentrate di duttilità; la presenza di irregolarità in altezza è determinante anche per ciò che concerne la scelta del metodo di analisi.

1.5.2 Requisiti di duttilità di strutture c.a.

Rispetto alle strutture che hanno setti di taglio, quelle in cemento armato intelaiate sono tipicamente più flessibili e ciò può causare spostamenti d'interpiano notevoli.

Può accadere, inoltre, che un pilastro sia dimensionato in modo da poter sostenere sforzi di taglio inferiori a quelli associati alla sua capacità flessionale; e quando questo si verifica, il pilastro ha un comportamento fragile e il suo collasso anticipa quello degli altri. Tale condizione può verificarsi nelle zone a bassa sismicità e nei vecchi edifici in zone di alta sismicità.

Il passo delle staffe nei pilastri è spesso pari alla dimensione d del pilastro, mentre le attuali norme americane prevedono un passo massimo di $d/2$. Una situazione simile si verifica spesso negli edifici italiani costruiti negli anni 60/70 in zone a quel tempo non dichiarate sismiche; tali edifici venivano dimensionati semplicemente per carichi verticali ed avevano staffature a passo largo, non infittite in prossimità dei nodi. In questa configurazione la resistenza flessionale legata alle armature longitudinali non viene mantenuta durante il terremoto a causa della rapida instabilizzazione delle armature stesse, non adeguatamente vincolate dalle staffe Figura 1.16.



Figura 1.16: Effetto della mancata staffatura degli elementi strutturali

Ci sono delle caratteristiche essenziali che le strutture intelaiate in cemento armato devono possedere per garantire un comportamento duttile:

- presenza di un sufficiente numero di staffe ben ancorate nei nodi, nelle travi e nei pilastri in modo da evitare comportamenti rapidamente degradanti sotto carichi alternati;

- efficace confinamento del nucleo di calcestruzzo nelle regioni di formazione delle cerniere, disponendo un giusto numero di staffe chiuse con uncini, ancorati, dunque, nel nucleo;

- disposizione di percentuali minime di armatura nelle regioni di formazione delle cerniere plastiche;

- previsione di opportune lunghezze di ancoraggio delle barre in zone favorevoli (calcestruzzo compresso) e protette da un adeguato numero di staffe;

- dimensionamento degli elementi e delle relative armature in base alla gerarchia delle resistenze, in modo da garantire il comportamento pilastri forti-travi deboli.

Altro cruciale aspetto è il comportamento dei nodi, soprattutto per l'assenza di appropriati dettagli costruttivi. Si possono presentare fenomeni di sfilamento delle barre nel caso dell'impiego di barre lisce senza sufficienti ganci di estremità; i nodi esterni sono i più critici, ma anche i nodi intermedi, nel caso di armature longitudinali non continue, possono presentare il collasso.

Si possono manifestare nei pilastri crisi per taglio in colonne corte, come ad esempio nei telai e le scale, con un conseguente comportamento fragile della struttura; ma il basso grado di confinamento, dovuto a poche staffe o staffe aperte, può determinare una crisi flessionale al piede dei pilastri principalmente del primo piano, con instabilità delle barre in compressione, sfilamento delle barre in trazione e schiacciamento del calcestruzzo compresso non confinato.

Le capacità dissipative della struttura sono molto ridotte: i meccanismi di collasso risultano parziali e sfavorevoli con possibili crisi locali a taglio; nel dettaglio, le travi mostrano una ridotta duttilità disponibile dovuta a crisi da taglio o crisi da sfilamento delle armature nei nodi, mentre la progettazione delle colonne per soli carichi verticali determinano pilastri interni con grande rigidità e scarsa resistenza che provoca la formazione di cerniere plastiche al piede.

Un discorso a parte riguarda l'influenza delle tamponature che possono rappresentare una riserva di capacità portante in particolari casi.

Bisogna però rilevare che il comportamento tipicamente fragile di tali elementi fa sì che tale contributo diventi minimo in condizioni di collasso del telaio.

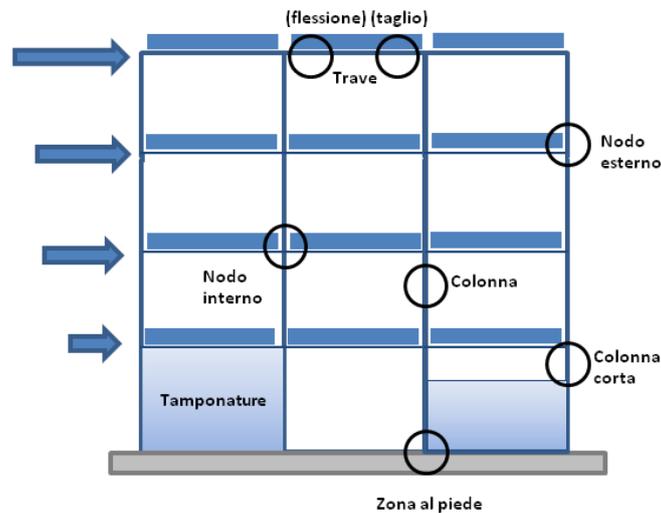


Figura 1.17: Problematiche strutturali per telai in c.a. esistenti

Tali riflessioni mettono in rilievo una serie di problematiche nella valutazione del comportamento sismico delle strutture esistenti in cemento armato. In generale tutti i meccanismi resistenti di tipo fragile e sensibili al degrado ciclico, sono potenzialmente presenti ed i modelli di calcolo debbono essere capaci di simularli per ottenere affidabili risultati prestazionali nella valutazione della resistenza sismica.

1.6 Analisi del comportamento di strutture esistente in c.a.: duttilità, aderenza e comportamento dei nodi

Dunque è necessario un comportamento duttile della struttura esistente in cemento armato, perché possa resistere all'evento sismico.

Di fondamentale importanza sono gli aspetti che consentono di garantire la duttilità strutturale, facendo riferimento alla gerarchia delle resistenze, disponendo le zone dissipative nell'intero sistema in modo tale che siano responsabili dell'attivazione del modo di rottura voluto.

Ci sono dei fattori che contribuiscono ad un comportamento di tipo duttile dell'organismo strutturale.

La duttilità è una proprietà fisica della materia che indica la capacità di un corpo o di un materiale di deformarsi sotto carico, prima di giungere a rottura, la capacità di sopportare deformazioni plastiche. Un corpo è tanto più duttile quanto maggiore è la deformazione raggiunta prima della rottura.

Così intesa, è una proprietà a livello locale riferita al materiale o a un elemento; in realtà nella progettazione in campo sismico, bisogna definire un legame tra duttilità locale e duttilità globale, in maniera tale da massimizzare la capacità deformativa dell'intera struttura in campo plastico. Nelle norme si possono trovare numerose indicazioni, in termini soprattutto di dettagli costruttivi, che mirano ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali e alla costruzione nel suo insieme.

Ritenendo valido il criterio di uguaglianza del massimo spostamento, segue che le forze statiche di progetto dipendono con legge iperbolica della duttilità:

$$F_d \cdot \mu = \text{cost} \quad [\text{Eq 1.1}]$$

Tra gli infiniti valori di duttilità possibili, la norma ne definisce due:

la classe "A" che consente la formazione di un meccanismo con capacità dissipativa alta ossia si fa affidamento su una minore resistenza e una maggiore duttilità;

la classe "B" che, pur dovendo garantire l'attivazione di meccanismi di crisi flessionale, prevede una capacità dissipativa più bassa. Si ha, così, una riduzione del fattore di struttura e quindi una maggiore entità delle azioni sismiche.

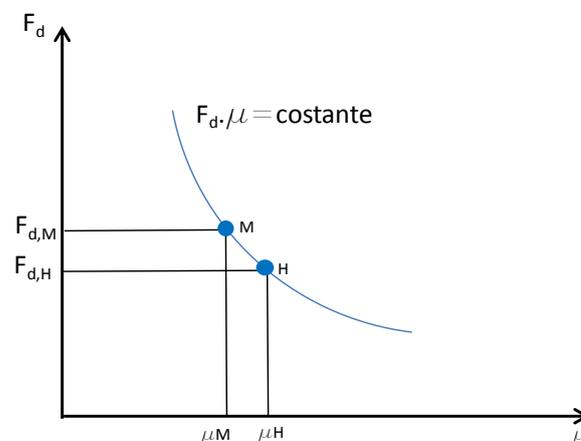


Figura 1.18: Iperbole equilatera resistenza-duttilità per il progetto di nuovi edifici allo SLU

Dunque:

per superare il sisma di progetto allo SLU, conta il prodotto di resistenza per duttilità; fra le infinite coppie (resistenza, duttilità) il normatore italiano ed europeo ha scelto due punti intervallati e del tutto equivalenti allo SLU.

È tuttavia opportuno sottolineare che i due punti risultano equivalenti per il sisma di progetto allo SLU, ma non per tutti gli altri.

Dunque è necessario stabilire dei requisiti che una struttura deve possedere per i diversi eventi che possono interessarla durante la sua vita utile:

per terremoti di piccola e media intensità, una struttura deve avere sufficiente rigidità per assicurare che vengano minimizzati i danni non strutturali: a parità di forza, una maggiore rigidità assicura minori spostamenti e quindi minori deformazioni;

per terremoti di media intensità, una struttura deve avere sufficiente rigidità per assicurare che, rimanendo in campo elastico, vengano minimizzati i danni strutturali e non; restando in campo elastico si limitano spostamenti e rotazioni degli elementi strutturali;

per terremoti di elevata intensità, una struttura deve avere sufficiente capacità di spostamento, ossia duttilità, per potersi deformare senza perdita eccessiva di resistenza. Una buona capacità di duttilità permette di sopportare elevati spostamenti senza arrivare al collasso della struttura e quindi, pur ammettendo gravi danni, permette di evitare perdita di vite umane.

Partendo da queste considerazioni, segue che, se la duttilità è unitaria per tutti i sismi di intensità inferiore a quello di progetto, la struttura è del tutto esente da danni mentre non resiste in alcun modo ad un sisma superiore. Viceversa, se la struttura ha resistenza bassissima ma duttilità infinita, resiste a qualsiasi terremoto ma sempre con danni. Dunque, per edifici di nuova realizzazione le diverse scelte progettuali, resistenza e duttilità, pur se equivalenti per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), hanno conseguenze diverse su sismi più o meno intensi.

Nell'ottica della filosofia del "Capacity Design" la capacità di deformazione degli elementi strutturali diventa rilevante tanto quanto la loro resistenza.

Il concetto di duttilità può essere applicato a diversi livelli: materiale, sezione, elemento e struttura.

La duttilità del materiale è la capacità del materiale di sopportare deformazioni anelastiche senza eccessivo decremento dello sforzo; si può parlare, dunque, di duttilità di deformazione definita come rapporto tra la deformazione ultima ε_u e la deformazione allo snervamento ε_y :

$$\mu^\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad [\text{Eq 1.2}]$$

Una buona duttilità di deformazione del materiale favorisce la possibilità di ottenere elevate capacità di duttilità a livello di sezione, elemento e struttura.

Per tale motivo, l'acciaio deve possedere specifici requisiti di duttilità espressi in termini di deformazione ultima e di rapporto di incrudimento; ciò è prescritto nelle NTC 2008 (tabella 11.3.Ib) attraverso la seguente limitazione:

$$\varepsilon_{su,k} \geq 7.5\% \quad k = 10.00\% \quad [\text{Eq 1.3}]$$

Essa rappresenta una indicazione diretta sulla duttilità del materiale, cioè sulla capacità di deformarsi in campo plastico; di fatto con tale deformazione diviene impossibile la rottura dell'acciaio, e la crisi è sempre per schiacciamento del calcestruzzo.

Per ciò che concerne il materiale conglomerato, esso non possiede caratteristiche di duttilità soddisfacenti come peraltro si verifica per tutti i materiali lapidei; è necessario, dunque, per aumentare la duttilità, introdurre un'armatura trasversale (staffe) allo scopo di contenere le deformazioni trasversali: si tratta di implementare un effetto di cerchiatura del conglomerato (confinamento). Questo può migliorare notevolmente la duttilità del calcestruzzo: la sua efficacia è legata al passo ed al diametro delle staffe ma anche alla disposizione dei ferri longitudinali.

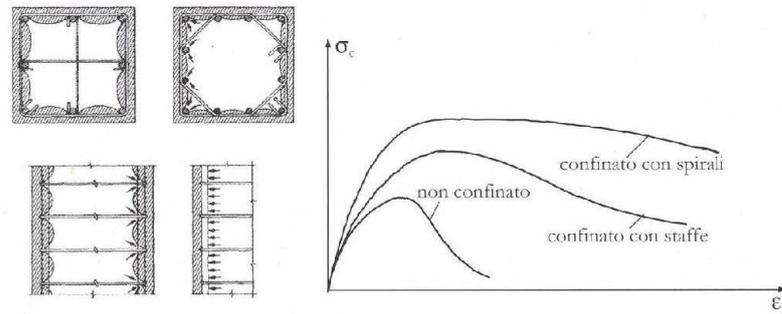


Figura 1.19: Efficacia delle staffe e delle barre longitudinali ai fini del confinamento (adattata da Park a Paulay, 1975) e comportamento schematico del calcestruzzo confinato e non

(Fonte E. Cosenza et al. 2004)

E' necessario sottolineare che alcune disposizioni normative, inerenti la quantità e il passo delle staffe, intendono proprio garantire un valore minimo di duttilità.

Duttilità flessionale della sezione

La duttilità flessionale della sezione è la capacità della sezione di sopportare elevate domande di curvatura in campo anelastico, senza eccessivo decremento del momento resistente. In questo caso si può parlare di duttilità di curvatura definita come il rapporto tra la curvatura ultima ϕ_u e la curvatura allo snervamento ϕ_y :

$$\mu^\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad [\text{Eq 1.4}]$$

Graficamente la duttilità di curvatura può essere individuata tramite la curva caratteristica momento-curvatura della sezione; nel caso di sezioni in cemento armato la curvatura di snervamento è solitamente associata allo snervamento dell'acciaio, mentre la curvatura ultima dipende dal raggiungimento della deformazione ultima a compressione del calcestruzzo.

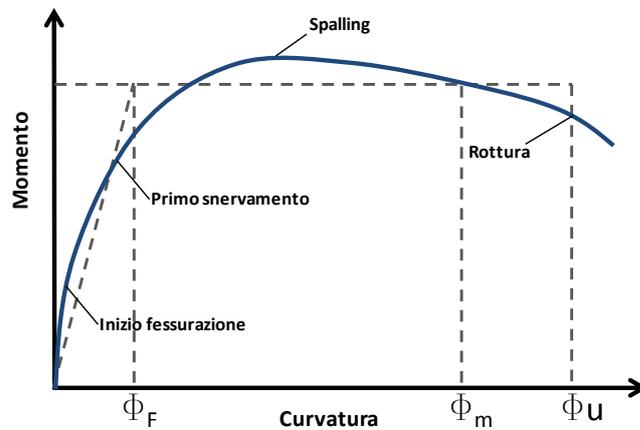


Figura 1.20: Curva momento-curvatura di una sezione in cemento armato

La duttilità in curvatura di sezioni in cemento armato è strettamente connessa all'armatura longitudinale e trasversale e al carico assiale.

Un maggiore carico assiale implica una riduzione della capacità di duttilità a causa di una più elevata deformazione in compressione del calcestruzzo; il medesimo effetto può essere prodotto dalla presenza di elevate percentuali di armatura longitudinale (sezioni cosiddette a forte armatura), per la possibile anticipazione del collasso a compressione del calcestruzzo con l'acciaio ancora in fase elastica e, viceversa, dalla scarsissima presenza di armatura longitudinale (sezioni a debolissima armatura), per le quali si ha la rottura lato acciaio .

Al contrario, la presenza di elevate percentuali di armatura trasversale, ben distribuita in sezione e lungo l'elemento, aumentando il confinamento del calcestruzzo, può aumentare significativamente la capacità deformativa della sezione.

Quanto detto è prescritto nelle NTC 2008 (§ 7.4.6.2.1), per le travi, attraverso la seguente limitazione:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}} \quad [\text{Eq 1.5}]$$

Essendo ρ e ρ_{comp} rispettivamente la percentuale geometrica di armatura tesa e compressa, riferita all'intera sezione.

Ad esempio, considerando un acciaio per cemento armato B450C caratterizzato da $f_{yk}=450\text{N/mm}^2$, risulta:

$$0.31\% < \rho < \rho_{comp} + 0.77\% \quad [\text{Eq 1.6}]$$

Dunque si individua un intervallo nel quale il comportamento della sezione è accettabile sotto l'aspetto della capacità rotazionale.

Una ulteriore indicazione finalizzata all'incremento di duttilità della sezione riguarda l'utilizzazione di armatura in compressione: quest'ultima infatti, nelle zone critiche, non deve essere inferiore al 50% di quella tesa. L'armatura compressa, infatti, è uno strumento per aumentare la curvatura ultima della sezione e, quindi, la duttilità; si noti che, variando la quantità di armatura in compressione, il momento resistente resta praticamente invariato.

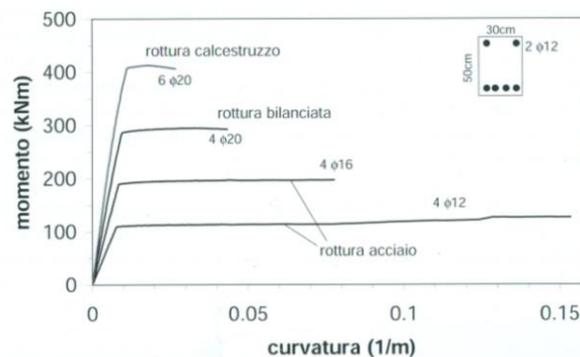


Figura 1.21: Curva momento-curvatura di una sezione in cemento armato

(Fonte E. Cosenza et al. 2004)

La duttilità dell'elemento strutturale è la capacità dell'elemento di sopportare spostamenti o rotazioni in campo anelastico senza eccessivo decremento della forza o del momento resistente; e ciò lo possiamo dedurre non dalla duttilità di curvatura della sezione critica, ma anche da quanto si estendono, a partire dalla sezione critica, le zone in cui si ha comportamento non lineare, ossia quale è la lunghezza delle cerniere plastiche. Si tiene conto di questo quando si definisce la duttilità di spostamento dell'elemento come il rapporto tra lo spostamento ultimo Δ_u e lo spostamento allo snervamento Δ_y :

$$\mu^\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [\text{Eq 1.7}]$$

Graficamente la duttilità di spostamento dell'elemento può essere individuata tramite la curva caratteristica forza trasversale-spostamento relativo delle estremità dell'elemento.

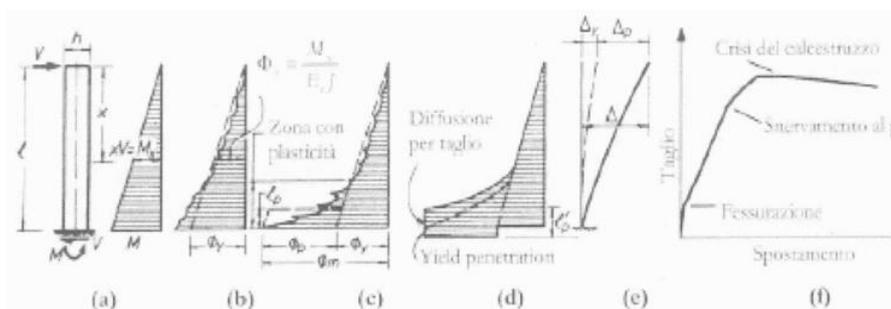


Figura 1.22: Risposta in termini di momento, curvatura e forza-spostamento di una mensola in c.a. sollecitata ad una forza crescente applicata in sommità

Quando ci troviamo in presenza di elementi in cemento armato, lo spostamento allo snervamento è generalmente associato al raggiungimento dello snervamento nelle armature; lo spostamento ultimo si viene a verificare nel momento in cui si raggiunge il limite di rottura per schiacciamento del calcestruzzo o l'instabilizzazione dell'armatura. La duttilità dell'elemento è strettamente connessa alle caratteristiche dell'armatura e del carico assiale agente: valori più elevati del carico assiale aumentano gli effetti del secondo ordine, mentre valori più elevati di armatura trasversale diminuiscono il rischio di instabilità delle barre longitudinali aumentando la duttilità. Inoltre, la diffusione della non linearità nell'elemento dipende in modo significativo dalla caratteristica incrudente dell'acciaio: più è alto il modulo elastico del ramo anelastico, maggiore è la duttilità dell'elemento.

Per un acciaio elastico perfettamente plastico nel momento in cui la forza applicata è tale da indurre nella sezione il raggiungimento dello snervamento, immediatamente, in quel punto, si verifica la formazione di una cerniera plastica di lunghezza, teoricamente, pari all'ampiezza della fessura; all'aumentare dell'incrudimento bisognerà applicare forze crescenti per sviluppare una cerniera che non risulterà più concentrata ma si diffonderà nella struttura. Infatti elevati valori di incrudimento tendono ad aumentare la distanza tra la sezione

critica, in cui si sviluppa il momento, comportando conseguentemente un incremento della lunghezza della cerniera plastica.

Quanto detto è prescritto nelle NTC 2008 (tabella 11.3.Ib) attraverso le seguenti limitazioni:

$$\varepsilon(su, k) \geq 7.5\% \quad k = 10.0\% \quad [\text{Eq 1.8}]$$

Duttilità della struttura

Il modo migliore per definire la capacità di una struttura di rispondere all'azione del sisma, entrando in campo non lineare, senza eccessiva diminuzione della forza resistente, è la capacità di spostamento. Si definirà quindi duttilità di spostamento μ_{Δ} della struttura il rapporto tra lo spostamento ultimo Δ_u e lo spostamento allo snervamento Δ_y di un punto significativo della struttura (ad esempio un punto in sommità):

$$\mu^{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [\text{Eq 1.9}]$$

Da un punto di vista grafico, la duttilità di spostamento della struttura può essere individuata tramite la curva caratteristica taglio alla base-spostamento in sommità dell'edificio.

Aderenza

L'aderenza rappresenta quella caratteristica strutturale che influenza pesantemente il comportamento globale delle strutture in c.a. sia in fase di servizio che ultima.

Infatti, sino agli inizi degli anni '70, gli edifici in cemento armato erano realizzati con acciai lisci, caratterizzati da modeste prestazioni di aderenza acciaio-calcestruzzo; un confronto tra il caso con barre lisce e quello con barre ad aderenza migliorata evidenzia come sia minore l'effetto del tesion stiffening e maggiore la diffusione della plasticizzazione. Per cui, come mostrato in Figura 1.23, le strutture con armatura liscia mostrano una maggiore deformazione dopo la fessurazione.

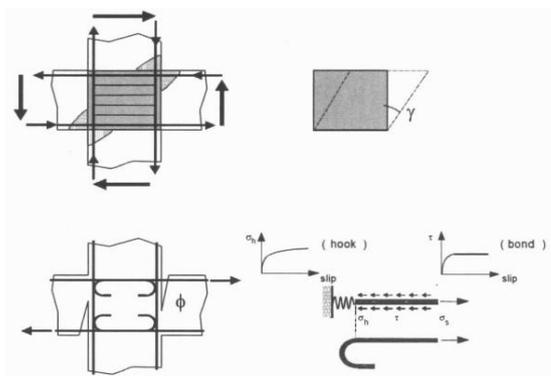


Figura 1.23: Effetto delle armature: aderenza migliorata contro lisce

Oltretutto, a patto che non si verifichino meccanismi di crisi fragili, dovuti allo sfilamento delle barre dal nodo, la duttilità di queste strutture è più elevata.

Le caratteristiche meccaniche e geometriche delle colonne influiscono anche sul comportamento ultimo della struttura: la presenza di piccole sezioni causa la crisi per schiacciamento del calcestruzzo.

Il fatto che la capacità globale della struttura dipenda da comportamenti locali del calcestruzzo compresso influenza pesantemente la valutazione della capacità deformativa.

Comportamento dei nodi

In termini di resistenza, il nodo può essere interessato sia da una crisi per taglio che da una crisi dovuta allo sfilamento delle barre. Tipicamente, i nodi di strutture underdesigned non sono confinati e questo dettaglio porta facilmente a una crisi per taglio. L'uso di barre lisce induce una crisi per sfilamento delle barre se non è presente un ancoraggio ad uncino.

In termini di deformabilità entrambi i meccanismi di collasso sono critici in strutture progettate per soli carichi verticali: la deformazione per taglio del pannello, che inizia a crescere a partire dalla fase post-fessurativa, e la fixed end rotation, legata alla diffusione dello snervamento delle barre all'interno del nodo.

È d'uopo evidenziare che il contributo della fixed-end rotation sulla deformabilità globale raggiunge anche il 90% e, dunque, non può non essere tenuto in conto nella valutazione della capacità sismica.

2. Valutazione della sicurezza e percorso della conoscenza di edifici esistenti in c.a.

2.1 Valutazione della sicurezza

Quando si parla di valutazione della sicurezza, si vuole intendere un procedimento quantitativo volto a:

- Stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC 2008.

- Determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Le NTC 2008 individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali è obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:

- Variazioni, improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo, come ad esempio, danni dovuti al terremoto, a carichi verticali eccessivi, a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, incluse le situazioni in cui i materiali o la geometria dell'opera non corrispondano ai dati progettuali;

- Variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura oppure sulle azioni: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso; o che incide indirettamente sul comportamento della struttura.

A seconda della modalità secondo cui tali variazioni si riflettono sul comportamento della struttura, vi sono modalità di verifica:

- Variazioni relative a porzioni limitate della struttura, che influiscono solo sul comportamento locale di uno o più elementi strutturali o di porzioni limitate della struttura.

- Variazioni che implicano sostanziali differenze di comportamento globale della struttura.

Nel primo caso la verifica riguarderà solamente le porzioni interessate dalle variazioni apportate; ad esempio la verifica relativa alla sostituzione, al rafforzamento o alla semplice variazione di carico su un singolo campo di solaio potrà concernere solo quel campo e gli elementi che lo sostengono. Nel secondo caso, invece, la verifica sarà necessariamente finalizzata a determinare l'effettivo comportamento della struttura nella nuova configurazione, conseguente ad un danneggiamento, ad un intervento, etc.

2.2 Criteri di verifica

Se s'intende progettare edifici nuovi, si deve considerare il fatto che, il rispetto delle regole di costruzione fondate sul principio di gerarchia delle resistenze, consente una suddivisione preventiva tra elementi duttili, soprattutto travi, dimensionate per sviluppare cerniere plastiche atte alla dissipazione dell'energia sismica, ed elementi caratterizzati da bassa duttilità locale (tipicamente le colonne), dimensionati per rimanere in campo elastico o al più un'escursione in campo plastico limitata (limitato danneggiamento).

Se, invece, si considerano gli edifici esistenti, si deve tener conto che una simile distinzione preventiva degli elementi è priva di senso in quanto, di regola, essi non soddisfano i principi di gerarchia delle resistenze e, pertanto, non è possibile stabilire a priori dove si

avranno le maggiori richieste in termini di deformazione flessionale e dove in termini di azione tagliante.

Dunque, ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi strutturali, è necessaria la distinzione tra elementi/meccanismi duttili e fragili, anche considerando il diverso comportamento strutturale e le differenti modalità di crisi che gli stessi presentano (Figura 2.1).

In presenza di un elemento duttile, si nota un comportamento prevalentemente flessionale, definito da una elevata capacità deformativa in campo plastico e da una crisi raggiunta per attingimento di una deformazione, rotazione, limite; un elemento caratterizzato da un meccanismo fragile, invece, esibisce, generalmente, un comportamento prevalentemente tagliante, definito da una scarsa capacità deformativa e da una crisi raggiunta per attingimento di una resistenza limite.

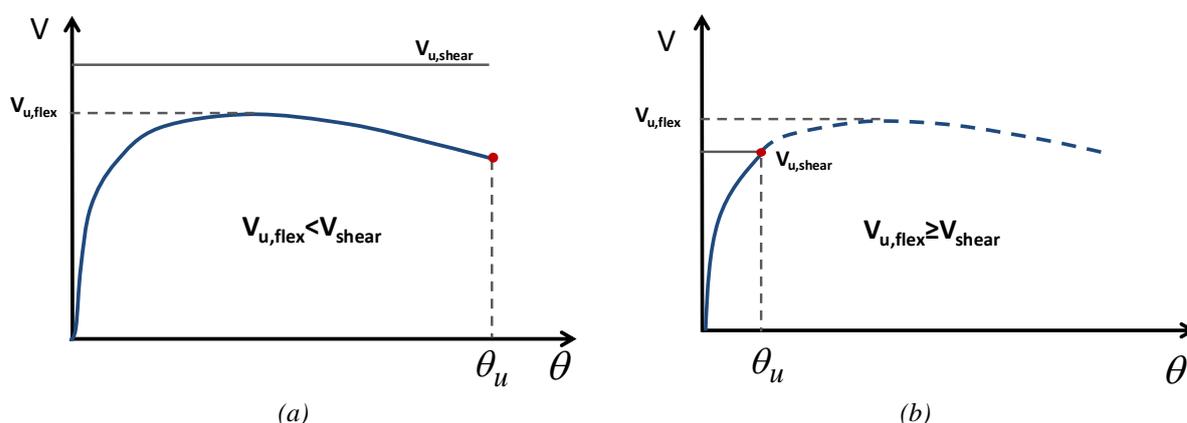


Figura 2.1: (a) Definizione di elemento/meccanismo duttile - (b) Definizione di elemento/meccanismo fragile

Per osservare il differente comportamento sperimentale di un elemento caratterizzato da un meccanismo duttile anziché fragile si analizza, in seguito, la risposta strutturale di una mensola in c.a., di luce L_v sottoposta ad uno sforzo assiale N (supposto costante) e soggetta ad uno spostamento dell'estremo libero via via crescente. Il comportamento strutturale è espresso in termini di taglio (V) – rotazione rigida $\theta = \frac{\Delta}{L_v}$ (Figura 2.2).

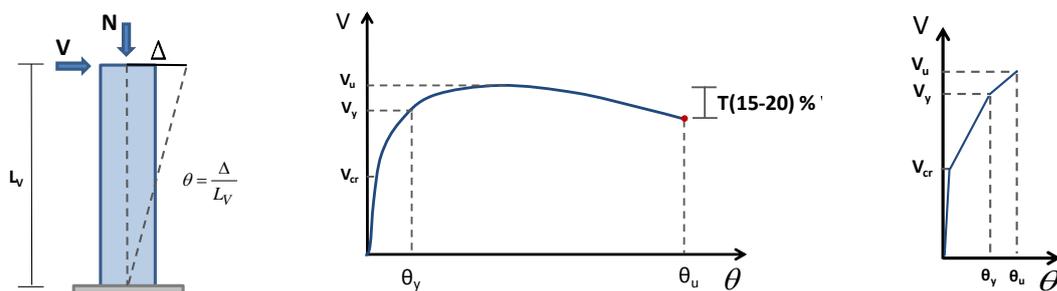


Figura 2.2: Comportamento sperimentale di un elemento caratterizzato da un meccanismo duttile e fragile

Nel caso di elemento caratterizzato da un meccanismo duttile, la risposta strutturale si caratterizza perché definita:

1. Da una fase elastico-lineare sino alla formazione della prima fessura, V_{cr} ;
2. Da una fase fessurata durante la quale si registra la formazione/apertura di ulteriori fessure ($V_{cr} \leq V \leq V_y$);
3. Da una fase post-elastica, snervamento, definita da una notevole diminuzione di rigidità con conseguente aumento di deformabilità dell'elemento ($V_y \leq V \leq V_u$);
4. Da un picco di resistenza con conseguente fase di softening, caratterizzata da una diminuzione di capacità resistente e da una elevata capacità deformativa;
5. Dall'attingimento di uno spostamento ultimo, convenzionalmente valutato in corrispondenza di un prefissato decremento della resistenza massima.

La risposta strutturale è governata da un comportamento prevalentemente flessionale.

Per contro, la risposta strutturale di un elemento caratterizzato da un meccanismo fragile è definita dalla assenza o dalla limitata presenza di una fase post-elastica, in relazione al livello di interazione presente tra il comportamento flessionale e quello tagliante; in ogni caso, il comportamento strutturale registra una scarsa capacità deformativa.

Quindi, indicando con $V_{u,flex}$ l'azione tagliante valutata a partire dalla resistenza flessionale (meccanismo duttile) e con $V_{u,hear}$ la resistenza a taglio (meccanismo fragile) dell'elemento, è possibile definire il meccanismo dell'elemento dal diretto confronto (interazione) dei due termini, così come evidenziato nella Figura

Viene definito elemento/meccanismo duttile, se l'azione tagliante, valutata a partire dalla resistenza flessionale $V_{u,flex}$, risulta minore della resistenza a taglio, $V_{u,hear}$.

Si dice elemento/meccanismo fragile, se l'azione tagliante, valutata a partire dalla resistenza flessionale $V_{u,flex}$, risulta maggiore della resistenza a taglio, $V_{u,hear}$.

Quindi parlare di elementi/meccanismi i duttili e fragili, ed effettuare la loro distinzione significa, sostanzialmente, valutare, in modo differente, gli effetti e le capacità sismiche, per le due tipologie di elemento e quindi una diversa formalizzazione della verifica.

La verifica degli elementi "duttili", viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche, espressi in termini di deformazioni, con le rispettive capacità espresse in termini di limiti di deformabilità.

La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche, espresse in termini di forze con le rispettive capacità espresse in termini di resistenze.

E' possibile effettuare la verifica di sicurezza degli edifici esistenti mediante due distinte metodologie:

- Verifica con spettro elastico; essa viene eseguita con riferimento all'azione sismica valutata dallo spettro elastico (non ridotto) relativo alla zona sismica in esame e con riferimento allo stato limite /SL) analizzato. In tal caso:

1. La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita paragonando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con le rispettive capacità espresse, in termini di limiti di deformabilità;

2. La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive capacità, espresse in termini di resistenze.

- Verifica con il fattore di struttura q , applicabile al solo caso di analisi lineari. La verifica di sicurezza viene effettuata con riferimento all'azione sismica valutata dallo spettro elastico, le cui ordinate sono ridotte con un fattore di struttura q , scelto nell'intervallo 1.5÷3.0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Dunque la verifica degli elementi si effettua in tal modo:

1. La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dall'azione sismica in termini di forze ridotte dal fattore q con le rispettive capacità espresse in termini di resistenze;

2. La verifica degli elementi “fragili” viene eseguita paragonando gli effetti indotti dall’azione sismica in termini di forze ridotte dal fattore $q=1.5$ con le rispettive capacità espresse in termini di resistenze.

2.3 La conoscenza

Per poter valutare se il patrimonio edilizio è attendibile, è necessario reperire una quantità di informazioni congrua agli obiettivi prefissati; come si dirà meglio in seguito, sono definiti differenti livelli di conoscenza e, in relazione a questi, dei fattori di confidenza, divisori delle caratteristiche meccaniche dei materiali, che hanno il significato di coefficienti parziali di sicurezza.

In passato era abitudine adottare coefficienti di sicurezza identici, sia nella progettazione di edifici nuovi che nella valutazione degli esistenti, nonostante ci fossero evidenti differenze, sia per ciò che concerne la conoscibilità della struttura e di rappresentatività delle prove eseguite sui materiali, sia per quel che riguarda il problema della vita utile residua da considerare, rispetto a quella nominalmente attribuita ad un edificio nuovo.

Le norme, consentono di assumere, nelle verifiche di sicurezza, un adeguato valore del fattore di confidenza, in base al livello di conoscenza acquisito, e offrono una prima risposta a tale questione, dando al professionista più opportunità, ma, al tempo stesso, attribuendogli maggiore responsabilità; egli potrà decidere di investire maggiori risorse nelle indagini per la conoscenza della struttura, da recuperare successivamente, avendo la possibilità di effettuare interventi di adeguamento più mirati e meno onerosi.

Considerato il grande deficit di protezione sismica che si è accumulato nel nostro paese, questo aspetto è assai importante in termini generali, ed ancor più, se ci si riferisce al patrimonio edilizio pubblico costituito in larga parte da edifici non o parzialmente protetti dal sisma.

Sin dall’OPCM 3274, e successive modifiche, era evidente l’importanza della acquisizione dei dati della struttura esistente nel processo di valutazione; nelle NTC 2008 si

evidenzia che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono, imprescindibilmente, tenere in considerazione i seguenti aspetti:

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- Possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- La costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- Le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Per ciò che concerne la definizione dei modelli strutturali si dovrà tenere conto che:

- La geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- La conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- I carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Pertanto la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti e l'eventuale progetto degli interventi, sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, sicuramente maggiore rispetto a quello degli edifici di nuova progettazione. La completezza e l'affidabilità delle informazioni disponibili richiedono sia l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza che di opportuni metodi di analisi e verifica.

Esistono degli aspetti fondamentali che devono essere considerati nella valutazione degli edifici in c.a.:

- Identificazione dell'organismo strutturale ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- Identificazione delle strutture di fondazione;
- Informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali;

- Informazioni sui possibili difetti locali dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi, tipo dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione;
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza ed eventuale rivalutazione dei carichi variabili;
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

Le fonti d'informazione deputate ad acquisire questi importanti dati sono:

- Documenti di progetto;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale;
- Prove in-situ ed in laboratorio.

2.3.1 Livelli di conoscenza

Ci sono tre livelli di conoscenza a cui fare riferimento per scegliere il tipo di analisi e i valori dei fattori di confidenza:

- LC1: conoscenza limitata;
- LC2: conoscenza adeguata;
- LC3: conoscenza accurata.

Gli aspetti caratterizzanti i livelli di conoscenza sono:

- Geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- Dettagli costruttivi, ossia la quantità e disposizione delle armature, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- Materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, come indicato in NTC 2008 § 8.5.4 e nella Circolare esplicativa n 617 del 2 febbraio 2009, Tabella C8A 1.2.

Livelli di conoscenza NTC 2008

A seconda dei livelli di conoscenza che s'intendono raggiungere, i tre aspetti sopra citati, vanno considerati in modo differente: se si desidera acquisire un livello di conoscenza limitato (LC1), i tre aspetti vanno trattati nel modo seguente:

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali; se si tiene presente quest'ultimo caso, sarà indispensabile effettuare un rilievo visivo a campione, per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

- Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e devono venire ricavati simulando un progetto che va eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.

- Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova; si prenderanno in considerazione valori tipici della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

Nel caso si voglia acquisire un livello di conoscenza adeguata (LC2) i tre aspetti vanno trattati nel modo seguente:

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali; in quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

- Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti; in quest'ultimo caso è richiesta una limitata verifica in-situ delle armature presenti negli elementi più importanti.

- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ

sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, dovranno essere eseguite estese prove in-situ.

Nel caso si voglia acquisire un livello di conoscenza accurata (LC3) i tre aspetti vanno trattati nel modo seguente:

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o ai disegni originali: in quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

- Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali; in quest'ultimo caso è comunque necessaria una limitata verifica in-situ delle armature presenti negli elementi più importanti.

- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso necessiteranno estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, dovranno essere eseguite esaustive prove in situ.

2.3.2 Geometria

La individuazione della geometria dell'edificio, ossia dell'organizzazione dello schema strutturale e delle dimensioni degli elementi strutturali, che permette, poi, la messa a punto di un modello strutturale idoneo per un'analisi lineare o non lineare, può essere ricavata da:

- Disegni originali di carpenteria;
- Disegni costruttivi o esecutivi;
- Rilievo visivo;
- Rilievo completo.

I disegni originali di carpenteria descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e consentono l'individuazione dell'organismo resistente strutturale alla azioni verticali e orizzontali.

I disegni costruttivi o esecutivi descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni verticali e orizzontali; essi, però, contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.

Il rilievo visivo serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili; esso comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo.

Il rilievo completo produce disegni completi di carpenteria, nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

2.3.3 Dettagli

Per poter svolgere le verifiche sugli elementi strutturali, è necessario individuare dei dettagli costruttivi attraverso:

- Progetto simulato;
- Verifiche in-situ limitate;
- Verifiche in-situ estese;
- Verifiche in-situ esaustive.

Il progetto simulato serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale; deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Le verifiche in-situ limitate servono per verificare la corrispondenza tra le armature effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento.

Le verifiche in-situ estese servono quando non sono disponibili i dettagli costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti.....).

Le verifiche in-situ esaustive servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3); è indispensabile che i controlli vengano effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (Figura 2.3).

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 2.3: Definizione livelli di approfondimento verifiche in-situ

(Tabella C8A 1.3a Circolare 617 del 2/2/2009)

Le verifiche in-situ saranno effettuate su una giusta percentuale degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento, travi, pilastri, pareti, come indicato in tabella riportata sopra, privilegiando comunque gli elementi che svolgono un ruolo più critico nella struttura, soprattutto i pilastri.

2.3.4 Proprietà dei materiali

Il modo migliore per valutare le proprietà dei materiali in situ, si concretizza nelle prove dirette, generalmente di tipo distruttivo.

La misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottiene mediante il carotaggio ed eseguendo prove di compressione fino a rottura.

La misura delle caratteristiche meccaniche delle barre d'acciaio si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultime, eccezion fatta per il caso in cui sono disponibili certificati di prova di entità conforme a quanto richiesto, per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca.

I metodi di prova non distruttivi, ammessi purché di documentata affidabilità, non rappresentano una sostituzione dei metodi sopra citati, ma in molti casi può essere opportuno che essi vengano impiegati insieme per ottenere una descrizione più completa dello stato dei materiali non ottenibile con l'uso di soli metodi distruttivi.

Per raggiungere tale obiettivo, è possibile sostituire alcune prove distruttive con un ampio numero di prove non distruttive, di tipo combinato, i cui risultati vengano tarati sulla base di quelli ottenuti dalle prove distruttive.

Nel caso del calcestruzzo, si adotteranno metodi di prova che limitano l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza; anche per ciò che concerne la stima delle proprietà dei materiali in situ, così come l'individuazione dei dettagli costruttivi, può essere effettuata a diversi livelli di approfondimento, in base al quadro di informazioni disponibili ed agli obiettivi.

Vanno fatte prove in situ limitate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati di prova originali.

Prove in situ estese vanno effettuate per ottenere informazioni quando mancano disegni costruttivi, certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

Prove in-situ esaustive vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle

prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

In riferimento alle percentuali di elementi da verificare in-situ ed al numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza, riportati nella Tabella C8A 1.3a della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, le norme prevedono che esse abbiano valore indicativo e debbano essere adattate ai singoli casi, considerando questi aspetti:

- Per valutare il raggiungimento delle percentuali di elementi indagati, ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi, è necessario tener conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetitività, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

- Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione; ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza, è opportuno tener conto dei diametri di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

- Ai fini delle prove sui materiali è possibile sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

- Il numero dei provini riportato nella Tabella C8A 1.3a della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 potrà subire variazione, in aumento o in diminuzione, tenendo conto delle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, dalle quali non si potrà prescindere nel pianificare le indagini. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

2.4 Reperimento materiale progettuale: indagini

Al fine di effettuare la raccolta delle informazioni necessarie alle successive operazioni di modellazione propedeutiche alla valutazione, è necessario definire il programma delle indagini, il cui scopo è la raccolta e l'esame critico di informazioni sulle dimensioni, caratteristiche e condizioni dei materiali e degli elementi strutturali, in modo da poter individuare l'organismo strutturale, i dettagli costruttivi, le proprietà dei materiali e la presenza e le cause di eventuali comportamenti non soddisfacenti. Tutte queste informazioni risultano fondamentali allo scopo di predisporre il modello utile ai fini delle operazioni di valutazione.

Durante le indagini è d'uopo individuare quei fattori che possono dar luogo ad una condizione statica insoddisfacente, analizzandone la natura e le caratteristiche, in modo da poter effettuare rapidamente una prima valutazione, seppur sommaria per quanto riguarda la sicurezza della struttura. Individuando prima le cause di deficienza statiche e di eventuali danni, sarà possibile proseguire le indagini in modo più dettagliato. Al contrario, lo studio delle deficienze strutturali e/o di eventuali errori di progettazione ed esecuzione, tutti elementi che possono fortemente condizionare le capacità sismiche di strutture esistenti, rientra pienamente negli obiettivi del presente capitolo. Tali caratteristiche possono essere indagate secondo le indicazioni riportate di seguito.

Si suole dividere le attività d'indagine in due fasi, quella preliminare e quella dettagliata, in modo da individuare gli elementi necessari a fornire delle importanti informazioni.

L'indagine preliminare risulta necessaria perché grazie ad essa si ottengono delle informazioni sulla struttura, quali:

- Periodo di progettazione e periodo di costruzione; notizia di un certo rilievo perché in questo modo è possibile individuare le norme di riferimento impiegate nel progetto originale, inclusi i valori di riferimento per le azioni di progetto;

- I nomi dei professionisti che hanno progettato, diretto e collaudato l'opera, ed il nome del costruttore;

- Elaborati di progetto, di collaudo e contabili (se disponibili);

- Ricostruzione della storia relativa alle eventuali variazioni d'uso e allo stato di manutenzione, ma anche eventi sismici e/o altri eventi di particolare rilievo che hanno interessato la struttura;

- Presenza di eventuali condizioni di danno e/o degrado e la loro evoluzione nel tempo; eventuali contromisure adottate, e risultati raggiunti;

- Presenza di corpi aggiunti e/o di sopraelevazioni;

- destinazioni d'uso attuale ed eventuali previsioni di cambiamento.

Durante le indagini preliminari, particolari attenzioni devono essere prestate nell'osservazione della struttura, nella revisione critica di tutta la documentazione progettuale, contrattuale e contabile.

Qualora la documentazione non risultasse completa o addirittura indisponibile, di fondamentale importanza risulterà la conoscenza del periodo di costruzione, in modo da poter inquadrare l'edificio nelle tecniche progettuali ed esecutive tipiche di quell'epoca. Potrebbero essere utili, eventualmente, anche dei colloqui con il progettista, il costruttore, il direttore dei lavori, il collaudatore.

Le indagini dettagliate, invece, saranno costituite da un esame completo ed accurato della struttura, servendosi degli elaborati di progetto, dei disegni di carpenteria prodotti mediante rilievo completo, da saggi e prove in sito, con lo scopo di reperire tutti i dettagli costruttivi e valutare le condizioni dei materiali in opera e dal prelievo di campioni da esaminare e provare in laboratorio, in numero definito dal livello di conoscenza prescelto.

Ovviamente, l'impostazione e l'estensione della campagna di indagini, è strettamente connessa alla disponibilità, alla completezza e all'affidabilità degli elaborati di progetto originali, tanto per la geometria della struttura, tanto per i dettagli costruttivi.

Un momento rilevante della campagna di indagini è la scelta dei punti su cui effettuare sondaggi o prove; bisognerà prevedere l'entità del campionamento, del quale le norme forniscono valori minimi in funzione del livello di conoscenza, l'ubicazione dei punti da esaminare ed il tipo di prove da effettuare.

Potrà risultare conveniente avvalersi della collaborazione di un laboratorio prove materiali con esperienza nel settore.

Imprescindibile sarà che il campionamento abbia la rappresentatività dello stato complessivo dell'edificio oggetto di indagine, cercando di riflettere al meglio le caratteristiche

di variabilità della struttura. Quanto più la struttura è eterogenea, tanto più complesso è il lavoro necessario per prevenire ad una stima affidabile delle sue caratteristiche.

2.4.1 Elaborati progettuali

Naturalmente, stimare la sicurezza degli edifici esistenti in c.a. presenta delle peculiarità, ma anche delle difficoltà, che la rendono più complessa, rispetto alla progettazione ex-novo, soprattutto perché si deve operare su strutture dalla conoscenza molto limitata.

A parte la difficoltà di valutare preventivamente eventuali condizioni di degrado fisiologico e/o patologico, risulta assai problematico individuare, in modo completo ed affidabile, alcune notizie fondamentali relative alla struttura, come, la resistenza dei materiali, la quantità e la disposizione delle armature. La documentazione di progetto, ma anche quella contabile, se è disponibile, può offrire queste informazioni, comunque, sempre, affiancata da un rilievo a campione per verificarne l'attendibilità.

Il progetto strutturale dell'edificio spesso non risulta disponibile in quanto la normativa vigente fino al 1971, il R.D. n. 229 del 16 novembre 1939, prevedeva, all'art. 4 del Capo I, soltanto l'obbligo per i costruttori di presentare, prima dell'inizio dei lavori, denuncia alla Prefettura della Provincia, allegando una copia del progetto di massima, che, comunque, non conteneva alcun dettaglio, ma soltanto dimensioni e caratteristiche principali dell'edificio da realizzare. Solo a fine lavori, poi, per ottenere la licenza d'uso della costruzione, il committente doveva presentare il certificato di collaudo delle opere alla Prefettura.

Soltanto a seguito della legge 5 novembre 1971, n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" è stato disposto, all'art. 4, l'obbligo di depositare il progetto esecutivo ed i calcoli statici presso l'ufficio competente del Genio Civile all'atto della denuncia dei lavori.

Dunque, per gli edifici costruiti prima del 1971, o meglio prima dell'entrata in vigore della 1086/71, la probabilità di reperire la documentazione tecnica è molto bassa; ma anche per ciò che concerne il periodo di vigenza della 1086, soprattutto per il primo decennio, la

documentazione tecnica, sempre che sia disponibile, risulta, spesso, incompleta o poco accurata, rispetto alla quantità e qualità dei dati richiesti per l'esecuzione di verifiche locali di resistenza secondo i moderni criteri di valutazione.

Tutto ciò porta ad affermare che l'individuazione delle quantità e disposizione delle armature può costituire, non solo per gli edifici realizzati prima del 1971, un grosso problema per la cui soluzione è necessario adottare procedure di valutazione ad hoc che consentano di individuare i dettagli costruttivi in maniera sufficientemente affidabile ma non eccessivamente onerosa.

Il progetto simulato può essere uno strumento importante per la conoscenza della struttura, di fatto indispensabile nel caso degli edifici realizzati prima del 1971, ma spesso utile anche per quelli realizzati nel periodo successivo.

2.4.2 Armature e dei dettagli costruttivi

Al fine di determinare i dettagli costruttivi, sarà necessario effettuare dei sondaggi, il cui numero e peculiarità, dipenderanno dalla possibilità di ottenere o verificare, nel caso sia disponibile una documentazione tecnica, le seguenti informazioni:

1. Pilastri: passo e diametro delle staffe, quantità e disposizione delle armature longitudinali;
2. Travi: passo e diametro delle staffe, quantità e disposizione delle armature longitudinali;
3. Solai: orditura, interasse, armature principali;
4. Consistenza delle tamponature: tipo e caratteristiche degli elementi utilizzati (laterizi forati, pieni, blocchi in cls, ecc.), spessore, numero strati intercapedine;
5. Fondazioni: tipologia, piano di posa.

Il numero dei saggi sarà legato all'estensione livello di conoscenza prescelto dal professionista, come stabilito dalla normativa.

Per poter scegliere gli elementi da indagare, è fondamentale individuare lo schema strutturale; è opportuno suddividere tutti gli elementi in gruppi tipologicamente simili, in

base, per esempio, alla loro posizione e ruolo nel sistema strutturale, del carico presunto in funzione dell'area di influenza, in modo che i sondaggi vengano condotti soltanto per alcuni elementi e, i risultati, estesi a quelli simili.

Quindi, per ciò che riguarda i pilastri, sarà opportuno indagarne uno in posizione centrale ed uno in posizione esterna, sia per gli allineamenti di pilastri esterni che per quelli interni; per le travi, ci si soffermerà su una esterna su una interna su cui gravano i carichi dei solai; una su cui grava solo il carico delle tamponature, una trave di collegamento; per i solai sarà necessario definire, in modo più dettagliato possibile, i vari campi con le relative dimensioni, direzioni di orditura, presenza di più campate e sbalzi. Infatti, lo schema di calcolo (trave singola o trave continua), e le conseguenti dimensioni e quantitativi di armature, potrebbero variare in virtù proprio di tali caratteristiche.

Indagini dirette, con lo scopo di mettere a nudo le armature in alcune parti degli elementi strutturali, rimuovendo il copriferro presente, localizzeranno le armature presenti negli elementi strutturali (solai, travi, setti e pilastri) e, in determinate condizioni, la stima del loro diametro e lo spessore del copri ferro (Figura 2.4). Potranno, eventualmente, essere utilizzati anche metodi non distruttivi basati su prove con congegni elettromagnetici, radiografia o metodi radar.



Figura 2.4: Saggio distruttivo per l'individuazione delle armature

Un'indagine diretta è assolutamente indispensabile quando si tratta di individuare alcuni dettagli importanti, come la chiusura delle staffe all'interno del nucleo di calcestruzzo o la lunghezza di sovrapposizione delle barre longitudinali.

I metodi elettromagnetici, e in modo particolare il pacometro, basato sull'induzione elettromagnetica, sono quelli più diffusi, sia per i costi, abbastanza, limitati, sia per la facilità di applicazione. Ovviamente, a seconda della richiesta di personale specializzato e della necessità di proteggersi, in modo adeguato, dalle radiazioni, la radiografia comporterà costi maggiori. I metodi radar presentano le loro positività, quando la profondità delle barre è molto elevata; in questi casi i metodi elettromagnetici non risultano utilizzabili.

Il pacometro, costituito da una sonda e da un visore analogico o digitale, necessario per visualizzare il valore rilevato, utilizzando un rilevatore magnetico di metalli ferrosi, consente di ispezionare in maniera non distruttiva le armature d'acciaio presenti nelle strutture in c.a. e, in particolare, consente di localizzare la posizione delle barre e di stimare il diametro delle stesse e lo spessore del copriferro.

Spostando continuamente la sonda sulla superficie del calcestruzzo preso in esame, si localizzeranno le barre; la lancetta del visore (ad es. analogico) devierà quando la sonda si trova vicino ad una barra d'acciaio. La sonda, andrà mossa parallelamente alla sua direzione precedente, finché la lancetta non sarà stabilizzata su un valore massimo; a questo punto la sonda verrà fatta ruotare intorno ad un asse ortogonale alla superficie, per verificare se la deviazione della lancetta può ancora aumentare. Se questo non accade significa che la direzione della sonda è parallela a quella della barra o del gruppo di barre. E' importante localizzare le barre prima dell'esecuzione dei carotaggi, e di altre prove non distruttive sul conglomerato, in modo da ridurre i danni arrecati alla struttura, ma anche, per evitare errori nella rilevazione dei risultati delle prove.

Grafici forniti dalle case costruttrici, vengono consultati per determinare il copriferro e il diametro delle barre; per entrare in tali grafici bisogna rilevare la deviazione massima della lancetta dello strumento con il procedimento descritto, e ricavare il diametro della barra a partire dal valore noto del copriferro o viceversa. Quindi non è possibile ricavare contemporaneamente dimensioni della barra e spessore del copriferro; stimare una delle due grandezze, richiede tanta accuratezza nella regolazione dello strumento e nella esecuzione della prova. Comunque, i risultati ottenuti, vanno letti e analizzati con molta cautela, in

particolare in presenza di barre ravvicinate e di spessori ridotti del copriferro, e vanno verificati con alcune indagini a vista. Al contrario il pacometro risulta molto affidabile, se ben usato, per individuare la posizione e l'andamento delle barre.

Per guidare la localizzazione dei carotaggi, è necessario evidenziare le armature individuate, posizione delle barre longitudinali e delle staffe, negli elementi strutturali sui quali saranno effettuate le indagini.

2.5 Progetto simulato

Un progetto simulato, eseguito secondo la pratica del periodo della progettazione, sarà indispensabile quando la documentazione tecnica non è disponibile o è insufficiente; ovviamente, esso sarà affiancato da una limitata verifica in-situ delle armature e dei dettagli costruttivi presenti negli elementi più importanti, in modo da ricavare un quadro di dati tali da consentire verifiche locali di resistenza.

Bisognerà partire dalla conoscenza del periodo di costruzione dell'edificio, in modo da impostare il percorso di conoscenza della struttura, facendo riferimento alle seguenti fonti principali di informazione relative all'epoca di costruzione:

- Normative tecniche vigenti
- Manualistica autorevole di comune utilizzo
- Consuetudini progettuali (progetti tipici del periodo) e costruttive.

Esaminare le normative vigenti al momento della progettazione e realizzazione, può essere utile al fine di fornire delle indicazioni sui valori previsti per le azioni e per le resistenze dei materiali, sui valori minimi delle dimensioni degli elementi e delle quantità di armatura.

Più complessa è l'individuazione dei valori delle sollecitazioni effettivamente adottati nei calcoli, della disposizione delle armature e delle modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi; per fronteggiare questa problematicità, sarà necessario affiancare alla normativa sia la manualistica tecnica di riferimento del periodo, che le informazioni disponibili da alcuni

progetti tipici di edifici reali assimilabili a quello in esame, attraverso consultazioni presso strutture tecniche pubbliche, imprese edili e studi professionali.

Dalla manualistica, è possibile ricavare indicazioni più precise sia sulla metodologia di calcolo che sulle modalità di disposizione delle armature nei diversi elementi strutturali, mentre la documentazione tecnica tipica, oltre che costituire anche un importante elemento di verifica delle informazioni ottenute dalla normativa e dalla manualistica, consente, anche, di individuare le consuetudini progettuali e costruttive realmente adottate nella pratica professionale.

I momenti fondamentali della progettazione simulata di un edificio esistente possono essere, dunque, i seguenti:

1. Individuazione dell'età di progettazione e costruzione, individuando, però, correttamente, l'anno di progettazione, distinguendolo da quello della realizzazione, perché, sovente, è possibile trovarsi di fronte ad edifici progettati e realizzati secondo dettami di una normativa diversa da quella vigente al momento della effettiva realizzazione.

2. Individuazione e studio dello schema strutturale, con lo scopo è quello di individuare i dettagli costruttivi, quantità e disposizione delle armature, partendo dalle dimensioni note, ricavate attraverso opportune operazioni di rilievo, degli elementi strutturali.

Un attento rilievo dell'organismo strutturale richiede la individuazione della collocazione di tutti gli elementi strutturali, delle loro esatte dimensioni e della funzione strutturale che, presumibilmente, era stata loro assegnata in origine; sarà fondamentale individuare, almeno, le seguenti caratteristiche:

a. Solai: orditura, dimensioni ed interasse dei travetti presenza di fasce piene e/o semipiene, tipologia e dimensioni delle pignatte, spessore della soletta.

b. Travi: dimensioni, direzione, eventuale presenza di nodi trave-trave, localizzazione di travi a spessore.

c. Pilastri: dimensioni tipologia dei collegamenti con altri elementi strutturali (travi a ginocchio, pareti, ecc.), entità delle eventuali rastremazioni lungo l'altezza.

d. Tipo di copertura (piana o a falda, con telai in c.a., capriate in acciaio, ecc.).

e. Eventuali altri elementi (ad esempio pareti in c.a.) e loro collegamento con altri elementi strutturali. Presenza di pareti controterra inglobate nel sistema resistente.

3. Scelta del modello di calcolo che dovrà tener conto di quelle che erano le consuetudini e le possibilità operative del periodo; in passato, le strutture in c.a. ubicate nei territori non classificati sismici, venivano progettate a soli carichi verticali, considerando schemi di calcolo estremamente semplificati, in virtù anche delle difficoltà oggettive a realizzare schemi più complessi, come quelli oggi usuali con i codici di calcolo implementati su PC. Venivano utilizzati modelli semplici come, ad esempio, quello di trave continua su più appoggi o addirittura di trave semplicemente appoggiata per progettare intere travate; i pilastri venivano progettati per solo sforzo assiale. Solo raramente, soprattutto per strutture di dimensioni o destinazione di particolare rilevanza, venivano considerati modelli più complessi, come ad esempio schemi a telaio risolti con metodi tipo CROSS. Spesso, per le stesse esigenze di semplificazione, anche il tipo ed il numero delle condizioni di carico considerate nel progetto originario non erano sufficienti a massimizzare le sollecitazioni in tutte le sezioni.

4. Valutazione dei carichi permanenti e di esercizio, la cui scelta deve essere effettuata tenendo conto della destinazione d'uso del progetto originario; i carichi valutati in tale fase sono da ritenersi, in linea di principio, differenti da quelli da prendere in considerazione nelle successive operazioni di valutazione sulla struttura ottenuta dal progetto simulato.

5. Progetto delle armature e verifica degli elementi strutturali che vanno condotti con modalità e livello di accuratezza presumibili per il progetto originario, utilizzando abachi e tabelle del periodo. Risulta, inoltre, necessario adottare dei valori di riferimento per le resistenze dei materiali, non adoperando, però, i valori ottenuti dalle indagini in situ (il progetto simulato si riferisce ad un livello di conoscenza limitato, LC1, per il quale sono previste limitate verifiche in situ), ma le resistenze di calcolo dei materiali devono essere assunte con riferimento ai valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca e della zona in cui è calcolato l'edificio, analizzando, per esempio, i certificati di prova sui calcestruzzi rilasciati dai laboratori nel periodo in esame.

6. Indagini in situ: il progetto delle armature dovrà essere verificato mediante sondaggi a campione, da condurre negli elementi strutturali, conformemente con quanto previsto dal livello di conoscenza LC1; è opportuno, anche al fine di acquisire il maggior numero di informazioni con il minor dispendio di risorse, individuare gruppi di elementi

strutturali simili per dimensioni, collocazione e funzione nell'organismo strutturale, all'interno dei quali selezionare alcuni elementi rappresentativi i cui dispositivi di armature possano essere estesi all'intero gruppo.

7. Revisione del progetto simulato. Il passo finale è la correzione, eventuale, dei dettagli di armatura progettati al passo 5, alla luce delle evidenze emerse dai sondaggi.

2.5.1 Fonti normative e manualistica

Le principali indicazioni normative sulle caratteristiche del conglomerato cementizio e degli acciai delle costruzioni in c.a. furono emanate in Italia agli inizi del XX secolo (R.D. 10/01/1907 e successivi decreti fino ai primi anni '20); il primo organico regolamento sui materiali e sulle modalità di messa in opera di strutture in c.a. può essere considerato il R.D. del 23/05/1932 n. 832.

Per la limitata diffusione delle opere in c.a. e considerate anche le ricostruzioni post belliche, le costruzioni realizzate con tale decreto sono sicuramente una quota molto limitata del patrimonio edilizio esistente.

Il quadro normativo nazionale dal dopoguerra ad oggi, mostra un'articolazione temporale diversa per le norme specifiche per le strutture in c.a., per le azioni e per le zone sismiche.

Nel seguito sono riportati i principali riferimenti normativi, facendo riferimento, soprattutto, ai principali cambiamenti avvenuti nel passaggio da un periodo all'altro, e le indicazioni utili alla realizzazione del progetto simulato.

Per ciò che concerne le costruzioni in c.a. è fondamentale fare riferimento alla entrata in vigore ed al periodo di validità del Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229 "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato", che forniva pochissime indicazioni di progetto e di realizzazione, in particolare per quanto riguarda i dettagli di armatura dei vari elementi strutturali. alcuna prescrizione veniva fornita sui carichi da applicare, eccezion fatta per il peso proprio del calcestruzzo, pari a 2500 kg/mc. Tanto, invece, ci si soffermava, sulle modalità di confezionamento del calcestruzzo, per il quale la

resistenza cubica media a 28 giorni doveva essere di almeno 120 kg/cm² (160 per conglomerato ad alta resistenza) e comunque tripla rispetto al carico di sicurezza assunto nei calcoli, fino ad un massimo di 180 kg/cm², per elementi compressi, fino a 225 kg/cm² per elementi inflessi o pressoinflessi.

Da evidenziare il fatto che la resistenza da prendere in esame, al fine di classificare il calcestruzzo, fosse quella media i cui valori minimi erano decisamente bassi rispetto a quelli previsti nelle normative successive.

In barre lisce, gli acciai previsti erano del tipo dolce, tensioni ammissibili a trazione non superiori a 1400 kg/cm², e del tipo semiduro e duro, tensioni ammissibili a trazione non superiori a 2000 kg/cm². La resistenza di progetto, impiegata per il calcestruzzo, risultava vincolante, in base al tipo di acciaio da impiegare: per adoperare acciai con tensioni ammissibili elevate o richieste resistenze maggiori.

Nel progetto simulato, ai fini del dimensionamento degli elementi, per i solai venivano fornite indicazioni dimensionali relative all'altezza dello stesso (altezza minima H, maggiore del valore massimo tra L/30 e 8 cm) ed allo spessore minimo della soletta (4 cm), oltre che dei valori di riferimento per l'armatura di ripartizione ($A_{rip} \geq 25\%$ della $A_{principale}$ e almeno 3 ϕ 6/ml).

Per i pilastri erano fissati dei limiti minimi per l'armatura longitudinale in funzione della sezione di calcestruzzo strettamente necessaria; in particolare, l'area di acciaio doveva essere maggiore dello 0,8% dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria (A_{sn}) per sezioni fino a 2000 cm², e maggiore dello 0,5% A_{sn} per sezioni maggiori di 8000 cm², con interpolazione per valori intermedi.

Per le staffe era previsto un passo minimo valutato come valore più piccolo tra la metà della dimensione minima della sezione e 10 volte il diametro minimo delle armature longitudinali; per le travi le indicazioni erano scarse e l'unico riferimento utile riguardava la ripartizione della sollecitazione tagliante al 50% tra staffe e ferri piegati.

Le modalità di progettazione e esecuzione delle costruzioni in c.a. sono state regolate dal R.D. del 1939, per circa trent'anni, fino alla entrata in vigore della legge 5/11/1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" e dei relativi decreti ministeriali di attuazione.

Le armature ad aderenza migliorata furono introdotte già con la Circolare Min. LL.PP. n. 1472 del 22/05/1957, ma largo impiego si è avuto solo a partire dagli anni '70-'80.

Il primo dei Decreti emanati in forza della legge 1086/71 è il D.M. del 30/05/1972, seguito da numerosi aggiornamenti, fino al D.M. 9/01/1996, contenenti alcune modifiche, non sostanziali, soprattutto per ciò che concerneva le dimensioni minime degli elementi strutturali, i minimi di armatura ed i dettagli costruttivi.

Significativi mutamenti furono introdotti dal D.M. 30/05/1972; le resistenze previste per il calcestruzzo, espresse in termini di valori caratteristici e non più medi, per quanto riguardava i materiali, erano più elevate, variabili da 150 fino a 500 kg/cmq, intesi come valori caratteristici della resistenza cubica R_{ck} . In aggiunta agli acciai lisci, venivano previsti acciai ad aderenza migliorata del tipo A38, A41 e FeB44, con una tensione caratteristica di rottura compresa tra 46 e 55 kg/mm², tensione caratteristica di snervamento tra 38 e 44 kg/mm².

Il metodo esplicitamente previsto per le verifiche di sicurezza era quello delle tensioni ammissibili; le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura, venivano calcolate mettendo da parte il contributo a trazione del conglomerato.

Il D.M. 30/5/72 prevedeva per le travi una percentuale minima di armatura longitudinale, riferita all'intera sezione, variabile per barre ad aderenza migliorata e per barre lisce; armatura che doveva essere convenientemente diffusa. Nessuna indicazione veniva fornita per le armature trasversali.

Per i pilastri, soggetti a compressione centrata od eccentrica, era prevista un'escursione di variabilità della percentuale di armatura longitudinale funzione della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale e della sezione effettiva; importante era che il diametro delle barre non doveva essere inferiore a 12 mm. Per le armature trasversali, in termini di passo e diametro, erano previsti minimi regolamentari. Sia nei pilastri che nelle travi era previsto un copriferro di almeno 2 cm ed un interferro almeno pari al diametro delle barre, ma non inferiore a 2 cm.

Nei decreti successivi, la modificazione più significativa riguardò l'introduzione della possibilità di condurre operazioni di progetto e verifica, secondo il metodo agli stati limite; possibilità che, seppur prevista nel D.M. 30/05/1974, trovò un suo consolidamento nei decreti successivi, con una chiara definizione a partire dal D.M. 26/03/1980.

Nelle Tabelle 2.1-2.5 sono sintetizzate le indicazioni delle principali normative per il progetto di edifici in c.a.

Tabella 2.1: Caratteristiche del calcestruzzo per varie normative

Normativa	Resistenza		Tipo di sollecitazione				Controlli
		[kg/cm ²]	Compr.	Fless.	Taglio		
			$\sigma_{amm} / \sigma_{max}$	$\sigma_{amm} / \sigma_{max}$	τ_{c0} / σ_{max}	τ_{c0} / σ_{max}	
R.D. 2229/39	Normativa	>120	29.20 %	33.30%	3.30%	11.70%	1/125 mc
	Alta res.	>160	28.10%	31.30%	3.80%	10.00%	
	Controllo in cantiere	180-225	33.30%	33.30%	2.70%	7.10%	
D.M. 30/5/72	Val. caratt.	150-500	20-28%	29-40%	2.6-17%	9.3-48%	4/100 mc min 12
D.M. 26/3/80	Val. caratt.	150-500	20-28%	29-40%	2.6-17%	9.3-48%	2/100 mc min 6
D.M. 9/1/96	Val. caratt.	150-500	20-28%	29-40%	2.6-17%	9.3-48%	2/100 mc min 6

Tabella 2.2: Caratteristiche dell'acciaio da cemento armato per varie normative

Normativa		Resistenza [kg/cm ²]		$\sigma_{amm} / \sigma_{max}$	Allung. Rott.	Controlli
		Rottura	Snervamento			
R.D. 2229/39	Acciaio dolce	4200-5000	>2300	28-33%	3.30%	2/1000 mc
	Acciaio semiduro	5000-6000	>2700	33-40%	3.80%	
	Acciaio duro	6000-7000	>3100	29-40%	2.70%	
D.M. 30/5/72	Barre lisce	3400-5000	2300-3200	35-32%	24-23%	3 campioni
	Barre aderenza migliorata	4600-5500	3800-4400	48-40%	14%	
D.M. 26/3/80	Barre lisce	3400-5000	2300-3200	35-32%	24-23%	3 campioni
	Barre aderenza migliorata	4600-5500	3800-4400	48-40%	14%	
D.M. 9/1/96	Barre lisce	3400-5000	2300-3200	35-32%	24-23%	3 campioni
	Barre aderenza migliorata	4600-5500	3800-4400	48-40%	14%	

Tabella 2.3: Dati di progetto e verifica per elementi trave per le varie normative

Normativa	Armatura longitudinale	Armatura trasversale	Verifiche	Copriferro	Interferro
R.D. 2229/39		50% taglio staffe	n=6, 8, 10	2 cm	Min (2 cm, ϕ)
		50% taglio piegati	Metodo T.A.		
D.M. 30/5/72	$A_f=0.25 A_{sez}$ (per barre lisce)		n=10.15 metodo T.A. Calcolo a rottura	2-4 cm	Min (2 cm, ϕ)
	$A_f=0.15\% A_{sez}$ (per barre lisce)				
D.M. 26/3/80	$A_f=0.25 A_{sez}$ (per barre lisce)	$A_{staffe}=3 \text{ cm}^2/\text{m}$	n=15 metodo T.A. - Stati limite	2-4 cm	Min (2 cm, ϕ)
	$A_f=0.15\% A_{sez}$ (per barre lisce)	$p_{staf}<0.8$ (hutile)			
		$p_{staf}<1.2\phi_{min}$ (appoggi)			
D.M. 9/1/96	$A_f=0.25 A_{sez}$ (per barre lisce)			2-4 cm	Min (2 cm, ϕ)
	$A_f=0.15\% A_{sez}$ (per barre lisce)				

Tabella 2.4: Dati di progetto e verifica per elementi pilastro per varie normative

Normativa	Armatura longitudinale	Armatura trasversale	Verifiche	Copriferro	Interferro
R.D. 2229/39	0.8% fino a 2000 cm ²	pstaff.=min (1/2 Lmin, 10 ∅ min)	n=6, 8, 10	2 cm	Min (2 cm, ∅)
	0.5% oltre 8000 cm ²		Metodo T.A.		
D.M. 30/5/72	0.6-5% Acis	pstaff.=min (15 ∅ min, 25 cm) ∅ min=12 mm	n=10.15 metodo T.A. Calcolo a rottura	2-4 cm	Min (2 cm, ∅)
	0.3% Aeff ∅ min=12 mm				
D.M. 30/5/74	>0.6% Acis	pstaff.=min (15 ∅ min, 25 cm) ∅ min=6 mm	n=10.15 metodo T.A. Calcolo a rottura	2-4 cm	Min (2 cm, ∅)
	0.3-5% Aeff ∅ min=12 mm				
D.M. 26/3/80	>0.8% Acis	pstaff.=min (15 ∅ min, 25 cm) ∅ min=6 mm	n=15 metodo T.A. – Stati limite	2-4 cm	Min (2 cm, ∅)
	0.3-6% Aeff ∅ min=12 mm				
D.M. 9/1/96	>0.8% Acis	pstaff.=min (15 ∅ min, 25 cm) ∅ min=6 mm	n=15 metodo T.A. – Stati limite	2-4 cm	Min (2 cm, ∅)
	0.3-6% Aeff ∅ min=12 mm				

Tabella 2.5: Dati per il progetto e verifica per solai gettato in opera per varie normative

Normativa	Dimensioni	Arm. Ripartizione	Verifiche	Copriferro
R.D. 2229/39	H=max (L/30, 8 cm)	Arip=25%	n=6, 8, 10	Soletta 8 cm
	Soletta min 4 cm	Arm. princ.	Metodo T.A.	Trav.=2 cm
D.M. 30/5/72	H=max (L/30, 8 cm)	Arip=20%	n=10.15 metodo T.A. Calcolo a rottura	Soletta 0.8 cm
	Soletta min 4 cm	Arm. princ.		Trav.=2 cm
D.M. 27/7/85	H=max (L/25, 12 cm)	Arip=20%	n=15 metodo T.A. – Stati limite	Soletta 0.8 cm
	Soletta min 4 cm	Arm. princ.		Trav.=2 cm
D.M. 9/1/96	H=max (L/25, 12 cm)	Arip=20%	n=15 metodo T.A. – Stati limite	Soletta 0.8 cm
	Soletta min 4 cm	Arm. princ.		Trav.=2 cm

Fino all’entrata in vigore del D.M. 03/10/78 “criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”, emanato in forza della legge 2/2/1974 n. 64, non vi erano riferimenti normativi specifici per carichi e sovraccarichi; il decreto fornì i valori dei sovraccarichi accidentali che, sostanzialmente, sono rimasti invariati fino ad oggi.

Indicazioni su una norma emanata dal Consiglio Nazionale delle ricerche, “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione e la manutenzione delle costruzioni metalliche”, sono contenute in Pagano (1963) già a partire dalla II edizione del gennaio 1957.

E’ possibile parlare di tre periodi, per quel che riguarda le norme specifiche per le zone sismiche; il primo va dall’entrata in vigore del R.D. 22/11/37 n. 2105 che ha regolato le costruzioni in zona sismica fino all’entrata in vigore della legge 25/11/1962 n. 1684 “Provvedimenti per l’edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”. Con

l'introduzione delle analisi statica equivalente e dinamica, prevista dal D.M. 03/03/1975, ci sono stati importanti cambiamenti.

Comunque le norme sismiche hanno trovato diffusa applicazione a partire dai primi anni '80, a seguito della vasta operazione di classificazione sismica conseguente al tragico sisma irpino del novembre 1980.

Naturalmente, le indicazioni contenute nelle normative, spesso, non hanno fornito indicazioni sufficienti a definire una struttura, da poter effettuare le verifiche di resistenza. Pertanto, nel seguito si illustrano brevemente alcune indicazioni dedotte dall'esame della manualistica di uso corrente, nei decenni passati, per la progettazione degli edifici in c.a. (Santarella 1956, 1968; Pagano 1963, 1968 ecc.).

La manualistica può fornire indicazioni sui procedimenti utilizzati nelle diverse epoche per il calcolo degli edifici in c.a. e su alcuni aspetti progettuali ed esecutivi; per quanto riguarda le modalità di determinazione delle sollecitazioni, in tutti i manuali si trovano vari riferimenti ai classici metodi della scienza delle costruzioni.

Di seguito sono brevemente riportati i criteri di calcolo dei principali elementi strutturali, con particolare attenzione alla definizione dei modelli di calcolo, alla valutazione ed alle modalità di applicazione dei carichi, alle indicazioni sulla disposizione delle armature ed ai dettagli costruttivi.

Solai

Il calcolo delle sollecitazioni veniva effettuato adottando il modello di trave continua su più appoggi; agli appoggi di estremità veniva considerato un momento variabile da incastro perfetto ($ql^2/12$) a semincastro ($ql^2/24$). Per ciò che concerneva i carichi, il peso proprio ed il sovraccarico permanente, erano disposti in modo uniforme su tutte le campate, mentre il sovraccarico accidentale, considerato per intero, era disposto nel modo più sfavorevole, al fine di determinare i massimi momenti positivi e negativi, secondo la teoria delle linee di influenza. Le armature erano disposte secondo le esigenze dettate dal diagramma del momento flettente.

Travi

Pagano, per il calcolo delle sollecitazioni, proponeva due schemi limite: quello di trave continua su più appoggi semplici e quello di singole travi perfettamente incastrate, che individuassero la fascia di valori entro la quale erano comprese le effettive sollecitazioni. Santarella proponeva procedure analoghe a quelle descritte per i solai, ossia modellazione a trave continua su più appoggi e combinazioni di carico più sfavorevoli per la determinazione dei massimi valori del momento flettente e del taglio. Per far sì che si semplificassero le operazioni di calcolo, vi era una serie di tabelle relative ad alcuni schemi di riferimento. Per quanto riguarda la disposizione delle armature vale quanto detto per i solai; erano, comunque, previste almeno quattro barre longitudinali ai vertici della sezione, cosiddette “reggistaffa”, tipicamente di diametro medio – piccolo ($\varnothing 8 \div \varnothing 12$). Queste armature erano le sole presenti al lembo inferiore della trave nelle sezioni di estremità. La sollecitazione di taglio veniva fatta assorbire sia da ferri piegati, disposti secondo le esigenze dettate dal diagramma dei momenti flettenti, sia da staffe, per la parte residua di scorrimento, comunque pari ad almeno il 50%. Le staffe avevano diametro pari a 6 – 8 mm ed erano disposte con passo generalmente non inferiore a 20 cm.

Pilastri

I pilastri erano solitamente dimensionati considerando soltanto lo sforzo normale centrato, dando luogo a sezioni ridotte e poco armate. Nel calcolo degli sforzi normali, veniva prevista la riduzione dei carichi accidentali a partire dall'ultimo piano, cosa importante, questa, solo nel caso di edifici alti. Per considerare il peso proprio dei pilastri da progettare, Pagano suggeriva un incremento percentuale del carico derivante dal peso degli elementi portati ai vari piani, mentre Santarella indicava di inserire nell'analisi dei carichi valori di tentativo, eseguendo poi una verifica finale. In presenza di azioni assiali non centrate, le verifiche di resistenza venivano condotte con formule della flessione composta. Tale condizione di carico, dovuta all'eccentricità dei carichi verticali, veniva generalmente presa in considerazione per i pilastri esterni dei telai.

Nel caso il rapporto fra la lunghezza libera l del pilastro e la minima dimensione a della sezione superava il valore $l/a=15$, il pilastro veniva verificato anche con le formule del carico di punta.

Relativamente alla forma della sezione, si prevedevano tipicamente sezioni quadrate, armate con 4 o più barre longitudinali, anche se nella realtà spesso si trovano sezioni rettangolari o di altra forma imposte da esigenze architettoniche o costruttive.

Per quel che riguarda le percentuali di armature, la manualistica faceva riferimento alle Norme del periodo in esame, nelle quali, per i pilastri sollecitati a pressione assiale, era prescritto che l'area di armatura longitudinale fosse fissata in base ad una percentuale μ della sezione strettamente necessaria di conglomerato. In effetti, facendo riferimento anche a quanto detto da tecnici esperti del periodo, si assumeva generalmente come area di conglomerato, la sezione effettiva del pilastro. Tale approssimazione, semplificatrice ed a vantaggio di sicurezza, partiva anche dal presupposto che i pilastri potevano essere soggetti a sollecitazioni flessionali, dovute sia alla monoliticità dei nodi trave-pilastro che all'azione del vento, azione che non veniva quasi mai considerata nei calcoli.

Le staffe erano disposte con passo non superiore a 10 volte il diametro delle barre longitudinali o a metà della dimensione del lato, prive di piegature a 135°.

Santarella indicava un valore pari a 40 volte il diametro delle barre longitudinali, per quel che riguardava le giunzioni delle armature, nel passare da un piano a quello successivo.

Scale

Per il calcolo delle scale, Pagano indicava due schemi relativi al caso di travi a ginocchio con gradini a sbalzo e soletta rampante; per lo schema a soletta rampante, egli proponeva uno schema di trave rettilineizzata, proiettando la scala in orizzontale. Nel caso di trave a ginocchio, considerata anch'essa rettilinea, il calcolo veniva effettuato adottando il concetto di fascia, ossia considerando, come già indicato per le travi di piano, i modelli di trave continua e di singole travi perfettamente incastrate.

Con tali modellazioni limite, venivano calcolati momenti flettenti, tagli e momenti torcenti; tanto per la soletta rampante, tanto per la trave a ginocchio, bisognava porre particolare attenzione alle armature longitudinali nelle zone di collegamento con i pianerottoli, evitando disposizioni che potessero provocare espulsione del copriferro. In tale zona era in genere previsto un infittimento del passo delle staffe.

2.6 Effetti di amplificazione locale

Le condizioni del sito di riferimento rigido, in generale, non corrispondono a quelle effettive; è opportuno, allora, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera, ma, anche, delle condizioni topografiche, dal momento che entrambe le cose concorrono a modificare l'azione sismica in superficie, rispetto a quella attesa su un sito rigido come superficie orizzontale. Queste modificazioni in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, rappresentano il risultato della risposta sismica locale che emerge in "superficie", a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "superficie" il "piano di riferimento" quale definito, per le diverse tipologie strutturali.

Le modifiche riguardano:

- Gli effetti stratigrafici, strettamente connessi alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno

- Gli effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano di campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico, per effetto della geometria superficiale del terreno, va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito di fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello rifratto. Proporzionalmente al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza, aumentano i fenomeni di amplificazione cresta-base

Nelle NTC 2008, "le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche".

Questo punto normativo prescrive che l'accelerazione a_g , corrispondente all'azione sismica del territorio nazionale, non può essere utilizzata direttamente per calcolare l'accelerazione indotta sulla struttura, dal momento che non corrisponde all'accelerazione al suolo della fondazione. Infatti il terreno che si trova tra il substrato e le fondazioni, che può

essere di natura molto varia, si comporta come un filtro che modifica il segnale, e può determinare degli effetti molto differenti in orizzontale su edifici di pari vulnerabilità.



Figura 2.5: Effetti di sito in orizzontale – Izmit (Turchia) – Magnitudo 7.4

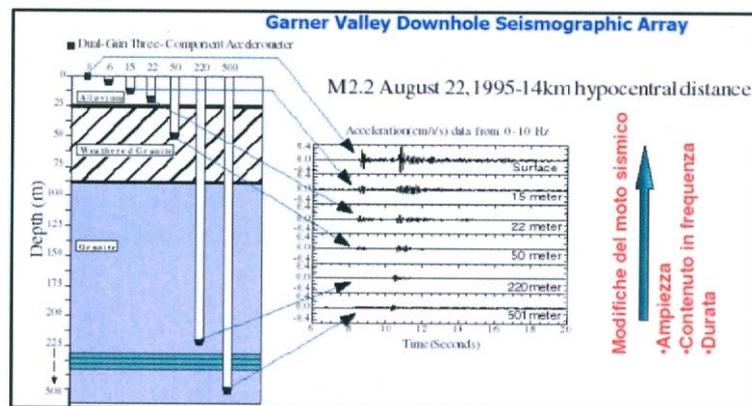


Figura 2.6: Effetti di sito in verticale – registrazioni down-hole a diverse profondità

Al fine di determinare le azioni sismiche che investono un manufatto, è assolutamente importante studiare e analizzare gli effetti locali in un sito, valutare le modifiche che il moto sismico subisce nel trasferimento dalla formazione rigida di base (bedrock) verso la superficie libera.

Ovviamente, se si deve fare riferimento a grandi aree, come per esempio un territorio urbano, è utile individuare zone a differente risposta, elaborando le cosiddette mappe di “microzonazione sismica”; generalmente si tende a non considerare tanto le caratteristiche di

manufatti esistenti o in progetto, ma, piuttosto, a valutare la risposta sismica del sito in prossimità della sua superficie libera; potremmo definire tale operazione come “microzonazione a priori”.

Qualora uno studio di effetti locali venga eseguito per un’area di dimensioni limitate, e con riferimento a specifici manufatti in progetto, nella definizione della risposta sismica del sito, non si possono trascurare le peculiari caratteristiche delle strutture, e le potenziali soluzioni.

Lo studio degli effetti locali può quindi essere efficace nella determinazione delle scelte progettuali: potremmo definire tale operazione come “microzonazione in itinere”; è possibile, anche, uno studio “a posteriori” che riguarda un ben definito manufatto, già progettato o addirittura realizzato, per il quale è possibile effettuare un’analisi dell’interazione “completa” tra moto sismico al bedrock, sottosuolo e struttura in elevazione.

La microzonazione è, da un punto di vista disciplinare, assai complessa, e per questo coinvolge diverse materie:

- Geologia: caratterizzazione dell’assetto stratigrafico e strutturale, delle litologie e della geomorfologia di siti, con indicazioni generali sullo stato di consistenza e fratturazione dei terreni;

- Geofisica: individuazione su base sperimentale delle frequenze proprie dei terreni in sito e di fattori d’amplificazione relativi a prospezioni geofisiche delle geometrie e delle caratteristiche fisiche delle coltri superficiali, analisi degli accelerogrammi reali, qualora disponibili.

- Geotecnica: individuazione delle proprietà meccaniche dei terreni sulla base delle indagini già disponibili e degli eventuali approfondimenti, con conseguente modellazione di alcuni casi rappresentativi;

- Ingegneria delle strutture: riconoscimento degli indizi di amplificazione locale dall’esame del danno degli edifici dovuto al terremoto, opportunamente normalizzato per tenere conto delle differenti vulnerabilità degli edifici stessi;

- Sismicità storica: reperimento di documentazione che riporti la presenza di situazioni di danno “anomale” prodotte da terremoti del passato e quindi indicative di particolari incrementi dell’azione sismica.

Per poter valutare gli effetti della risposta sismica locale, si può fare riferimento a metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi; la condizione necessaria affinché vengano utilizzati i metodi semplificati, è che l'azione sismica in superficie venga descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta, e non se descritta mediante accelerogrammi.

Attraverso i metodi semplificati è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici; si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nelle NTC 2008 ed ad una delle categorie topografiche. In questo caso, la valutazione della risposta sismica locale consisterà nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all'affioramento della formazione rocciosa (suolo A) su superficie orizzontale (Condizione topografica T1). Per l'identificazione della categoria di sottosuolo è fortemente raccomandata la misura delle velocità $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. La velocità equivalente delle onde di taglio è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad [\text{Eq. 2.1}]$$

Dove:

h_i è lo spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

V_i è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato.

La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Il fine è quello di prendere in considerazione il contributo degli strati più deformabili.

In mancanza di misure di V_s , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della

prova penetrometrica dinamica (NSPT) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata (c_u) per depositi di terreni a grana fine.

Le equazioni 3.2.2 e 3.2.3 delle NTC 2008 possono ad esempio essere utilizzate per la classificazione di un sito sulla base del numero di colpi misurati in prove penetrometriche dinamiche in terreni a grana grossa nei primi 30 m di profondità, $N_{spt,30}$, e dei valori della resistenza non drenata di terreni a grana fine nei primi 30 m di profondità, $C_{u,30}$. Le espressioni utilizzate per la determinazione di $N_{spt,30}$ e $C_{u,30}$ sono simili nella forma a quella utilizzata per la velocità equivalente $V_{s,30}$.

Le modifiche del segnale sismico, nella propagazione dal bedrock al piano campagna, dipendono in maniera sostanziale dalla variazione di rigidità dei terreni e quindi da V_s . I parametri di resistenza dei terreni e possono essere utilizzati per classificare un sito, qualora dipendano dalle stesse variabili di stato che condizionano la rigidità. Il parametro di resistenza dovrebbe essere medio pesato o riportato ad una profondità predefinita. L'esperienza mostra che relazioni-rigidità sono affidabili solo su scala regionale; le cose funzionano meno se si usano formulazioni di validità regionali, come le seguenti:

Tabella 2.6: Classificazione dei terreni in funzione di parametri derivanti da prove ordinarie

	Fonte	Espressioni	Coefficienti	Terreni
CPT	Rix & Stokoe (1991)	$G_o = k(q_c)^a (\sigma_{v0})^b$	k=1634 a=0.25, b=0.375	Sabbie quarzose
	Mayne & Rix (1993)	$G_o = k(q_c)^a (e)^b$	k=406 a=0.695, b=1.13	Argille
	Imais (1977)	$V_s = aN^b$	a=102, b=0.29 a=81, b=0.33 a=114, b=0.29 a=97, b=0.32	Argille Olocene Sabbie Olocene Argille Pleistocene Sabbie Pleistocene
SPT	Ohta & Goto (1978)	$V_s = 69\alpha\beta z^{0.2} N^{0.17}$	$\alpha=1.0$ $\alpha=1.3$ $\beta=1.00$ $\beta=1.09$ $\beta=1.07$ $\beta=1.14$ $\beta=1.15$ $\beta=1.45$	Olocene Pleistocene Argille Sabbie fini Sabbie medie Sabbie grosse Sabbie ghiacciose Ghiaie
	Baldi et al. (1988)	$V_s = kz^{0.16} N^{0.10}$	k=f(terreno)	Terreni Olocene

Le azioni sismiche da valutare nella progettazione, per determinate categorie di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, determinate mediante specifiche indagini e prove geotecniche.

Misure di V_s

Al fine di valutare le velocità di propagazione delle onde di taglio, determinati principi si devono seguire:

- Generare onde di volume o di superficie con una sorgente polarizzata;
- Registrare gli effetti con uno o più ricevitori (geofoni);
- Ottenere la velocità di propagazione delle onde P, S, R nel terreno.

Facciamo riferimento a due metodologie per la valutazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio:

1. Prova down-hole: il metodo prevede una sorgente orizzontale ad impatto, per cui basta un solo foro e l'ampiezza delle onde si attenua con la profondità. Il modulo sismico è un corpo cilindrico posto sopra il dilatometro piatto. Al suo interno sono posizionati due geofoni distanti 50 cm. La prova sismica avviene ogni 50 cm (Figura 2.7a).

2. Prova cross-hole: il metodo si realizza con una sorgente verticale ad impatto; saranno necessari due fori per posizionare le due sorgenti e l'ampiezza delle onde è indipendente dalla profondità (Figura 2.7b).

Possono essere effettuate analisi di risposta sismica più approfondite, basate su modellazioni numeriche ad elementi finiti con codici di calcolo bidimensionali, finalizzate alla valutazione di effetti locali per fattori sia litologici che morfologici.



Figura 2.7: (a) Prove down-hole – (b) Prove cross-hole

Rischio di liquefazione e sua valutazione con prove in sito

Con la liquefazione si attua la perdita di resistenza al taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative e, addirittura, l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Dunque, le analisi di liquefazione vanno condotte, in modo particolare, in aree potenzialmente soggette a forte e fortissima sollecitazione sismica; il fattore di sicurezza FSL, nella verifica di resistenza alla liquefazione di un livello di terreno, è rappresentato dal rapporto tra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in rapporto alla resistenza ciclica (CRR), e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica (CSR).

Per valutare il fattore di sicurezza FSL, occorre stimare, in modo separato, le due variabili CSR e CRR. Al fine di valutare la resistenza alla liquefazione, sono state effettuate, prevalentemente prove penetrometriche statiche (CPT), che hanno trovato una più ampia applicabilità, grazie alla accuratezza e ripetitività delle analisi. Accanto alle prove penetrometriche, è fondamentale determinare le velocità delle onde di taglio con le tecniche precedentemente viste (DH, CH, SCPT, SASW ...). Per procedere alla rappresentazione areale del rischio di liquefazione occorre quindi riferirsi ai valori numerici associati ad ogni singola prova. Un indice sintetico, applicabile a tutti i metodi che prevedono il calcolo del profilo del fattore di sicurezza, è rappresentato dal potenziale di liquefazione PL.

3. Caratterizzazione meccanica dei materiali: aspetti procedurali

La corretta valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo di strutture in c.a. esistenti risulta di fondamentale importanza nella relativa verifica statica e sismica. Infatti, l'elevato numero di edifici in c.a. esistenti e la necessità di valutarne la sicurezza strutturale alla luce delle nuove normative sismiche, dei possibili fenomeni di degrado e/o delle mutate condizioni di utilizzo, hanno dato un notevole impulso all'esecuzione di suddette verifiche.

Per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo di strutture in c.a. esistenti, l'Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005 (integrazione e modifica dell'Ord. 3274 del 20/3/2003) prevede che siano ammessi metodi di indagine non distruttive di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione delle prove di compressione fino a rottura di campioni prelevati dalle strutture, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove semidistruttive. Nel caso del calcestruzzo, si adotteranno metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza. Tale approccio viene confermato dal recente D.M. 14/01/2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" il quale prevede che per le strutture esistenti la caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali avvenga sulla base, oltre che della documentazione disponibile e di verifiche visive in-situ, anche di prove sperimentali.

La stima della resistenza a compressione del calcestruzzo di strutture esistenti è consentita dalle principali norme nazionali ed internazionali mediante metodi semidistruttivi e

non distruttivi. Nei paragrafi che seguiranno verranno descritte le procedure semidistruttive e non distruttive di più largo impiego.

3.1 Prove semidistruttive

Carotaggio

Il metodo semidistruttivo di più ampio utilizzo per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo e riconosciuto a livello normativo nazionale ed internazionale è il carotaggio. Esso si basa sull'estrazione di elementi cilindrici (carote) da elementi strutturali travi e pilastri, che, previa rettifica e cappatura, vengono sottoposti a prova di rottura in laboratorio.

La prova di compressione su provini cilindrici permette una buona determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo se l'operazione di prelievo avviene correttamente, se vengono rispettate le tolleranze dimensionali dei campioni e se i provini vengono preparati accuratamente per la prova.

La norma europea che ne regola la prova è la UNI EN 12504-1:2009 "*Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prova di compressione*" e dalla UNI 6131:2002 "*Prelevamento campioni calcestruzzo indurito*". L'estrazione della carota avviene mediante macchina carotatrice a sola rotazione, munita di corona diamantata, raffreddata ad acqua e ben fissata alla struttura sottoposta ad indagine. Affinchè non venga arrecato alcun disturbo al campione di calcestruzzo da prelevare è necessario che l'operazione di estrazione avvenga con la massima cautela.

La posizione di prelievo dei campioni è generalmente preceduta da un rilievo delle armature metalliche, mediante pacometro, visto che la presenza di armatura all'interno del provino potrebbe condizionare il risultato della prova a compressione.

Il prelievo dei provini cilindrici dovrebbe avvenire in modo casuale, così da poter considerare i dati ottenuti statisticamente rappresentativi delle proprietà del calcestruzzo dell'intera struttura. Le operazioni di carotaggio devono essere effettuate nelle zone neutre

delle sezioni e cioè nelle zone in cui si prevedono bassi valori delle tensioni come ad esempio in mezzeria dei pilastri e sul fianco delle travi tra $1/3$ ed $1/4$ della luce netta.



Figura 3.1: Macchina carotatrice durante l'operazione di prelievo di una carota

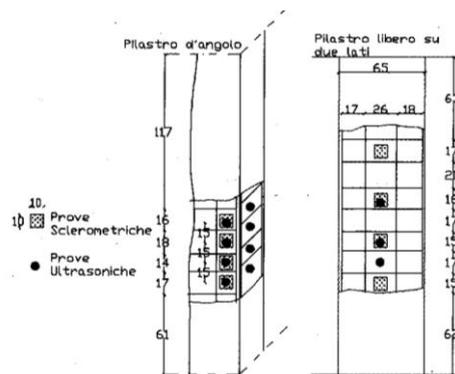


Figura 3.2: Individuazione delle zone sui pilastri su cui condurre le prove (Fonte G. Manfredi et al. 2007).

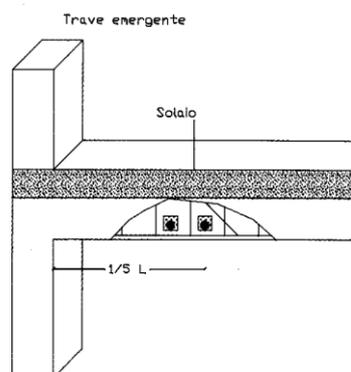


Figura 3.3: Individuazione delle zone sulle travi su cui condurre le prove (Fonte G. Manfredi et al. 2007).

Gli elementi strutturali che presentano un tasso di lavoro superiore al 60÷70% calcolato rispetto alla tensione ammissibile, devono essere esclusi dalle operazioni di carotaggio, così pure, gli elementi soggetti alle maggiori sollecitazioni sia per carichi verticali che per azioni sismiche quali pilastri dei piani terra e dei piani soffici (Figura 3.4) (secondo quanto previsto anche dal Programma VSCA, Regione Toscana – Servizio Sismico Regionale). Infatti, nel caso di edifici esistenti, realizzati in assenza totale di criteri antisismici o non appropriati, può innescarsi un meccanismo di collasso generato dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri di piano (meccanismo di collasso di piano) ed a volte plasticizzazioni in alcune travi e pilastri di altri piani. Per tale ragione, la scelta degli elementi strutturali da indagare deve privilegiare l'elemento pilastro rispetto a quello trave.

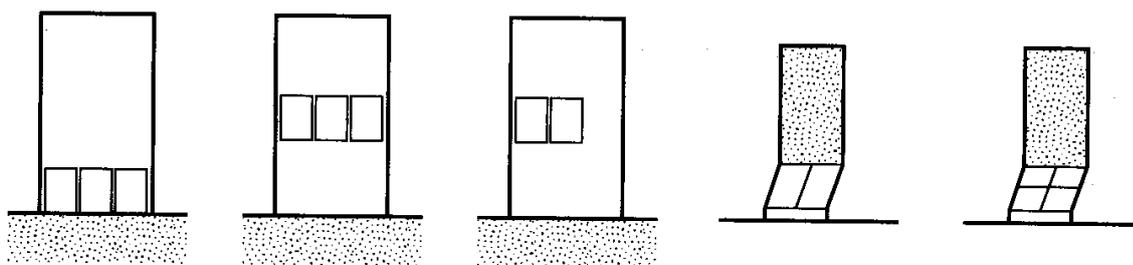


Figura 3.4: Esempi di piani soffici
(Fonte G. Menditto, S. Menditto 2008).

Nell'OPCM 3431 del 03/05/2005 al punto 11.2.3.3, tabella 11.2a, vengono indicati il numero minimo di provini da prelevare. Tale tabella è illustrata al Capitolo 2 in Figura 2.3.

Nelle note esplicative viene specificato che: *“Il numero di provini riportato nelle tabelle 11.2a e 11.2b può essere variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei”*.

Le FEMA 356 prevedono che, nel caso in cui il coefficiente di variazione in percentuale dei risultati delle prove condotte superi il 14%, devono essere previste ulteriori prove fino a quando tale coefficiente non risulti minore o uguale al 14%. In ogni caso è preferibile

prelevare almeno tre provini dall'intera struttura per poter disporre di una base minima per effettuare l'operazione di taratura delle eventuali prove non distruttive. Il numero di prove da condurre in-situ dipende anche dai tempi e risorse disponibili, dall'importanza dell'edificio da indagare e dai danni arrecabili.

La resistenza a compressione misurata su una carota estratta da un edificio esistente risulta quasi sempre sottostimata rispetto a quella ottenuta invece da un provino realizzato ad "hoc" in laboratorio, in quanto entrano in gioco numerosi fattori a rendere le due prove sostanzialmente differenti.

Per ovviare a tali problematiche vengono introdotti al valore della resistenza a compressione della carota dei coefficienti correttivi, opportunamente calibrati, che tendono ad eliminare l'influenza di tali diversità.

Purtroppo il risultato della resistenza a compressione della carota, ottenuto dalla prova a rottura, non corrisponde con quello che si avrebbe effettuando prove su provini cubici realizzati ad "hoc". La ragione di tale divergenza è da imputare a numerosi fattori di influenza che entrano in gioco quali: i) lo stato tensionale del calcestruzzo in opera; ii) l'ambiente di maturazione; iii) Le operazioni legate al metodo di prova; iv) la direzione del prelievo del campione; v) la dimensione del provino; vi) la presenza di armatura; vii) le dimensioni degli inerti.

Il calcestruzzo è, per sua natura, un materiale permeabile per cui l'anidrite carbonica presente nell'atmosfera può propagarsi al suo interno e reagendo con gli alcali causa conseguenze dannose quali la carbonatazione e formazione di fessurazioni. Di conseguenza, la formazione di fessurazione favorisce la penetrazione del vapore acqueo causando un processo di ossidazione delle barre di armatura. L'influenza della carbonatazione sulla stima della resistenza a compressione del calcestruzzo è molto significativa. Il calcestruzzo alterato dalla carbonatazione tende ad una sovrastima della resistenza raggiungendo anche il 50%, visto che la formazione del carbonato di calcio comporta un indurimento dello strato superficiale del calcestruzzo. La presenza di tale fenomeno può essere accertata mediante test colorimetrico utilizzando una soluzione di fenolftaleina all'1% di alcool etilico da spruzzare sulla superficie del provino. Tale soluzione una volta spruzzata subisce un cambiamento di colore, passando dal bianco trasparente al rosso violetto quando la superficie risulta non

carbonatata, contrariamente sulla superficie carbonatata la soluzione non cambia, mantenendo il colore bianco trasparente (Figura 3.5).



Figura 3.5: Test colorimetrico condotto su una carota

Il fenomeno della carbonatazione, ad eccezione dei risultati sulla misurazione delle battute sclerometriche, non arreca danni al calcestruzzo, anzi nei calcestruzzi prodotti con cemento Portland, riduce la porosità e determina una maggiore resistenza meccanica. Al contrario, può arrecare danni notevoli alle armature presenti nello strato carbonato in quanto quest'ultime si ritrovano un ambiente caratterizzato da un pH ben al di sotto di 11.5, valore minimo necessario per assicurare condizioni di passività.

La determinazione dello spessore dello strato carbonatato viene effettuata secondo quanto prescritto dalla UNI 9944:1992 *“Corrosione e protezione dell’armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo”*.

3.2 Prove non distruttive

I metodi non distruttivi giungono alla stima della resistenza a compressione mediante relazioni empiriche che mettono in relazione la resistenza a compressione del calcestruzzo con il risultato delle misurazioni condotte sull’elemento strutturale. Tra i procedimenti più

noti vi sono la prova sclerometrica, o di durezza superficiale, la prova degli impulsi ultrasonici ed il metodo combinato SonReb.

I metodi non distruttivi sono così denominati in quanto le tecniche che vengono impiegate non solo non compromettono l'integrità funzionale della struttura, ma non ne alterano neanche l'aspetto. Spesso accade che l'obiettivo delle indagini condotte in-situ sia quello di determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo per poterne quindi conoscere le qualità meccaniche. Purtroppo i metodi non distruttivi non forniscono direttamente le misurazioni della resistenza a compressione del calcestruzzo, bensì restituiscono parametri che, opportunamente elaborati, permettono di risalire alla determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Il limite di suddetti metodi consiste nella difficoltà di correlazione fra i valori misurati dagli strumenti utilizzati per le indagini e le resistenze effettive. Ciò è dovuto principalmente al fatto che le formule presenti in letteratura sono state per lo più codificate eseguendo le misurazioni su campioni di calcestruzzo realizzati "ad hoc", non rappresentativi quindi del calcestruzzo presente in edifici esistenti.

Prova sclerometrica

E' un metodo di prova, non distruttiva, di tipo meccanico che può essere condotta su strutture in calcestruzzo normale e precompresso, per la determinazione della durezza superficiale del calcestruzzo.

In Italia tale metodo è regolato dalla norma UNI 9189:1988 aggiornata dalla UNI EN 12504-2:2001 "*Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico*". Essa prescrive che, per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, non è sufficiente l'impiego del solo metodo sclerometrico, infatti al punto 1 Nota 2, la norma stabilisce che "*il metodo di prova non è inteso come un'alternativa per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo ma, con un'opportuna correlazione, può fornire una stima della resistenza in situ*".

A livello internazionale il metodo sclerometrico è regolato dalla ASTM C805-08 e dalla British Standard 1001-202 [1986] "*Testing Concrete Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer*". Si parla di durezza e non di resistenza del materiale perché il

principio su cui si basa la prova è la misurazione dell'altezza del rimbalzo di una massa battente interna allo strumento, di conseguenza il risultato ottenuto, l'indice di rimbalzo, è funzione della durezza del materiale. Risulta evidente che le informazioni ottenute dalle misurazioni, riferite alle caratteristiche meccaniche di uno strato abbastanza sottile della superficie del calcestruzzo, sono influenzate dalle proprietà locali di tale strato di superficie, avente uno spessore che non supera il diametro di un inerte di media grandezza (circa 30 mm).

Essa trova applicazione per calcestruzzi giovani o di media età, come prova preliminare per la determinazione orientativa della stima della resistenza del materiale e quale metodo da utilizzare in combinazione con altri non distruttivi. Se ne sconsiglia invece l'applicazione per calcestruzzi di età molto avanzata, a causa del manifestarsi del problema della carbonatazione sullo strato superficiale, comportando la sovrastima della resistenza del materiale, e per calcestruzzi con una classe di resistenza al di sotto di 150 kg/cm^2 in quanto si rischia che i punti di prova possano essere effettuati sull'inerte e non sul calcestruzzo, ottenendo risultati non validi.

La prova consistono nell'imprimere una massa elastica, con una determinata energia di percussione, contro la superficie del calcestruzzo e nel misurare l'energia restituita in funzione di quella fornita. L'energia restituita nel rimbalzo della massa della sclerometro è legata al modulo elastico del materiale e quindi successivamente alla resistenza meccanica del calcestruzzo.

Il parametro non distruttivo utilizzato per tale metodologia è l'indice di rimbalzo I_r , e lo strumento più diffuso per eseguire le prove è lo sclerometro Schmidt, disponibile in tre versioni a seconda dell'energia di percussione da scegliere, delle caratteristiche e delle dimensioni dell'elemento strutturale in esame. Il tipo lineare a L, con energia d'impatto di $0.075 \text{ kgf} \cdot \text{m}$, è utilizzato per la prova degli elementi di calcestruzzo sottili o di certi calcestruzzi con inerti leggeri; il tipo M, con energia d'impatto di $3 \text{ kgf} \cdot \text{m}$, è impiegato per la prova degli elementi di calcestruzzo massivo; il tipo N, con energia d'impatto di $0.225 \text{ kgf} \cdot \text{m}$, per elementi strutturali comuni.

Tale metodologia di prova richiede una particolare attenzione sulla scelta e preparazione della superficie da testare. In primo luogo è importante evitare zone d'indagine che

presentano nidi di ghiaia, sfaldature, tessitura grossolana od altre porosità. Si deve altresì evitare di effettuare le battute sclerometriche nelle aree interessate dal passaggio delle armature, eseguendo un'indagine preliminare con il pacometro. E' necessario ripulire la zona d'interesse utilizzando una pietra abrasiva a grana media in modo da ottenere una superficie ben levigata, tale da impedire possibili variazioni dovute al diverso tipo di superficie. Fatto ciò si procede alla prova posizionando lo strumento secondo un angolo d'inclinazione α fissato (Figura 3.6)

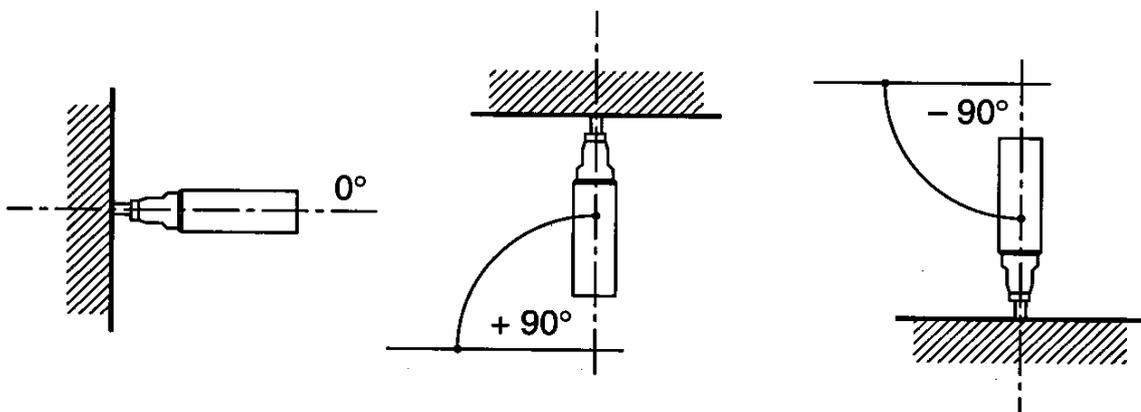


Figura 3.6: Posizione dello strumento secondo un angolo d'inclinazione α (R. Giacchetti et al. 2005).

Uno dei principali fattori che influenzano negativamente la prova sclerometrica è la carbonatazione del calcestruzzo. Infatti, il calcestruzzo alterato dalla carbonatazione porta ad una sovrastima della resistenza che a volte può raggiungere il 50% in quanto la formazione del carbonato di calcio provoca un indurimento dello strato.

Una forte influenza sui risultati della prova sclerometrica è data dall'età del calcestruzzo, anche se tale influenza rimane di difficile quantificazione. L'influenza del tempo sulla stima della resistenza a compressione del calcestruzzo è significativa e complessa: la relazione tra durezza e resistenza cambia non solo in funzione del tempo, ma anche in funzione dei fattori collegati all'evoluzione temporale quali il grado di indurimento iniziale, la maturazione e l'esposizione. Fino a tre mesi, l'influenza del tempo si può considerare trascurabile, mentre per calcestruzzi più stagionati è necessario introdurre opportuni coefficienti riduttivi.

Anche il rapporto acqua/cemento influenza il risultato delle prove sclerometriche infatti l'indice di rimbalzo si riduce all'aumentare del rapporto acqua/cemento.

L'influenza del tipo di superficie del calcestruzzo sottoposto alla prova è rilevante. La taratura è solitamente ottenuta su provini gettati in casseri d'acciaio o di resina. Se i tests vengono condotti su calcestruzzi gettati in casseri di materiale differente, anche i risultati saranno differenti, ad esempio superfici più dure, ottenute con alcuni tipi di casseri in materiale assorbente, condurranno ad una sovrastima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. Le superfici con tessitura ruvida, poco resistente o coperta di malta disgregata devono essere pulite con pietra abrasiva. Tale operazione è laboriosa, lunga e costosa, viene pertanto eseguita solo in situazioni particolari. Le superfici levigate e lavorate a mano sono comunque più dure delle superfici ottenute sformando i casseri, pertanto si avrà una sovrastima della resistenza.

La resistenza del calcestruzzo dipende anche dal tipo di inerti impiegati, pertanto è necessario effettuare specifiche tarature quando si utilizzano aggregati differenti da quelli correntemente utilizzati (ghiaia di fiume). Pietre pomice o scisti producono ad esempio una sottostima od una sovrastima della resistenza a compressione del calcestruzzo.

L'influenza del tipo di cemento è significativa. Infatti, calcestruzzi confezionati con cementi alluminosi possono avere resistenze maggiori del 100% rispetto a quelle ottenute tarando i risultati utilizzando cementi Portland (variazioni al massimo del 10%). Calcestruzzi confezionati con cementi supersolfati possono invece avere resistenze minori del 50%. Per ovviare a tali errori è importante effettuare una taratura per ciascun tipo di cemento. Nel caso di calcestruzzi confezionati con aggregati provenienti da cava o da frantoio, normalmente utilizzati in edilizia, al variare del tipo di aggregato, non si hanno forti variazioni dell'indice sclerometrico.

Le variazioni di resistenza che si verificano al variare del contenuto di cemento solitamente non superano il 10%. Un alto contenuto di cemento, superiore a 300 kg/m^3 , tende a fornire valori di resistenza minori di quelli ottenibili in base alla taratura, presumibilmente a causa di forti deformazioni plastiche. Nei calcestruzzi a basso contenuto di cemento tali deformazioni vengono invece limitate dagli aggregati, pertanto si ottengono resistenze maggiori. Per il calcestruzzo da costruzione ordinario, l'intervallo di variazione risulta contenuto e non supera il 10% (S. Bufarini, V. D'Aria, 2005).

Anche l'umidità della superficie del calcestruzzo influenza negativamente il risultato delle prove. Calcestruzzo ordinario da costruzione con superfici umide presenta una resistenza all'incirca del 20% inferiore rispetto allo stesso materiale asciutto.

Altri fattori che influenzano la prova sclerometrica sono la presenza di eventuali discontinuità, lo stato tensionale e la temperatura sia del calcestruzzo che dello sclerometro.

Prova ultrasonica

Le indagini ultrasoniche sono ampiamente diffuse, oltre che per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, per valutare l'uniformità del materiale, la presenza al suo interno di eventuali difetti o cavità, per individuare e quantificare la presenza e la profondità di fessure e per la valutazione del modulo elastico del calcestruzzo.

Secondo la British Standard 1881-203 [1996] "*Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete*" la velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici non dipende dalle dimensioni geometriche dell'elemento indagato, sebbene al di sotto di 80 mm di dimensione la velocità subisce una riduzione, non varia significativamente per valori di temperatura compresi tra 10°C e 30°C e la lunghezza del percorso non risente dell'eventuale non omogeneità del materiale, anche se vi sono valori minimi di distanza tra le sonde che vanno rispettati. Le RILEM "*Testing of Concrete by the Ultrasonic Pulse Method*" consigliano la distanza minima di 100 mm per calcestruzzi aventi aggregati di dimensione massima minore di 30 mm e 150 mm per calcestruzzi costituiti da aggregati aventi dimensione massima compresa tra 30 e 45 mm.

I vantaggi di tale metodologia consistono nella facilità di esecuzione della prova ed è una metodologia che può essere utilizzata sia in-situ che in laboratorio.

Di contro il metodo ultrasonico presenta lo svantaggio che le superfici su cui va eseguita la prova richiedono di essere ben levigate in modo che i trasduttori possano aderire perfettamente sull'elemento e per ottenere la resistenza a compressione del calcestruzzo bisogna provvedere alla costruzione di opportune curve di taratura.

Il metodo ultrasonico consiste nel misurare il tempo impiegato dalle onde soniche, con una frequenza compresa tra 40 e 12 kHz, di attraversare un elemento compreso tra due

trasduttori, trasmittente Tx e ricevente Tr. Il metodo è regolamentato dalle seguenti norme nazionali ed internazionali:

UNI 9094:1987 "Determinazione delle velocità di propagazione degli ultrasuoni nei materiali solidi";

British Standard 1881-203 [1996] "Recommendations for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete";

ASTM C597-02 "Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete";

DIN/ISO 8047 [1983] "Hardened Concrete. Determination of Ultrasonic Pulse Velocity".

Le letture possono essere effettuate in vari modi a seconda di come vengono collocati i due trasduttori: per trasparenza, d'angolo e superficiale.

La lettura diretta o per trasparenza è la più corretta (Figura 3.14 (a)), con i due trasduttori (emettitore e ricevitore) posizionati in contrapposizione su due superfici tra loro parallele. In questo caso l'energia pulsante trasmessa dai trasduttori risulta massima, con la conseguenza di avere la massima sensibilità del metodo. La precisione della misurazione del tempo di attraversamento delle onde ultrasoniche dipende sia dal buon accoppiamento fra la superficie del trasduttore e la faccia del conglomerato che dal buon allineamento delle sonde.

Quando non è possibile accedere a due superfici contrapposte dell'elemento da esaminare, si utilizza la lettura d'angolo o semi diretta (Figura 3.14 (b)), con i trasduttori posti su due facce tra loro adiacenti, generalmente ortogonali. In questo caso l'angolo tra i trasduttori non deve essere eccessivo e la lunghezza del percorso delle onde ultrasoniche deve essere limitata. In questo caso la precisione della misurazione del tempo di attraversamento delle onde ultrasoniche è da considerarsi intermedia tra quella ottenuta per trasparenza e quella superficiale.

Se i due trasduttori sono collocati sulla stessa faccia dell'elemento indagato, la lettura è di tipo superficiale (Figura 3.7 (c)), utile per stimare l'entità di fessure superficiali nell'elemento strutturale. In questo caso si tiene fisso il trasduttore emettitore, mentre il ricevitore si fa traslare in differenti posizioni lungo una traiettoria retta di una stessa faccia dell'elemento da indagare, misurando i tempi di transito, nelle postazioni da saggiare, comprese tra i 50 ed i 300 mm.

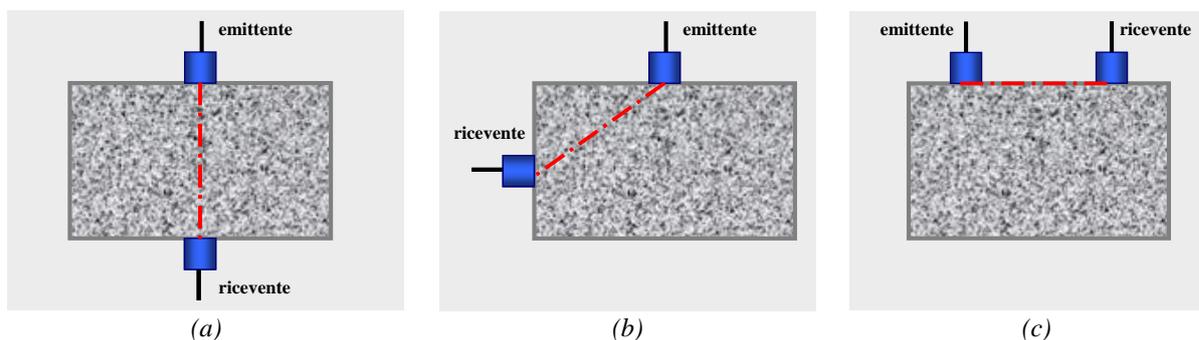


Figura 3.7: Lettura delle onde ultrasoniche diretta (a), d'angolo (b), superficiale (c)

La precisione della misurazione del tempo di attraversamento delle onde ultrasoniche può dipendere da numerosi fattori, quali ad esempio dal buon allineamento dei due trasduttori, dalla distanza dalle barre di armatura al punto in cui vengono posizionati i trasduttori e dalla buona aderenza dei trasduttori con il calcestruzzo.

Tra i fattori che influenzano l'affidabilità delle misurazioni vi è il rapporto acqua/cemento, vale a dire che all'aumentare di tale rapporto la velocità degli impulsi ultrasonici rimane costante, ma può diminuire sensibilmente la resistenza.

La temperatura ottimale per la misurazione della velocità di propagazione delle onde è compresa tra 5 e 30 °C con un'umidità relativa ambientale variabile dal 60% al 90%. Se le prove vengono effettuate al di fuori degli intervalli di temperatura ed umidità suggeriti, si deve provvedere ad un'opportuna correlazione, attraverso prove condotte su una serie di tre campioni prelevati in-situ, eseguite in condizioni normalizzate, come ad esempio ad una temperatura di 20 °C ed un'umidità relativa al 90%

Le condizioni superficiali del campione e cioè la rugosità ed il tipo di accoppiamento tra sonda e campione incidono sensibilmente sulla misurazione della velocità delle onde. Variando la pressione sulle sonde si ottengono a volta variazioni di ampiezza e modificazioni del segnale. E' necessario quindi che le superfici di contatto tra le sonde ed il campione siano ottimizzate affinché il processo di propagazione diventi costante anche a seguito di incrementi di pressione.

La presenza o meno di armature nel calcestruzzo incidono sulla determinazione della velocità dell'impulso. Infatti la velocità di trasmissione delle onde nell'acciaio risulta essere mediamente del 40% superiore rispetto a quella che si trasmette nel calcestruzzo, poiché le onde che si propagano nell'acciaio giungono al trasduttore ricevente in un tempo minore. In

un elemento in c.a. fortemente armato la velocità di propagazione delle onde potrebbe risultare maggiore di quella effettiva, specialmente se le barre sono distribuite parallelamente alla direzione di propagazione degli impulsi. L'influenza delle barre di armature sarebbe trascurabile se il rapporto tra la distanza dei trasduttori dalle barre e la distanza delle sonde non fosse minore di 0,30. Se le armature sono disposte perpendicolarmente alla direzione di propagazione degli impulsi, l'influenza delle armature risulta trascurabile se il rapporto fra le somme dei diametri delle barre attraversate dalle onde e la lunghezza totale del percorso risulta minore di 0,06.

Se prestiamo attenzione ai fattori perturbativi che influenzano i due metodi precedentemente descritti notiamo che:

- il contenuto di umidità presente nell'elemento indagato tende a far sottostimare l'indice di rimbalzo ed a sovrastimare la misurazione degli impulsi ultrasonici;
- all'aumentare dell'età del calcestruzzo aumenta il valore dell'indice di rimbalzo, mentre la velocità di propagazione delle onde tende a diminuire.

Prova combinata SonReb

Accoppiando la prova ad ultrasuoni con quella sclerometrica si ha il metodo combinato SonReb (SONic + REBound), introdotto in Italia negli anni '70 e raccomandato nel '93 dalle RILEM "*Combined non-destructive testing of concrete. Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*". Il metodo SonReb è applicabile a qualunque tipo di calcestruzzo ma le correlazioni tra le misurazioni eseguite e la resistenza effettiva si basano essenzialmente su esperienze condotte in laboratorio per cui è preferibile utilizzare il metodo su zone che saranno in seguito oggetto di prelievo (carote) e successivo schiacciamento.

Quando si utilizza il metodo SonReb, le variabili indipendenti che entrano in gioco sono la velocità di propagazione delle onde V_{us} che deve essere misurata mediante la lettura diretta e l'indice di rimbalzo I_r . La combinazione dei risultati delle misure della velocità di propagazione e dell'indice di rimbalzo non è consigliabile nel caso in cui vengano rilevate grandi differenze tra le proprietà del calcestruzzo in superficie e quello in profondità, in quanto il contributo superficiale non è correlabile con il nucleo del manufatto, falsandone i risultati.

Il metodo combinato SonReb è utilizzabile a prescindere dall'età del calcestruzzo, mentre se ne sconsiglia l'impiego nel caso in cui lo strato superficiale dell'elemento indagato risulta fortemente carbonatato.

I limiti che l'applicazione del metodo SonReb derivano da quelli dei due metodi componenti. Si sconsiglia l'applicazione del metodo combinato nel caso di calcestruzzi con strati superficiali degradati, nelle zone con un'elevata concentrazione di barre d'armatura ed in punti con evidenti difetti del calcestruzzo.

Dopo aver condotto una o l'altra prova non distruttiva, occorre trasformare le misurazioni acquisite in resistenza a compressione del calcestruzzo. I metodi utilizzati per effettuare tale trasformazione sono: i) il metodo della curva di taratura; ii) il metodo dei coefficienti di influenza non corretti; iii) il metodo dei coefficienti corretti ed il metodo della curva unica.

4. Modellazione e verifiche di sicurezza di strutture esistenti in c.a.

Un edificio, sottoposto a sisma, presenta delle differenti cause del comportamento non lineare; i fenomeni che contribuiscono al comportamento globalmente non lineare di una struttura sono di due tipi:

- Non linearità geometrica, grandi rotazioni/spostamenti, effetti del secondo ordine, effetto trave colonna, che si ha nel momento in cui la risposta sismica della struttura determina il raggiungimento di livelli di spostamento molto elevati, i quali non variano più in modo proporzionale ai carichi. Questo fa sì che non risulti più valida l'ipotesi delle teorie dell'elasticità lineare, secondo la quale è possibile, in un processo deformativo, confondere configurazione iniziale e finale.

In Figura 4.1 è possibile notare che i solai del primo piano e i successivi presentano un forte spostamento residuo rispetto alla configurazione indeformata; dunque, i pilastri del piano terra, sono visibilmente interessati da effetti del secondo ordine.



Figura 4.1: Esempi di non linearità geometrica

- Non linearità del materiale, deformazioni irreversibili, comportamento ciclico, degrado della rigidezza e resistenza, che si determina quando, in seguito a sisma, i materiali costituenti la struttura, superano i limiti di comportamento elastico (Figura 4.2).



Figura 4.2: Esempio di non linearità del materiale

4.1 Modellazione della geometria

Al fine di modellare edifici con struttura a telaio, vengono utilizzati elementi che soddisfano le ipotesi della teoria delle travi: si deformano mantenendo piane le sezioni rette e possono quindi essere rappresentati dal solo asse geometrico, se generati da una superficie piana che trasla mantenendosi ortogonale alla traiettoria descritta dal suo baricentro (asse geometrico), in modo tale che sviluppo e raggi di curvatura dell'asse geometrico, risultino grandi rispetto a qualunque dimensione lineare della sezione trasversale (elementi snelli).

Facendo riferimento a una struttura generica, nella figura che segue si mettono in evidenza, gli assi geometrici degli elementi e il modello da essi definito.

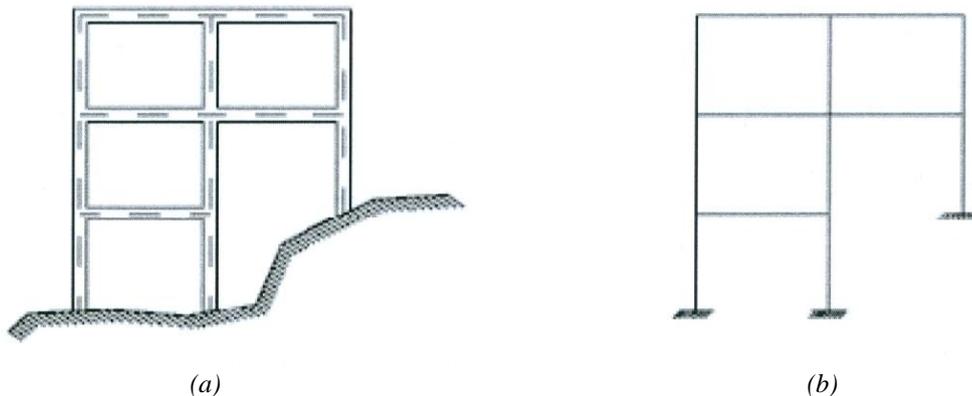


Figura 4.3: (a) Struttura generica con indicazione degli assi geometrici – (b) Modello ricavato dagli assi geometrici (destra)

Risulta indispensabile, invece, utilizzare altri modelli, quando ci si trova di fronte a elementi strutturali per i quali non vale l'ipotesi di snellezza e quindi di conservazione delle sezioni piane; ad esempio, nel caso di pareti e travi spesse, è possibile fare riferimento a elementi bidimensionali che si rifanno alla teoria delle lastre, mentre per blocchi di muratura, si possono utilizzare elementi tridimensionali.

Al fine di capire la motivazione per la quale, la presenza di grandi spostamenti/rotazioni nella risposta di una struttura elastica, renda non soddisfatte le ipotesi della teoria dell'elasticità lineare, si faccia riferimento all'esempio rappresentato in figura, dove una mensola è caricata da una forza crescente nel tempo applicata, inizialmente, in direzione ortogonale all'asse.



Figura 4.4: Grandi spostamenti/rotazioni (a) mensola soggetta a carico ortogonale, (b) non linearità della risposta per effetto di grandi spostamenti/rotazioni indotti

Considerare il sistema di riferimento della mensola fisso e, quindi il carico sempre ortogonale all'asse della trave significa pensare che, per tutta la storia deformativa

dell'elemento, la configurazione iniziale coincide con quella finale: il taglio crescerà linearmente con lo spostamento verticale dell'estremo libero.

Partendo, invece, dal presupposto che, man mano che il carico cresce, l'elemento cambia configurazione rispetto a quella iniziale, risulterà ruotato rispetto alla direzione del carico agente, in modo tale che la componente del carico ortogonale all'asse non cresce più linearmente con lo spostamento e di conseguenza anche il momento flettente, in quanto un'aliquota del carico diventa azione assiale. Può capitare che si verifichi una sottostima dello sforzo normale che, come è noto, rende fragile la sezione, ma, anche, una sovrastima del momento flettente, quando viene trascurata la presenza di grandi rotazioni; il valore del taglio invece, non subisce apprezzabili variazioni.

L'esempio rappresentato nella figura sottostante, dove un elemento verticale è soggetto ad un carico verticale V ed un carico orizzontale H tale da imporre uno spostamento orizzontale δ dell'estremo libero, serve a comprendere in che modo la presenza di effetti del secondo ordine nella risposta di una struttura elastica renda non soddisfatte le ipotesi della teoria dell'elasticità lineare.

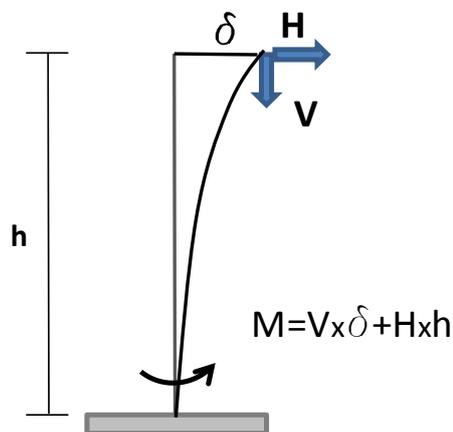


Figura 4.5: Non-linearità geometrica: effetti del secondo ordine

Quando la configurazione indeformata e deformata coincidono, il riferimento dell'elemento è da considerarsi fisso e, quindi, il carico verticale V sempre parallelo all'asse della colonna: la struttura sarà soggetta ad un'azione assiale pari a V e ad un momento flettente alla base pari a $(H \times h)$.

Partendo, invece, dal presupposto che, a causa dello spostamento δ , l'elemento ha cambiato configurazione rispetto a quello iniziale inflettendosi, il sistema di riferimento locale, assunto solidale con il corpo, risulterà ruotato rispetto alla direzione dei carichi agenti, in modo tale che il carico V contribuisca, oltre che all'azione assiale, anche al taglio e al momento dell'elemento. Trascurare gli effetti del secondo ordine significherebbe sottostimare l'entità dell'azione flettente al piede dell'elemento, quindi, i valori di momento e di taglio sono differenti nelle due analisi mentre per la sollecitazione assiale non vi sono apprezzabili variazioni.

Se consideriamo il generico elemento rappresentato, sotto, nella figura, soggetto, contemporaneamente ad azione assiale e a momento flettente, comprendiamo in che modo l'effetto trave – colonna nella risposta di un elemento strutturale elastico renda non soddisfatte le ipotesi della teoria dell'elasticità lineare.

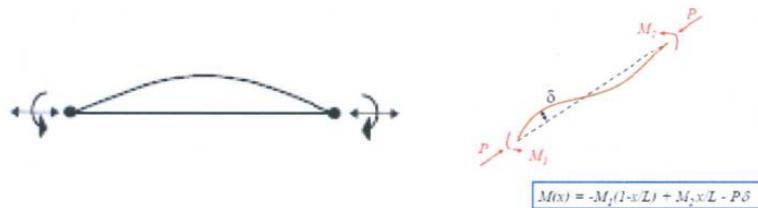


Figura 4.6: Non-linearità geometriche: effetto trave-colonna

Quando la configurazione indeformata e deformata coincidono, le due azioni vanno considerate completamente disaccoppiate le due azioni: azione assiale e momento produrranno sforzi e deformazioni costanti lungo l'asse dell'elemento e, rispettivamente, uniformi lineari sulla sezione. Se si prende in considerazione che, a causa dell'inflessione indotta dal momento, l'elemento ha cambiato configurazione rispetto a quella iniziale, risulterà un'interazione fra deformazione trasversale indotta dal momento flettente ed azione assiale; un'azione assiale di compressione riduce la rigidità flessionale, mentre un'azione di trazione ha effetto opposto. Ciò comporta in termini di modellazione, che si avrà una matrice di rigidità dell'elemento in cui i diversi contributi, assiale, flessionale e tagliante sono fra loro accoppiati. In termini di sollecitazioni, si ha un'apprezzabile differenza per quanto riguarda il taglio e il momento flettente.

4.2 Modellazione dei materiali

Dal momento che, tanto per l'analisi statica lineare, quanto per la dinamica lineare il materiale viene considerato elastico, l'unica informazione necessaria per descriverlo è il modulo di elasticità E .

Se, invece, s'intende modellare la non linearità, è importante definire dei parametri aggiuntivi; i programmi attualmente disponibili, in grado di considerare la non linearità del materiale, utilizzano due diversi approcci: una modellazione tramite cerniere plastiche ("a plasticità concentrata") ed una tramite fibre ("a plasticità diffusa").

La modellazione a plasticità concentrata, si basa sulla considerazione che tutti gli elementi costituenti la struttura, debbano rimanere sempre in campo elastico e che vengano introdotti, alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento anelastico, in quanto, lì si prevede la deformazione di una cerniera plastica.

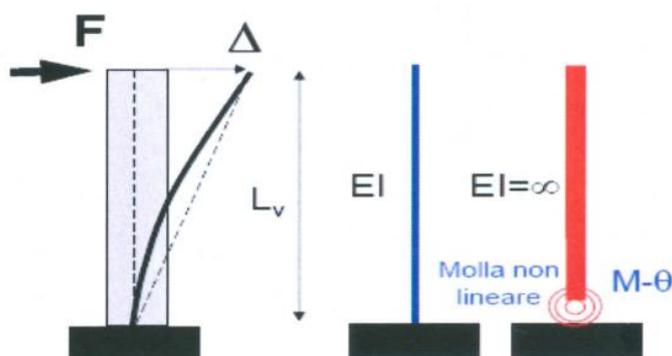


Figura 4.7: Modellazione a plasticità concentrata

La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi, con il vantaggio che è possibile lavorare, principalmente, con elementi elastici, computazionalmente meno onerosi, lasciando a pochi punti della struttura la concentrazione della non linearità del materiale. E' possibile, inoltre, con un'opportuna scelta del legame costitutivo della cerniera, descrivere diversi fenomeni, oltre al comportamento flessionale, che possono anche influenzare la risposta strutturale, quali la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura, la flessibilità del nodo trave colonna, l'interazione tra telaio e tamponamenti. Cosa, questa, davvero importante, quando si vuole modellare il comportamento di strutture esistenti.

Tale modellazione presenta il limite consistente nel fatto che richiede una certa esperienza nell'operatore, per stabilire dove distribuire gli elementi non lineari e per scegliere lunghezze e curve caratteristiche che permettono di cogliere il reale comportamento delle cerniere plastiche. Un'errata calibrazione delle curve di risposta, disponibili per la descrizione degli elementi cerniera, o la loro estensione, può compromettere l'intera analisi. Per poter utilizzare correttamente i codici con elementi a plasticità concentrata nello studio di strutture con comportamento non lineare sotto carichi ciclici, è opportuno per diversi elementi strutturali:

- Valutare, nella sezione critica, il diagramma momento-curvatura in presenza di azione assiale e degrado nel tempo, causato dall'azione ciclica del sisma, per capire, fra i vari modelli di interazione M-N e di isteresi proposti in letteratura implementati nei codici, per quali optare.

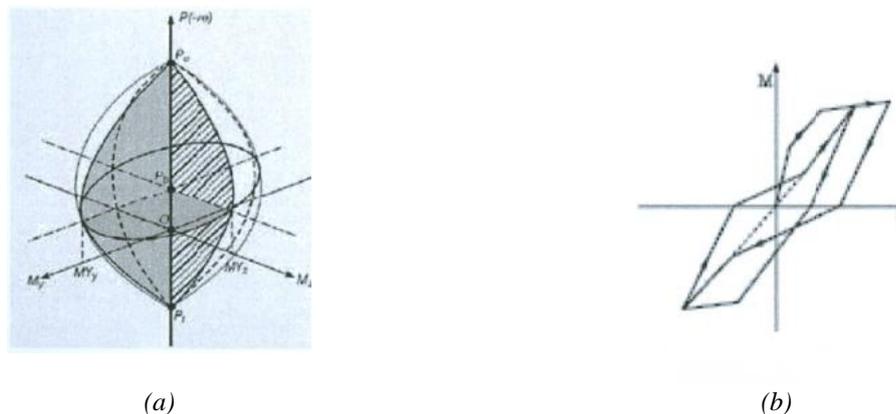


Figura 4.8: (a) Modello di interazione momento-carico assiale – (b) Legame isteretico momento –curvatura

- Predire una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di questa per la curvatura, derivante dal modello scelto, definisca una rotazione prossima a quella reale.

Verranno trattati i modelli disponibili in letteratura e nelle norme.

La modellazione a plasticità diffusa (o a fibre) considera elementi tipo trave con comportamento anelastico in cui l'anelasticità è diffusa in tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso l'utilizzo di elementi a fibra. La discretizzazione di una tipica sezione in cemento armato è rappresentata nella figura seguente.

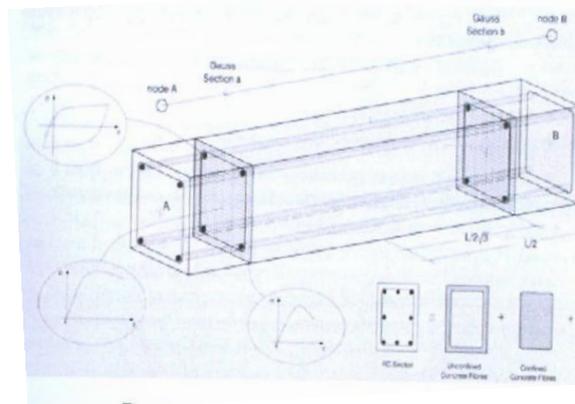


Figura 4.9: Modellazione a plasticità diffusa

In un'analisi tridimensionale, utilizzando un numero sufficiente di fibre, 100-300, è possibile modellare la distribuzione delle non linearità del materiale nella sezione, in modo dettagliato, anche in condizioni di elevata anelasticità. La sezione viene rappresentata come il risultato delle fibre del calcestruzzo non confinato, di quelle del calcestruzzo confinato e delle fibre delle armature longitudinali. Lo stato di sforzo e deformazione longitudinale dell'elemento, viene calcolato tramite integrazione numerica di un numero appropriato di punti (punti di gauss).

Se si valuta solo il punto di vista computazionale, allora, un modello ad anelasticità distribuita, utilizzando legami costitutivi non lineari per l'intero elemento trave, risulta essere oneroso rispetto al modello ad anelasticità concentrata in pochi elementi; però, c'è da considerare anche il fatto che, da un punto di vista operativo, non necessita di una particolare esperienza di modellazione dell'operatore. A quest'ultimo è richiesta la definizione delle caratteristiche geometriche della sezione e la descrizione del comportamento anelastico dei materiali; poiché, generalmente, una modellazione a fibre, considera soltanto la componente flessionale della deformazione, per poter descrivere il taglio, lo scorrimento delle barre, la deformabilità del nodo, l'interazione con tamponamenti, è indispensabile introdurre ulteriori elementi, come cerniere parziali piuttosto che elementi biella, con un maggiore onere computazionale. I modelli vengono quindi definiti attraverso legami costitutivi monoassiali.

4.3 Metodi di analisi strutturale: NTC 2008

A livello normativo, sono ammessi quattro metodi di analisi:

1. Analisi statica lineare;
2. Analisi dinamica lineare;
3. Analisi statica non lineare;
4. Analisi dinamica non lineare.

L'analisi statica lineare applica forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica; si ricorre ad essa, soprattutto, nel caso di costruzioni che rispettino i requisiti di regolarità indicati nelle NTC 2008.

L'analisi dinamica lineare è la determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale); consiste nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati, e nella combinazione di questi effetti (SRSS o CQC).

Tanto l'analisi statica lineare, quanto l'analisi dinamica lineare, sono applicabili con spettro elastico o con spettro ridotto del fattore di struttura q , secondo le indicazioni riportate nelle NTC 2008.

Attraverso l'analisi statica non lineare, si applica alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dall'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed avente risultante il taglio alla base; le forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma F_b-d_c rappresenta la curva di capacità della struttura; questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità precisate nelle NTC 2008 per le distribuzioni principali; viene ad essere utilizzato, così, nei casi, e per i scopi seguenti:

- Valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 ;
- Verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;

- Come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, al posto dei metodi di analisi lineari;

- Come metodo attraverso il quale valutare la capacità di edifici esistenti.

Vanno valutati almeno due distribuzioni di forze di inerzia, secondo le indicazioni delle NTC 2008; quella ricadente nel gruppo 1, è una distribuzione pseudo-triangolare che intende capire il comportamento dell'edificio in fase elastica; quella del gruppo 2 è pseudo-rettangolare e tende a rappresentare meglio il comportamento post-elastico. La distribuzione pseudo-rettangolare fornisce una resistenza maggiore ossia una capacità maggiore in termini di resistenza e, viceversa, una capacità minore in termini di spostamento.

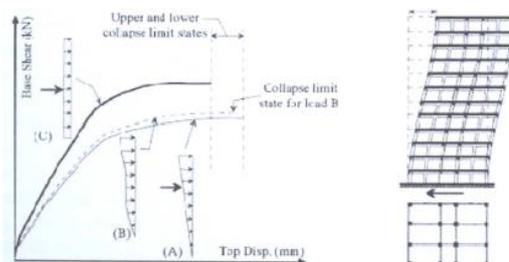


Figura 4.10: Differenze nelle curve di capacità dovute a differenti distribuzioni di carico (triangolare, modale, uniforme)

C'è una massimizzazione, da parte della distribuzione pseudo-rettangolare, dei piani bassi dell'edificio, mentre quella pseudo-triangolare, per motivi opposti, opera la massimizzazione ai piani alti. Qualora l'edificio risultasse irregolare, l'azione sismica dovrà essere applicata, per ciascuna direzione principale e per ciascuna distribuzione, prima in un verso e poi nel verso opposto. Questo per i seguenti motivi:

- La struttura ha un comportamento che, tanto in termini di azioni interne, quanto di spostamenti/rotazioni, può mutare in base al verso di applicazione delle forze orizzontali;

- Le forze sismiche influenzano l'entità dello sforzo assiale nei pilastri di estremità;

- La compressione, legata ai carichi verticali, dei pilastri posti in posizione opposta al verso delle forze sismiche, tende a diminuire, e, in alcuni casi, i pilastri entrano in trazione, mentre nei pilastri prossimi al lato opposto, la compressione tende ad aumentare. Dunque, nel momento in cui s'inverte il verso di applicazione delle forze sismiche, anche l'influenza delle forze orizzontali sulle azioni assiali dei pilastri si inverte;

- C'è una sensibile variazione del taglio in corrispondenza dei nodi di estremità delle travi, nel momento in cui cambia il verso delle forze orizzontali.

Rispetto ad un'analisi statica lineare, quella non lineare, per quanto sia molto accurata, presenta alcuni limiti nei dati forniti; innanzitutto, è caratterizzata da un'intrinseca capacità di tenere in conto gli effetti che il progressivo degrado della rigidità, tipico di strutture soggette a carichi sismici elevati, ha sulle caratteristiche della risposta dinamica della struttura e, quindi, sulla distribuzione delle forze statiche equivalenti incrementali applicate, durante la pushover. La natura statica del carico applicato sulla struttura, non considera la potenziale ridistribuzione delle forze, durante un'effettiva risposta dinamica, che l'analisi statica non lineare cerca di cogliere. Dunque, le modifiche nelle caratteristiche modali della struttura e le conseguenti variazioni nell'amplificazione della risposta dinamica, sono ignorate, con il rischio di introdurre imprecisioni non trascurabili. Nel caso di strutture caratterizzate da una forte irregolarità, la scelta di optare per le due sole combinazioni di forze sismiche, rispettivamente proporzionali alle masse e alle masse moltiplicate per la deformata relativa al 1° modo di vibrare nella direzione considerata, potrebbe risultare limitativa. Questo perché potrebbe essere difficile determinare il 1° modo di vibrare, in quanto diversi modi potrebbero essere caratterizzati da percentuali di massa modale partecipante confrontabili tra loro, il che potrebbe non giustificare la decisione di scegliere uno di questi modi a discapito degli altri.

Per superare questi limiti e risolvere i problemi sopra citati, si potrebbe pensare all'utilizzo di un'analisi pushover adattiva multimodale, un'analisi nella quale la distribuzione dei carichi laterali non è mantenuta costante, ma viene continuamente aggiornata, in accordo con le forme modali ed i fattori di partecipazione derivanti dall'analisi agli autovalori, compiuta ad ogni passo di carico. Valutando i fenomeni di softening nella struttura, l'incremento dei periodi di vibrazione e le modifiche delle forze di inerzia dovute all'amplificazione spettrale, questa analisi tende a dare risultati migliori delle analisi statiche non lineari convenzionali, soprattutto quando, a seguito di irregolarità di rigidità o di resistenza, i modi di vibrare più elevati possono influenzare in modo significativo la risposta dinamica della struttura.

Il metodo dell'analisi statica non lineare prevede l'impiego di procedure di soluzione di tipo incrementale iterativo; queste prevedono l'applicazione del carico agente sulla struttura tramite incrementi successivi predefiniti e la ricerca della condizione di equilibrio in ogni

incremento tramite iterazioni. Il carico applicato incrementalmente è pari a $P_i = \lambda_i P_0$ dove λ_i è il fattore di carico responsabile dell'i-esimo incremento di carico, e P_0 è il valore nominale di carico. Nelle analisi non lineari convenzionali (ossia non adattive), il carico incrementale P_i consiste in forze o spostamenti, permettendo quindi di condurre l'analisi imponendo alla struttura incrementi di forza o di spostamento.

Esistono due modalità attraverso cui il fattore di carico λ_i viene incrementato:

- Controllo di carico;
- Controllo di risposta detto anche controllo di spostamenti.

Nell'algoritmo con controllo di carico si definiscono: il valore nominale (P_0) del carico, il valore finale del fattore di carico (λ^*) e quindi implicitamente il valore del carico finale che è pari a $\lambda^* P_0$. Si definisce inoltre il numero di incrementi (n) in cui il vettore di carico finale deve essere raggiunto. Il fattore di carico λ varia tra 0 e il valore di λ^* con un passo incrementale $\Delta\lambda$ uguale al rapporto fra λ^* ed n . se i carichi incrementali sono forze, l'analisi viene svolta utilizzando il fattore di carico λ per scalare direttamente il vettore di forze applicato.

In questo modo l'analisi descrive il comportamento della struttura fino al punto di picco della curva di capacità.

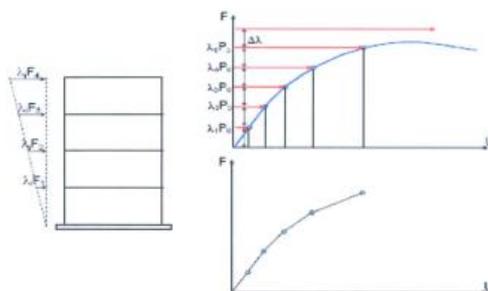


Figura 4.11: Curva di capacità ottenuta con controllo di carico (carichi definiti come forze)

Per un'analisi capace di descrivere anche il comportamento di tipo softening-post picco si utilizza in aggiunta il "controllo di risposta": se i carichi sono definiti come spostamenti, l'analisi utilizzerà il fattore di carico per scalare direttamente il vettore degli spostamenti applicato alla struttura.

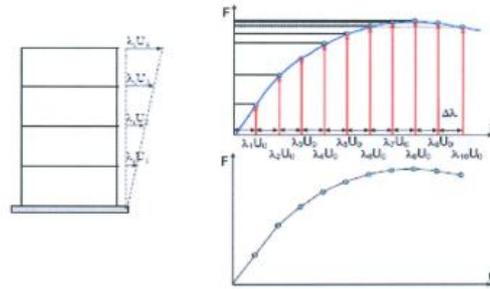


Figura 4.12: Curva di capacità ottenuta con controllo di carico (carichi definiti come spostamenti)

Nell’algoritmo con controllo di risposta il carico viene controllato in funzione della risposta di un particolare nodo della struttura. Si definiscono quindi il nodo, il corrispondente grado di libertà che viene controllato dall’algoritmo e il target di valore della risposta in corrispondenza del quale l’analisi deve terminare. Si fissa inoltre il numero di incrementi (n) in cui il valore della risposta finale deve essere suddivisa, a ciascuna di esse corrisponderà uno step di carico. Λ viene automaticamente calcolato in modo tale che, ad un particolare incremento i-esimo del vettore dei carichi $(\lambda_i(U_c^i)P_0 - \lambda_{i-1}(U_c^{i-1})P)$, corrisponda una risposta i-esima del punto di controllo (pari al valore U_c^i).

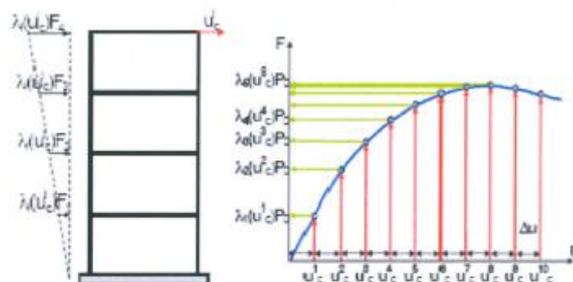


Figura 4.13: Curva di capacità ottenuta con controllo di risposta

Procedure in cui viene eseguito un controllo diretto del carico, e quindi delle forze, impediscono alle analisi di proseguire oltre il punto di picco della curva di capacità; ciò rappresenta il motivo per il quale non vengono normalmente impiegate nella modellazione di strutture esistenti, in quanto spesso lo spostamento corrispondente all’attingimento dello stato limite (SLV o SLC) si trova oltre il punto di picco della curva di capacità, cioè nel ramo discendente della risposta.

L'analisi dinamica non lineare

L'analisi non lineare dinamica, nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizza un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti nelle NTC 2008.

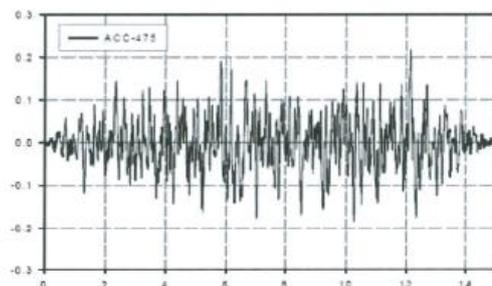


Figura 4.14: Accelerogramma

L'accelerogramma ha come obiettivo quello di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto fra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili. Sicuramente è il tipo di analisi più completo a disposizione perché permette di apprendere l'andamento degli stati di sforzo e di deformazione dei componenti della struttura nel tempo, ma, allo stesso tempo, anche, quello più complesso da applicare.

4.4 Le verifiche di sicurezza per gli edifici esistenti in c.a. secondo NTC 2008

Nella verifica degli elementi strutturali, si tende ad operare una distinzione fra elementi/meccanismi "duttili" e "fragili"; differenziazione che si rende necessaria non solo per il diverso comportamento strutturale caratterizzante l'una e l'altra tipologia di elemento, ma anche per la diversa formalizzazione della verifica di sicurezza.

In generale, i primi si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione; i secondi controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza. La valutazione della domanda è

strettamente connessa al metodo di analisi impiegato e allo stato limite (SL) richiesto. L'esecuzione dell'analisi, lineare e/o non lineare, è effettuata utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive. Nella valutazione della capacità, si deve tener conto della tipologia di elemento, se duttile o fragile, delle proprietà dei materiali, del livello di conoscenza raggiunto in relazione alla quantità/qualità dei dati necessari e dello stato limite (SL) richiesto.

La classificazione degli elementi, nelle due precedenti tipologie, è dettata anche dalla diversa valutazione delle relative capacità sismiche, a partire da diverso impiego delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

4.4.1 Valutazione di capacità

Al fine di calcolare le capacità degli elementi/meccanismi duttili, vengono utilizzati le proprietà dei materiali esistenti, ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto; per il calcolo delle capacità degli elementi/meccanismi fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Comunque, bisogna far riferimento alle prescrizioni contenute nelle istruzioni, alle NTC 2008 sintetizzate nella Tabella 4.1 che segue.

Tabella 4.1: Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza. (Fonte Circolare n. 617 del 2009, Tabella C8.7.2.3)

		Modello lineare		Modello non lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile/fragile	Accettazione del modello lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_i=D_i/C_i$)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli del modello	In termini di resistenza. Usare i valori medi		
	Duttile	Verifiche (se il ML è accettato)			
		Dall'analisi	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC		
	Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)			
		Se $\rho_i \leq 1$, dall'analisi			
Se $\rho_i > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi moltiplicativi per FC		In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale			
				In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale	

Osservando e leggendo la tabella sopra riportata, si evince che, tanto nel caso di modello lineare, quanto nel caso di modello non lineare, la valutazione delle capacità degli elementi/meccanismo duttili è da interpretare in termini di deformazioni, mentre per gli elementi/meccanismo fragili in termini di forze. In particolare, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (rotazione rispetto alla corda) θ della sezione d'estremità dell'elemento valutata rispetto alla congiungente di tale sezione con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_v=M/V$. La rotazione è pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio come evidenziato in Figura 4.15.

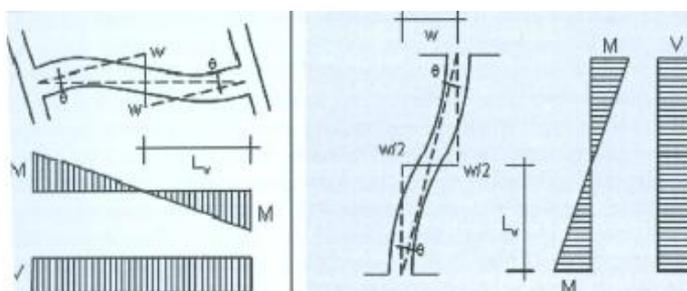


Figura 4.15: Valutazione della rotazione di corda e della luce di taglio

4.4.2 Modelli di capacità

Si riportano preliminarmente le indicazioni normative e successivamente i principali modelli presenti nella letteratura tecnica.

Secondo le NTC 2008, gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

“duttili”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;

“fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato, va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile; invece, nel caso di travi, pilastri e pareti soggetti a flessione, con e senza sforzo normale, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione rispetto alla corda.

Per lo stato limite di collasso (SLC) la capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante formule di comprovata validità (NTC 2008). Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) la capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale stato limite θ_{SLV} , può essere assunta pari a $\frac{3}{4}$ del valore ultimo θ_u . Per lo stato limite di esercizio la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento, θ_y , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v}\right) + 0.13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \text{ per pilastri e travi}$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0.0020 \cdot \left(1 + 0.125 \cdot \frac{L_v}{h}\right) + 0.13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \text{ per pareti}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0020(1 + 0.125 \frac{L_v}{h}) + 0.13 \phi_y (d_{bL} f_y) / \sqrt{(f_c)}$$

Dove:

ϕ_y è la curvatura a snervamento della sezione terminale;

h è l'altezza della sezione;

d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali;

f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione di calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle

prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

I tre addendi presenti nella formulazione della rotazione allo snervamento, θ_y , rappresentano, rispettivamente, i contributi deformativi flessionale, tagliante e di aderenza acciaio-calcestruzzo.

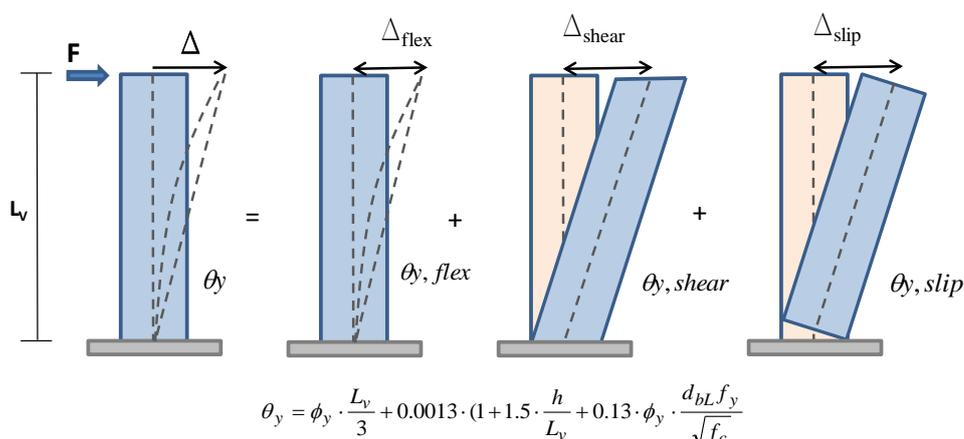


Figura 4.16: Valutazione della rotazione allo snervamento con indicazione dei diversi contributi deformativi

In merito ai modelli maggiormente diffusi in letteratura tecnica, si ricordano quelli meccanici di Lehman, Panagiotakos e di Priestley.

5. Il caso studio: descrizione, materiale reperito, caratterizzazione meccanica dei materiali e azione sismica

5.1 Le fasi costruttive e descrizione delle unità strutturali

Il Presidio Ospedaliero oggetto del presente studio è quello della Valtiberina, che si trova nel comune di Sansepolcro in provincia di Arezzo. L'iter progettuale di tale ospedale ebbe inizio negli anni Sessanta con il progetto dell'arch. Giovanni Cecconi e dell'ing. Giustino Romolini in seguito alla sempre più impellente necessità di sostituire l'antico ospedale con una nuova opera architettonica dotata di spazi più appropriati e posta in una zona di facile accessibilità. Infatti, l'ubicazione nel centro storico dell'antico complesso ospedaliero, costruito nel 1833 dall'unione degli antichi ospedali della città, risultava ormai essere inadeguata ed era necessario un nuovo ospedale fuori dalle mura cittadine. L'area selezionata a tale scopo fu quella alle pendici delle colline sud-orientali di Sansepolcro e l'ospedale divenne operativo solo alla fine degli anni Settanta (Figura 5.1).

Attualmente è l'unica struttura ospedaliera dell'Alta Valle toscana del Tevere e si rivolge ad un bacino di utenza costituito sia da residenti nel territorio che nelle regioni adiacenti (Umbria, Marche ed Emilia-Romagna).

L'excurus storico del Presidio ospedaliero di Sansepolcro iniziò nel 1962, anno in cui il Ministero LL.PP. con Provvedimento n.5380 in data 26/08/62 decise di includere nei lavori di costruzione del Nuovo Ospedale di Sansepolcro sul programma esecutivo per l'esercizio 1962/63 ai benefici previsti dalla L.589 del 3/8/1949 per l'importo di L.170.000.000.



Figura 5.1: Foto aerea - individuazione del Presidio Ospedaliero

Il progetto fu articolato in diversi stralci e subì una numerosa serie di varianti progettuali.

In data 20/12/62 venne redatto un progetto generale (importo L. 460.000.000) ed un progetto di 1° stralcio (importo L. 170.000.000). Il Consiglio di Amministrazione degli Spedali Riuniti di Sansepolcro approvò il progetto con delibera n.104 in data 8/5/63 ed il Provveditorato Regionale delle OO.PP. per la Toscana con D.P. n.18810 del 23/6/65 acconsentì al progetto per l'importo citato (Figure 5.2 – 5.3).

Il Provveditorato Regionale delle OO.PP. per la Toscana con D.P. n.59120/57 del 13/8/68 concesse il contributo per la maggior spesa a seguito della richiesta di aumento d'asta effettuata il 20/1/67.

Il Ministero dei LL.PP. - Direzione generale delle Opere Pubbliche - promise un ulteriore contributo sulla spesa con nota n.1694 del 23/03/68, cui seguì in data 20/8/68 la redazione di un progetto di aggiornamento (progetto generale di variante) del I° lotto (importo L.1.400.000.000) e di un progetto per il II° lotto (importo L.218.000.000) approvato dal Provveditorato Regionale delle OO.PP. per la Toscana con D.P. n.12760 del 04/5/70. Il Ministero dei LL.PP. - Direzione Generale delle Opere Igieniche, con nota n.924 del 24/1/70 promise un'ulteriore somma di L.200.000.000.

Il Provveditorato Regionale delle OO.PP. per la Toscana con D.P. n.27165 del 30/8/69 approvò la perizia suppletiva portando l'importo complessivo del 1° stralcio dei lavori a L.238.388.860.

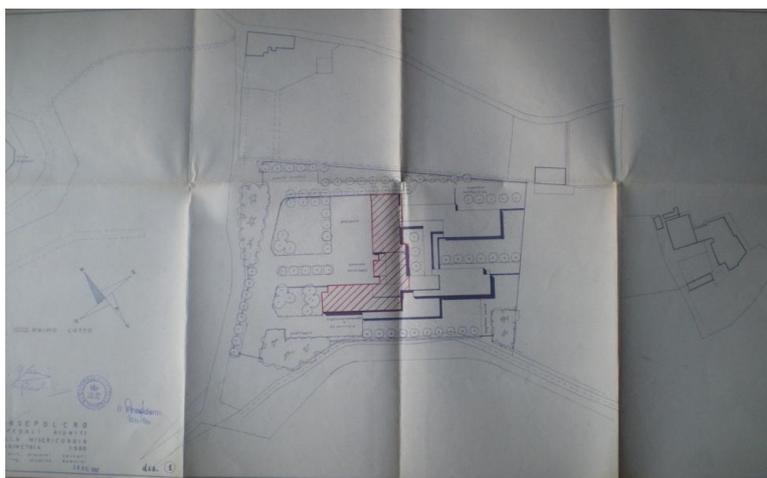


Figura 5.2: Inserimento urbanistico – progetto generale del 20/12/62
(Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

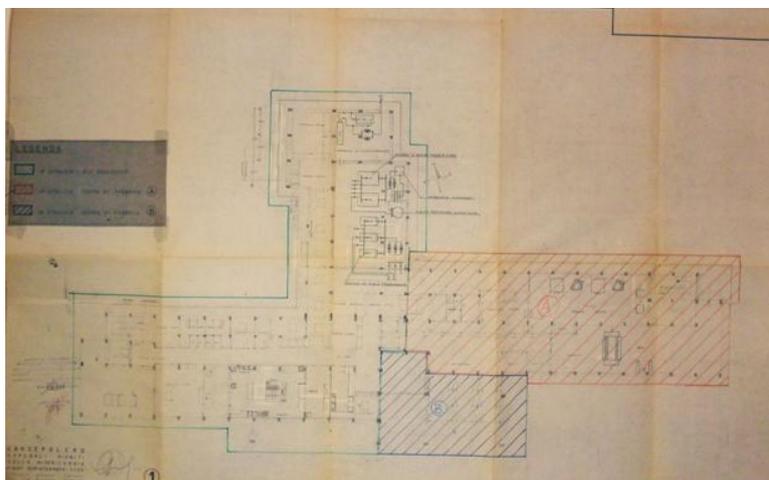


Figura 5.3: Individuazione dei corpi di fabbrica del progetto iniziale
(Documento n° III-S-40/66-P.7106 del 25/11/1969. Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

In data 20/5/70 venne redatto il progetto del III° lotto per l'importo di L.200.000.000.

L'Amministrazione dell'Ospedale approvò il progetto del III° lotto con delibera n.31 del 24/6/70.

Il Comitato Tecnico Amministrativo del Provveditorato Regionale delle OO.PP. per la Toscana approvò il progetto del III° lotto (importo L.200.000.000) il 20/1/71.

Il 30/3/71 fu indetta una licitazione privata per l'appalto dei lavori del II° lotto che andò deserta, come anche la successiva gara (12/5/71). L'Ufficio del Genio Civile con nota n.6201 del 19/5/71 e dietro richiesta del Presidente degli Spedali Riuniti di Sansepolcro di una gara con offerta in aumento, decise di appaltare il I° e II° lotto in una sola gara con un aggiornamento di prezzi e riduzioni sulle quantità. Il Provveditorato Regionale delle OO.PP. per la Toscana con decreto n.41043 del 31/12/71 approvò i progetti relativi al II° (progetto rielaborato e riaggiornato nei prezzi in data 25/5/71) e III° Lotto e concesse contributi per altri L.160.000.000.

Considerando questo, in data 25/5/71, venne elaborato un nuovo progetto di II° lotto per un importo di L.418.000.000. In tale progetto era prevista una spesa per lavori a base d'asta, l'appalto per l'impianto termico, di termoventilazione, condizionamento, incenerimento rifiuti, idrico, antincendio, disinfezione, cucina, celle frigorifero, impianto ossigeno, ascensori e montacarichi, impianti elettrici, acquisto terreno ed attrezzature sanitarie e fu approvato dal Consiglio di Amministrazione dell'Ospedale con delibera n.72 del 17/6/71.

L'Amministrazione dell'Ospedale, considerato che dall'unione del II° e III° lotto si dovette ridurre alcuni lavori, incaricò i progettisti ad elaborare un nuovo progetto per includere tutte le opere precedentemente previste nei lotti approvati dal Provveditorato alle OO.PP. per la Toscana.

In considerazione di ciò fu elaborato un nuovo progetto per un importo di L.160.000.000 dove venne eliminato l'appalto di alcuni impianti (innaffiamento, lavanderia e disinfezione) a favore di altri (acustici, telefonici, ricerca persone, radio tv) e dove venne diminuita l'entità delle singole spese, soprattutto quella dei lavori a base d'asta.

In data 1/10/71 la situazione risultava essere la seguente:

Il I° lotto (Unità strutturale 3), che costituiva l'appalto principale dell'Ospedale dell'importo di L.238.388.860, era in fase di ultimazione (i codici identificativi delle unità strutturali che costituiscono il Presidio Ospedaliero di Sansepolcro sono illustrati in Figura 2.13).

Comprendeva un piano seminterrato ospitante la centrale termica, i locali cucina e dispense; un piano rialzato con l'ingresso, i locali di accettazione, gli ambulatori e gli uffici dell'amministrazione; un piano primo adibito a reparto maschile di medicina generale e relativi servizi e laboratori; un piano secondo adibito, invece, a reparto maschile di chirurgia e

relativi servizi e sale operatorie. Tale appalto comprendeva anche l'impianto elettrico che fu successivamente completato con il II° lotto, l'impianto di ossigeno, di riscaldamento e condizionamento d'aria, il montalettighe e la centrale termica realizzata in futuro.

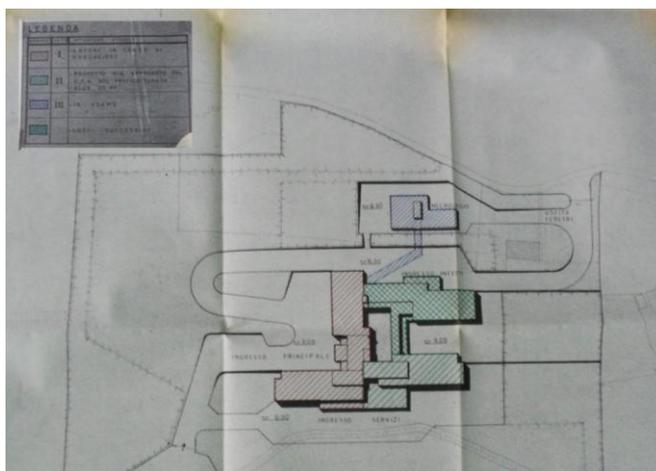


Figura 5.4: Individuazione dei lotti costruttivi

(Doc.n° III-S-40/66 Sansepolcro del 19/10/1971. Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

Il II° lotto (U.s.2) era ancora da realizzare.

La perizia di 2° stralcio (U.s.1) prevedeva un piano seminterrato ospitante lavanderia, guardaroba e locale inceneritore; un piano rialzato con alcuni locali di servizio per l'accettazione; un primo piano destinato a reparto femminile di medicina generale e relativi servizi; un secondo piano destinato, invece, a reparto femminile di chirurgia e relativi servizi. Tale appalto comprendeva anche le rifiniture all'edificio realizzato (I° lotto), parte delle sistemazioni esterne, collettore per fognature, acquisto terreno ed impianti.

La perizia di 3° stralcio (III° lotto-U.s.13) prevedeva la costruzione delle seguenti opere: edificio mortuario, rifiniture varie del II° lotto, parte delle sistemazioni esterne, impianti.

Sulla base dei finanziamenti via via ottenuti furono redatti ed approvati vari progetti del II° e III° lotto ed in fase esecutiva furono stilate alcune varianti al progetto originario regolarmente approvate dal C.T.A. del Provveditorato delle OO.PP. (prima perizia di variante in data 26/9/72 approvata con D.P. n.27615 del 23/2/73; seconda perizia di variante e suppletiva del 20/4/72 approvata con D.P. n.12517 del 29/12/73; terza perizia di variante del 5/9/74 approvata con D.P. n.13935 del 26/10/74).

In particolare, la perizia di variante al III° lotto del 2/6/72 servì a modificare la galleria sotterranea progettata tra edificio mortuario ed ospedale con un elemento di collegamento orizzontale alla quota delle sale operatorie, reso necessario in quanto durante gli scavi di fondazione il terreno non si era presentato a strati regolari come da relazione geologica. Invece, ad esempio, la variante del 26/9/1972 per il II° lotto servì per adeguare le strutture in c.a. alle prescrizioni della L.1684 del 25/11/62 per zona sismica di II categoria a cui Sansepolcro apparteneva. Tale variante consisteva in una diversa distribuzione interna delle zone destinate ad alloggio delle suore ubicato al piano rialzato ed in una migliore distribuzione verticale dei servizi e degli impianti.

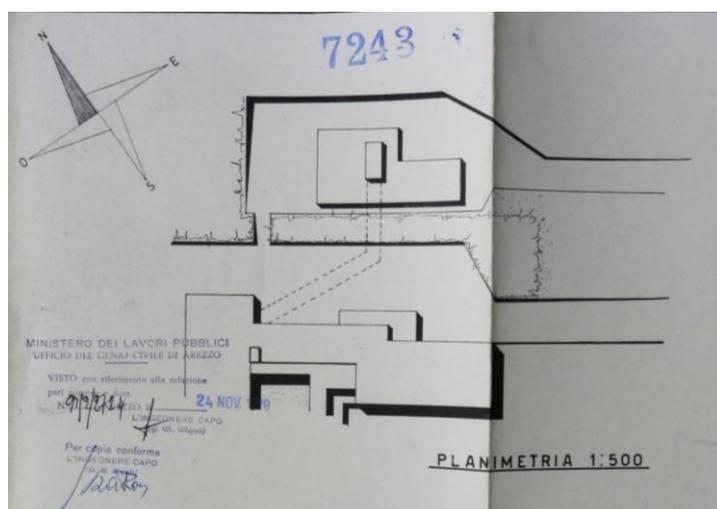


Figura 5.5: Progetto iniziale del collegamento sotterraneo previsto tra l'obitorio e l'edificio principale (Doc. n° III-S-40/66-P.7243 del 24/11/1970. Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

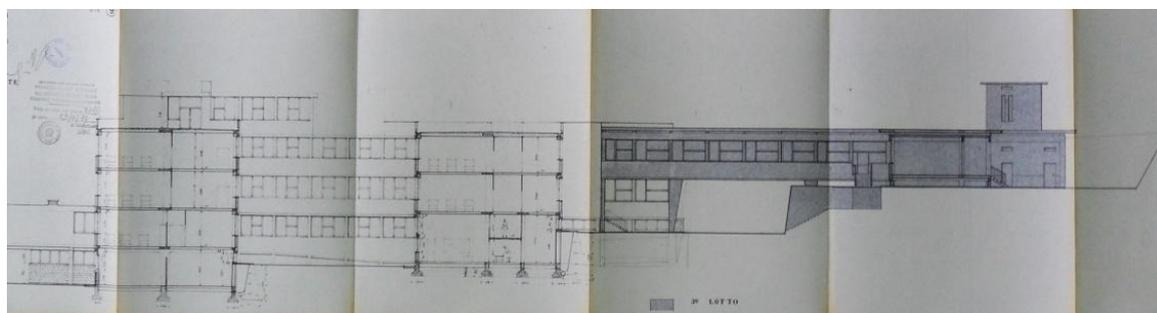


Figura 5.6: Realizzazione del collegamento tra l'edificio mortuario ed il resto dell'ospedale attraverso una galleria sopraelevata (Doc. n° III-S-40/66-P.7555 del 29/11/1972. Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

In data 20/1/76 per completare e per rendere agibile il nuovo complesso ospedaliero, l'Amministrazione degli Spedali Riuniti richiese alla Regione Toscana un apposito finanziamento. Il Consiglio Regionale con delibera n.501 del 27/7/1976 approvò il piano d'intervento pubblicato nel bollettino ufficiale della Regione Toscana n.42 del 27/8/76 che prevedeva il completamento dell'ospedale con un finanziamento di L. 1.062.000.000.

A tal scopo, in data 20/9/76 fu redatta una perizia per l'importo di L.85.000.000 assieme ad una perizia suppletiva per i lavori di costruzione delle fognature e dell'acquedotto.

In data 10/10/76 fu redatto il progetto di 2° intervento che prevedeva la costruzione dell'ala Nord-Est del plesso ospedaliero costituito da un piano rialzato destinato a reparto di Pediatria con annesse sale di lettura ed attesa; un primo piano adibito alla sezione di Ostetricia e Ginecologia ed un secondo piano per la sezione di Traumatologia ed Ortopedia. I singoli piani erano collegati con corridoi ai reparti dell'ala S-E già funzionanti al nucleo centrale ospitante il reparto operatorio, radiologico ed i laboratori.

In data 10/10/76 fu redatto anche il progetto di 3° intervento che prevedeva il completamento delle opere iniziate nel 2° intervento (sezioni di Pediatria, Ginecologia, Ostetricia, Traumatologia ed Ortopedia) e la costruzione al rustico dell'ala S-E al piano seminterrato. Esso fu approvato dal Consiglio di Amministrazione con delibera n.374 del 16/12/76.

In data 21/1/77 vennero aggiudicati alla ditta S.A.R.L.C.E. di Bennati Luigi i lavori del 2° intervento. Il contratto di appalto fu stipulato il 5/4/77 per un importo a base d'asta di L.274.651.808.

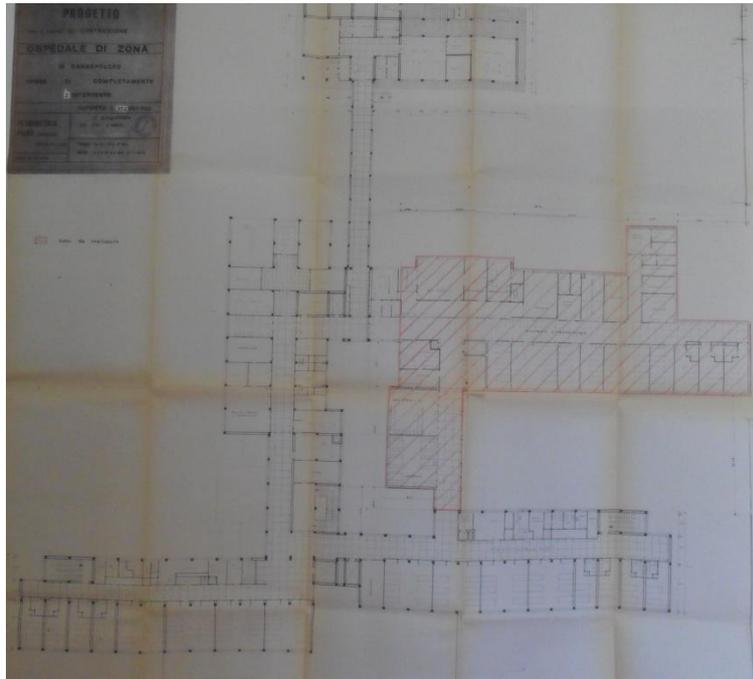


Figura 5.7: Progetto del 3° intervento 10/10/76
(Doc. n° 10292 del 1978. Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

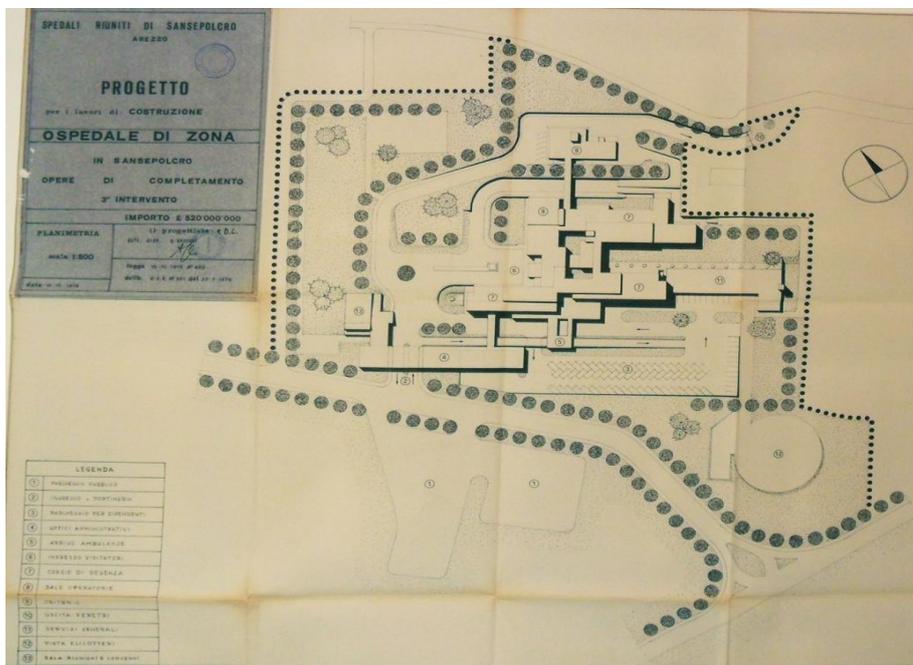


Figura 5.8: Progetto del 3° intervento 10/10/76
(Doc. n° 10292 del 1978. Fonte: Archivio del Genio Civile di Arezzo)

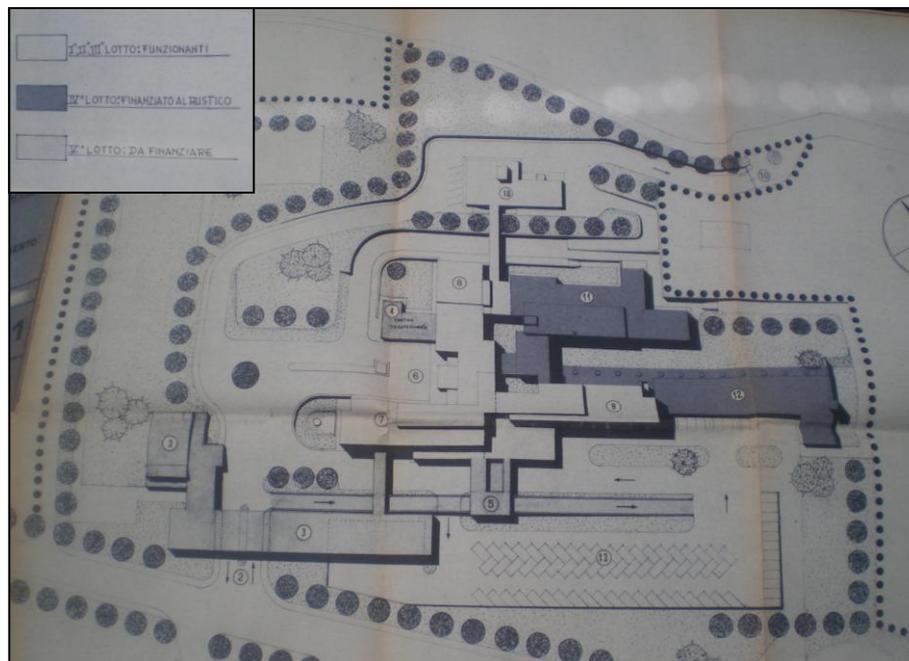


Figura 5.9: Situazione costruttiva del Complesso Ospedaliero di Sansepolcro nel 1976
(Fonte: Archivio Usl 8 di Sansepolcro)

In data 1/9/77 la Regione Toscana-Dipartimento Assetto del Territorio- con nota n. IV/3351/5.15.8 comunicò che il Consiglio Regionale con delibera n.432 del 26/7/77 aveva approvato il piano costituente il II° stralcio del programma di realizzazione di edilizia ospedaliera in cui risultava che l'Amministrazione Ospedaliera di Sansepolcro poteva beneficiare della somma di L.500.000.000 anziché dei L.520.000.000 previsti dal progetto approvato (3° intervento). Pertanto, in data 22/9/77 fu redatta un'altra perizia di riduzione e variata distribuzione di spesa che fu stata approvata con delibera n.55 in data 27/9/77 dal Consiglio di Amministrazione.

Durante l'esecuzione dei lavori furono necessarie delle modifiche al reparto di Pediatria e, di conseguenza, anche agli altri piani dell'edificio per consentire l'incolonnamento dei servizi igienici (trasformazione delle corsie di degenza a tre letti in camere a due letti complete di bagni). La spesa fu contenuta nell'importo dell'appalto sopra citato. Tale variante tecnica in corso d'opera senza aggravio di spesa fu approvato con delibera n.237 del 9/5/78.

In data 12/1/78, dopo licitazione privata, sempre la stessa impresa S.A.R.L.C.E. si aggiudicò anche i lavori del 3° intervento. Il Consiglio di Amministrazione con delibera n.3 del 13/1/78 affidò a tale impresa le opere murarie a cui furono consegnati i lavori il 16/6/78.

La fine dei lavori per il 2° intervento avvenne il 14/6/78 (certificato di ultimazione lavori); mentre, per il 3° intervento fu l'11/7/80 (certificato di ultimazione lavori).

In tale 3° intervento vennero costruite le strutture degli edifici che ospitano oggi gran parte degli impianti, denominate a seconda dell'anno di progetto, corpi I o F (U.s.10) ed L o G (U.s.11); successivamente vi verrà giustapposto un altro edificio (ultimo intervento) a ponte (U.s.12).

In data 20/10/80 fu redatto un preventivo di spesa per l'ultimazione del IV° lotto per l'importo complessivo di L.2.152.127.327. Il Consiglio Regionale con delibera n.483 del 29/7/81 approvò il programma delle spese da cui risultava che l'USL 22 (attualmente USL 8) disponeva di L.972.000.000 per le opere di completamento del IV° lotto. In data 21/12/81 fu redatto il progetto per l'utilizzo della suddetta somma che prevedeva l'ultimazione delle opere edilizie e degli impianti necessari per rendere agibili il piano rialzato dell'ala Nord-Est destinato a Pediatria ed il primo piano di detta ala destinato ad Ostetricia e Ginecologia.

Nel 1984 fu realizzata una rampa carrabile (IV° lotto-5° intervento) per permettere l'accesso diretto delle ambulanze al Pronto Soccorso ubicato al piano rialzato dell'U.s.15. Nello specifico, le rampe sono due, una per la salita ed una per la discesa delle ambulanze, collegate al centro da un edificio coperto per lo stazionamento dei mezzi.

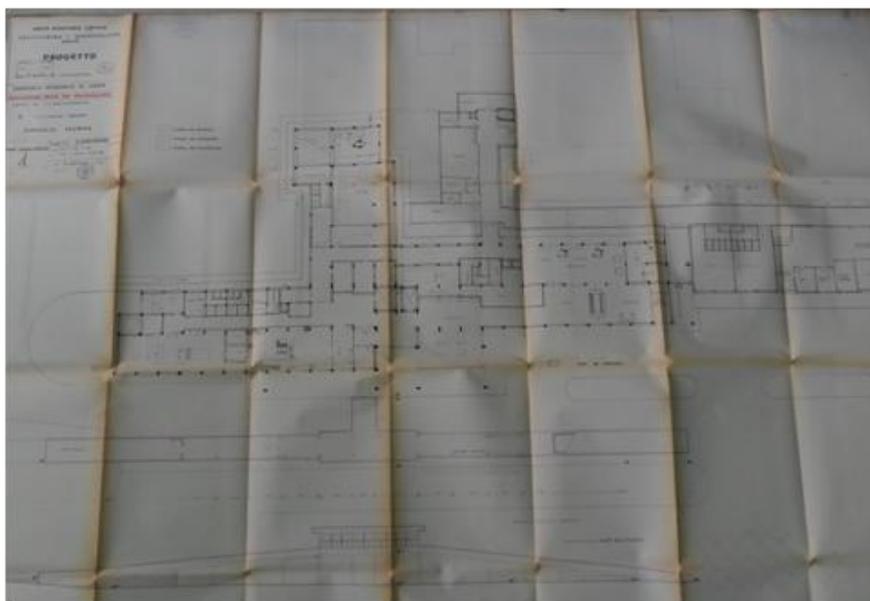


Figura 5.10: Progetto della rampa del Pronto Soccorso e situazione costruttiva generale dell'epoca
(Doc .n°4472/04/84. Fonte: Archivio Usl 8 di Sansepolcro)

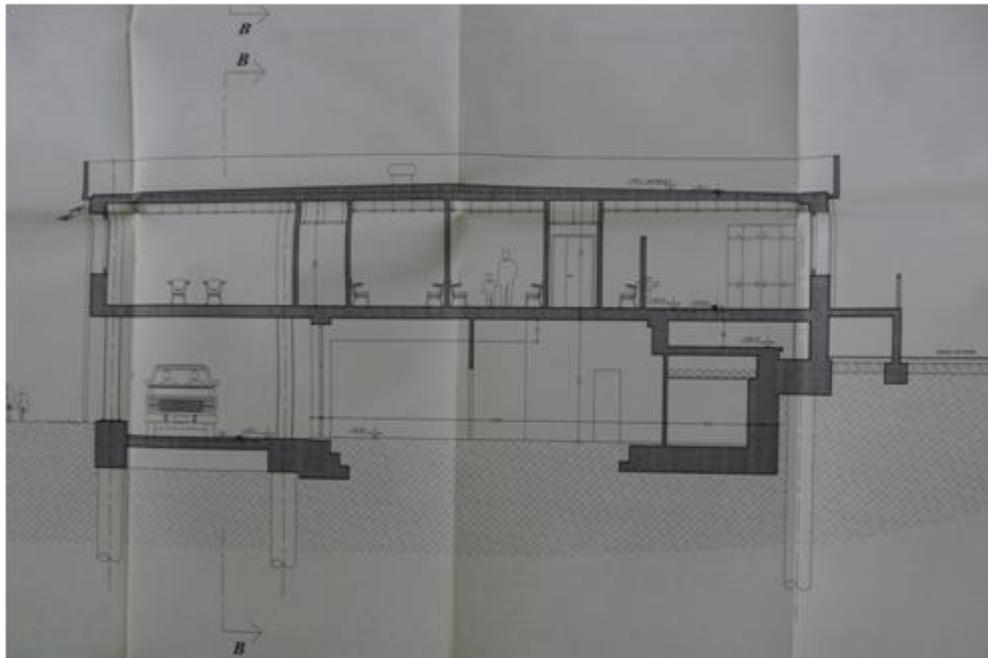


Figura 5.11: Progetto dell'US 12
(Doc .n°29894 del 18/04/02. Fonte: Archivio Genio Civile di Arezzo)



Figura 5.12: Schema sintetico della cronologia costruttiva delle varie parti dell'ospedale

Successivamente vennero intrapresi lavori per la messa a norma del complesso ospedaliero, come il progetto di alcune scale per la prevenzione antincendio (lavori eseguiti nel 1993).

L'ultimo intervento importante apportato al plesso ospedaliero dal punto di vista costruttivo (20/11/03, realizzazione nel 2004) riguarda la realizzazione di un ulteriore edificio (U.s.12) che ospita gli ambulatori per l'attività intramurale, con struttura a ponte che si sovrappone rimanendo strutturalmente indipendente ad un edificio preesistente (U.s.10). Tale edificio presenta struttura portante in acciaio; ad esso si accede tramite un corpo in c.a., giuntato al precedente, dove è alloggiato il collegamento verticale.

5.1.1 Descrizione architettonica e funzionale delle unità strutturali

I codici identificativi utilizzati in questo capitolo sono stati attribuiti alle varie unità strutturali che costituiscono il Presidio Ospedaliero nella prima fase del Programma "Valutazione del rischio sismico delle strutture ospedaliere in Toscana", convenzione di ricerca, stipulata in data 17/3/2010, tra il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale e quello di Costruzioni e Restauro dell'Università degli Studi di Firenze, il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Pisa e la Direzione Generale Diritto alla Salute e Politiche di Solidarietà della Regione Toscana, con la supervisione del Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana, allo scopo di valutare il rischio sismico delle strutture ospedaliere di competenza delle Aziende Sanitarie toscane.

La dislocazione di tali codici nel Presidio viene illustrata nella sottostante Figura 5.13.

Il Presidio Ospedaliero di Sansepolcro si configura come un unico complesso edilizio piuttosto articolato che si sviluppa su quattro livelli in modo da sfruttare la pendenza del terreno ed è circondato da parcheggi ed aree verdi. La morfologia del suolo conferisce al complesso architettonico una distribuzione di pendio caratterizzata da una differenza massima di quota all'incirca di due livelli tra il piano seminterrato del pronto soccorso (unità strutturale 15) ed il piano della morgue (unità strutturale 13).



Figura 5.13: Planimetria schematica della divisione delle unità strutturali dell'Ospedale di Sansepolcro e relativi codici identificativi

Il Presidio Ospedaliero è costituito da diciotto unità strutturali separate da giunti sismici di spessore medio pari a 10 cm. Tali unità strutturali possiedono tre o quattro livelli più un'altana in sommità (oggi non più utilizzata, ma un tempo adibita all'asciugatura della biancheria ospedaliera).

Realizzate in epoche differenti, tutte le strutture sono intelaiate in cemento armato ad eccezione dell'ultimo ampliamento, u.s.12, che è in acciaio e setti in cemento armato. Le coperture sono piane e gli orizzontamenti sono in laterocemento.

In linea generale, le funzioni dell'ospedale sono distribuite nel seguente modo: l'accesso principale è ubicato nell'unità strutturale 3, le degenze si articolano attorno ai due cortili interni, i servizi amministrativi ed il CUP sono dislocati nell'ultimo ampliamento in acciaio identificato come unità strutturale 12 ed, infine, i servizi quali obitorio ed impianti tecnologici sono posti in posizione periferica.

Le unità strutturali 1 e 2 (Figura 5.14) presentano entrambe tre piani fuori terra più l'altana in copertura in un fronte dell'edificio e quattro nell'altro. Nello specifico, nell'unità 1 i tre piani più altana sono sul fronte Nord-Est ed i quattro livelli sono, invece, su quello Sud-

Ovest; mentre, l'unità 2 presenta i tre livelli più l'altana sul fronte dell'ingresso ed i quattro piani dal lato delle rampe carrabili per il pronto soccorso.



Figura 5.14: Unità strutturali 1 e 2

L'unità strutturale 3 (Figura 5.15) si differenzia dalle precedenti per l'assenza dell'altana in sommità. Tra il fronte a monte e quello a valle dell'edificio vi è una differenza di quota di un livello. Questa unità strutturale ospita l'ingresso principale dell'ospedale in corrispondenza del quale troviamo una pensilina in cemento armato sorretta da due pilastri di cemento armato con sezione rastremata verso l'alto e due piccoli pilastri in acciaio. Sono inoltre presenti due corpi scale e due ascensori.

L'unità 4 (Figura 5.15) si sviluppa in direzione parallela alla direzione di massima pendenza del terreno e presenta sul lato lungo una differenza di quota di un livello. E' l'edificio che ospita i collegamenti verticali che servono le u.s. 7, 8 e 9.

L'unità strutturale 5 (Figura 5.16) funge da elemento di collegamento tra i due ingressi dell'ospedale, quello principale nell'unità 3 e l'altro ubicato nell'unità 4 il cui cortile è direttamente collegato con il recente ampliamento dell'unità 12.

L'edificio 6 (Figura 5.16) è costituito da tre telai monodirezionali a doppia campata con luci modeste; funge da elemento di raccordo sia tra le unità strutturali 3 e 4 che tra il ponte di collegamento del blocco morgue (unità 13) ed il resto dell'ospedale.



Figura 5.15: Unità strutturali 3 e 4

L'unità strutturale 7 (Figura 5.17) presenta una differenza di quota di un livello tra il lato a monte e quello a valle. Questa unità strutturale è costituita da tre livelli fuori terra più l'altana, la quale si sviluppa per la quasi totalità della superficie di copertura ed è stata tamponata in epoca successiva rispetto la costruzione originale per creare una sala riunioni ed alcuni uffici amministrativi.



Figura 5.16: Unità strutturali 5 e 6

Le unità strutturali 8 e 9 (Figure 5.17 e 5.18) rappresentano due edifici-appendici dell'unità 7. Sono strutturalmente indipendenti e caratterizzate dalla stessa tipologia strutturale dell'unità adiacente con la quale sono state costruite.



Figura 5.17: Unità strutturali 7 e 8

L'unità strutturale 10 (Figura 5.18) è caratterizzata da un solo piano, strutturalmente costituito da undici telai e due setti terminali tutti in c.a. In questa costruzione sono collocati l'officina elettrica, la farmacia ed alcuni locali di servizio, come gli spogliatoi per i dipendenti. Sul fronte Nord-Est è presente un cunicolo che individua un ulteriore locale tecnico e che isola la struttura, mediante un muro di sostegno indipendente dal terrapieno spingente. L'edificio in esame è inserito all'interno di un secondo corpo di fabbrica, realizzato successivamente, che si sovrappone ad esso con una struttura indipendente in acciaio "a cavalletto" fondata su pali (quest'ultimo corpo "a ponte" sarà analizzato individualmente come unità strutturale 12).



Figura 5.18: Unità strutturali 9 e 10

L'unità strutturale 11 (Figura 5.19) è destinata agli impianti tecnologici (condizionamento, addolcitore e centrale termica). E' anch'essa, come la precedente, è costituita da telai in c.a. che si sviluppano su un unico interpiano. La copertura di entrambi gli edifici è piana in laterocemento.

L'unità strutturale 12 (Figura 5.19) è una struttura a ponte, composta da elementi portanti in acciaio che si sovrappone, pur rimanendo indipendente, all'unità 10 di epoca precedente. Questa unità strutturale è adiacente anche ad altre due unità a Nord-Ovest ed a Sud-Est. La struttura, realizzata nei primi anni del Duemila, presenta nella parte settentrionale un portico ed un'appendice con struttura in c.a., indipendente, che ospita la scala di collegamento alla parte superiore. Nella fronte nord il livello del terreno si trova alla quota di piano primo (Figura 5.19). Il primo piano presenta copertura a travi di legno lamellare con un interpiano che va dai 5,95 metri agli appoggi ai 7,25 metri al centro del corpo centrale. In questa porzione di edificio sono collocate l'accettazione, alcune stanze per l'attesa e numerosi ambulatori che si aprono a destra e a sinistra della hall centrale.

L'unità strutturale 13 (Figura 5.20) è indipendente dal resto del complesso ed è posta nel punto più elevato del lotto edificato. Essa si sviluppa su un unico piano e non presenta differenze di quota tra i fronti. La struttura verticale è intelaiata in c.a. con solai in laterocemento. I tamponamenti esterni sono assenti in alcune campate: sul fronte ovest per permettere l'avvicinamento di veicoli e su quello nord in modo da creare un portico di tre campate (Figura 5.20) rialzato di qualche gradino.

L'unità strutturale 14 (Figura 5.20) è costituita da un corridoio sopraelevato di collegamento tra il complesso ospedaliero e il blocco morgue, nel punto più elevato del lotto. L'edificio poggia su dei pilastri in c.a., ed è collegato alle estremità agli edifici adiacenti con degli appoggi tipo trave da ponte.



Figura 5.19: Unità strutturali 11 e 12



Figura 5.20: Unità strutturali 13 e 14

L'unità strutturale 15 (Figura 5.21) presenta molti elementi di irregolarità. Infatti tutto il fronte a valle è caratterizzato da una travata a tre campate asimmetriche con sezioni variabili sia per i pilastri che per le travi. L'entrata al piano terra è arretrata rispetto al perimetro dell'edificio, il quale risulta quindi parzialmente porticato. I pilastri di questa porzione di edificio rastremano verso il basso. Il piano rialzato ospita una sezione del pronto soccorso a cui accedono le ambulanze attraverso il corpo 17 e gli ospiti attraverso l'u.s.3 entrando dall'ingresso principale. Sul fronte meridionale sono inoltre presenti delle terrazze, realizzate con solette a sbalzo.

L'unità strutturale 16 (Figura 5.21) costituisce la rampa di salita per le ambulanze al piano rialzato del pronto soccorso; al di sotto della rampa sono ricavati locali tecnici e di servizio.



Figura 5.21: Unità strutturali 15 e 16

L'unità strutturale 17 (Figura 5.22) funge da piano di sbarco delle ambulanze provenienti dalle due rampe laterali (u.s. 16-18), al livello del pronto soccorso. Il suo sistema di struttura verticale è in cemento armato, ben visibile al piano terra, dove si genera un porticato. Da qui si può facilmente individuare la disposizione dei pilastri che risulta abbastanza irregolare.

L'unità strutturale 18 (Figura 5.22) costituisce la rampa di discesa per le ambulanze dal piano rialzato del pronto soccorso; anche al di sotto di questa rampa vi sono alcuni locali tecnici e di servizio. Entrambe le strutture verticali delle rampe sono in cemento armato dopo la quale si trovano setti in cemento armato (nelle parti più basse).



Figura 5.22: Unità strutturali 17 e 18

5.2 Caratterizzazione meccanica del calcestruzzo

Per gli edifici in cemento armato uno dei parametri essenziali per una corretta valutazione del grado di sicurezza di una struttura è la resistenza a compressione del calcestruzzo. Tale resistenza può essere stimata con prove distruttive (prelievo e schiacciamento di campioni cilindrici) e con prove non distruttive, effettuando la misura di grandezze fisiche correlate e risalendo alla grandezza di interesse attraverso relazioni ricavate empiricamente.

Nell'Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005 (integrazione e modifica dell'Ord. 3274) si ammette l'uso di metodi di indagine non distruttiva di "documentata affidabilità", non in completa sostituzione ma ad integrazione delle indagini distruttive sulle quali i risultati delle prove indirette vanno tarati. L'Ordinanza dà indicazione inoltre per l'utilizzo di metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione, aspetto rilevante per gli edifici esistenti.

Il successivo D.M. 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni", infine, prevede che, per le strutture esistenti per le quali non sia reperibile il progetto esecutivo dell'opera o indicazioni sulle caratteristiche del calcestruzzo utilizzato, si imponi una campagna di accertamenti in situ "possibilmente" mediante prove non distruttive.

Nel presente lavoro si riportano i risultati della campagna di prove distruttive e non condotte seguendo le Istruzioni Tecniche dettate dalla Regione Toscana nell'ambito del "Programma Regionale Vulnerabilità Sismica Edifici in Cemento Armato (VSCA)"

La Regione Toscana, a partire dal 1997, ha predisposto indagini per la prevenzione del rischio sismico di edifici strategici e rilevanti in cemento armato dei comuni della fascia appenninica (Garfagnana, Lunigiana, Mugello, Casentino, Valtiberina e Amiata) elaborando specifiche procedure d'indagine finalizzate ad uniformare le modalità di raccolta e di interpretazione dei risultati.

Tale metodologia codificata in una normativa tecnica regionale (VSCA), in continuo aggiornamento, è ormai riconosciuta e adottata dai diversi Laboratori di Prove Qualità Materiali che operano già da qualche anno con la Regione Toscana nell'ambito dei diversi programmi di valutazione del rischio sismico.

5.2.1 Tassi di lavoro

Al fine di condurre le indagini di tipo distruttive su elementi che presentano una situazione meno critica per carichi verticali, ci si avvale dell'analisi dei tassi di lavoro (T_S). Tale analisi non considera gli effetti dovuti alle azioni sismiche, basandosi esclusivamente, nella valutazione dello stato tensionale dei pilastri, sulla determinazione dello sforzo normale medio di compressione per soli carichi verticali.

Nel Programma (VSCA) viene precisato quanto segue: "La scelta degli elementi da carotare sarà eseguita previa verifica del tasso di lavoro per carichi verticali e aree di influenza dei pilastri. A tal fine si procederà all'individuazione delle caratteristiche geometriche e delle tipologie costruttive dell'edificio in modo da poter effettuare il calcolo dei pesi propri e accidentali. Per tale operazione può essere utilizzato un foglio di calcolo Excel, ponendo come input l'analisi dei carichi, i dati dimensionali degli elementi strutturali e il valore R_{ck} presunto per il calcestruzzo, in prima analisi, non disponendo del valore di resistenza effettivo del calcestruzzo, viene assunto il valore minimo previsto dalla normativa vigente all'epoca della costruzione; come output, il tasso di lavoro espresso in percentuale

rispetto alla tensione ammissibile. Non vengono effettuate prove dirette su elementi strutturali caratterizzati da un valore del tasso di lavoro >60-70% della tensione ammissibile”.

Lo sforzo di compressione sui pilastri viene valutato basandosi sulla documentazione e sugli elaborati forniti dall’Ente proprietario e sulla base di informazioni raccolte durante i primi sopralluoghi in situ.

Il metodo utilizzato consiste, quindi, in un procedimento semplificato ma rigoroso, che considera la sollecitazione di compressione media nel singolo pilastro dovuta ai soli carichi verticali agenti sulla sua area di influenza. Come gli effetti dovuti all’azione sismica, vengono trascurati anche quelli del momento flettente e quindi il reale stato di pressoflessione della sezione. Pertanto i risultati potrebbero sovrastimare o sottostimare l’effettivo stato tensionale presente. In particolare, nel momento in cui azioni sismiche dovessero interessare la struttura, le sollecitazioni determinate saranno sicuramente sottostimate.

Nota l’analisi dei carichi, la sezione dell’elemento strutturale verticale e la resistenza del calcestruzzo ipotizzata ($R_c=150 \text{ kg/cm}^2$ corrispondente al valore minimo imposto dalla normativa dell’epoca), è possibile ottenere il relativo tasso di lavoro:

$$T_s = \frac{N}{A \cdot R_c} \quad [\text{Eq. 5.1}]$$

dove N ed A sono rispettivamente il carico agente e l’area della sezione trasversale del pilastro in esame ed R_c la resistenza del calcestruzzo.

La Regione Toscana prevede l’abbattimento del tasso di lavoro, calcolato con la formula suddetta, dividendolo per un coefficiente, in modo tale da ottenere il tasso di lavoro espresso in percentuale sulla tensione ammissibile. Per tale motivo sono stati calcolati i tassi di lavoro considerando una resistenza di 6 MPa, la quale corrisponde alla tensione ammissibile di un calcestruzzo con una resistenza di 15 MPa (valore limite per considerare il calcestruzzo strutturale).

I risultati ottenuti, per ciascuna unità strutturale sono riportati in Figura 5.23a e 5.23b. Nei grafici vengono distinti i pilastri per piano di appartenenza. Come era logico aspettarsi, i tassi di lavoro maggiori si presentano ai piani inferiori, piano seminterrato PS e piano rialzato PR, nonostante gli elementi strutturali incrementino le loro dimensioni dall’ultimo piano,

piano altana PA o piano secondo P2, ai piani inferiori. Si ricorda che una caratteristica comune a tutte le unità (ad eccezione di rari casi) è rappresentata dal fatto che ogni piano presenta pilastri con dimensioni identiche tra loro.

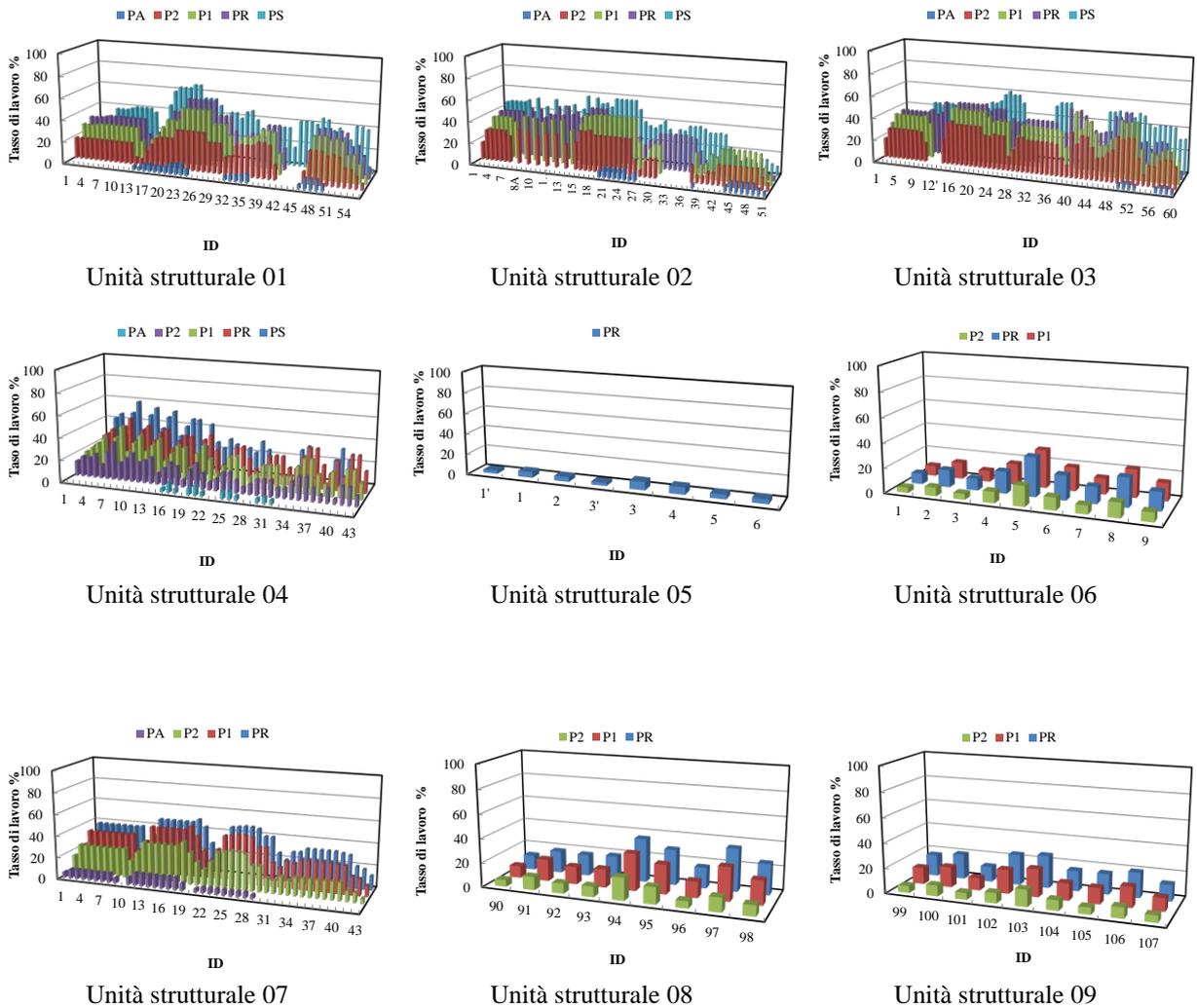


Figura 5.23a: Tassi di lavoro

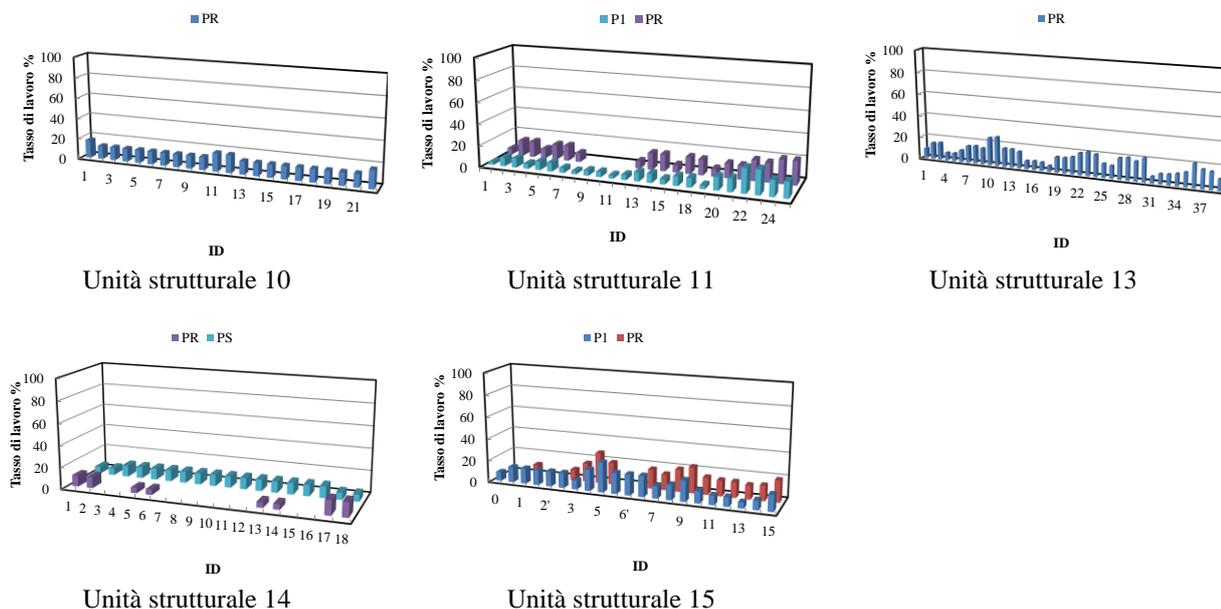


Figura 5.23b: Tassi di lavoro

Nei risultati dell'unità strutturale 01, si nota che, ad eccezione del piano altana (PA) dove si ha un numero di pilastri nettamente inferiore a quelli sottostanti, dal piano P2 al piano PR gli elementi sono caratterizzati da un incremento costante di T_s , reso possibile dal mantenimento dello schema planimetrico e da una variazione costante, e uguale per tutto il piano, delle dimensioni degli elementi. Gli elementi maggiormente sollecitati risultano i pilastri centrali dal 22 al 27, ad eccezione del piano seminterrato (PS) dove è presente un maggior numero di elementi strutturali dovuto ad un incremento di dimensioni in pianta. Proprio a causa di tale incremento le sollecitazioni maggiori si spostano sui pilastri dal 19 al 23, situati in posizione più laterale che risultano caratterizzati da un tasso di lavoro $T_s \geq 60\%$.

Nell'unità strutturale 02, si osserva che anche in questo caso i pilastri centrali sono i più sollecitati. Questa situazione cambia al piano rialzato (PR), dove l'aggiunta dei pilastri dal 31 al 36, permette una ridistribuzione dei carichi, con conseguente decremento dei carichi per gli elementi strutturali. A ciò fanno eccezione i pilastri 8-13 sui quali grava una porzione in aggetto che coinvolge i piani PR e PS.

L'unità strutturale 03 presenta un andamento dei tassi di lavoro molto regolare, con incremento costante tra un piano e l'altro. Solo al livello seminterrato si nota una variazione dovuta al numero nettamente inferiori di elementi qui presenti.

Dai risultati relativi all'unità strutturale 04 si evince una variazione dei T_s , tra i vari piani, sempre costante ad eccezione del piano seminterrato (PS), dove si ha un'estensione planimetrica minore accompagnata da un numero inferiore di elementi. Gli elementi maggiormente sollecitati si hanno nella porzione caratterizzata da un restringimento in pianta, cioè da un numero inferiore di pilastri.

L'unità strutturale 05 è costituita da un unico piano, per cui, i tassi di lavoro risultano molto bassi per tutti gli elementi strutturali, con un andamento crescente da quelli perimetrali a quelli centrali.

Le unità strutturali 06, 08 e 09 presentano caratteristiche simili: presenza di tre piani di dimensioni ridotte, identità di dimensioni in pianta e numero di pilastri tra i vari livelli dello stesso edificio, struttura a maglie abbastanza regolari. Per questo si hanno dei risultati molto simili tra loro. La forte regolarità delle tre strutture permette di avere una distribuzione dei carichi regolare e, di conseguenza, delle differenze tra i tassi di lavoro di uno stesso piano non eccessive ed un incremento regolare dei tassi tra piani successivi.

L'unità strutturale 07 presenta una configurazione planimetrica caratteristiche costanti (ad eccezione delle dimensioni dei pilastri) ai vari piani se si esclude come sempre il piano attico (PA). Ciò si riscontra anche nell'andamento dei tassi riportato in Figura, da cui si evince, come sempre, che gli elementi più critici si presentano in posizione centrale.

Per le unità strutturali 10-13 possono essere espresse le stesse osservazioni riportate per l'unità 05.

Le unità strutturali 11, 14 e 15 presentano solo due livelli, regolari in pianta, dove il valore di tasso di lavoro maggiore si manifesta negli elementi strutturali interni e centrali.

Per le unità strutturali 16, 17 e 18 non si riportano i grafici dei tassi di lavoro visto il numero limitato di pilastri che le costituiscono. Dai calcoli effettuati, comunque, è sempre stato inferiore al 20%.

Dai risultati si riscontra che gli elementi pilastro con uno stato di sollecitazione minore sono quelli posizionati sul perimetro delle unità strutturali, mentre quelli maggiormente sollecitati sono quelli in posizione interna. In generale, infatti, gli elementi esterni risultano più adatti ad essere sottoposti ad indagini di tipo distruttivo, in quanto la normativa consiglia di scegliere gli elementi strutturali da carotare tra quelli caratterizzati da uno stato di sollecitazione minore.

Tuttavia dall'analisi si riscontra che, nel caso dell'ospedale di Sansepolcro, la quasi totalità dei pilastri presenta un tasso di lavoro al di sotto della soglia del 60% (limite massimo indicato dalle linee guida regionali, al di sopra del quale si devono adottare opportuni presidi per condurre le prove distruttive). Pertanto non vi sono grandi restrizioni nella scelta degli elementi da indagare. Ciò permette di avere una maggiore libertà di scelta, evitando così qualsiasi problema riguardante l'accessibilità degli elementi (come, ad esempio, per i pilastri posizionati sul perimetro dei piani più alti, che, dal lato esterno, non sono raggiungibili con un trabattello), ma anche di condurre prove distruttive su tutta l'estensione del piano in modo random e casuale e non concentrate in zone limitate.

In Tabella 5.1 si riportano le tre fasce indicate dalla Regione Toscana ($T_s < 60$, $60 \leq T_s \leq 70$, $T_s > 70$) e, per ognuna di esse, è riportato il numero di pilastri di ciascun edificio che vi rientra.

Dalla tabella si evince che solo cinque pilastri dell'unità strutturale 01 e uno dell'unità strutturale 03 presentano un tasso di lavoro compreso tra il 60% e il 70%. Come detto in precedenza, il numero esiguo di tali elementi strutturali ha permesso di escluderli dalle indagini, semplificando così le operazioni connesse con le prove in situ.

Tabella 5.1: Tassi di lavoro per ciascun piano di ogni singola unità strutturale

Unità strutturale	Livello	$T_s < 60\%$	$60\% \leq T_s \leq 70\%$	$T_s > 70\%$
01	PS	51	5	/
	PR	52	/	/
	P1	52	/	/
	P2	52	/	/
	PA	21	/	/
02	PS	51	/	/
	PR	58	/	/
	P1	45	/	/
	P2	45	/	/
	PA	17	/	/
03	PS	36	1	/
	PR	60	/	/
	P1	58	/	/
	P2	58	/	/
	PA	8	/	/
04	PS	32	/	/
	PR	43	/	/
	P1	43	/	/
	P2	43	/	/
	PA	12	/	/
05	PR	8	/	/
06	PR	9	/	/
	P1	9	/	/
	P2	9	/	/
07	PR	43	/	/
	P1	43	/	/
	P2	43	/	/
	PA	27	/	/
08	PR	9	/	/
	P1	9	/	/
	P2	9	/	/
09	PR	9	/	/
	P1	9	/	/
	P2	9	/	/
10	PR	22	/	/
11	PR	20	/	/
	P1	24	/	/
13	PR	39	/	/
14	PS	8	/	/
	PR	18	/	/
15	PS	15	/	/
	PR	21	/	/
16	PS	8	/	/
17	PS	10	/	/
	PR	9	/	/
18	PS	8	/	/

5.2.2 Resistenza a compressione del calcestruzzo

Per la definizione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo del Presidio Ospedaliero della Valtiberina sono state condotte prove distruttive (carotaggi) e prove non distruttive (metodo combinato SonReb) in linea con le indicazioni fornite dalla Regione Toscana nel Programma Regionale VSCA del 21/07/2004, dalle Nuove norme tecniche per le costruzioni del 14/01/2008 e dalla Circolare n° 617 del 02/02/2009.

Per la conduzione di una buona campagna d'indagini diagnostiche è auspicabile che le prove distruttive e non siano condotte in modo esteso per tutto il piano permettendo di ottenere dei dati che risultino il più possibile rappresentativi statisticamente del materiale utilizzato su tutto l'edificio. Di conseguenza, per ogni livello di ciascuna unità strutturale è stato pianificato un numero significativo di prove non distruttive in funzione dell'estensione di ogni impalcato di piano ed un numero limitato di prove distruttive vista l'invasività e la complessità della metodologia.

Per la scelta degli elementi strutturali da indagare si è tenuto conto non solo delle caratteristiche geometriche e morfologiche e dello stato di conservazione degli elementi stessi, ma anche della loro accessibilità. Infatti, condurre delle indagini su edifici in uso comporta, maggiori difficoltà rispetto ad edifici non attivi. Nel caso di un complesso ospedaliero, tali difficoltà sono aggravate dalla particolare destinazione d'uso, alla presenza del personale ospedaliero e dell'arredamento, che possono intralciare e rallentare le indagini, si aggiunge la presenza dei pazienti e l'inevitabile non accessibilità di alcuni reparti e delle camere di degenza se occupate.

5.2.2.1 Prove non distruttive: metodo combinato SonReb

Il programma VSCA prevede l'esecuzione, nella medesima area di alcuni degli elementi indagati in un edificio, di una prova di tipo non distruttivo e di una successiva prova di tipo distruttivo, in modo da poter confrontare i dati raccolti e quindi tarare i risultati delle prove non distruttive sulla base di quelli derivanti dai carotaggi. Una buona correlazione permette di

valutare la qualità del conglomerato cementizio in altri pilastri o travi indagandoli con la sola prova non distruttiva e quindi di estendere le indagini anche ad elementi per i quali si ritiene opportuna l'esclusione dalle prove di carotaggio come gli elementi dalle dimensioni ridotte o non confinati da tamponamenti, i pilastri d'angolo, gli elementi caratterizzati da forti eccentricità al nodo trave-pilastro o quelli eccessivamente caricati.

La Regione Toscana ha scelto di utilizzare, tra le più comuni tipologie di prove non distruttive, da eseguire su strutture in cemento armato, il metodo SonReb, basato sull'uso combinato di due tipi di strumenti: sclerometro e apparecchio ad ultrasuoni.

La metodologia codificata prevede di ricavare l'indice di rimbalzo medio su n° 10 letture, escludendo il valore più alto e il più basso delle dodici effettuate sull'area d'indagine dell'elemento indagato (Figura 5.24), e il valore della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici, come rapporto fra le dimensioni dell'elemento indagato e la media delle tre letture dei tempi di attraversamento (Figura 5.25).

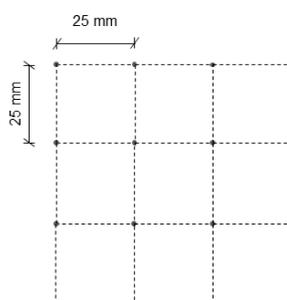
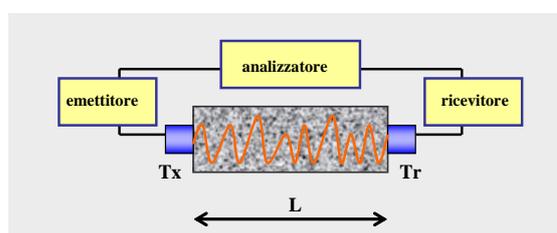


Figura 5.24: Area di indagine e distanze minime da rispettare per la prova sclerometrica



(a)



(b)

Figura 5.25: a) Schematizzazione della prova ultrasonica; b) conduzione della prova

Tra le varie formulazioni presenti in letteratura tecnica la Regione Toscana ne propone tre: R. Giacchetti e L. Lacquaniti (1980) [Eq. 5.2], J. Gašparik (1984) [Eq. 5.3] e A. Di Leo,

G. Pascale (1994) [Eq. 5.4], in cui V_{us} è la velocità di propagazione degli ultrasuoni, I_r è l'indice medio di rimbalzo e $R_{c,cub}$ la resistenza cubica convenzionale del calcestruzzo standard.

$$R_{c,cub}=7.695 \cdot 10^{-11} \cdot I_r^{1.4} \cdot V_{us}^{2.6} \quad [\text{MPa, m/s}] \quad [\text{Eq. 5.2}]$$

$$R_{c,cub}=0.0286 \cdot I_r^{1.246} \cdot V_{us}^{1.85} \quad [\text{MPa, km/s}] \quad [\text{Eq. 5.3}]$$

$$R_{c,cub}=1.2 \cdot 10^{-9} \cdot I_r^{1.058} \cdot V_{us}^{2.446} \quad [\text{MPa, m/s}] \quad [\text{Eq. 5.4}]$$

L'attuale legislazione tecnica non dà indicazioni per l'utilizzo di una delle tre formule rispetto alle altre; tuttavia, dato che tali formule, corrispondenti a curve di iso-resistenza, forniscono valori con differenze dell'ordine anche del 30-40%, la Regione Toscana utilizza come valore di resistenza stimata del singolo elemento la media ottenuta dalle tre formulazioni suddette (R_{med_SonReb}).

Si evidenzia che la formula di correlazione del metodo SonReb è applicabile per valori della velocità di attraversamento superiori a 3100÷3200 m/sec, mentre per valori inferiori non risulta attendibile poiché esterna al dominio delle curve SonReb ricavate sperimentalmente e sulla cui base si applica la formula. Si ricorda, tuttavia, che nel caso di valori bassi della velocità ultrasonica ($\approx 2500\div3000$ m/sec), pur non essendo possibile stabilire con certezza la resistenza caratteristica (R_{ck}) del cls, si ottiene probabilmente un valore di resistenza del conglomerato minore di 150 Kg/cm², mentre per valori particolarmente bassi ($\approx 1000\div2300$ m/sec), il dato ottenuto perde praticamente di significato.

Per quanto riguarda i valori forniti dallo sclerometro, si ricorda che si ottengono buoni valori di resistenza a compressione per valori dell'indice di rimbalzo medio $I_r=30$, considerando come limite minimo accettabile $I_r=27\div28$.

L'utilizzo di tale metodo non è indicato per i calcestruzzi con strati superficiali degradati, nelle zone con elevata concentrazione di ferri d'armatura e nelle zone con difetti del calcestruzzo.

Si precisa che le prove non distruttive devono essere condotte, per ciascun elemento strutturale, su due aree individuate una all'interno del quadrante compreso tra due staffe

consecutive e tra due barre longitudinali e l'altra all'interno del quadrante posto inferiormente o superiormente al primo (Figura 5.26). La posizione delle barre d'armatura, la stima del copriferro e del diametro delle armature avviene mediante prova pacometrica



Figura 5.26: Quadranti su cui condurre le prove

In Tabella 5.2 si riporta il numero di prove SonReb condotte per ogni piano di ciascuna unità strutturale.

Tabella 5.2: Prove SonReb condotte nel Presidio Ospedaliero

Livello	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	13	14	15	16	17	18
PS	13	8	4	5						7			2	5	1	3	2
PR	5	9	13	15	1	3	15	4	5		6	8	2	0		0	
P1	10	5	13	15		0	10	4	4		3						
P2	17	9	0	10		2	13	2	2								
PA	3	4	1	3			7										
Totale	48	35	31	48	1	5	45	10	11	7	9	8	4	5	1	3	2
TOTALE	273																

I valori medi delle misurazioni condotte con la prova sclerometrica ed ultrasonica e delle resistenze ottenuti con le formulazioni sopra descritte [Eq.5.2, Eq.5.3 e Eq.5.4], di ciascun elemento strutturale indagato e per ogni piano della singola unità strutturale, sono riportati in Tabella 5.3 - 5.17.

La sintesi delle misurazioni ottenute, in termini di valori medi, relative alle battute sclerometriche, velocità ultrasoniche e resistenza a compressione mediante prova SonReb, oltre ad alcuni parametri statistici quali il coefficiente di variazione (Cov.) e la deviazione standard (Dev. Stand.) relativi alla R_{med_SonReb} , è riportata in Tabella 5.3-5.18. Da tali tabelle si evidenzia che il minimo valore medio dell'indice di rimbalzo è pari a 34.4, nel caso dell'unità strutturale 11 al piano primo (P1), valore superiore al limite minimo accettabile $I_r=27\div 28$, per cui i risultati ottenuti con tale prova possono essere considerati accettabili. Per quanto riguarda le velocità ultrasoniche, in alcuni casi si sono ottenuti valori bassi. In particolare, al piano attico (PA) dell'unità strutturale 07 il valore medio degli impulsi ultrasonici ha dato come risultato $V_{us} = 2414.4$ m/s, inferiore al valore limite consigliato. Tuttavia, trattandosi di un ultimo piano e visto che i risultati dei livelli sottostanti sono ben al di sopra di tale limite inferiore tale anomalia può considerarsi trascurabile. Il coefficiente di variazione medio più elevato non supera il 42% di variabilità nel caso dell'unità strutturale 2. In ogni modo, solo in pochi casi il Cov. è intorno al 40 % il che indica una bassa dispersione dei dati e quindi valori di resistenza del calcestruzzo poco variabili tra loro.

Per quanto riguarda la R_{med_SonReb} , solamente al piano attico (PA) dell'edificio 07 ed al piano secondo (P2) dell'edificio 09 si hanno valori al di sotto dei 150 kg/cm². In particolare per l'edificio 07 si evidenzia come alla bassa resistenza del calcestruzzo corrisponde una bassa velocità degli impulsi ultrasonici a conferma di quanto precedentemente evidenziato.

Tabella 5.3: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 01

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/13/A-A'	44.00	3608.66	272.99	342.92	330.54	315.48
P/PS/13/B-B'	45.00	3540.52	268.09	340.44	323.07	310.53
P/PS/14/A-A'	45.20	3271.91	219.73	295.84	267.62	261.06
P/PS/14/B-B'	45.95	3281.78	226.62	303.65	274.34	268.20
P/PS/39/A-A'	43.90	3218.88	202.16	276.78	249.32	242.75
P/PS/39/B-B'	41.25	3149.06	175.01	245.93	221.23	214.06
P/PS/31/A-A'	47.30	3740.65	331.65	401.05	389.59	374.10
P/PS/31/B-B'	48.85	3802.28	362.02	430.30	419.55	403.96
P/PS/6/A-A'	38.95	2962.48	137.79	204.50	179.31	173.87
P/PS/6/B-B'	39.70	3067.48	154.94	223.36	199.24	192.51
P/PS/2/A-A'	43.45	3462.87	240.95	312.79	294.87	282.87
P/PS/2/B-B'	46.20	3406.51	251.60	327.55	302.27	293.81
P/PS/1/A-A'	48.30	3599.07	308.91	383.28	362.44	351.54
P/PS/1/B-B'	47.20	3645.63	309.27	381.40	365.01	351.89
T/PS/45-35/A-A'	34.95	2496.59	75.88	130.19	105.21	103.76
T/PS/45-35/B-B'	27.15	1830.00	23.76	53.50	37.68	38.31
P/PS/47/A-A'	44.85	2048.91	64.36	123.25	84.48	90.70
P/PS/47/B-B'	43.40	1986.75	56.74	111.75	75.67	81.38
T/PS/48-23/A-A'	39.30	3131.42	161.17	229.14	207.32	199.21
T/PS/48-23/B-B'	38.75	3290.18	179.71	246.72	230.51	218.98
T/PS/24-6/A-A'	37.70	2922.39	127.06	191.47	167.55	162.03
T/PS/24-6/B-B'	38.95	2794.75	118.42	183.60	155.49	152.50
P/PS/45/A-A'	42.10	2029.77	57.49	111.94	77.21	82.21
P/PS/45/B-B'	43.40	2024.75	59.60	115.73	79.26	84.86
T/PS/29-39/A-A'	37.85	3112.03	150.46	216.16	196.23	187.61
T/PS/29-39/B-B'	35.50	3038.49	129.25	190.93	172.94	164.37
P/PR/46/A-A'	45.90	3607.45	289.38	361.25	345.37	332.00
P/PR/46/B-B'	45.10	3693.41	300.17	369.16	359.11	342.81
P/PR/25/A-A'	42.60	3359.46	216.61	288.54	268.13	257.76
P/PR/25/B-B'	42.95	3276.30	205.28	278.29	254.38	245.99
T/PR/6-24/A-A'	40.60	3196.89	178.01	247.93	225.72	217.22
T/PR/6-24/B-B'	38.50	3104.47	153.12	219.80	198.61	190.51
P/PR/23/A-A'	45.35	3670.09	297.56	367.38	355.66	340.20
P/PR/23/B-B'	45.45	3553.69	274.49	347.06	329.47	317.01
T/PR/25-50/A-A'	39.55	3277.49	183.07	251.28	233.33	222.56
T/PR/25-50/B-B'	41.45	3154.57	177.01	248.22	223.32	216.18
P/P1/23/A-A'	44.85	270.39	228.78	303.87	278.54	270.39
P/P1/23/B-B'	44.00	271.84	230.20	303.75	281.56	271.84
P/P1/1/A-A'	46.45	221.88	182.18	260.68	222.79	221.88
P/P1/1/B-B'	48.05	262.53	221.04	301.66	264.89	262.53
P/P1/29/A-A'	47.50	231.69	191.44	271.55	232.07	231.69
P/P1/29/B-B'	46.80	250.43	209.41	288.38	253.49	250.43
T/P1/30-40/A-A'	42.60	237.67	197.35	270.04	245.64	237.67
T/P1/30-40/B-B'	41.65	234.01	193.88	265.16	242.99	234.01
T/P1/29-11/A-A'	42.40	235.30	195.08	267.52	243.28	235.30
T/P1/29-11/B-B'	42.30	258.38	217.21	288.60	269.32	258.38
P/P1/34/A-A'	49.35	319.67	277.05	356.63	325.35	319.67
P/P1/34/B-B'	49.95	327.94	285.25	365.21	333.36	327.94
P/P1/3/A-A'	49.05	240.44	199.72	282.11	239.50	240.44

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cm ²]	Eq. 5.3 [kg/cm ²]	Eq. 5.4 [kg/cm ²]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]
P/P1/3/B-B'	48.00	237.91	197.35	278.21	238.16	237.91
P/P1/4/A-A'	47.25	232.12	191.86	271.62	232.88	232.12
P/P1/4/B-B'	47.70	243.45	202.67	283.08	244.59	243.45
T/P1/24-6/A-A'	42.35	198.00	159.93	232.18	201.87	198.00
T/P1/24-6/B-B'	37.65	194.51	156.85	222.35	204.34	194.51
P/P1/6/A-A'	44.95	271.82	230.16	305.34	279.96	271.82
P/P1/6/B-B'	46.00	280.32	238.41	314.90	287.67	280.32
P/P2/21/A-A'	44.15	3235.08	206.45	281.34	253.92	247.24
P/P2/21/B-B'	42.90	3311.26	210.68	283.40	260.75	251.61
P/P2/25/A-A'	45.40	3316.42	229.00	305.00	277.91	270.63
P/P2/25/B-B'	46.30	3362.73	244.02	320.67	293.53	286.07
P/P2/27/A-A'	47.80	3448.28	272.38	349.54	322.84	314.92
P/P2/27/B-B'	48.10	3567.32	300.12	375.10	353.12	342.78
T/P2/46-47/A-A'	32.00	2665.88	79.54	131.70	112.52	107.92
T/P2/46-47/B-B'	33.35	2813.38	96.95	153.18	134.10	128.08
P/P2/12/A-A'	40.95	3025.21	156.07	226.27	199.01	193.79
P/P2/12/B-B'	40.90	3152.36	173.41	243.81	219.81	212.34
P/P2/35/A-A'	43.25	3369.89	223.04	295.73	274.54	264.44
P/P2/35/B-B'	44.00	3291.47	214.91	289.25	263.93	256.03
P/P2/34/A-A'	46.30	3446.96	260.23	335.69	311.84	302.59
P/P2/34/B-B'	43.35	3353.20	220.90	293.87	271.89	262.22
P/P2/9/A-A'	48.65	3458.88	281.42	359.34	331.40	324.05
P/P2/9/B-B'	48.70	3306.39	250.65	331.00	297.12	292.92
P/P2/8/A-A'	50.80	3151.26	234.68	319.20	276.23	276.71
P/P2/8/B-B'	49.25	3236.25	240.82	322.61	285.30	282.91
P/P2/29/A-A'	47.25	3412.97	260.92	338.04	310.99	303.32
P/P2/29/B-B'	47.30	3450.92	268.93	345.48	319.87	311.43
P/P2/23/A-A'	45.00	3637.07	287.52	357.82	345.05	330.13
P/P2/23/B-B'	46.40	3524.06	276.47	350.65	329.93	319.02
P/P2/6/A-A'	43.35	3183.59	193.01	266.96	239.47	233.15
P/P2/6/B-B'	42.45	3276.30	201.95	274.26	251.25	242.48
P/P2/48/A-A'	46.40	3107.73	199.38	277.89	242.59	239.95
P/P2/48/B-B'	47.05	3425.96	261.95	338.63	312.48	304.36
P/P2/5/A-A'	43.65	3177.97	193.99	268.39	240.18	234.19
P/P2/5/B-B'	45.05	2989.04	172.89	249.23	213.77	211.96
P/P2/4/A-A'	42.50	3082.19	172.58	245.32	216.65	211.52
P/P2/4/B-B'	44.55	3104.52	187.84	263.65	231.78	227.75
P/P2/2/A-A'	45.30	3152.36	200.08	276.91	244.91	240.63
P/P2/2/B-B'	46.15	2774.35	147.32	223.76	182.75	184.61
P/P2/11/A-A'	41.30	3151.26	175.63	246.62	221.90	214.72
P/P2/11/B-B'	42.45	3090.66	173.53	246.20	217.84	212.52
P/PA/20/A-A'	52.80	2983.10	214.80	302.62	251.63	256.35
P/PA/20/B-B'	54.35	2998.00	226.60	316.64	262.64	268.62
P/PA/34/A-A'	48.95	2891.91	178.21	260.01	215.28	217.83
P/PA/34/B-B'	47.50	2853.13	164.97	244.27	201.76	203.67
P/PA/33/A-A'	49.50	2995.02	198.29	281.31	237.33	238.98
P/PA/33/B-B'	50.35	2961.63	197.24	281.44	235.10	237.93

Tabella 5.4: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 02

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/13A/A-A'	48.00	3521.55	289.37	365.30	341.38	332.02
P/PS/13A/B-B'	50.30	3458.84	294.87	374.58	343.29	337.58
P/PS/29/A-A'	40.55	3011.04	152.08	221.59	194.70	189.46
P/PS/29/B-B'	41.10	3174.60	177.82	248.51	224.78	217.04
P/PS/8A/A-A'	52.55	3656.28	362.17	438.35	411.85	404.12
P/PS/8A/B-B'	50.50	3615.01	332.58	408.48	384.06	375.04
P/PS/20/A-A'	44.70	3416.86	242.14	316.12	294.07	284.11
P/PS/20/B-B'	44.30	3429.88	241.49	314.81	294.01	283.44
T/PS/29-16/A-A'	30.75	2837.96	88.51	140.70	125.71	118.31
T/PS/29-16/B-B'	30.70	2911.71	94.40	147.24	133.62	125.09
P/PS/16/A-A'	38.10	2669.35	101.90	164.08	135.76	133.91
P/PS/16/B-B'	38.20	2761.28	111.68	175.26	147.90	144.95
T/PS/16-3/A-A'	29.55	2886.44	87.48	138.15	125.63	117.09
T/PS/16-3/B-B'	27.15	2837.21	74.30	120.42	110.12	101.61
P/PS/32/A-A'	39.95	3743.76	262.38	325.44	326.51	304.78
P/PS/32/B-B'	39.05	3719.01	249.80	312.48	313.60	291.96
P/PR/42/A-A'	46.05	3504.40	269.60	343.78	322.85	312.08
P/PR/42/B-B'	42.45	3575.62	253.48	322.40	311.15	295.68
P/PR/9/A-A'	42.75	3230.29	196.58	269.53	244.52	236.88
P/PR/9/B-B'	45.50	3289.71	224.92	301.29	273.10	266.44
P/PR/46/A-A'	50.90	3614.46	336.14	412.40	387.13	378.56
P/PR/46/B-B'	47.55	3705.23	325.94	396.65	382.76	368.45
P/PR/16/A-A'	47.15	3040.89	192.70	272.32	233.96	232.99
P/PR/16/B-B'	46.85	2998.97	184.22	263.31	224.63	224.05
P/PR/18/A-A'	42.05	2564.86	105.45	172.32	136.68	138.15
P/PR/18/B-B'	41.15	2528.33	98.56	163.35	128.98	130.30
P/PR/22/A-A'	43.90	3148.27	190.83	265.65	236.15	230.88
P/PR/22/B-B'	41.20	3120.81	170.67	241.50	216.13	209.43
P/PR/8A/A-A'	45.00	3354.81	233.05	308.15	283.18	274.79
P/PR/8A/B-B'	43.70	3356.09	223.90	297.30	274.79	265.33
P/PR/10A/A-A'	38.55	3030.82	144.11	210.59	187.54	180.75
P/PR/10A/B-B'	37.85	3183.45	159.60	225.42	207.43	197.48
P/PR/44/A-A'	49.50	3591.38	317.93	393.62	370.04	360.53
P/PR/44/B-B'	48.45	3546.10	298.52	374.35	350.68	341.18
P/P1/26/A-A'	44.50	3043.63	178.13	253.80	220.56	217.50
P/P1/26/B-B'	42.35	3099.17	174.20	246.73	218.77	213.23
P/P1/11/A-A'	33.20	2361.58	61.11	110.19	86.98	86.09
P/P1/11/B-B'	32.35	2288.91	54.33	100.69	78.39	77.81
P/P1/7/A-A'	40.80	2705.95	116.19	183.25	150.91	150.12
P/P1/7/B-B'	40.25	2774.35	121.65	188.69	158.12	156.15
P/P1/9/A-A'	41.05	2760.74	123.46	191.62	159.52	158.20
P/P1/9/B-B'	39.00	2714.93	110.02	174.30	145.04	143.12
P/P1/13/A-A'	41.05	2867.44	136.25	205.55	175.02	172.27
P/P1/13/B-B'	41.75	2753.54	125.56	194.76	161.36	160.56
P/P2/16/A-A'	43.35	2848.10	144.49	217.26	182.37	181.37
P/P2/16/B-B'	42.95	2833.75	140.77	212.77	178.37	177.30
P/P2/20/A-A'	40.35	2765.83	121.10	188.20	157.35	155.55
P/P2/20/B-B'	41.35	2777.78	126.73	195.58	163.19	161.84
P/P2/24/A-A'	45.85	2993.02	177.81	255.39	218.49	217.23

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/P2/24/B-B'	44.55	2902.29	157.66	232.76	196.57	195.66
P/P2/49/A-A'	40.80	3472.74	222.27	290.73	277.81	263.60
P/P2/49/B-B'	39.95	3316.69	191.50	260.11	242.79	231.47
P/P2/10/A-A'	41.15	2919.23	143.23	213.12	183.33	179.89
P/P2/10/B-B'	40.35	2911.68	138.41	206.97	178.43	174.60
P/P2/22/A-A'	45.25	2756.51	140.93	215.74	176.18	177.62
P/P2/22/B-B'	44.75	2812.50	146.20	220.84	182.89	183.31
P/P2/6/A-A'	45.90	2874.48	160.32	237.31	198.16	198.60
P/P2/6/B-B'	46.45	2891.10	165.48	243.44	203.52	204.15
P/P2/18/A-A'	42.00	2890.17	143.60	214.61	182.81	180.34
P/P2/18/B-B'	41.40	2843.60	134.92	204.55	173.03	170.83
P/P2/4/A-A'	48.20	2702.70	146.27	225.05	179.48	183.60
P/P2/4/B-B'	49.05	2918.29	182.99	265.09	220.59	222.89
P/PA/21/A-A'	40.15	2882.77	133.93	201.93	173.21	169.69
P/PA/21/B-B'	41.00	2890.17	138.84	208.26	178.21	175.10
P/PA/49/A-A'	41.05	3156.79	174.94	245.56	221.42	213.97
P/PA/49/B-B'	43.10	3264.42	204.35	277.63	253.06	245.01
P/PA/46/A-A'	42.70	3241.23	197.99	270.83	246.25	238.36
P/PA/46/B-B'	43.15	3173.78	190.23	263.92	236.51	230.22
P/PA/24/A-A'	40.05	2619.52	104.05	168.62	136.68	136.45
P/PA/24/B-B'	39.30	2723.62	112.13	177.01	147.37	145.51

Tabella 5.5: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 03

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/50/A-A'	38.85	3088.54	153.01	220.19	198.01	190.40
P/PS/50/B-B'	39.85	3089.60	158.69	227.41	203.58	196.56
P/PS/34/A-A'	42.00	2990.03	156.86	228.53	198.65	194.68
P/PS/34/B-B'	42.30	2982.11	157.34	229.43	198.85	195.21
P/PS/23/A-A'	45.10	3114.53	192.70	269.31	236.67	232.89
P/PS/23/B-B'	46.75	2855.39	161.67	239.83	198.78	200.09
P/PS/51/A-A'	35.70	2952.76	120.93	182.35	162.21	155.16
P/PS/51/B-B'	37.95	2894.82	125.12	189.70	164.86	159.89
P/PR/33/A-A'	38.60	2946.95	134.22	200.26	175.34	169.94
P/PR/33/B-B'	41.25	2977.17	151.25	221.68	192.85	188.59
P/PR/51/A-A'	40.50	3358.61	201.68	270.80	254.01	242.16
P/PR/51/B-B'	39.80	3275.80	184.45	253.02	234.60	224.02
P/PR/50/A-A'	38.55	2858.05	123.72	188.92	162.46	158.37
P/PR/50/B-B'	38.70	3053.95	147.79	214.61	191.85	184.75
T/PR/23-49/A-A'	33.50	2994.01	114.69	172.84	156.89	148.14
T/PR/23-49/B-B'	35.30	2969.32	120.78	181.68	162.50	154.99
P/PR/34/A-A'	41.60	3232.76	189.60	260.90	238.01	229.50
P/PR/34/B-B'	42.95	3102.38	178.14	251.58	222.61	217.44
T/PR/33-18/A-A'	33.15	3074.82	121.12	179.21	165.60	155.31
T/PR/33-18/B-B'	34.15	2959.55	114.33	173.28	155.64	147.75
P/PR/15/A-A'	39.25	3244.94	176.49	244.36	225.88	215.58
P/PR/15/B-B'	43.05	3167.57	188.65	262.21	234.80	228.55
T/PR/3-15/A-A'	29.90	2875.70	88.08	139.23	126.05	117.78
T/PR/3-15/B-B'	32.90	3251.75	138.61	196.88	188.37	174.62
P/PR/33-44/A-A'	32.40	3031.81	113.08	169.69	156.16	146.31
P/PR/33-44/B-B'	31.25	3304.44	134.48	190.23	185.54	170.08
P/PR/6/A-A'	47.40	3378.38	255.23	333.04	304.35	297.54
P/PR/6/B-B'	47.95	3294.29	242.94	322.47	289.67	285.02

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PR/4/A-A'	44.80	3242.68	212.01	287.76	259.36	253.04
P/PR/4/B-B'	42.60	3192.58	189.74	262.59	236.72	229.68
P/PR/2/A-A'	48.05	3313.70	247.40	326.84	294.51	289.58
P/PR/2/B-B'	44.85	3226.96	209.67	285.58	256.60	250.62
P/PR/12/A-A'	48.80	3328.32	255.73	335.93	302.62	298.09
P/PR/12/B-B'	50.15	3359.91	272.29	353.68	318.76	314.91
P/P1/48/A-A'	42.70	3222.34	195.01	267.91	242.75	235.22
P/P1/48/B-B'	43.90	3205.13	199.92	274.59	246.72	240.41
P/P1/50/A-A'	39.50	3134.64	162.75	231.03	208.96	200.91
P/P1/50/B-B'	40.50	3126.07	167.36	237.14	213.13	205.87
P/P1/33/A-A'	39.55	3116.49	160.60	228.92	206.28	198.60
P/P1/33/B-B'	39.65	3015.82	147.98	216.11	190.87	184.99
P/P1/7/A-A'	43.65	3141.36	188.23	262.70	233.47	228.13
P/P1/7/B-B'	43.60	2973.24	162.89	236.94	203.83	201.22
T/P1/51-25/A-A'	34.75	2726.46	94.65	152.14	129.71	125.50
T/P1/51-25/B-B'	35.05	2916.80	114.16	174.23	154.39	147.60
P/P1/3/A-A'	42.65	3012.05	163.36	236.12	205.56	201.68
P/P1/3/B-B'	44.25	3230.44	206.33	281.39	253.64	247.12
T/P1/21-9/A-A'	40.00	3291.88	188.13	256.92	238.69	227.91
T/P1/21-9/B-B'	34.60	3175.72	139.86	200.66	187.51	176.01
P/P1/21/A-A'	37.90	3057.20	143.93	209.51	188.14	180.53
P/P1/21/B-B'	35.60	3103.10	137.06	199.20	182.62	172.96
P/P1/2/A-A'	43.15	3271.54	205.84	279.15	254.73	246.57
P/P1/2/B-B'	44.90	3164.56	199.60	275.83	244.92	240.12
P/P1/25/A-A'	48.05	3361.50	256.78	335.62	305.01	299.14
P/P1/25/B-B'	47.05	3350.42	247.20	324.94	295.90	289.35
P/P1/26/A-A'	44.60	3105.59	188.30	264.18	232.25	228.25
P/P1/26/B-B'	44.45	3108.81	187.92	263.58	232.01	227.84
T/P1/46-35/A-A'	39.95	3262.01	183.40	252.23	233.12	222.92
T/P1/46-35/B-B'	35.80	3006.79	127.27	189.23	170.07	162.19
T/P1/36-21/A-A'	35.30	3054.99	130.05	191.50	174.21	165.25
T/P1/36-21/B-B'	33.95	3078.50	125.62	185.02	170.33	160.32
P/PA/59/A-A'	36.25	3775.17	234.03	292.82	300.69	275.85
P/PA/59/B-B'	34.30	2776.92	97.47	154.86	133.81	128.71

Tabella 5.6: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 04

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/13/A-A'	35.45	2741.40	98.72	157.56	134.26	130.18
P/PS/13/B-B'	35.35	2964.43	120.50	181.45	162.09	154.68
T/PS/13-14/A-A'	33.00	3007.02	113.57	171.00	156.06	146.88
T/PS/13-14/B-B'	34.00	2796.77	98.08	155.20	134.90	129.39
P/PS/10/A-A'	40.90	3106.66	166.95	237.31	212.10	205.45
P/PS/10/B-B'	40.15	3060.18	156.43	225.52	200.46	194.14
T/PS/12-13/A-A'	37.40	3095.98	145.98	210.93	191.32	182.75
T/PS/12-13/B-B'	34.50	3097.04	130.50	190.87	175.81	165.73
T/PS/17-21/A-A'	37.05	3397.88	183.51	247.63	237.85	223.00
T/PS/17-21/B-B'	35.10	3280.42	155.26	216.91	206.10	192.76
P/PR/3/A-A'	29.05	2691.39	71.21	118.82	103.97	98.00

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cm ²]	Eq. 5.3 [kg/cm ²]	Eq. 5.4 [kg/cm ²]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]
P/PR/3/B-B'	30.20	2756.51	80.01	130.35	114.85	108.41
P/PR/1/A-A'	30.45	2766.68	81.72	132.60	116.91	110.41
P/PR/1/B-B'	32.60	2816.90	94.21	149.25	131.31	124.93
P/PR/30/A-A'	37.35	2969.32	130.71	194.92	172.50	166.04
P/PR/30/B-B'	37.45	3021.15	137.24	201.93	180.47	173.21
P/PR/20/A-A'	35.50	2892.03	113.67	174.25	153.26	147.06
P/PR/20/B-B'	36.00	2924.93	119.38	181.06	159.91	153.45
P/PR/11/A-A'	35.70	2741.40	99.69	158.94	135.26	131.30
P/PR/11/B-B'	37.75	2727.27	106.36	168.77	141.69	138.94
P/PR/7/A-A'	33.80	2807.24	98.22	155.14	135.29	129.55
P/PR/7/B-B'	35.20	2906.98	113.85	174.07	153.82	147.24
T/PR/23-28/A-A'	34.30	3240.08	145.57	206.00	195.14	182.24
T/PR/23-28/B-B'	35.95	3391.40	175.05	237.67	229.31	214.01
T/PR/17-21/A-A'	35.05	3276.30	154.44	216.03	205.16	191.88
T/PR/17-21/B-B'	36.65	3211.99	156.14	220.16	204.90	193.73
P/PR/17/A-A'	30.40	2546.37	65.71	113.50	95.27	91.49
P/PR/17/B-B'	28.85	2650.52	67.78	114.52	99.42	93.91
T/PR/4-5/A-A'	40.30	3068.53	158.36	227.72	202.59	196.23
T/PR/4-5/B-B'	40.65	3228.12	182.88	252.82	231.45	222.38
T/PR/6-7/A-A'	32.65	3057.07	116.80	173.97	160.67	150.48
T/PR/6-7/B-B'	36.80	3069.58	139.57	203.47	184.18	175.74
T/PR/35-41/A-A'	39.25	3476.25	211.09	277.55	267.31	251.99
T/PR/35-41/B-B'	-	-	-	-	-	-
T/PR/36-42/A-A'	-	-	-	-	-	-
T/PR/36-42/B-B'	38.30	3257.33	172.24	238.69	222.16	211.03
T/PR/35-36/A-A'	39.55	3318.58	189.10	257.14	240.55	228.93
T/PR/35-36/B-B'	39.25	3323.49	187.81	255.41	239.49	227.57
T/PR/30-35/A-A'	38.00	3374.58	186.76	252.34	240.22	226.44
T/PR/30-35/B-B'	39.85	3405.22	204.36	272.25	258.26	244.96
P/P1/16/A-A'	47.80	3521.13	287.59	363.32	339.78	330.23
P/P1/16/B-B'	47.00	3506.04	277.76	352.95	330.28	320.33
P/P1/24/A-A'	40.55	3172.37	174.18	244.05	221.22	213.15
P/P1/24/B-B'	41.05	3201.71	181.48	252.06	229.21	220.92
P/P1/31/A-A'	39.15	2969.32	139.62	206.69	181.30	175.87
P/P1/31/B-B'	39.15	3050.85	149.81	217.31	193.72	186.95
T/P1/36-31/A-A'	39.20	3229.28	173.97	241.79	222.92	212.90
T/P1/36-31/B-B'	42.00	3283.47	200.09	271.74	249.76	240.53
P/P1/7/A-A'	38.65	3086.00	151.58	218.44	196.54	188.85
P/P1/7/B-B'	39.45	3162.81	166.29	234.52	213.29	204.70
P/P1/11/A-A'	37.85	3319.06	177.89	243.51	229.71	217.03
P/P1/11/B-B'	35.45	3285.06	158.01	220.19	209.00	195.73
T/P1/13-14/A-A'	47.35	3440.37	267.20	343.98	317.84	309.67
T/P1/13-14/B-B'	46.55	3541.91	281.39	355.37	335.18	323.98
T/P1/1-2/A-A'	45.90	3343.24	237.46	313.83	286.74	279.34
T/P1/1-2/B-B'	47.25	3394.95	257.36	334.74	306.98	299.69
T/P1/12-13/A-A'	44.55	3277.22	216.23	291.42	264.60	257.41
T/P1/12-13/B-B'	45.15	3258.55	217.07	293.20	264.65	258.30
T/P1/25-26/A-A'	43.80	3367.13	226.54	299.97	277.68	268.06
T/P1/25-26/B-B'	40.90	3374.46	206.99	276.54	259.64	247.72
P/P1/20/A-A'	45.35	3530.09	268.94	341.87	323.39	311.40
P/P1/20/B-B'	46.00	3615.17	291.88	363.66	347.99	334.51
T/P1/42-36/A-A'	43.10	3237.41	199.98	273.39	247.97	240.45

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
T/P1/42-36/B-B'	41.15	3237.41	187.43	258.07	236.12	227.21
P/P1/17/A-A'	45.20	3702.93	303.12	371.94	362.23	345.76
P/P1/17/B-B'	46.85	3679.83	313.59	384.46	370.52	356.19
P/P1/25-30/A-A'	43.20	3461.54	238.77	310.33	292.80	280.64
P/P1/25-30/B-B'	43.40	3602.88	266.68	336.11	324.50	309.09
P/P1/6/A-A'	40.70	3128.26	168.82	238.91	214.61	207.45
P/P1/6/B-B'	40.75	3181.34	176.67	246.84	223.91	215.81
P/P2/7/A-A'	42.25	3473.56	233.55	303.79	288.43	275.26
P/P2/7/B-B'	43.65	3548.90	258.48	329.20	314.64	300.77
P/P2/13/A-A'	40.55	3115.26	166.14	235.99	211.60	204.58
P/P2/13/B-B'	42.25	3127.17	177.73	250.14	223.07	216.98
P/P2/31/A-A'	40.85	3211.99	181.76	252.03	229.82	221.20
P/P2/31/B-B'	41.25	3092.78	167.00	237.87	211.69	205.52
P/P2/29/A-A'	33.45	3163.44	132.06	191.01	179.22	167.43
P/P2/29/B-B'	33.45	3132.61	128.74	187.58	174.98	163.77
P/P2/35/A-A'	38.80	3240.91	173.10	240.32	222.46	211.96
P/P2/35/B-B'	35.05	3225.81	148.33	209.91	197.51	185.25
P/P2/20/A-A'	38.20	3059.44	145.80	211.86	190.06	182.57
P/P2/20/B-B'	38.20	3177.97	160.95	227.30	208.57	198.94
P/P2/17/A-A'	39.55	3382.19	198.67	266.33	251.99	239.00
P/P2/17/B-B'	39.75	3321.03	190.81	259.12	242.28	230.73
P/P2/11/A-A'	43.00	3281.08	206.40	279.45	255.60	247.15
P/P2/11/B-B'	43.15	3312.48	212.61	285.65	262.59	253.62
P/P2/12/A-A'	37.90	3260.87	170.20	236.06	220.29	208.85
P/P2/12/B-B'	37.40	3307.61	173.37	238.38	224.91	212.22
P/P2/6/A-A'	34.00	3183.59	137.36	197.24	185.19	173.26
P/P2/6/B-B'	35.25	3166.78	142.51	204.30	189.93	178.91
P/PA/20/A-A'	41.15	3229.28	186.21	256.87	234.67	225.92
P/PA/20/B-B'	40.70	3236.25	184.39	254.39	233.18	223.99
T/PA/T25-20/A-A'	38.60	3120.67	155.77	222.64	201.71	193.37
T/PA/T25-20/B-B'	40.30	3180.21	173.79	243.29	221.11	212.73
P/PA/18/A-A'	40.20	2665.09	109.39	174.90	143.13	142.48
P/PA/18/B-B'	39.10	3314.92	185.56	252.98	237.02	225.19

Tabella 5.7: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 05

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PR/1/A-A'	36.25	2913.56	119.33	181.32	159.56	153.40
P/PR/1/B-B'	38.70	3004.01	141.59	208.16	184.26	178.00

Tabella 5.8: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 06

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PR/5/A-A'	44.65	3177.97	200.24	276.07	246.01	240.77
P/PR/5/B-B'	42.80	3232.76	197.30	270.31	245.28	237.63
T/PR/1-4/A-A'	40.95	3343.08	202.37	272.21	254.10	242.89
T/PR/1-4/B-B'	43.45	3150.83	188.49	262.66	234.06	228.40
T/PR/3-6/A-A'	41.80	3392.39	216.36	286.94	269.15	257.48
T/PR/3-6/B-B'	44.35	3190.36	200.37	275.74	246.60	240.90
P/P2/2/A-A'	49.00	2921.13	183.20	265.23	220.87	223.10
P/P2/2/B-B'	50.10	2726.45	157.96	240.00	191.02	196.33
P/P2/5/A-A'	51.10	3048.78	217.13	302.48	256.37	258.66
P/P2/5/B-B'	51.25	3216.58	250.61	335.22	293.17	293.00

Tabella 5.9: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 07

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PR/16/A-A'	45.55	3264.36	220.78	297.42	268.29	262.17
P/PR/16/B-B'	44.30	3128.21	190.08	265.51	234.73	230.11
P/PR/29/A-A'	44.50	3203.99	203.57	279.09	250.07	244.24
P/PR/29/B-B'	44.10	3169.01	195.36	270.42	241.13	235.64
P/PR/23/A-A'	42.45	3062.23	169.41	242.03	212.97	208.14
P/PR/23/B-B'	42.25	3085.60	171.65	244.02	215.89	210.52
T/PR/6-16/A-A'	38.30	3184.71	162.43	228.93	210.24	200.54
T/PR/6-16/B-B'	38.15	3260.87	171.78	238.00	221.83	210.53
P/PR/2/A-A'	40.70	3262.05	188.24	258.15	237.76	228.05
P/PR/2/B-B'	43.80	3194.89	197.63	272.20	244.21	238.01
P/PR/8/A-A'	40.10	3010.03	149.59	218.39	192.26	186.75
P/PR/8/B-B'	40.25	3070.62	158.37	227.65	202.67	196.23
T/PR/29-40/A-A'	40.00	2941.18	140.36	208.59	181.20	176.72
T/PR/29-40/B-B'	40.65	2849.91	132.27	200.77	170.64	167.89
P/PR/28/A-A'	43.55	3004.01	167.04	241.15	208.78	205.66
P/PR/28/B-B'	40.55	3022.16	153.54	223.11	196.47	191.04
P/PR/27/A-A'	42.80	3131.52	181.63	254.85	226.92	221.14
P/PR/27/B-B'	43.60	3220.04	200.41	274.61	247.73	240.92
T/PR/25-26/A-A'	38.35	3063.31	147.09	213.40	191.44	183.97
T/PR/25-26/B-B'	37.70	3031.32	139.74	204.88	183.24	175.96
P/PR/26/A-A'	46.05	3272.34	225.61	302.86	273.04	267.17
P/PR/26/B-B'	44.10	3137.65	190.37	265.49	235.34	230.40
P/PR/4/A-A'	43.15	3182.75	191.63	265.30	238.15	231.69
P/PR/4/B-B'	43.00	3129.21	182.47	255.99	227.63	222.03
T/PR/16-26/A-A'	41.60	3293.20	198.95	269.99	249.04	239.33
T/PR/16-26/B-B'	40.95	3258.58	189.34	259.62	238.68	229.21
P/PR/12/A-A'	42.50	3166.50	185.12	257.88	231.44	224.81
P/PR/12/B-B'	40.70	3155.75	172.71	242.81	219.25	211.59
T/PR/13-23/A-A'	37.95	3114.36	151.31	217.17	197.14	188.54
T/PR/13-23/B-B'	40.35	3060.20	157.52	226.93	201.52	195.32
P/P1/16/A-A'	34.05	2770.94	95.94	152.84	132.08	126.95
P/P1/16/B-B'	34.70	2733.90	95.13	152.64	130.38	126.05
P/P1/16'/A-A'	34.05	2770.94	95.94	152.84	132.08	126.95
P/P1/16'/B-B'	34.70	2733.90	95.13	152.64	130.38	126.05

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/P1/14/A-A'	38.60	2945.03	133.99	200.02	175.06	169.69
P/P1/14/B-B'	35.80	3006.01	127.18	189.14	169.96	162.10
P/P1/29/A-A'	37.10	2889.25	120.61	183.76	160.20	154.86
P/P1/29/B-B'	36.70	2811.62	110.67	172.39	148.17	143.74
T/P1/27-17/A-A'	39.65	3167.90	168.17	236.70	215.28	206.72
T/P1/27-17/B-B'	39.80	3175.72	170.15	238.91	217.45	208.84
P/P1/12/A-A'	39.40	2885.54	130.77	197.59	170.19	166.18
P/P1/12/B-B'	40.95	2966.38	148.30	218.20	189.68	185.39
T/P1/14-4/A-A'	41.50	3278.69	196.02	266.99	245.74	236.25
T/P1/14-4/B-B'	43.85	3448.28	241.40	313.92	294.69	283.34
T/P1/23-24/A-A'	39.10	3397.51	197.82	264.77	251.72	238.10
T/P1/23-24/B-B'	39.05	3220.04	171.76	239.37	220.47	210.53
T/P1/23-34/A-A'	37.80	3397.51	188.68	253.84	242.88	228.47
T/P1/23-34/B-B'	43.30	3553.10	256.37	326.63	312.88	298.63
P/P1/32/A-A'	36.05	3005.64	128.38	190.74	171.17	163.43
P/P1/32/B-B'	33.90	2902.06	107.53	165.58	147.20	140.10
P/P1/18/A-A'	42.30	2886.44	144.55	216.00	183.61	181.39
P/P1/18/B-B'	42.20	2864.75	141.28	212.38	179.80	177.82
P/P2/25/A-A'	32.55	2538.79	71.75	122.90	101.67	98.77
P/P2/25/B-B'	33.55	2537.36	74.74	127.49	104.83	102.35
P/P2/12/A-A'	39.25	3067.48	152.48	220.21	196.85	189.85
P/P2/12/B-B'	40.65	3082.19	162.15	232.08	206.69	200.31
P/P2/18/A-A'	37.50	2974.22	132.02	196.49	173.93	167.48
P/P2/18/B-B'	38.10	3099.17	150.23	216.27	195.61	187.37
P/P2/23/A-A'	35.75	2568.78	84.35	141.17	115.54	113.69
P/P2/23/B-B'	32.20	2597.96	75.03	126.54	106.34	102.64
P/P2/32/A-A'	42.10	3121.85	176.07	248.25	221.31	215.21
P/P2/32/B-B'	42.50	2978.86	157.94	230.32	199.32	195.86
P/P2/29/A-A'	33.55	1935.90	36.99	77.29	54.09	56.12
P/P2/29/B-B'	33.65	1662.97	25.02	58.56	37.41	40.33
P/P2/15/A-A'	38.75	3149.06	160.35	227.50	207.07	198.31
P/P2/15/B-B'	39.15	3154.57	163.41	231.18	210.23	201.61
P/P2/13/A-A'	38.85	3040.54	146.90	213.90	190.57	183.79
P/P2/13/B-B'	40.25	3034.39	153.56	222.71	196.87	191.04
P/P2/2/A-A'	36.20	2789.83	106.39	167.05	143.28	138.90
P/P2/2/B-B'	35.15	2790.70	102.18	161.12	138.99	134.10
P/P2/6/A-A'	34.70	2868.34	107.77	166.81	146.63	140.40
P/P2/6/B-B'	36.90	2678.57	98.31	158.67	132.36	129.78
P/P2/26/A-A'	32.65	2774.41	90.76	145.39	126.73	120.96
P/P2/26/B-B'	31.75	2644.51	77.05	128.49	109.42	104.98
P/P2/19/A-A'	42.90	3057.07	171.18	244.47	214.47	210.04
P/P2/19/B-B'	42.95	3138.08	183.52	256.96	228.93	223.14
P/P2/17/A-A'	39.35	2933.51	136.25	203.39	176.95	172.20
P/P2/17/B-B'	37.05	2918.29	123.55	186.88	163.93	158.12
T/PA/13-22/A-A'	42.65	2109.21	64.69	85.99	122.14	90.94
T/PA/13-22/B-B'	38.30	2168.67	59.81	82.14	112.46	84.80
T/PA/7-16/A-A'	36.00	2801.99	106.77	143.96	167.24	139.32
T/PA/7-16/B-B'	37.05	3003.00	133.09	175.82	197.04	168.65
T/PA/16-7/A-A'	38.70	2411.58	79.98	107.67	138.65	108.77
T/PA/16-7/B-B'	40.50	3040.54	155.71	199.14	225.28	193.38
P/PA/16/A-A'	38.60	1252.44	14.51	21.62	41.12	25.75
P/PA/16/B-B'	39.75	1497.75	24.07	34.55	59.39	39.33

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cm ²]	Eq. 5.3 [kg/cm ²]	Eq. 5.4 [kg/cm ²]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]
P/PA/17/A-A'	41.70	2346.19	82.67	108.94	144.62	112.08
P/PA/17/B-B'	43.00	2693.80	123.60	157.79	194.02	158.47
P/PA/23/A-A'	33.25	2651.74	82.77	115.66	136.79	111.74
P/PA/23/B-B'	34.90	2778.64	100.03	136.49	158.42	131.65
P/PA/21/A-A'	36.00	2529.51	81.83	112.09	138.40	110.78
P/PA/21/B-B'	36.60	2516.07	82.60	112.59	139.89	111.70

Tabella 5.10: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 08

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cm ²]	Eq. 5.3 [kg/cm ²]	Eq. 5.4 [kg/cm ²]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]
P/PR/97/A-A'	39.05	3012.05	144.38	211.55	187.25	181.06
P/PR/97/B-B'	40.70	2868.98	134.81	203.57	173.67	170.69
T/PR/93-94/A-A'	42.05	3646.68	263.28	330.44	323.24	305.65
T/PR/93-94/B-B'	41.30	3642.25	255.92	322.38	316.20	298.17
T/PR/94-95/A-A'	43.70	3581.38	265.10	335.27	322.12	307.50
T/PR/94-95/B-B'	43.35	3504.67	247.79	318.90	302.92	289.87
P/PR/94/A-A'	41.75	2819.55	133.53	203.49	170.99	169.34
P/PR/94/B-B'	42.65	2782.93	132.98	203.97	169.39	168.78
P/P1/93/A-A'	33.50	2852.61	101.14	158.04	139.38	132.85
P/P1/93/B-B'	34.20	2902.29	108.89	167.43	148.61	141.64
P/P1/94/A-A'	34.60	3037.46	124.58	184.80	168.17	159.18
P/P1/94/B-B'	35.90	2925.88	119.02	180.55	159.56	153.04
T/P1/93-94/A-A'	36.90	3172.37	152.63	216.99	200.21	189.94
T/P1/93-94/B-B'	36.45	3189.23	152.11	215.80	200.20	189.37
T/P1/95-94/A-A'	36.70	3235.08	159.38	223.47	208.82	197.23
T/P1/95-94/B-B'	36.95	3330.87	173.59	237.87	225.89	212.45
P/P2/94/A-A'	41.30	3065.40	163.46	234.34	207.40	201.73
P/P2/94/B-B'	36.65	2207.51	58.89	110.01	81.88	83.59
P/P2/93/A-A'	38.25	3013.06	140.38	206.29	183.34	176.67
P/P2/93/B-B'	35.65	3150.16	142.81	205.19	189.75	179.25

Tabella 5.11: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 09

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cm ²]	Eq. 5.3 [kg/cm ²]	Eq. 5.4 [kg/cm ²]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]
P/PR/101/A-A'	40.75	3194.89	178.64	248.79	226.25	217.89
P/PR/101/B-B'	41.05	3194.89	180.48	251.07	228.02	219.86
P/PR/104/A-A'	42.45	3207.41	191.09	263.69	238.52	231.10
P/PR/104/B-B'	43.25	3185.84	192.74	266.54	239.30	232.86
P/PR/103/A-A'	41.55	2975.21	152.53	223.41	194.02	189.99
P/PR/103/B-B'	42.25	2988.05	157.90	229.94	199.57	195.80
T/PR/103-102/A-A'	38.00	3122.83	152.66	218.62	198.73	190.00
T/PR/103-102/B-B'	39.10	3174.60	165.82	233.53	213.22	204.19
T/PR/104-103/A-A'	37.90	2994.01	136.32	201.57	178.77	172.22
T/PR/104-103/B-B'	35.10	3063.31	129.94	191.10	174.32	165.12
P/P1/102/A-A'	39.90	2906.04	135.57	203.37	175.49	171.47
P/P1/102/B-B'	40.45	2944.06	142.94	211.90	183.80	179.55
P/P1/103/A-A'	38.60	2723.15	109.30	173.04	144.54	142.29
P/P1/103/B-B'	38.90	2910.74	131.39	197.63	171.51	166.84

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
T/P1/102-103/A-A'	38.65	3031.32	144.70	211.34	188.13	181.39
T/P1/102-103/B-B'	36.75	3113.11	144.50	208.49	190.36	181.12
T/P1/104-103/A-A'	38.85	3067.48	150.31	217.42	194.73	187.49
T/P1/104-103/B-B'	37.75	2987.06	134.75	199.71	177.01	170.49
P/P2/104/A-A'	34.40	2983.10	117.90	177.44	159.92	151.75
P/P2/104/B-B'	36.80	2753.98	105.27	166.47	141.25	137.66
P/P2/103/A-A'	36.10	3022.16	130.48	193.02	173.73	165.75
P/P2/103/B-B'	34.95	2846.30	106.70	165.93	144.98	139.20

Tabella 5.12: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 10

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/5/A-A'	40.25	3584.23	236.76	303.07	295.85	278.56
P/PS/5/B-B'	37.25	3598.56	214.64	277.22	275.25	255.70
P/PS/12/A-A'	39.55	3364.49	195.98	263.76	248.77	236.17
P/PS/12/B-B'	38.20	3250.27	170.64	236.96	220.37	209.32
P/PS/22/A-A'	36.85	3284.67	166.76	231.02	217.68	205.15
P/PS/22/B-B'	36.95	3323.49	172.59	236.90	224.67	211.38
P/PS/8/A-A'	42.50	3548.90	249.00	318.43	305.88	291.10
P/PS/8/B-B'	42.35	3461.54	232.22	302.74	286.71	273.89
T/PS/17/A-A'	40.45	3734.44	265.27	329.01	328.82	307.70
T/PS/17/B-B'	39.85	3773.58	266.91	329.23	332.03	309.39
T/PS/6-17/A-A'	37.60	3215.43	162.29	227.74	211.08	200.37
T/PS/6-17/B-B'	36.40	3398.79	179.14	242.35	233.59	218.36
T/PS/1-12/A-A'	40.20	3702.18	257.11	321.28	319.82	299.40
T/PS/1-12/B-B'	40.65	3380.92	206.24	275.40	259.17	246.94

Tabella 5.13: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 11

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PR/17/A-A'	36.75	3190.36	154.01	218.16	202.12	191.43
P/PR/17/B-B'	39.90	3062.27	155.34	224.06	199.47	192.95
P/PR/23/A-A'	38.15	3000.00	138.30	203.98	180.90	174.39
P/PR/23/B-B'	37.55	3031.32	138.97	203.87	182.47	175.10
P/PR/3/A-A'	44.20	3245.58	208.53	283.44	256.25	249.40
P/PR/3/B-B'	47.10	3235.08	226.02	304.96	271.90	267.63
P/PR/18/A-A'	38.35	3048.78	145.28	211.53	189.22	182.01
P/PR/18/B-B'	37.55	2995.01	134.68	199.37	177.17	170.41
P/PR/21/A-A'	36.05	3263.23	158.99	222.09	209.30	196.79
P/PR/21/B-B'	36.75	3127.17	146.21	210.24	192.47	182.97
P/PR/22/A-A'	40.15	3054.99	155.74	224.82	199.62	193.39
P/PR/22/B-B'	41.75	2990.03	155.56	226.83	197.40	193.26
P/P1/11/A-A'	32.60	3203.99	131.68	189.39	179.92	167.00
P/P1/11/B-B'	34.20	3218.88	142.52	202.78	191.44	178.91
P/P1/12/A-A'	36.10	3133.70	143.37	206.41	189.84	179.87
P/P1/12/B-B'	35.90	3238.58	154.97	217.86	204.55	192.46
T/P1/11-12/A-A'	33.05	3541.91	174.21	231.92	233.29	213.14
T/P1/11-12/B-B'	34.75	3335.19	159.83	220.89	212.36	197.69

Tabella 5.14: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 13

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PR/32/A-A'	49.55	3543.31	307.42	384.41	358.42	350.08
P/PR/32/B-B'	48.65	3702.18	335.83	407.49	391.35	378.22
P/PR/38/A-A'	44.75	2874.48	154.73	229.93	192.91	192.52
P/PR/38/B-B'	44.35	2914.51	158.39	233.26	197.66	196.44
P/PR/16/A-A'	43.25	3530.80	251.80	322.38	307.72	293.97
P/PR/16/B-B'	39.15	3570.01	225.41	290.64	284.53	266.86
P/PR/18/A-A'	48.90	3789.47	359.37	428.17	416.56	401.37
P/PR/18/B-B'	49.10	3872.63	382.42	447.99	441.17	423.86
P/PR/29/A-A'	44.70	3388.55	236.96	311.30	288.15	278.80
P/PR/29/B-B'	44.40	3346.97	227.32	301.72	277.59	268.88
P/PR/23/A-A'	42.75	3163.44	186.18	259.30	232.33	225.94
P/PR/23/B-B'	43.30	3222.34	198.86	272.61	246.36	239.28
P/PR/26/A-A'	44.35	3380.92	233.00	306.98	284.19	274.72
P/PR/26/B-B'	44.35	3345.72	226.74	301.09	277.01	268.28
P/PR/27/A-A'	46.30	3453.57	261.53	336.88	313.31	303.91
P/PR/27/B-B'	46.15	3523.88	274.35	348.27	328.01	316.88

Tabella 5.15: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 14

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/3/A-A'	50.80	4135.34	475.71	527.74	537.00	513.48
P/PS/3/B-B'	50.75	4218.60	500.33	546.89	563.24	536.82
P/PS/4/A-A'	48.75	3291.77	248.14	328.72	294.23	290.36
P/PS/4/B-B'	52.25	3203.11	254.69	340.73	296.17	297.20
P/PR/7/A-A'	45.65	3482.59	262.04	336.16	315.04	304.41
P/PR/7/B-B'	44.55	3322.78	224.13	298.96	273.69	265.59
P/PR/16/A-A'	40.30	3282.96	188.77	258.03	238.99	228.60
P/PR/16/B-B'	40.90	3296.70	194.82	264.86	245.25	234.98

Tabella 5.16: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 15

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cmq]	Eq. 5.3 [kg/cmq]	Eq. 5.4 [kg/cmq]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]
P/PS/1/A-A'	51.90	3765.30	384.17	455.71	436.75	425.54
P/PS/1/B-B'	53.30	3848.62	422.10	490.55	473.93	462.19
P/PS/2/A-A'	51.55	3692.31	361.66	435.82	413.36	403.61
P/PS/2/B-B'	51.40	3685.50	358.47	432.76	410.23	400.49
P/PS/5/A-A'	48.40	3542.96	297.40	373.26	349.54	340.07
P/PS/5/B-B'	49.00	3504.67	294.15	371.49	344.84	336.83
P/PS/10/A-A'	50.90	3408.02	288.48	369.88	335.26	331.21
P/PS/10/B-B'	48.90	3426.40	276.58	355.38	325.60	319.19
T/PS/1-2/A-A'	49.10	3538.78	302.51	379.17	353.87	345.18
T/PS/1-2/B-B'	49.25	3570.37	310.91	386.92	362.81	353.55

Tabella 5.17: Valori medi delle prove relative all'unità strutturale 16, 17 e 18

Codice elemento	I_r [-]	V_{us} [m/s]	Eq. 5.2 [kg/cm ²]	Eq. 5.3 [kg/cm ²]	Eq. 5.4 [kg/cm ²]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]
P/PS/2/A-A'	38.45	2944.48	133.19	198.98	174.26	168.81
P/PS/2/B-B'	37.45	3064.80	142.46	207.36	186.91	178.91
P/PS/2c/A-A'	43.25	3434.46	234.33	306.30	287.58	276.07
P/PS/2c/B-B'	42.75	3403.29	225.14	296.84	277.80	266.60
P/PS/2d/A-A'	43.25	3434.46	234.33	306.30	287.58	276.07
P/PS/2d/B-B'	42.75	3403.29	225.14	296.84	277.80	266.60
P/PS/5/A-A'	46.20	3343.55	239.69	316.44	288.79	281.64
P/PS/5/B-B'	45.55	3200.85	209.79	286.80	255.71	250.77
P/PS/8/A-A'	32.70	3053.44	116.69	173.92	160.46	150.36
P/PS/8/B-B'	34.30	3120.12	131.97	192.11	177.94	167.34
P/PS/1c/A-A'	42.30	3211.99	190.85	263.22	238.46	230.84
P/PS/1c/B-B'	41.20	3239.74	188.10	258.80	236.84	227.91
P/PS/1d/A-A'	42.30	3211.99	190.85	263.22	238.46	230.84
P/PS/1d/B-B'	41.20	3239.74	188.10	258.80	236.84	227.91
P/PS/6/A-A'	31.05	2639.52	74.31	124.54	106.37	101.74
P/PS/6/B-B'	29.85	2597.72	67.46	115.12	98.12	93.57

Tabella 5.18: Sintesi dei valori medi delle prove condotte sulle singole unità strutturali

Unità strutturale	Livello	n° dati [-]	V_{us} [m/s]	I_r [-]	R_{med_SonReb} [kg/cm ²]	Cov. [%]	Dev. Stand. [kg/cm ²]
01	PS	26	3017.8	41.9	215.5	47	101.6
	PR	10	3389.4	42.7	268.2	22	58.9
	P1	20	3202.0	45.4	251.0	13	33.7
	P2	34	3236.9	44.5	254.1	21	54.4
	PA	6	2947.1	50.6	237.2	10	23.9
02	PS	16	3228.2	40.3	235.0	42	99.7
	PR	18	3243.6	44.5	258.0	29	74.6
	P1	10	2737.0	39.6	153.5	30	45.3
	P2	18	2912.8	43.5	192.2	14	27.0
	PA	8	2994.0	41.3	194.3	22	42.9
03	PS	8	2996.0	41.0	190.6	13	24.4
	PR	26	3154.5	40.1	211.2	27	56.1
	P1	26	3123.6	40.6	208.3	16	33.5
	P2	-	-	-	-	-	-
	PA	2	3276.0	35.3	202.3	-	-
04	PS	10	3054.8	36.3	172.5	19	32.1
	PR	28	3032.8	35.6	169.0	29	48.3
	P1	30	3338.7	42.8	259.3	21	53.8
	P2	20	3239.3	38.9	213.9	17	36.1
	PA	6	3124.4	40.0	203.9	16	32.6
05	PR	2	2958.8	37.5	165.7	-	-
06	PR	6	3247.9	43.0	241.3	4	9.4
	P1	-	-	-	-	-	-
	P2	4	2978.2	50.4	242.8	17	42.1
07	PR	30	3131.0	41.7	215.1	12	25.4
	P1	20	3036.9	38.4	184.6	27	49.6
	P2	26	2813.0	37.2	153.0	33	49.9
	PA	14	2414.4	38.4	113.4	40	45.6

Unità strutturale	Livello	n° dati [-]	V_{us} [m/s]	I_r [-]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]	Cov. [%]	Dev. Stand. [kg/cmq]
08	PR	8	3232.3	41.8	236.4	29	68.6
	P1	8	3080.7	35.7	172.0	17	29.0
	P2	4	2859.0	38.0	160.3	33	52.4
09	PR	10	3110.1	40.1	201.9	12	23.4
	P1	8	2960.4	38.7	172.6	8	14.0
	P2	4	2901.4	35.6	148.6	9	13.1
10	PR	14	3473.0	39.2	253.1	16	40.3
11	PR	10	3119.9	39.2	198.3	17	33.1
	P1	6	3278.7	34.4	188.2	9	16.3
13	PR	16	3413.9	45.3	292.5	23	68
14	PS	4	3712.2	50.6	409.5	33	134.0
	PR	4	3346.3	42.9	258.4	13	34.7
15	PS	10	3598.3	50.4	371.8	13	47.8
	PR	-	-	-	-	-	-
16-17-18	PS	12	3159.0	39.7	212.2	29	61.5

In Tabella 5.19 si riporta il valore medio della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici (V_{us}), l'indice di rimbalzo (I_r), la resistenza a compressione media mediante metodo SonReb (R_{med_SonReb}), il coefficiente di variazione (Cov.) e la deviazione standard (Dev. Stand.), per ciascun'unità strutturale. Da tali risultati si evidenzia che: i) non vi è una corrispondenza diretta tra numero di prove condotte e Cov.; ii) per le unità strutturali 01, 04 e 07 in cui sono state condotte un numero significativo di prove, 90 ed oltre, il Cov. sul singolo edificio non raggiunge mai il 30%.

Tabella 5.19: Valori medi di V_{us} , I_r , R_{med_SonReb} , Cov. e Dev. Stand. per ciascuna unità strutturale

Unità strutturale	V_{us} [m/s]	I_r [-]	R_{med_SonReb} [kg/cmq]	Cov. [%]	Dev. Stand. [kg/cmq]
01	3158.64	45.02	245.20	22.60	54.50
02	3045.71	42.37	213.03	26.60	57.33
03	3137.53	39.25	203.10	18.67	38.00
04	3158.00	38.72	203.72	20.40	40.58
05	2958.80	37.50	165.70	-	-
06	3113.05	46.70	242.05	10.50	25.75
07	2848.83	38.93	166.53	28.00	42.63
08	3057.33	38.50	189.57	26.33	50.00
09	2990.63	38.13	174.37	9.67	16.83
10	3473.00	39.20	253.10	16.00	40.30
11	3199.30	36.80	193.25	13.00	24.70
13	3413.90	45.30	292.50	23.00	68.00
14	3529.25	46.75	333.95	23.00	84.35
15	3598.30	50.40	371.80	13.00	47.80
16-17-18	3159.00	39.70	212.20	29.00	61.50

5.2.2.2 Prove distruttive: Carotaggio

L'estrazione delle carote, per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in laboratorio, è stata pianificata sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi dei tassi di lavoro condotta sui pilastri (§ 5.2.1), selezionando, per ogni piano, gli elementi strutturali caratterizzati da uno stato di sollecitazione basso.

Gli elementi che sono risultati meno sollecitati per carichi verticali sono, come logico, quelli perimetrali. Questi, d'altra parte, hanno presentano spesso delle difficoltà nei confronti dell'esecuzione dell'operazione del carotaggio. Infatti, l'ancoraggio della macchina carotatrice richiede una superficie libera dell'elemento sufficientemente ampia, condizione spesso non garantita per i pilastri perimetrali, a causa della presenza di tamponature o di infissi non removibili (Figura 5.27). Per tale motivo, in molti casi tali elementi sono stati esclusi dalla prova a favore di altri collocati in posizione interna all'unità strutturale. Sono

stati inoltre esclusi: i) gli elementi caratterizzati da un'evidente stato di degrado; ii) quelli in cui le indagini pacometriche hanno evidenziato la presenza di un numero elevato di ferri per cui sarebbe stato alto il rischio di pregiudicare l'asportazione di porzione di armatura dall'elemento strutturale oltre che sconsigliabile includere nel carotaggio eventuali ferri d'armatura; iii) gli elementi ubicati in particolari ambienti in cui non era possibile l'accesso.

Come nel caso delle indagini SonReb, l'inaccessibilità in alcuni reparti od ambienti caratterizzati da particolare destinazione d'uso (es. sale operatorie) ha fatto sì che l'operazione di carotaggio si focalizzasse in particolari zone come ad esempio corridoi, day hospital, zone esterne, reparti in cui erano in corso lavori di ristrutturazione già programmati dall'Azienda Sanitaria etc.



Figura 5.27: Operazione di carotaggio

In merito al quantitativo di carotaggi da effettuare per ogni piano le norme prevedono che il numero di prove distruttive sia determinato in funzione del grado di approfondimento e dunque dal Livello di Conoscenza (LC) (§ 6.) che si intende raggiungere, così come previsto dalla Tabella C8A.1.3a della Circolare n 617 del 02/02/2009 e riportato nella successiva Tabella 5.20.

Tabella 5.20 Prove per edifici in c.a.

Verifica	Prove (sui materiali)
Verifiche limitate	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio.
Verifiche estese	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio.
Verifiche esaustive	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Ai punti c) e d) delle note esplicative di suddetta tabella si prescrive quanto segue:

c) “Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

d) Il numero di provini riportato nella tabella può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell’epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l’indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l’effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei”.

Per tale ragione, al fine di evitare situazioni di disturbo e quant’altro visto gli ambienti critici in cui si è operato ed incrementare il Livello di Conoscenza, si è proceduto a sostituire il 50% di carotaggi con prove non distruttive SonReb. Nel maggior numero di unità strutturali è stato possibile condurre verifiche estese e dunque raggiungere un Livello di Conoscenza LC2 mentre in pochi casi, vista la particolare destinazione d’uso del corpo strutturale quale sale operatorie, unità di rianimazione e quant’altro, ci si è dovuti limitare a verifiche limitate (LC1).

In Tabella 5.21 si riporta, per ogni piano di ogni singola unità strutturale, il numero di prove distruttive eseguite. In particolare si riporta il confronto tra il numero di carotaggi effettuati (grassetto in rosso) ed il numero di carotaggi previsti in funzione di quanto specificato al punto precedente (tra parentesi). Si può osservare che in alcuni casi il valore minimo di carotaggi non è stato raggiunto e per ovviare a tale carenza si è proceduto a integrare la conoscenza con prove non distruttive SonReb.

Tabella 5.21: Numero di carotaggi effettuati e previsti

	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	13	14	15	16	17	18
PS	3 (3)	4 (2)	2 (2)	1 (2)	-	-	-	-	-	3 (2)	-	-	2 (1)	2 (1)	0 (1)	1 (1)	1 (1)
PR	2 (2)	3 (2)	2 (3)	4 (3)	1 (1)	1 (1)	3 (2)	1 (1)	2 (1)	-	2 (1)	3 (2)	0 (1)	0 (1)	-	0 (1)	-
P1	3 (2)	1 (2)	3 (3)	3 (3)	-	0 (1)	2 (2)	1 (1)	0 (1)	-	2 (1)	-	-	-	-	-	-
P2	3 (2)	3 (2)	0 (3)	2 (3)	-	0 (1)	3 (2)	1 (1)	1 (1)	-	-	-	-	-	-	-	-
PA	1 (1)	1 (1)	1 (1)	1 (1)	-	-	0 (1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTALE US	12 (10)	12 (9)	8 (12)	11 (12)	1 (1)	1 (2)	8 (7)	3 (3)	3 (3)	3 (2)	4 (2)	3 (2)	2 (2)	2 (2)	0 (1)	1 (2)	1 (1)
TOTALE	75 (73)																

Dopo ogni prova distruttiva, sulla carota estratta sono state misurate le velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici al fine di valutare se l'operazione di estrazione ha apportato disturbo all'elemento prelevato (Figura 5.28). Affinchè tale operazione venga ritenuta soddisfacente è necessario che le misurazioni V_{us_situ} non si discostino sensibilmente da quelle effettuate durante la prova SonReb (V_{us}).



Figura 5.28: Misura della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici sulla carota

Una successiva misurazione (V_{us_lab}) è stata eseguita dopo il trasporto della carota in laboratorio per valutare un eventuale disturbo causato dal trasporto stesso. Anche in questo caso la velocità ottenuta non deve discostarsi molto dalle misurazioni ottenute in precedenza.

I risultati V_{us} , V_{us_situ} e V_{us_lab} sono stati messi a confronto per valutare l'entità del disturbo indotto dalle operazioni di carotaggio e dal successivo trasporto subito dai campioni. Tali informazioni non sono però disponibili per le carote non passanti.

Nei confronti che seguono è stato inoltre valutata la differenza percentuale tra le differenti velocità: V_{us} , V_{us_situ} e V_{us_lab} .

Confrontando le misurazioni degli impulsi ultrasonici effettuate durante la prova SonReb V_{us} e quelle dopo l'estrazione della carota in situ V_{us_situ} (Figura 5.29a) si evince che l'andamento della nuvola di punti si mantiene pressoché lineare, sintomo di disturbo quasi irrilevante durante l'operazione di estrazione della carota. La conferma di quanto evidenziato si evince anche dal grafico di Figura 5.29b in cui emerge una differenza percentuale [Eq. 5.5], in valore assoluto, della velocità delle onde soniche inferiore al 15%.

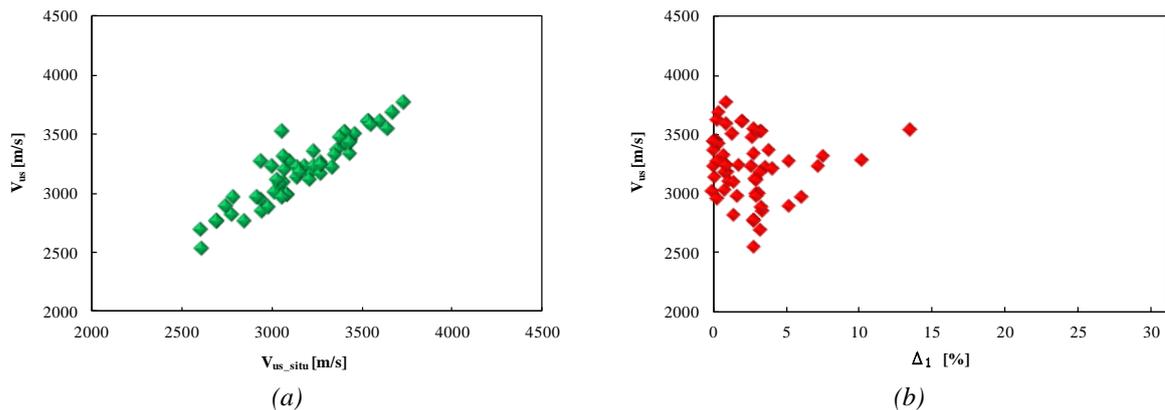


Figura 5.29: Grafici a dispersione – (a) V_{us} e V_{us_situ} ; (b) V_{us} e Δ_1

Il grafico a dispersione tra le misurazioni V_{us_situ} e V_{us_lab} non evidenzia variazioni significative (Figura 5.30a) così pure la differenza percentuale [Eq. 5.6] di tali velocità, in valore assoluto, non raggiunge il 15% (Figura 5.30b).

$$\Delta_2 = |(V_{us_situ} - V_{us_lab}) / V_{us_situ}| \quad [\%] \quad [\text{Eq. 5.6}]$$

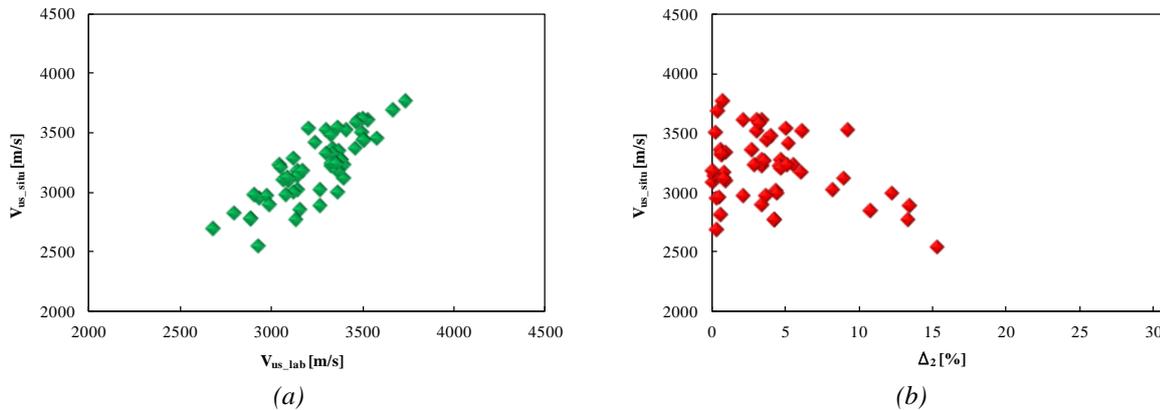


Figura 30: Grafici a dispersione – (a) V_{us} e V_{us_lab} ; (b) V_{us} e Δ_2

Per finire, in Figura 5.31a si mostra che la correlazione tra V_{us} e V_{us_lab} è simile a quella tra V_{us} e V_{us_situ} di Figura 5.29a; sinonimo di variazioni dovute non alle operazioni di prelievo delle carote bensì a quelle ambientali cui la misura stessa è suscettibile. La variazione percentuale [Eq. 5.7], in valore assoluto, è inferiori al 20%.

$$\Delta_3 = |(V_{us} - V_{us_lab}) / V_{us}| \quad [\%] \quad \text{[Eq. 5.7]}$$

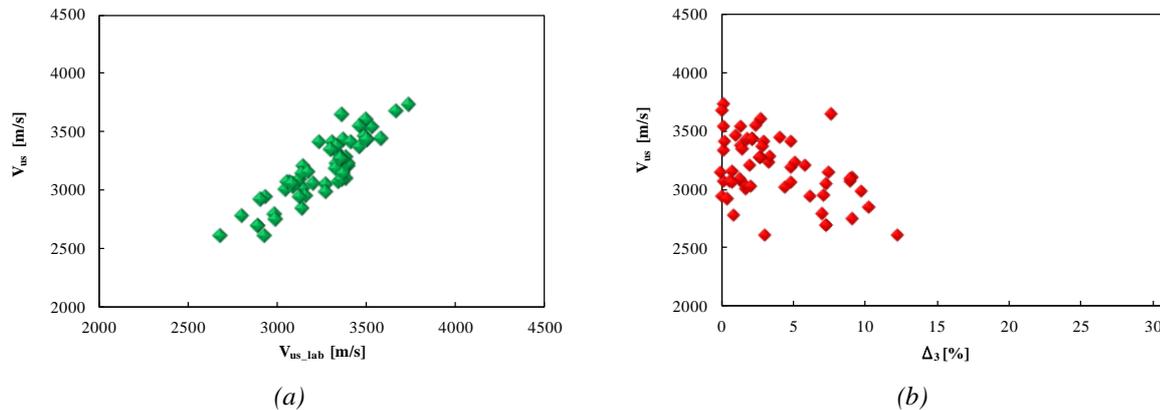


Figura 5.31: Grafici a dispersione – (a) V_{us} e V_{us_lab} ; (b) V_{us} e Δ_3

Il calcestruzzo è un materiale permeabile per cui l’anidrite carbonica, presente nell’atmosfera, può diffondersi al suo interno e reagendo con gli alcali causa conseguenze dannose quali la carbonatazione e formazione di fessurazioni. La formazione di fessurazione a sua volta, favorisce la penetrazione del vapore acqueo causando un processo di ossidazione delle barre di armatura. L’influenza della carbonatazione sulla stima della resistenza a

compressione del calcestruzzo è molto significativa. Il calcestruzzo alterato dalla carbonatazione porterà ad una sovrastima della resistenza che in casi estremi può raggiungere il 50%, in quanto la formazione del carbonato di calcio comporta un indurimento dello strato superficiale del calcestruzzo.

La presenza di tale fenomeno può essere accertata mediante test colorimetrico. Tale test consiste nello spruzzare, sulla superficie dei campioni cilindrici (carote rettificate) una soluzione di fenolftaleina all'1% di alcool etilico. Tale soluzione una volta spruzzata subisce un cambiamento di colore, passando dal bianco trasparente al rosso violetto quando la superficie è non carbonatata, contrariamente sulla superficie carbonatata la soluzione non cambia, mantenendo il colore bianco trasparente (Figura 5.32).

Il fenomeno della carbonatazione, ad eccezione dei risultati sulla misurazione delle battute sclerometriche, non arreca danni al calcestruzzo, anzi nei calcestruzzi prodotti con cemento Portland, riduce la porosità e determina una maggiore resistenza meccanica. Al contrario, può arrecare danni notevoli alle armature presenti nello strato carbonato in quanto quest'ultime si ritrovano in un ambiente caratterizzato da un pH ben al di sotto di 11.5, valore minimo necessario per assicurare condizioni di passività.

I campioni cilindrici, del Presidio Ospedaliero, sono stati sottoposti alla prova di carbonatazione secondo quanto prescritto dalle UNI 9944:1992 "Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo".

La prova ha dimostrato che il calcestruzzo in situ è stato aggredito da tale fenomeno chimico, ma in maniera non rilevante. Infatti le carote hanno tutte assunto la tipica colorazione rosa del calcestruzzo non carbonato a contatto con la soluzione, ad eccezione delle estremità che però sono state escluse dalla prova a compressione grazie alla rettifica in laboratorio.



Figura 5.32: Test colorimetrico condotto su una carota

La profondità di carbonatazione è stata accuratamente misurata su entrambe le estremità dei provini di calcestruzzo.

Dalle misurazioni si è potuto appurare che per gli elementi strutturali perimetrali a diretto contatto con l'ambiente esterno, la profondità di carbonatazione varia tra i 30 e i 50 mm.

Valori alti si sono riscontrati anche in alcuni pilastri interni probabilmente perchè tali elementi, durante il periodo di costruzione, sono stati esposti per tempi piuttosto lunghi alle intemperie.

5.2.2.3 Prova a compressione

La prova a compressione condotta in laboratorio è preceduta da una fase di preparazione e rettifica della carota per ottenere il provino da sottoporre a compressione assiale.

Le carote sono state rettificate, asportando le estremità e conservandone il cuore, in modo tale da ottenere dei campioni cilindrici il cui rapporto altezza/diametro risultasse pari a 2. Dopo la rettificazione ogni carota è stata misurata (diametro e altezza), pesata e cappata alle sue estremità per rendere la superficie di contatto perfettamente piana e liscia per non alterare la fase di schiaccio (Figura 5.33).



Figura 5.33: (a) Carote rettificate; (b) carote cappate

La prova a compressione di ciascun campione cilindrico è stata così calcolata:

$$f_{car} = \frac{N}{A} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{Eq. 5.8}]$$

dove N è il carico massimo ed A è l'area della superficie del provino a contatto con la piastra della pressa.

In Figura 5.34 si riportano i grafici carico-spostamento dei 64 provini sottoposti a compressione assiale eccezione fatta per le carote prelevate dalle unità strutturali 08, 09 e 11.

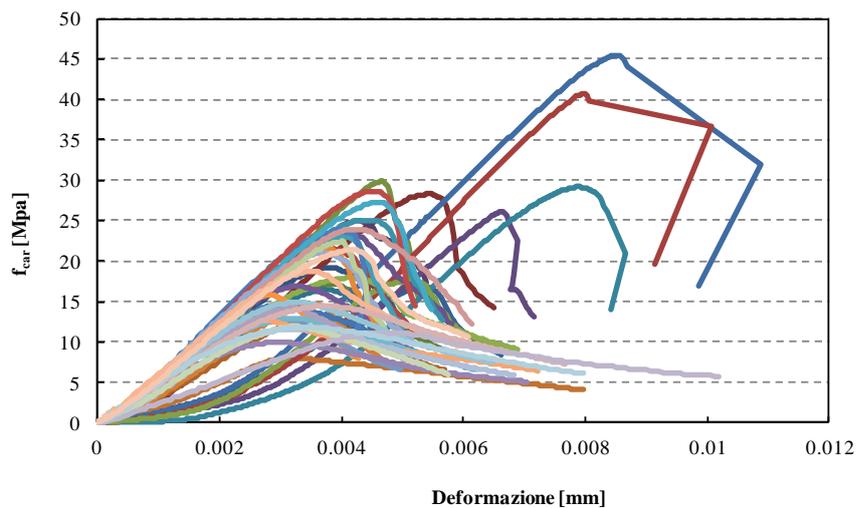


Figura 5.34: Tensione - deformazione dei provini sottoposti a compressione

In Figura 5.35 si riportano i valori di f_{car} , suddivisi in quattro range di resistenza, ottenuti dai 64 provini:

- Rosso $f_{car} < 10$ MPa
- Arancione $10 \text{ MPa} < f_{car} < 15$ MPa
- Giallo $15 \text{ MPa} < f_{car} < 17$ MPa
- Verde $f_{car} > 17$ MPa

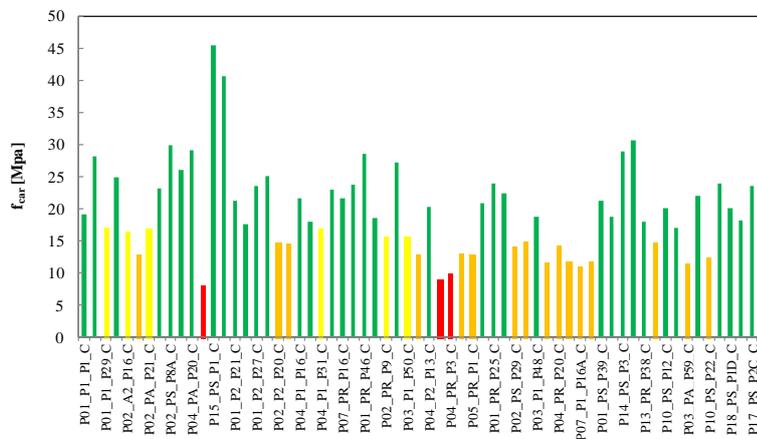


Figura 5.35: Risultati della f_{car} relativi ai 64 provini cilindrici

In Figura 5.36a si riporta, per ciascun provino, la relazione che intercorre tra la misura delle battute sclerometriche (I_r) condotte durante la prova SonReb e la f_{car} mentre in Figura 5.36b si riporta la relazione tra la misura delle onde soniche condotte in laboratorio (V_{us_lab}) effettuate sempre durante la prova SonReb e la medesima f_{car} .

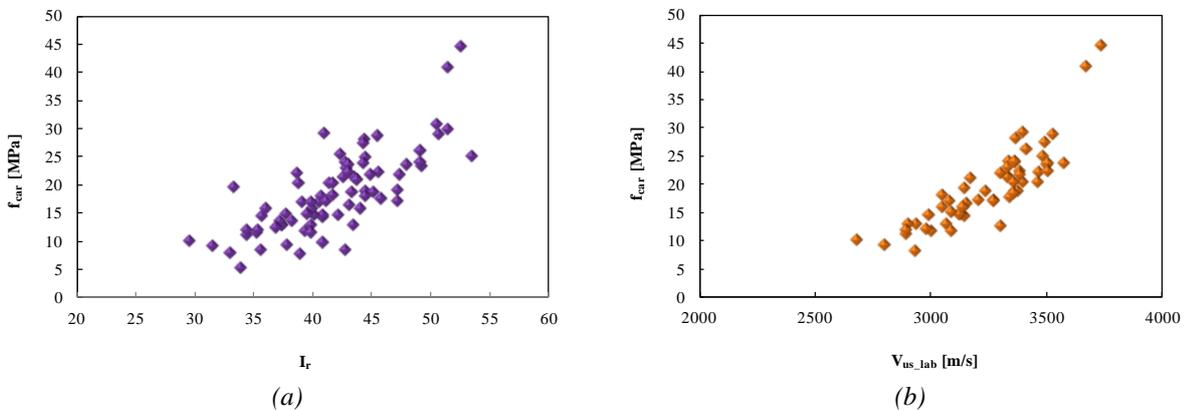


Figura 5.36: (a) Relazione tra I_r e f_{car} ; (b) relazione tra V_{us_lab} e f_{car}

Dai grafici si può notare un legame di proporzionalità diretta tra i valori di resistenza delle carote, f_{car} , e i corrispondenti valori dell'indice di rimbalzo, I_r , e della velocità ultrasonica, V_{us_lab} . In entrambi i casi, all'aumentare dei valori dell'indice di rimbalzo e della velocità ultrasonica si ottengono valori crescenti della resistenza della carota in modo più evidente nel caso della prova sonica e meno in quella sclerometrica.

La granulometria degli inerti influisce non solo sui risultati ottenuti dall'operazione di carotaggio ma anche sui risultati dopo la prova a compressione. Infatti, una granulometria non appropriata o mal preparata (non lavata e con presenza di sabbia) può pregiudicare i risultati della f_{car} abbattendo significativamente il risultato atteso. Si precisa però che, sebbene il rapporto della dimensione massima dell'inerte presente nel calcestruzzo rispetto al diametro della carota debba essere 1:3, spesso tale rapporto non può essere rispettato in quanto la presenza di inerti di dimensione consistente richiederebbe l'utilizzo di diametri notevoli su elementi strutturali di dimensioni limitate pregiudicando la stabilità dell'elemento stesso. Inoltre, nel caso del Presidio Ospedaliero, spesso dalla prova pacometrica si è rilevata una fitta disposizione di barre d'armatura longitudinale impedendo in alcuni casi l'adozione di un diametro di carota pari a 3 volte il diametro dell'inerte.

Tutti i campioni cilindrici, dopo aver determinato la loro tensione massima, sono stati sottoposti a rottura totale per poterne esaminare la granulometria interna e misurarne quella massima (Figura 5.37).



Figura5.37: Misurazione delle dimensioni dell'inerte

In Figura 5.38 si riporta il grafico a dispersione in cui si relaziona, per ciascun provino, la massima dimensione dell'inerte, e la relativa resistenza a compressione f_{car} .

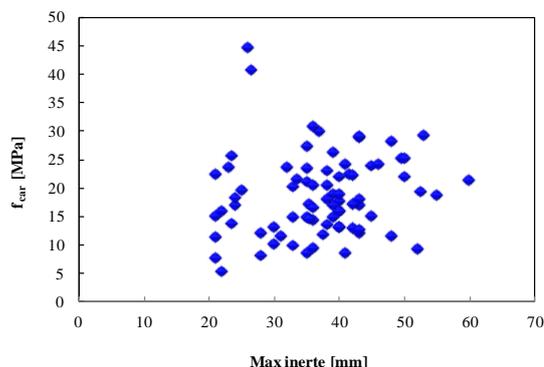


Figura 5.38: Relazione tra massima dimensione dell'inerte e f_{car}

Dal grafico si evidenzia che la dimensione massima dell'inerte non influenza in modo diretto la resistenza che si è ottenuta dalla prova di compressione. Infatti, l'andamento della nuvola di punti non è lineare bensì diffusa e casuale.

5.2.2.4 Stima della resistenza cilindrica

Per quanto riguarda le prove distruttive, il Programma VSCA prevede il prelievo di campioni cilindrici successivamente sottoposti a prova di compressione in laboratorio per ricavare il valore della tensione di rottura (f_{car}) calcolata con [Eq. 5.8]. Tale valore, a causa di molti fattori perturbativi intrinseci alla metodologia stessa, non è rappresentativo dell'effettiva qualità del conglomerato in opera e deve essere pertanto depurato per ottenere un valore di resistenza cubica a compressione (R_{cub}) utilizzando tre formulazioni note in letteratura tecnica: BS 1881 Part. 120 (1983) [Eq. 5.9], Concrete Society (1976) [Eq. 5.10] e M. Cestelli Guidi e G. Morelli (1981) [Eq. 5.11] e [Eq. 5.12].

$$R_{cub} = f_{car} \cdot Coeff. \cdot Correz. \cdot 1.25 \quad [kg/cm^2] \quad [5.9]$$

$$R_{cub} = f_{car} \cdot C \quad [kg/cm^2] \quad [5.10]$$

$$f_{cil} = f_{car} \cdot C \quad [kg/cm^2] \quad [5.11]$$

$$R_{cub} = f_{cil} / 0.83 \quad [kg/cm^2] \quad [5.12]$$

Dalla media delle tre formulazioni [Eq. 5.9], [Eq. 5.10] e [Eq. 5.12] si definisce la resistenza cubica media ($R_{\text{cub_med}}$).

Essendo la resistenza cilindrica pari a circa 83% della resistenza cubica è sufficiente moltiplicare la $R_{\text{cub_med}}$ per 0.83 per ottenere una stima della relativa resistenza cilindrica media ($f_{\text{cil_med}}$).

I risultati della $R_{\text{cub_med}}$ e della $f_{\text{cil_med}}$ sono riportati in Tabella 5.22 in cui si nota la variabilità delle resistenze nelle varie unità strutturali. In particolare le unità strutturali 08 e 09 presentano una $f_{\text{cil_med}}$ ben al di sotto di 15 MPa mentre buone resistenze sono emerse nelle unità strutturali 14 e 15. Le unità strutturali 03, 04 e 07, caratterizzate da una superficie elevata, hanno fornito valori bassi della $f_{\text{cil_med}}$ (tra 14.81 MPa e 17.57 MPa).

Si precisa però che tali risultati rappresentano la resistenza cilindrica media del calcestruzzo ottenuta dalle sole prove distruttive per cui è un risultato “parziale” nel processo che conduce alla valutazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo. Infatti, tali risultati dovranno essere integrati con quelli ottenuti dalle prove non distruttive SonReb.

Tabella 5.22: Resistenza cubica media calcolata con le formule del VSCA e relativa resistenza cilindrica

Unità strutturale	R_{cub_med} [MPa]	f_{cil_med} [MPa]
01	27.72	23.46
02	23.82	20.16
03	17.50	14.81
04	20.76	17.57
05	15.56	13.17
06	25.50	21.58
07	19.95	16.88
08	9.38	7.94
09	10.74	9.09
10	22.18	18.77
11	17.28	14.63
13	24.00	20.31
14	36.21	30.64
15	51.78	43.83
16-17-18	25.62	21.69

Nel presente lavoro oltre alle formulazioni sopra descritte è stata adottata una quarta formulazione anch'essa ben nota in letteratura tecnica: A. Masi (2005) [Eq. 5.13] in cui le n resistenze ottenute dalle carote f_{car} [Eq. 5.8] vengono convertite nelle corrispondenti resistenze in-situ $f_{cis,i}$ [Eq. 5.13] ottenendo un valore di resistenza cilindrica e non cubica al fine di evitare passaggi che a volte potrebbero alterare il risultato finale.

$$f_{cis,i} = (C_{h/d} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) \cdot f_{car,i} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{Eq. 5.13}]$$

dove $C_{h/d}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/d diversi da 2, pari a $C_{h/d} = 2 / (1.5 + d/h)$, C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari rispettivamente a 50, 100 e 150 mm; nel caso di diametri intermedi il coefficiente è stato calcolato mediante interpolazione lineare. C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro (\emptyset 10) a 1.13 per barre di diametro elevato (\emptyset 20); nel caso del presente lavoro non essendo state intercettate barre d'armatura tale coefficiente non è stato considerato. C_d è il coefficiente correttivo per tenere conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione, pari a 1.20 per $f_{car} < 20 \text{MPa}$ ed a 1.10 per $f_{car} > 20 \text{MPa}$, così come indicato da M.

Colleparidi (2002). I risultati di resistenza ottenuti con tale formulazione sono riportati, per ciascun edificio, nelle Tabelle 5.23-5.37.

Tabella 5.23: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 01

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{oeff.} C _{orr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PS/13	138300	84	5542	24.96	1.12112	27.98	
P/PS/39	118400	84	5542	21.37	1.12112	23.95	
P/PS/14	123410	84	5542	22.27	1.12112	24.97	
P/PR/46	158960	84	5542	28.68	1.12112	32.16	
P/PR/25	132660	84	5542	23.94	1.12112	26.84	
P/P1/23	155700	84	5542	28.10	1.12112	31.50	
P/P1/P1'	106250	84	5542	19.17	1.22304	23.45	25.96
P/P1/29	94719	84	5542	17.09	1.22304	20.90	
P/P2/21	117650	84	5542	21.23	1.12112	23.80	
P/P2/25	97317	84	5542	17.56	1.22304	21.48	
P/P2/27	130350	84	5542	23.52	1.12112	26.37	
P/PA/20	139060	84	5542	25.09	1.12112	28.13	

Tabella 5.24: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 02

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/S/8A	165630	84	5542	29.89	1.12112	33.51	
P/PS/13A	221870	104	8495	26.12	1.09824	28.68	
P/PS/29	78759	84	5542	14.21	1.22304	17.38	
P/PS/20	104030	84	5542	18.77	1.22304	22.96	
P/PR/46	129010	84	5542	23.28	1.12112	26.10	
P/PR/42	151250	84	5542	27.29	1.12112	30.60	
P/PR/09	87261	84	5542	15.75	1.22304	19.26	22.94
P/P1/26	71617	84	5542	12.92	1.22304	15.81	
P/P2/16	90975	84	5542	16.42	1.22304	20.08	
P/P2/20	81395	84	5542	14.69	1.22304	17.96	
P/P2/24	103430	84	5542	18.66	1.22304	22.83	
P/PA/21	142890	104	8495	16.82	1.19808	20.15	

Tabella 5.25: Resistenze cilindriche calcolate con Eq.5.13 relative all'unità strutturale 03

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PS/50	64493	84	5542	11.64	1.22304	14.23	
P/PS/34	81554	84	5542	14.72	1.22304	18.00	
P/PR/51	80754	84	5542	14.57	1.22304	17.82	
P/PR/33	71409	84	5542	12.89	1.22304	15.76	
P/P1/50	87417	84	5542	15.77	1.22304	19.29	17.53
P/P1/33	82602	84	5542	14.91	1.22304	18.23	
P/P1/48	103780	84	5542	18.73	1.22304	22.90	
P/PA/59	63578	84	5542	11.47	1.22304	14.03	

Tabella 5.26: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 04

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PS/13	65940	84	5542	11.90	1.22304	14.55	
P/PR/3	55083	84	5542	9.94	1.22304	12.16	
P/PR/1	50016	84	5542	9.03	1.22304	11.04	
P/PR/30	71540	84	5542	12.91	1.22304	15.79	
P/PR/20	79853	84	5542	14.41	1.22304	17.62	
P/P1/31	93349	84	5542	16.84	1.22304	20.60	19.87
P/P1/16	120450	84	5542	21.73	1.12112	24.37	
P/P1/24	99445	84	5542	17.94	1.22304	21.95	
P/P2/07	127340	84	5542	22.98	1.12112	25.76	
P/P2/13	112520	84	5542	20.30	1.12112	22.76	
P/PA/20	247690	104	8495	29.16	1.09824	32.02	

Tabella 5.27: Resistenza cilindrica calcolata con Eq. 5.13 relativa all'unità strutturale 05

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{oeff.} C _{orr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/1	70683	84	5542	12.75	1.22304	15.60	15.60

Tabella 5.28: Resistenza cilindrica calcolata con Eq. 5.13 relativa all'unità strutturale 06

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{oeff.} C _{orr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/5	116140	84	5542	20.96	1.12112	23.50	23.50

Tabella 5.29: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 07

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{oeff.} C _{orr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/16	120230	84	5542	21.70	1.12112	24.32	
P/PR/29	131800	84	5542	23.78	1.12112	26.66	
P/PR/23	38606	44	1521	25.39	1.26	31.99	
P/P1/16	18056	44	1521	11.87	1.26	14.96	
P/P1/16'	16907	44	1521	11.12	1.26	14.01	20.53
P/P1/14	20671	44	1251	13.59	1.26	17.13	
P/P2/25	44411	84	5542	8.01	1.22304	9.80	
P/P2/18	22486	44	1521	14.79	1.26	18.63	
P/P2/12	25640	44	1521	16.86	1.26	21.25	

Tabella 5.30: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 08

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{oeff.} C _{orr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/97	61981	82.8	5385	11.51	1.22477	14.10	
P/P1/93	34572	82.8	5385	6.42	1.22477	7.86	10.43
P/P2/94	40980	82.8	5385	7.61	1.22477	9.32	

Tabella 5.31: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 09

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/101	52019	82.8	5385	9.66	1.22477	11.83	
P/PR/104	45396	82.8	5385	8.43	1.22477	10.32	10.80
P/P2/104	45019	82.8	5385	8.36	1.22477	10.24	

Tabella 5.32: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 10

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PS/12	111700	84	5542	20.16	1.12112	22.60	
P/PS/5	122170	84	5542	22.05	1.12112	24.72	20.83
P/PS/2	68719	84	5542	12.40	1.22304	15.17	

Tabella 5.33: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 11

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/17	72213	82.8	5385	13.41	1.224768	16.42	
P/PR/23	49596	82.8	5385	9.21	1.224768	11.28	
P/P1/11	135261	94	6940	19.49	1.20864	23.56	17.55
P/P1/12	108680	94	6940	15.66	1.20864	18.93	

Tabella 5.34: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 13

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PR/16	94628	84	5542	17.08	1.22304	20.88	
P/PR/32	133240	84	5542	24.04	1.12112	26.95	23.28
P/PR/38	99679	84	5542	17.99	1.22304	22.00	

Tabella 5.35: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 14

Codice elemento	Carico max [N]	Ø [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	Coeff. Corr. [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PS/3	160580	84	5542	28.98	1.12112	32.49	
P/PS/4	170060	84	5542	30.69	1.12112	34.40	33.44

Tabella 5.36: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 15

Codice elemento	Carico max [N]	\varnothing [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{coeff.} C _{corr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/PS/1	377930	104	8495	44.49	1.09824	48.86	46.77
P/PS/2	345590	104	8495	40.68	1.09824	44.68	

Tabella 5.37: Resistenze cilindriche calcolate con Eq. 5.13 relative all'unità strutturale 16, 17 e 18

Codice elemento	Carico max [N]	\varnothing [mm]	Area [mmq]	Eq. 5.8 [MPa]	C _{coeff.} C _{corr.} [-]	Eq. 5.13 [MPa]	f _{Eq. 5.13_med} [MPa]
P/17/PS/2C	54051	54	2290	23.60	1.16	27.38	24.90
P/17/PS/2D	51107	54	2290	22.32	1.16	25.89	
P/18/PS/1D	46290	54	2290	20.21	1.16	23.45	
P/18/PS/1C	41583	54	2290	18.16	1.26	22.88	

Il confronto tra i risultati della f_{car} e della [Eq.5.13] è riportato in Figura 5.39a mentre in Figura 5.39b si riporta la correlazione che intercorre tra la f_{cil_med} e la [Eq. 5.13].

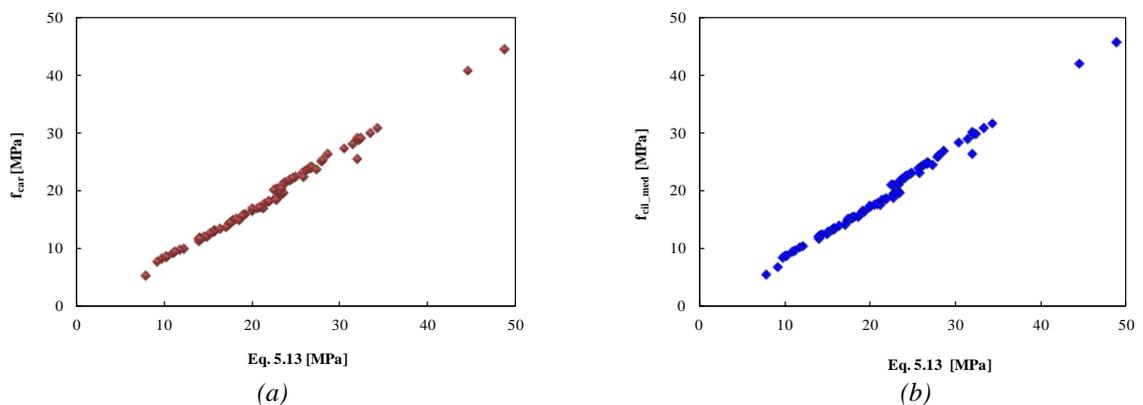


Figura 5.39: (a) Correlazione tra f_{car} e [Eq. 5.13]; (b) correlazione tra f_{cil_med} e [Eq. 5.13]

In entrambi i grafici emerge chiaramente un andamento lineare delle due grandezze in esame a conferma che i metodi analizzati per la determinazione della resistenza cilindrica dei campioni analizzati sono pressoché equivalenti.

5.2.3 Nuovi modelli previsionali

Dalla fine degli anni '70 in poi sono stati numerosi i lavori scientifici in cui sono state proposte formulazioni calibrate ad hoc per definire la resistenza meccanica del calcestruzzo con il metodo SonReb. Da studi recenti (M.T. Cristofaro et al, 2009) è emerso però che alcune di tali formulazioni non sempre sono affidabili, soprattutto perché in certi casi sovrastimano sensibilmente le caratteristiche meccaniche del materiale.

Premesso che la normativa attuale non fornisce al progettista indicazioni precise quale tra le formulazioni presenti in letteratura tecnica debba adottare per giungere alla definizione della resistenza cilindrica media, nel presente lavoro vengono prese in esame tre particolari espressioni: J. Gašparik (1992) [Eq. 5.14], M.T. Cristofaro (2009) [Eq. 5.15] ed una calibrata sulla base delle prove condotte in situ [Eq. 5.16]. In merito alla Eq. 3.16, per ciascuna unità strutturale è stata calibrata una formulazione ad hoc, mediante il metodo SonReb, utilizzando l'analisi di regressione, in grado di fornire una relazione matematica fra una variabile dipendente ed una o più variabili indipendenti. In particolare è stata utilizzata sia l'analisi di regressione non lineare in cui il modello di potenza è stato preventivamente linearizzato passando alla forma logaritmica e, successivamente, ritrasformato. Come variabile dipendente è stata assunta la resistenza cilindrica a compressione, f_{cil}^* , mentre quelle indipendenti l'indice sclerometrico, I_r , e la velocità di propagazione degli ultrasuoni, V_{us} . Si precisa che la [Eq. 5.14] e [Eq. 5.15] forniscono valori di resistenza cubica mentre la [Eq. 5.16] è stata calibrata sui risultati di [Eq. 5.13] per cui la resistenza è cilindrica.

$$R_{c,cub} = 0.0286 \cdot I_r^{1.246} \cdot V_{us}^{1.85} \quad [\text{MPa, km/s}] \quad [\text{Eq. 5.14}]$$

$$R_{c,cub} = 10^{-4.251} \cdot I_r^{0.686} \cdot V_{us}^{1.281} \quad [\text{MPa, m/s}] \quad [\text{Eq. 5.15}]$$

$$f_{cil}^* = a \cdot V_{us}^b \cdot I_r^c \quad [\text{MPa, m/s}] \quad [\text{Eq. 5.16}]$$

In Figura 5.40 e 5.41 si riportano i confronti tra le espressioni sopra descritte relativi all'intero Presidio Ospedaliero. Dai grafici emerge chiaramente che non avvengono variazioni

sostanziali e comunque l'andamento lineare ed un coefficiente di determinazione prossimo all'unità conferma la bontà dei modelli proposti (Figura 5.40b e 5.41b). E' ovvio che, nel caso di Eq. 5.14 ed Eq. 5.15 si è dovuto trasformare il valore di resistenza cubica in cilindrica.

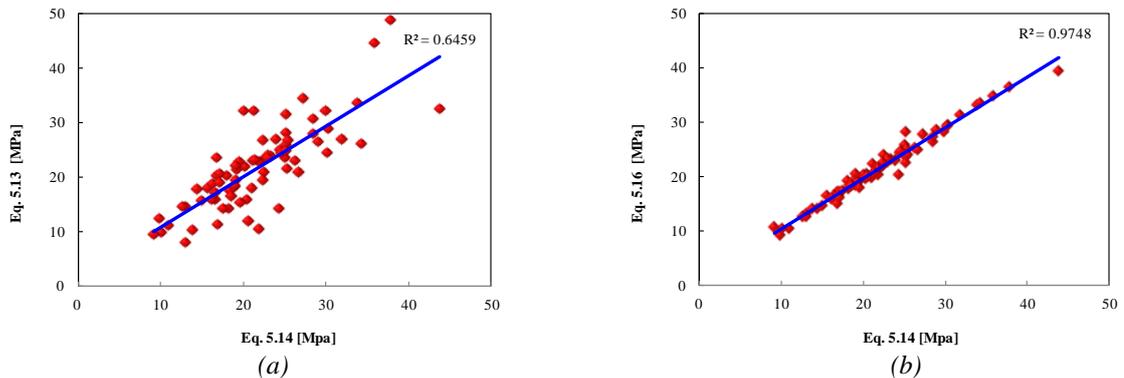


Figura 5.40: (a) Correlazione tra Gašparik e Masi; (b) correlazione tra Gašparik e formula ad hoc

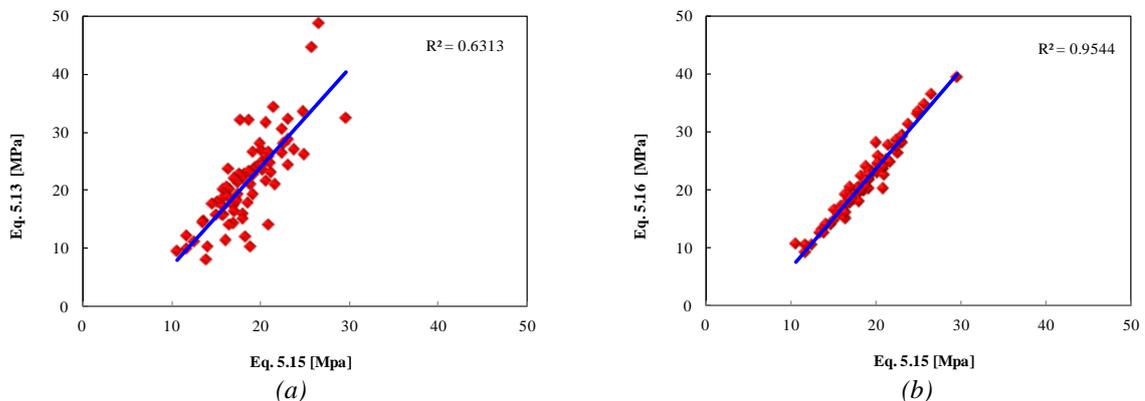


Figura 5.41: (a) Correlazione tra Cristofaro e Masi; (b) correlazione tra Cristofaro e formula ad hoc

Visto che il Programma VSCA afferma quanto segue:

“Nel caso di buona coincidenza fra i valori di resistenza ottenuti, il metodo SonReb può essere considerato affidabile anche per gli elementi non indagati con prova diretta. Sono accettabili differenze percentuali al massimo del 20% tra resistenza stimata con il metodo SonReb e resistenza media cubica in situ, ricavata dalla prova diretta, (ottenuta come media dei valori forniti dalle tre differenti formulazioni).

Nel caso di differenze percentuali superiori al 20%, si assumerà come valore di riferimento effettivo della resistenza caratteristica dell'elemento quello ottenuto con la prova distruttiva, metodo di indagine ritenuto più affidabile.

Nel caso in cui, per tutti gli elementi indagati sia con prova diretta che con prova indiretta, i valori di resistenza ottenuti con i due differenti metodi mostrino una differenza percentuale contenuta e costante, si terrà conto della possibilità che tale differenza possa interessare anche il valore di resistenza ottenuto su elementi indagati con la sola prova indiretta”.

Alla luce di ciò, avendo ottenuto delle differenze trascurabili tra le resistenze ottenute dalle indagini distruttive e quelle con le prove non distruttive, la formulazione [Eq. 5.16] è stata applicata per stimare le resistenze anche nei punti in cui sono state effettuate solo prove SonReb. La formulazione calibrata ad hoc mediante [Eq. 5.16] è stata tarata sia per gli edifici ritenuti più significativi (unità strutturali 01, 02, 03, 04 e 07) che per l'intero Presidio Ospedaliero. In Tabella 5.38 si riportano i risultati della resistenza media di [Eq. 5.16] ($f_{Eq. 5.13_med}$) della resistenza media di [Eq. 5.16] ($f_{Eq.5.16_med}$) e il valore medio delle due suddette resistenze (f_{med}), per le suddette unità strutturali.

Tabella 5.38: Confronto tra resistenze cilindriche medie

Unità strutturali	$f_{Eq. 3.13_med}$ [MPa]	$f_{Eq.3.16_med}$ [MPa]	f_{med} [MPa]
01	25.96	22.74	24.35
02	22.94	18.71	20.83
03	17.53	19.42	18.47
04	19.87	20.82	20.35
07	20.53	19.36	19.95
Intero Presidio Ospedaliero	21.67	19.65	20.66

Le relazioni che intercorrono tra [Eq. 5.13] e la [Eq. 5.16], per i sei casi sopra specificati, sono riportati in Figura 5.42-5.44.

I risultati delle resistenze medie ottenute con [Eq. 5.13] ($f_{Eq. 3.13_med}$), [Eq. 5.14], ($f_{Eq. 5.14_med}$), Eq. 5.15 ($f_{Eq. 5.15_med}$) ed Eq. 5.16 ($f_{Eq. 5.16_med}$), per l'intero Presidio Ospedaliero, sono riportati in Tabella 5.39 mentre in Tabella 5.40 si riportano le resistenze medie (f_{med}^*) condotte tra $f_{Eq. 5.13_med}$ e $f_{Eq. 5.14_med}$, tra $f_{Eq. 5.13_med}$ e $f_{Eq. 5.15_med}$ e tra $f_{Eq. 5.13_med}$ e $f_{Eq. 5.16_med}$.

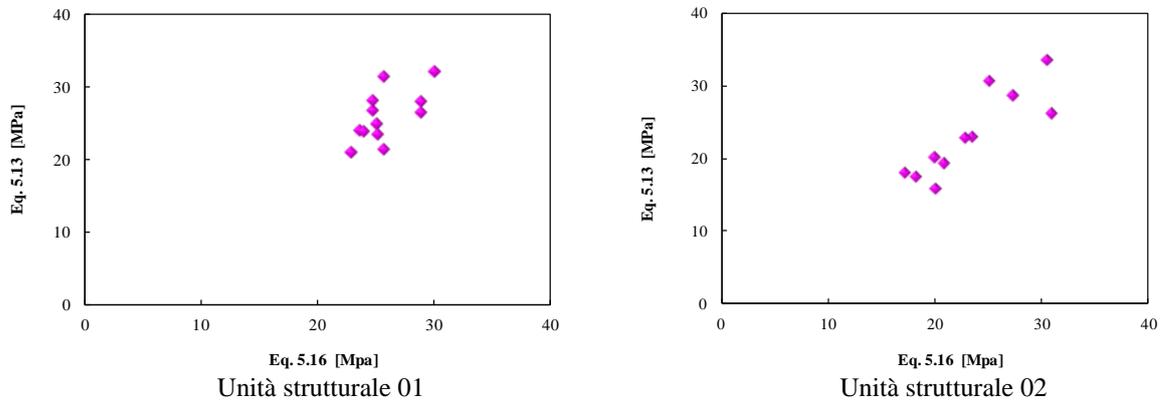


Figura 5.42: Correlazione tra [Eq. 5.13] e [Eq. 5.16]

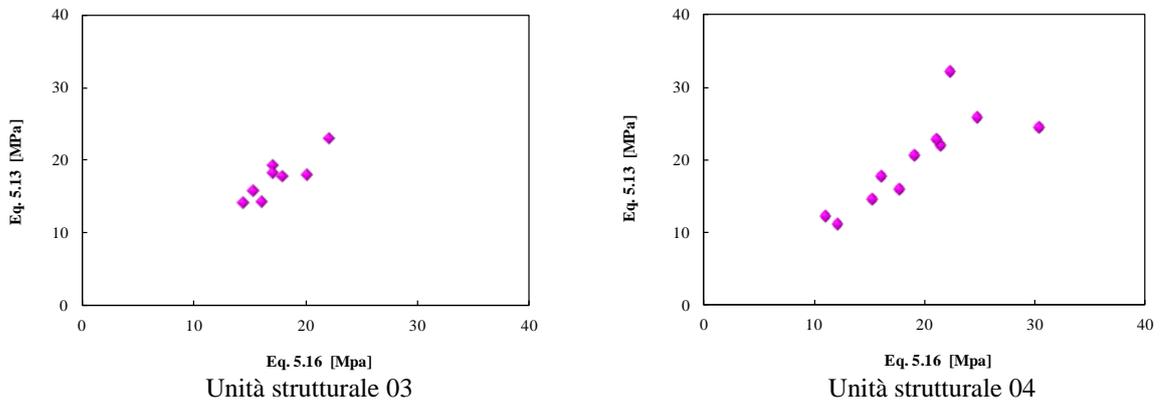


Figura 5.43: Correlazione tra [Eq. 5.13] e [Eq. 5.16]

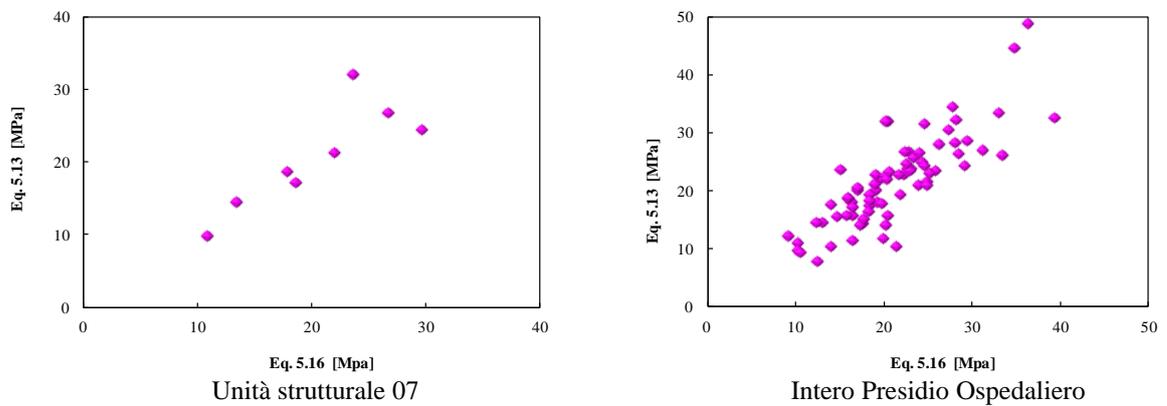


Figura 5.44: Correlazione tra [Eq. 5.13] e [Eq. 5.16]

Tabella 5.39: Risultati delle resistenze medie

	$f_{Eq. 5.13_med}$ [MPa]	$f_{Eq. 5.14_med}$ [MPa]	$f_{Eq. 5.15_med}$ [MPa]	$f_{Eq. 5.16_med}$ [MPa]
Intero Presidio Ospedaliero	21.67	21.75	18.63	21.27

Dai risultati di Tabella 5.39 si evince che dall'Eq. 5.15 si ottengono i valori medi di resistenza più bassi, tendendo cioè a sottostimare la resistenza del calcestruzzo se confrontata con i risultati ottenuti con le altre formule mentre l'Eq. 5.14 fornisce i risultati più alti. La formula calibrata ad hoc sulla base delle prove condotte in situ fornisce, invece, un risultato intermedio, per cui può essere considerata la più attendibile a conferma del fatto che essendo tarata sulle caratteristiche del singolo edificio preso in esame risulta più aderente alla realtà.

Tabella 5.40: Risultati delle resistenze medie

$f_{Eq.5.13_med}$ [MPa]	$f_{Eq. 5.14_med}$ [MPa]	f_{med}^* [MPa]
21.67	21.75	21.71
$f_{Eq.5.13_med}$ [MPa]	$f_{Eq. 5.14_med}$ [MPa]	f_{med}^* [MPa]
21.67	18.63	20.15
$f_{Eq.5.13_med}$ [MPa]	$f_{Eq. 5.14_med}$ [MPa]	f_{med}^* [MPa]
21.67	21.27	21.47

5.3 Caratterizzazione meccanica dell'acciaio

Le prove sull'acciaio di armatura, per gli edifici esistenti in c.a., sono di tipo distruttivo. In particolare, trattasi del prelievo di campioni di armatura dall'elemento strutturale la cui metodologia di prova segue i medesimi principi che regola quella sull'acciaio di nuove costruzioni.

Prima di descrivere le indagini condotte, sull'intero Presidio Ospedaliero, e i risultati ottenuti, è importante precisare che tali indagini sono state precedute da prove pacometriche ed ispezione puntuale su porzioni di elementi strutturali utili ad individuare il posizionamento ed il diametro sia delle barre longitudinali che delle staffe.

Le prove di trazione, di cui si riportano nel seguito i risultati, sono state eseguite su n° 9 campioni prelevati da pilastri ubicati all'interno della struttura oggetto di verifica.

La prova di trazione su barre d'armatura è regolata dalle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 che rimanda, al punto 11.3.2.3, alla norma UNI EN 15630-1. Contrariamente al calcestruzzo, l'acciaio, essendo un prodotto industrializzato, possiede un'elevata stabilità di comportamento e le sue caratteristiche, all'epoca della realizzazione della struttura, sono accertate già presso lo stabilimento di produzione. Per un acciaio tipo B450C, le caratteristiche sono riportate in Tabella 11. 3 Ia e 11. 3. Ib della Circolare n° 617 del 02/02/2009 (Tabella 4.1 e Tabella 4.2).

Pertanto, soprattutto per le strutture recenti, quando ne è nota la provenienza e si è in possesso delle certificazioni, potrebbe risultare superfluo eseguire prelievi di barre d'armatura. In caso di costruzioni non recentissime, è invece spesso necessario procedere all'estrazione di parti delle barre di cui si vuole conoscere le principali proprietà meccaniche.

Lo spezzone di barra da prelevare deve avere una lunghezza pari a circa 45 cm, tale da poter essere sottoposto alla prova di rottura per trazione, in conformità alla norma vigente, e pari a 100 cm per essere testato a trazione e a piegamento. È importante che il prelievo sia effettuato su elementi poco sollecitati e, ovviamente, laddove si abbia certezza che il tipo di acciaio sia rappresentativo di quello posto in opera in tutta la struttura.

Dopo il prelievo, particolare cura dovrà essere posta nel ripristino della capacità resistente originaria dell'elemento strutturale, verificando la saldabilità delle barre in opera,

adottando l'opportuno tipo di elettrodo ed effettuando la saldatura tra il nuovo spezzone e la barra esistente con cordoni d'angolo di adeguata lunghezza. E' opportuno che l'operazione di ripristino sia eseguita in tempi brevi.

Tabella 5.41: Valori della tensione di snervamento e rottura per un acciaio B450C

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

Tabella 5.42: Requisiti per un acciaio B450C

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gr})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Per quanto riguarda la determinazione della tensione di snervamento e rottura, in accordo con il D.M. 14/01/2008, l'area della sezione della barra tonda liscia equipesante A_{eq} , per le barre ad aderenza migliorata e necessaria al calcolo dei valori delle tensioni di snervamento e rottura viene calcolata con la seguente formula:

$$A_{eq} = \frac{m}{\rho \cdot L_{iniz}} \cdot 10^4 \quad [\text{Eq. 5.17}]$$

dove A_{eq} è l'area della barra tonda equipesante espressa in mm^2 , m è il peso della barra in kg, L_{iniz} la lunghezza della barra e ρ la densità dell'acciaio assunta pari a 7.85 kg/dm^3 (come indicato nel D.M. 14/01/2008). Il diametro della medesima sezione sarà uguale a:

$$\Phi_{eq} = \sqrt{\frac{4A_{eq}}{\pi}} \quad [\text{Eq. 5.18}]$$

La tensione di snervamento f_y (in N/mm^2) è data dall'equazione:

$$f_y = \frac{F_S}{A_{eq}} \quad [\text{Eq. 5.19}]$$

dove al numeratore è riportato il carico di snervamento superiore espresso in N ed il denominatore rappresenta l'area della barra tonda liscia equipesante in mm^2 .

La tensione di rottura f_t (in N/mm^2) è data dall'equazione:

$$f_t = \frac{F_m}{A_{eq}} \quad [\text{Eq. 5.20}]$$

dove il numeratore rappresenta, in questo caso, il carico massimo prima della rottura.

Il Decreto Ministeriale 14/01/2008 introduce al punto 4.1.2.1.2.3 l'utilizzo del parametro A_{gt} per la misura dell'allungamento degli acciai. I riferimenti normativi per l'utilizzo del nuovo parametro A_{gt} sono indicati nelle stesse nuove norme tecniche di cui al D.M. 14/01/2008 al punto 11.3.2.3, con rinvio alla norma UNI EN ISO 15630-1 che, al suo interno, rimanda a sua volta alla norma ISO 6892.

Questo importante parametro, fondamentale per la definizione del requisito complessivo della duttilità, può essere dedotto dal diagramma forza-spostamento relativo alla prova, determinando quel valore di deformazione ottenuta prima che il carico diminuisca più di 0.5 % dal relativo valore massimo (occorre utilizzare un estensimetro almeno di classe 2 –norma ISO 9513) o viene calcolato con la seguente formula:

$$A_{gt} = \frac{\Delta L_m}{L_e} \quad [\text{Eq. 5.21}]$$

dove al numeratore è riportato l'allungamento sotto carico massimo (dato ottenuto dall'estensimetro ed espresso in mm) ed il denominatore rappresenta la lunghezza di base dell'estensimetro (in mm).

Qualora si proceda alla determinazione del valore dell'allungamento A_{gt} con metodo manuale dopo la frattura, il valore viene calcolato con la seguente formula (§ 5.3 delle UNI EN ISO 15630-1)

$$A_{gt} = A_g + \frac{R_m}{2000} \quad [\text{Eq. 5.22}]$$

dove R_m è il valore della resistenza a trazione pari ad f_t (in N/mm^2) ed A_g è l'allungamento percentuale non-proporzionale sotto carico massimo calcolato come segue:

$$A_g = \frac{L_u - L_i}{L_i} \quad [\text{Eq. 5.23}]$$

dove L_u ed L_i sono rispettivamente la lunghezza finale dopo la rottura (in mm) ed iniziale, con riferimento a quanto riportato in Figura 5.45

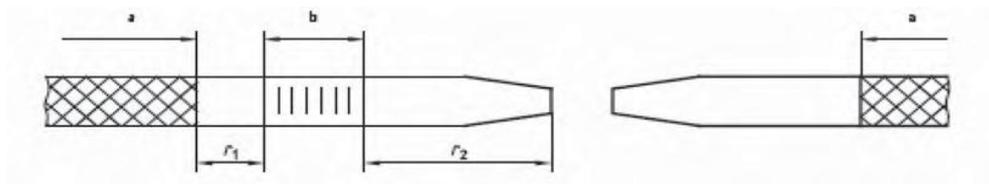


Figura 5.45: Schema misura manuale su spezzone (a = ganasce; b = tratto di misura)

In merito al Presidio Ospedaliero in esame, in Tabella 4.3 si riportano i risultati delle prove a trazione eseguite su 9 barre, aventi differenti diametri, tratti dal certificato di collaudo del 1972 relativi alle unità strutturali 01, 02 e 03.

Tabella 5.43: Risultati delle prove a trazione sulle barre d'armatura tratti dal certificato di collaudo

Prova	Ø [mm]	Area [mm ²]	Carico rottura [kN]	Tensione di snervamento [MPa]	Tensione media di snervamento [MPa]
1	23.7	441.15	181	411	
2	20.1	317.31	135	425	
3	18.1	257.30	120	466	
4	16	201.06	79	391	
5	13.9	151.75	57	374	423.22
6	12.1	114.99	47	409	
7	9.8	75.43	31	414	
8	7.8	47.78	20	412	
9	6.3	31.17	16	507	

Durante la fase di prove in situ, per la caratterizzazione meccanica dell'acciaio d'armatura, le suddette unità non sono state indagate vista la documentazione soddisfacente dei certificati di prova. Il livello di conoscenza raggiunto pari a LC1 ha portato ad assumere un Fattore di Confidenza (FC) pari a 1.35.

In merito alle unità 04, 07, 08 e 09, dai documenti di archivio (libretto delle misure e giornale dei lavori) è stato accertato l'impiego, in fase di costruzione, di barre d'acciaio fornite tutte dalla medesima ditta produttrice. Ciò ha consentito di ipotizzare l'uniformità delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio impiegato in tali corpi vista la peculiarità di tale materiale di essere prodotto industrialmente. L'ipotesi è stata confermata da una serie di ispezioni visive effettuate in situ tramite asportazione, in determinati punti, dello strato di copriferro. Grazie a tali informazioni è stato possibile limitare le indagini ad un solo edificio e considerare i risultati ottenuti rappresentativi dell'acciaio impiegato nelle quattro unità strutturali. In particolare, l'estrazione dei campioni è avvenuta nell'unità strutturale 07 per

ragioni di accessibilità agli elementi strutturali da indagare e di destinazione d'uso degli ambienti.

In dettaglio, per ogni piano è stato prelevato un campione d'armatura (Figura 5.46), barra liscia, la quale è stata tempestivamente reintegrata con una barra ad aderenza migliorata, opportunamente saldata all'armatura presente nel pilastro (Figura 5.47).

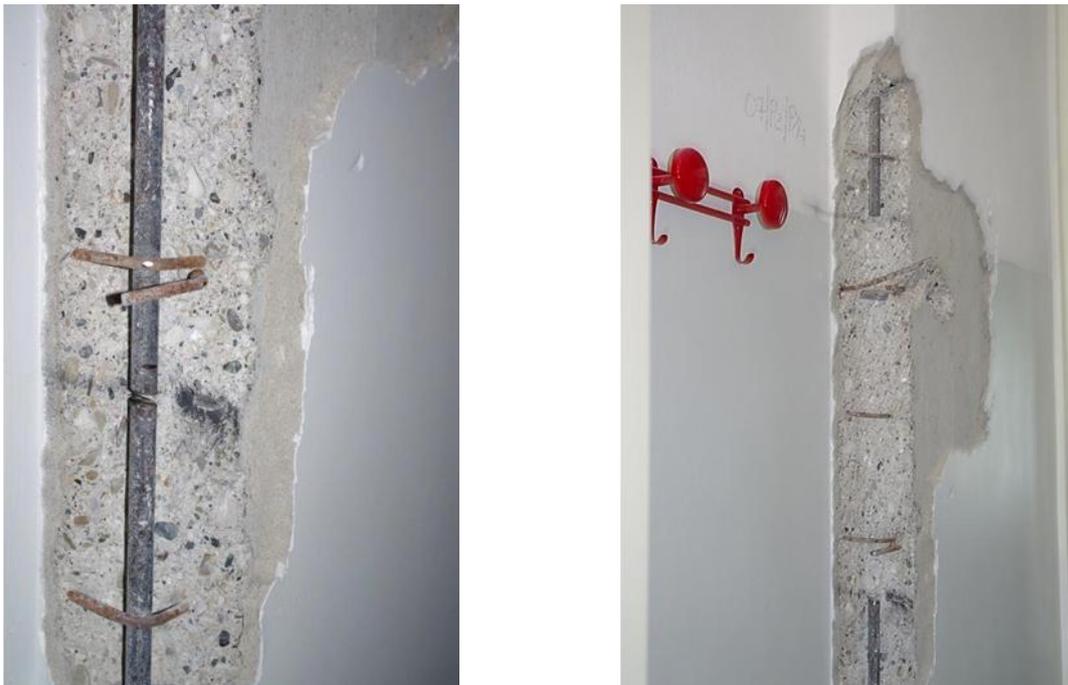


Figura 5.46: Prelievo di uno spezzone d'armatura



Figura 5.47: Particolare del ripristino della porzione di barra prelevata

In Figura 5.48 e 5.49 sono illustrate la fase di prova di trazione del campione e di misurazione dell'allungamento a prova conclusa.



Figura 5.48: Prova di trazione in laboratorio



Figura 5.49: Misura dell'allungamento dopo la prova

I risultati della prova sono riportati in Tabella 5.44. dove è indicato il codice del campione prelevato, la lunghezza del provino (L), il peso, il diametro (\varnothing_{eq}), il valore del carico di snervamento (F_s) e di rottura (F_m), la lunghezza iniziale L_i e quella finale L_u .

Tabella 5.44: Risultati delle prove di trazione

Campione	L [mm]	Peso [gr]	\varnothing_{eq} [mm]	F_s [N]	F_m [N]	L_i [mm]	L_u [mm]
P07/PR/P28	500.2	562	13.5	55945.89	84000	70	91.8
P07/P1/P18	506.6	795	16.0	78974.91	113500	80	106.6
P07/P2/P14	504.4	786	16.0	74977.02	105000	80	107.9

Dividendo il carico di snervamento F_s per l'area della sezione della barra d'acciaio A_{eq} , si ottiene la tensione nominale di snervamento f_y [Eq. 5.19]. Dalla media delle tre tensioni di snervamento si ottiene la tensione media di snervamento f_{ym} , come riportato in Tabella 5.45.

Tabella 5.45: Risultati delle tensioni di snervamento

Provino	A_{eq} [mm ²]	F_s [N]	f_y [MPa]	f_{ym} [MPa]
P07/PR/P28	143	55945.89	391.23	
P07/P1/P18	201	78974.91	392.91	385.72
P07/P2/P14	201	74977.02	373.02	

Avendo estratto, per ciascun piano dell'unità strutturale, un solo campione d'armatura, si è raggiunta, anche in questo caso, una conoscenza limitata delle proprietà meccaniche dell'acciaio (LC1) come ben si evince dalla Tabella C8A.1.3 della Circolare n° 617 del 02/02/2009 e riportato in Tabella 5.46.

Tabella 5.46: Prove per edifici in c.a

Prove (sui materiali)	
Verifiche limitate	1 campione di armatura per piano dell'edificio.
Verifiche estese	2 campioni di armatura per piano dell'edificio.
Verifiche esaustive	3 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Note esplicative alla tabella C8A.1.3: le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

Il numero di provini riportato nella tabella può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale.

In conclusione, il livello di conoscenza raggiunto, alla luce dei tre prelievi effettuati su pilastri facenti parte dell'unità strutturale 07, può essere valutato come LC1 con relativo Fattore di Confidenza $FC = 1.35$.

5.4 Saggi sulle strutture

Uno degli aspetti che concorre alla definizione del livello di conoscenza acquisito è rappresentato dai dettagli costruttivi, ossia, per le strutture in c.a., la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura. Tali informazioni possono essere ottenute dalla documentazione di progetto, qualora disponibile, in ogni caso la norma

prescrive la necessità di effettuare sempre delle indagini, con un grado di approfondimento legato al livello di conoscenza scelto dal progettista, per individuare le caratteristiche degli elementi costruttivi o per verificare l'attendibilità degli elaborati di progetto originali disponibili.

Per quanto riguarda le tamponature, le loro caratteristiche (distribuzione, collegamento alla maglia strutturale, caratteristiche dei materiali costituenti, modalità di posa in opera) sono facilmente desumibili da rilievi visivi e metrici, previa rimozione di piccole superfici degli elementi di rivestimento (intonaco o altro).

Per le armature sono necessarie indagini più invasive.

I saggi devono essere decisi in numero e caratteristiche tali da ottenere le seguenti informazioni:

- pilastri: passo e diametro delle staffe, quantità e disposizione delle armature longitudinali;

- travi: passo e diametro delle staffe, quantità e disposizione delle armature longitudinali;

- solai: orditura, interasse tra le nervature, armature principali, armature di ripartizione;

- fondazioni: tipologia, piano di posa.

Le verifiche in-situ devono essere effettuate su un'opportuna percentuale degli elementi strutturali primari per ciascuna tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...), privilegiando comunque gli elementi che svolgono un ruolo più critico nella struttura, quali generalmente i pilastri.

L'individuazione dello schema strutturale, tramite documenti di progetto e rilievo geometrico, consente di selezionare in modo mirato gli elementi su cui condurre le prove. E' opportuno suddividere tutti gli elementi in gruppi tipologicamente simili in modo da condurre i sondaggi (come già affermato anche per le prove distruttive sul calcestruzzo) soltanto per alcuni di essi ed estendere i risultati a quelli simili.

Le informazioni desumibili da documenti di progetto originali e da indagini in situ, possono essere affiancate e completate dalla consultazione delle indicazioni contenute nella normativa dell'epoca e nella manualistica di uso corrente nei decenni passati per la progettazione di edifici in c.a.

Nel caso del Presidio Ospedaliero della Valtiberina è stato necessario verificare il quantitativo e la disposizione delle armature degli elementi travi e pilastri oltre la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti. Tali saggi sono stati effettuati su un numero di sezioni sufficiente per costruire un modello strutturale adeguato al tipo di analisi e alle successive verifiche.

La consultazione dei documenti di progetto e la conoscenza della normativa e della manualistica dell'epoca di costruzione delle unità strutturali, hanno permesso di limitare il numero di saggi da effettuare sugli elementi strutturali raggiungendo un livello di conoscenza "adeguata" LC2.

Le ispezioni eseguite tramite l'asportazione dello strato di copriferro del calcestruzzo hanno consentito di verificare lo spessore del copriferro, il passo e il diametro delle staffe e il quantitativo e la disposizione dei ferri longitudinali nei vari elementi strutturali precedentemente individuate mediante prova pacometrica (vedi Figura 5.50).



Figura 5.50: Verifica delle barre d'armatura mediate calibro

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 e la relativa Circolare n° 617 del 02/02/2009 prevedono tre gradi di approfondimento della conoscenza dei dettagli costruttivi. Qualunque sia il livello di approfondimento, in ogni caso, è necessario effettuare delle verifiche in situ sia delle armature che dei collegamenti presenti negli elementi più importanti per accertare inoltre la congruenza tra la documentazione reperita e la reale situazione in situ.

Sebbene per ottenere una buona conoscenza dell'edificio sarebbe necessario un numero elevato di saggi, che nel caso in esame per motivi di fattibilità è impossibile perseguire, le NTC 2008 indicano un numero minimo di ispezioni in funzione del livello di conoscenza che si desidera ottenere.

Le indicazioni in merito alla percentuale di verifica del quantitativo e disposizione dell'armatura riportate in Tabella C8A.1.3 della Circolare sono dei valori di riferimento, che di volta in volta possono essere modificati sulla base delle caratteristiche dell'edificio in esame. In particolare la Circolare precisa quanto segue:

“Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale”.

La campagna di saggi è stata condotta sia su elementi trave (T) che su elementi pilastro (P), visto che le norme precisano che le percentuali indicate sono riferite ad “elementi strutturali primari di ciascuna tipologia di elemento”. Per numero di saggi si considera il numero di “traccioline” (l'asportazione dello strato di copriferro) effettuate per rilevare le caratteristiche dei dettagli costruttivi. I dati sono riportati in Tabella 5.47.

Tabella 5.47: Saggi eseguiti nelle singole unità strutturali

		01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	13	14	15	16	17	18	
PS	T	20	7	0	9						7			0	6	0	0	0	
	P	0	0	0	1						3			1	0	1	1	1	
PR	T	7	0	21	21	2	5	9	2	7		1	0	0	0			0	
	P	0	0	2	3	0	2	4	0	0		3	4	0	0			0	
P1	T	7	0	14	25		0	15	3	4		0							
	P	1	0	0	6		0	1	0	0		4							
P2	T	15	9	0	18		0	11	6	3									
	P	5	7	0	3		1	4	0	0									
PA	T	0	0	0	2			6											
	P	0	0	0	2			2											
Totale		55	23	35	90	6	8	51	11	14	10	8	4	1	6	1	1	1	
TOTALE																			325

A questi si aggiungono le prove pacometriche effettuate precedentemente (in numero pari al numero di elementi indagati con le indagini non distruttive mediante metodo SonReb).

Le prove pacometriche, infatti, essendo finalizzate all'individuazione della quantità e della posizione dei ferri d'armatura, possono essere considerate come dei saggi che permettono la verifica delle informazioni relative ai dettagli costruttivi desunte dai documenti storici. Il numero totale di saggi (pacometro e traccioline) ed il relativo livello di conoscenza assunto, per ogni unità strutturale, è riportato in Tabella 5.48.

Oltre ai saggi relativi ai ferri d'armatura, sono state eseguite numerose verifiche per valutare l'affidabilità dei disegni esecutivi dell'epoca riguardo ai giunti tra i vari edifici.

Per quanto riguarda la tipologia delle tamponature, questa è stata verificata attraverso le perforazioni realizzate per permettere l'esecuzione delle indagini ad ultrasuoni. In tale modo è stato possibile ridurre il numero di operazioni distruttive.

In dettaglio, la totalità di ispezioni, saggi e quant'altro è riportato nelle relazioni di analisi di ciascuna unità strutturale.

Tabella 5.48: Risultati dei saggi effettuati e relativi livelli di conoscenza

Unità strutturale	Traccioline	Prove pacometriche	Totale saggi	LC
01	55	48	103	2
02	23	35	58	2
03	35	31	66	2
04	90	48	138	2
05	6	1	7	2
06	8	5	13	2
07	51	45	96	2
08	11	10	21	2
09	14	11	25	2
10	10	7	17	2
11	8	9	17	2
13	4	8	12	2
14	1	4	5	2
15	6	5	11	2
16-17-18	3	1	2	2

5.5 Livelli di conoscenza

Per gli edifici esistenti la valutazione della sicurezza è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso, tipicamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò che differenzia i due casi è il livello di conoscenza che si può raggiungere.

La Circolare esplicativa alle NTC 2008 definisce tre Livelli di Conoscenza (§ C8A.1.B.3), dipendenti dal grado di approfondimento raggiungibile, ai fini della scelta del tipo di analisi e dei Fattori di Confidenza da assumere (Tabella C8A.1.2 della Circolare n° 617 del 02/02/2009):

LC1: conoscenza limitata;

LC2: conoscenza adeguata;

LC3: conoscenza accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono tre:

Geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;

Dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature e la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;

Materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali impiegati.

Il processo che conduce alla conoscenza dell'edificio è lungo e impegnativo e si articola in quattro fasi: i) identificazione degli elementi da conoscere; ii) recupero delle informazioni; iii) esecuzione dei rilievi e indagini; iv) livello di conoscenza.

Il primo passo è l'individuazione degli elementi da conoscere in funzione dei fini da raggiungere. Si procede con la fase di ricerca e recupero delle informazioni come gli elaborati di progetto originali, gli elaborati della fase costruttiva, gli elaborati di eventuali interventi di modifica, i certificati di collaudo, le prove di resistenza dei materiali, le normative dell'epoca.

Tali documenti devono essere ricercati presso i progettisti, i collaudatori, i costruttori, la Prefettura, il Genio Civile ed il proprietario dell'immobile. Per verificare le informazioni raccolte e/o completarle si eseguono rilievi e indagini sulla struttura e sui materiali utilizzati in modo da raggiungere il livello di conoscenza adeguato ai fini preposti.

Come accennato al punto precedente, tre sono gli aspetti salienti che definiscono i livelli di conoscenza: i) geometria; ii) dettagli strutturali; iii) materiali.

In merito al primo punto, la geometria strutturale è stata ricavata da disegni originali delle carpenterie, i quali hanno consentito l'individuazione dell'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In ogni caso è stato anche eseguito un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito con i disegni acquisiti.

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, i disegni esecutivi a disposizione hanno consentito l'individuazione per ciascun elemento strutturale della quantità, disposizione e dettagli delle armature. Le informazioni sono state poi verificate con una serie di saggi a campione (§ 5.4).

In fine, per quanto concerne i materiali, le informazioni reperite da documentazione cartacea sulle proprietà dei materiali, non sempre sono state soddisfacenti. La conduzione di prove in situ di tipo distruttivo e non distruttivo ha permesso sia la verifica dei dati a disposizione sia di colmare le informazioni carenti o assenti.

Per l'armatura è stato conseguito un livello di conoscenza LC1, per cui le resistenze a trazione dell'acciaio ottenute sono state divise per una fattore di confidenza pari a 1.35.

Nel caso del calcestruzzo, il livello di conoscenza conseguito varia non solo da edificio ad edificio, ma anche da piano a piano, in funzione del numero di carotaggi e di prove SonReb eseguite. Si riporta di seguito (Tabella 5.49) quanto esattamente riportato in Tabella C8A.1.3.a della Circolare n° 617 del 02/02/2009 dove è indicato il numero di provini da prelevare in funzione del livello di conoscenza.

Tabella 5.49: Tabella C8A.1.3.a della Circolare n° 617 del 02/02/2009

	Rilievo dei dettagli costruttivi (a)	Prove (sui materiali) (b) (c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls, per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls, per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls, per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Sempre nella Circolare esplicativa si specifica quanto segue: “Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive”.

Per cui, per una superficie di piano di 600 mq un livello di conoscenza LC2 viene raggiunto con 4 carotaggi (2 ogni 300 mq di piano), oppure con 2 carotaggi ed 8 prove non distruttive quali ad esempio SonReb (sostituendo, cioè, 2 carote con un numero almeno triplo di indagini SonReb, più ulteriori prove SonReb in numero pari al numero di carote estratte, necessarie per la correlazione dei vari dati ottenuti, come ampiamente illustrato nel capito 3, oppure con 3 carotaggi e 4 prove SonReb.

In Tabella 5.50 si riporta, per ogni piano di ogni unità strutturale analizzata, la superficie, il numero di carote ritenute necessarie per raggiungere una conoscenza limitata LC1, il numero di prove SonReb e carotaggi eseguiti, e il livello di conoscenza conseguito.

Data l'impossibilità, all'interno del Presidio Ospedaliero di eseguire le indagini in modo esteso in tutti i piani delle unità strutturali in esame, dove l'accessibilità non è stata possibile si è ovviato ampliando il numero di indagini ai piani superiori e inferiori e valutando il livello di conoscenza sull'intera unità strutturale. Per far ciò si è eseguita una media tra gli LC conseguiti per ogni livello delle varie unità strutturali. Il risultato che si è ottenuto è riportato in Tabella 5.51.

Tabella 5.50: Livelli di conoscenza conseguiti per il calcestruzzo

Unità strutturale	Piano	Superficie [mq]	Carote LC1	SonReb in situ	Carote in situ	LC
01	PS	688	3	13	3	LC2
	PR	582	2	5	2	LC1
	P1	582	2	10	3	LC2
	P2	582	2	17	3	LC3
	PA	160	1	3	1	LC1
02	PS	521	2	8	4	LC2
	PR	569	2	9	3	LC2
	P1	521	2	5	1	LC1
	P2	521	2	9	3	LC2
	PA	143	1	4	1	LC2
03	PS	402	2	4	2	LC1
	PR	650	3	13	2	LC1
	P1	650	3	13	3	LC2
	P2	650	3	0	0	/
	PA	40	1	1	1	LC1
04	PS	270	1	5	1	LC2
	PR	391	2	15	4	LC3
	P1	391	2	15	3	LC3
	P2	391	2	10	2	LC2
	PA	70	1	3	1	LC1
05	PR	36	1	1	1	LC1
06	PR	62	1	3	1	LC1
	P1	62	1	0	0	/
	P2	62	1	2	0	/
07	PR	503	2	15	3	LC3
	P1	503	2	10	2	LC2
	P2	503	2	13	3	LC3
	PA	280	1	7	0	/
08	PR	68	1	4	1	LC2
	P1	68	1	4	1	LC2
	P2	68	1	2	1	LC1
09	PR	50	1	5	2	LC3
	P1	50	1	4	0	/
	P2	50	1	2	1	LC1
10	PS	438	2	7	3	LC2
11	PR	222	1	6	2	LC3
	P1	222	1	3	2	LC2
13	PR	392	2	8	3	LC2
14	PS	95	1	2	2	LC2
	PR	95	1	2	0	/
15	PS	106	1	5	2	LC3
	PR	227	1	0	0	/
16-17-18	PS	222	1	6	2	LC3
	PR	90	1	0	0	/

Tabella 5.51: Livelli di conoscenza conseguiti per l'acciaio

Unità strutturale	Carote in situ	SonReb in situ	LC
01	12	48	LC2
02	12	35	LC2
03	8	31	LC1
04	11	48	LC2
05	1	1	LC1
06	1	5	LC1
07	8	45	LC2
08	3	10	LC2
09	3	11	LC2
10	3	7	LC2
11	4	9	LC2
13	3	8	LC2
14	2	4	LC2
15	2	5	LC2
16-17-18	2	6	LC2

Per ottenere i suddetti risultati, per ogni edificio si è valutato, quale livello di conoscenza fosse predominante tra i vari piani. Nel caso di parità tra due livelli LC si è preso cautelativamente quello più basso. In tal modo, per quasi tutti gli edifici, si è ottenuto una conoscenza adeguata, LC2. Fanno eccezione le unità strutturali 03 (ospita l'ingresso al piano terreno e le sale operatorie al piano secondo), 05 (fa da collegamento tra due unità più grandi e si caratterizza per le piccole dimensioni e per essere costituito da un unico livello) e 06 (anch'esso di dimensioni ridotte, ma su tre livelli), per le quali si è ottenuto un LC1.

Come specificato in precedenza, ad ogni livello di conoscenza corrisponde un fattore di confidenza FC da impiegare per la definizione della resistenza dei materiali.

Tale fattore rappresenta, quindi, un coefficiente di sicurezza che tiene conto delle incertezze legate alla conoscenza dei materiali, oltre che alla geometria e ai dettagli costruttivi.

In merito all'acciaio si è raggiunto un livello di conoscenza limitata LC1. In realtà il livello di conoscenza è la combinazione della conoscenza perseguita su tre fattori: geometria, dettagli costruttivi e caratteristiche dei materiali. Nel caso della geometria si ricorda che il livello di conoscenza è unico e presuppone il possesso del rilievo geometrico della struttura.

Per i dettagli costruttivi e i materiali sono previsti tre livelli di conoscenza; la combinazione dei livelli raggiunti per tali aspetti fornisce il livello di conoscenza perseguito. In questo caso è stata ritenuta superflua la combinazione con il livello dei dettagli costruttivi.

Nel caso del calcestruzzo, invece, tale combinazione deve essere valutata.

In realtà, nella pratica, le indagini sui dettagli costruttivi sono condotte contemporaneamente alle indagini sui materiali, e il loro numero viene stimato in modo tale da raggiungere l'obiettivo prefissato.

I merito ai dettagli costruttivi, è stato eseguito un numero di saggi tale da raggiungere un livello di conoscenza LC2 su ogni unità strutturale. In questo modo il livello di conoscenza finale del calcestruzzo non è influenzato da quello ottenuto sui dettagli.

In conclusione, per il livello di conoscenza limitata LC1 il fattore di confidenza è pari a 1.35 mentre per il livello di conoscenza adeguata LC2 il fattore di confidenza è pari a 1.20. Tali fattori andranno ad abbattere la resistenza media f_{cm} [Eq. 5.24].

$$f_{cm} = \frac{f_{Eq.5.13_med} + f_{Eq.5.16_med}}{2} \quad [Eq. 5.24]$$

Dove $f_{Eq.5.13_med}$ e $f_{Eq.5.16_med}$ sono le resistenze medie calcolate rispettivamente mediante prova distruttiva ed ad hoc sul singolo edificio, come ben specificato al § 5.2.3.

A tale scopo per gli edifici meno significativi, riguardo i quali non è stata effettuata la valutazione della resistenza a compressione ad hoc [Eq. 5.16] è stata applicata la formula di potenza (Cristofaro, 2009) [Eq. 5.16].

In Tabella 5.52 si riportano, per ogni unità strutturale, la $f_{Eq.5.13_med}$, $f_{Eq.5.16_med}$, il valore di resistenza media finale (f_{cm}) e il relativo livello di conoscenza (LC) conseguito a cui è associato il rispettivo fattore di confidenza (FC).

Tabella 5.52: Risultati della resistenza media del calcestruzzo

Unità strutturale	$f_{Eq.5.13_med}$ [MPa]	$f_{Eq.5.16_med}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]	LC (FC)
01	25.96	22.74	24.35	2 (1.2)
02	22.94	18.71	20.83	2 (1.2)
03	17.53	19.42	19.42	1 (1.35)
04	19.87	20.82	20.35	2 (1.2)
05	15.60	15.64	15.62	1 (1.35)
06	23.50	19.35	21.43	1 (1.35)
07	20.53	19.36	19.95	2 (1.2)
08	10.43	17.94	14.19	2 (1.2)
09	10.80	16.31	13.56	2 (1.2)
10	20.83	19.83	20.33	2 (1.2)
11	17.55	17.11	17.33	2 (1.2)
13	23.28	21.43	22.36	2 (1.2)
14	33.44	22.93	28.19	2 (1.2)
15	46.77	24.63	35.70	2 (1.2)
16-17-18	24.90	17.80	21.35	2 (1.2)

5.6 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata secondo la normativa italiana vigente (NTC 2008 § 3.2).

L'azione sismica di progetto si definisce in base alla pericolosità sismica del sito di costruzione ed è definita in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento (PVR), nel periodo di riferimento (V_R) a partire dai valori dei seguenti parametri del sito di riferimento:

a_g ovvero accelerazione orizzontale massima attesa;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri (in allegato alla normativa) sono calcolati in funzione di un reticolo di riferimento costituito da una maglia di circa 10 km di lato in cui è suddiviso il territorio italiano.

Partendo dai valori nei nodi di tale maglia, per ogni punto individuato sul territorio mediante le sue coordinate geografiche (longitudine, latitudine), è possibile individuare i parametri di pericolosità sismica per un periodo di ritorno T_R assegnato.

Per un'indagine più accurata si rimanda all'allegato A delle NTC 2008, il quale prevede che l'azione sismica di progetto (NTC 2008-§3.2.3) venga definita sulla base dei valori di pericolosità sismica proposti nel sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) al termine del Progetto S1 (Progetto di assistenza al Dipartimento della Protezione Civile per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'O.P.C.M. 3274/2003). Tutti i risultati ottenuti sono disponibili nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/> (Figura 5.51).

Queste stime di pericolosità sismica sono state successivamente elaborate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per ottenere i parametri che determinano la forma dello spettro di risposta elastica; tali parametri sono proposti nell'allegato A del D. M. 14/01/2008.

Il periodo di ritorno viene valutato in funzione del periodo di riferimento V_R (NTC 2008-§2.4.3) ed in base alla corrispondente probabilità di superamento PVR di prestabiliti Stati Limite nel periodo di riferimento.

Il periodo di riferimento (V_R) viene calcolato, a sua volta, in funzione della vita nominale VN (NTC08-§2.4.1) e del coefficiente d'uso CU (NTC 2008-§2.4.3).

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale di un edificio è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata (Tabella 5.53).

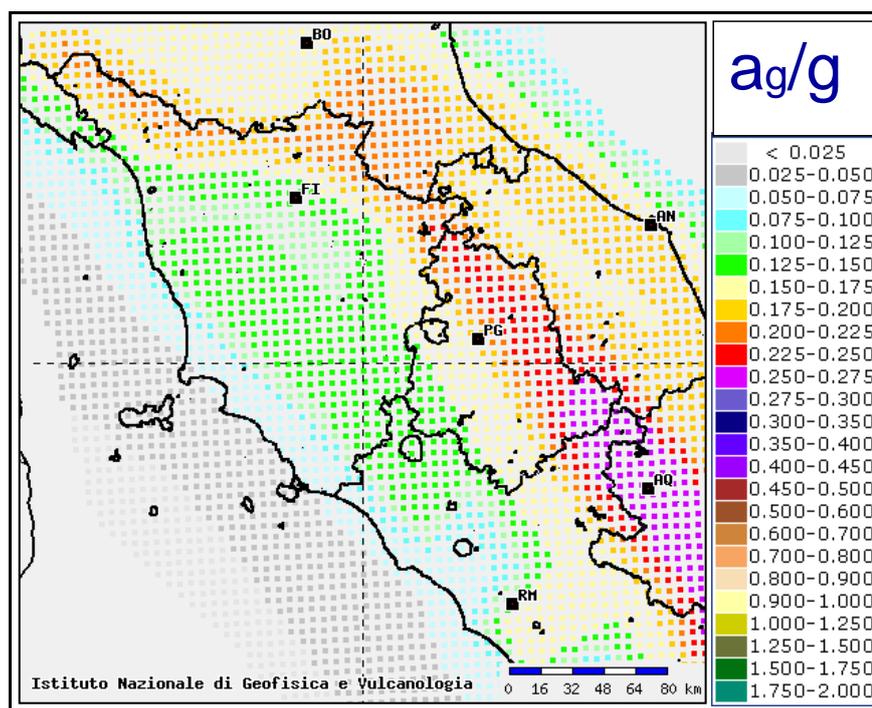


Figura 5.51: Mappa interattiva di pericolosità sismica disponibile sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>

Tabella 5.53: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere. (Fonte: NTC 2008–Tabella 2.4.I)

Tipi di Costruzione	V_N
Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Il coefficiente d'uso è un parametro definito al variare della classe d'uso del fabbricato (Tabella 5.54). Tale classe viene attribuita agli edifici in base alle potenziali conseguenze che possono avvenire a seguito di un evento sismico, quali interruzione di operatività o eventuale collasso (NTC 2008 §2.4.2). Per le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche, come nel caso degli ospedali, la classe d'uso è pari a IV.

Tabella 5.54: Coefficiente d'uso C_U in funzione della Classe d'uso. (Fonte NTC 2008–Tabella 2.4.II)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Le probabilità PVR di superamento nel periodo di riferimento cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli Stati Limite considerati, sono le seguenti (Tabella 5.55):

Tabella 5.55: Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato.

(Fonte NTC 2008–Tabella 3.2.I)

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
SLE	SLO	81%
	SLD	63%
SLU	SLV	10%
	SLC	5%

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha sviluppato un programma che consente di calcolare gli spettri di progetto anche per periodi di riferimento diversi da quelli che si trovano nella norma e soprattutto, senza bisogno di andare a consultare le mappe di pericolosità nel sito dell'INGV ma semplicemente inserendo il comune o le coordinate geografiche del sito di costruzione. Tale software è scaricabile nel sito <http://www.cslp.it/cslp/>.

Nello specifico dell'edificio in esame, la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite è avvenuta nel seguente modo:

Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, che portano alla definizione del Periodo di riferimento dell'azione sismica.

Nel caso in oggetto, $V_N=50$, $C_U=2$ e, quindi, $V_R=100$.

Individuazione, tramite latitudine e longitudine (Tabella 5.56), dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (Tabella 5.57).

Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (NTC 2008 §3.2.2).

Le condizioni topografiche sono state stabilite in accordo con la normativa (NTC 2008-Tab.3.2.IV).

Le unità strutturali indagate sono poste su terreno con pendenza non molto accentuata e, quindi, la loro topografia rientra in categoria T2 (pendii con inclinazione media, i , superiore a 15°).

Tabella 5.56: Coordinate geografiche del sito in cui sorge l'Ospedale di Sansepolcro

LONGITUDINE	LATITUDINE
12.15389907	43.57111808

Tabella 5.57: Valori dei parametri sismici di base per i periodi di ritorno associati ai vari Stati Limite

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_c [sec]
SLO	60	0.098	2.343	0.271
SLD	101	0.124	2.339	0.277
SLV	949	0.287	2.397	0.310
SLC	1950	0.361	2.403	0.324

La scelta della classe della categoria di sottosuolo si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde sismiche di taglio entro i primi 30 metri di profondità (NTC 2008-Tab.3.2.II).

A tal fine, ci si è basati sui risultati della campagna di indagini (indagine sismica a rifrazione mediante Onde P e SH ed indagine Down-Hole – Figure 5.52-5.53) svolta da Trigeo s.n.c. in data 29-30/3/2012 per incarico della Azienda Ospedaliera USL 8 di Arezzo. Per una esposizione più esaustiva sull'argomento, si rimanda alla lettura del materiale fornito dalla ditta esecutrice dell'indagine (a disposizione dell'Ente).

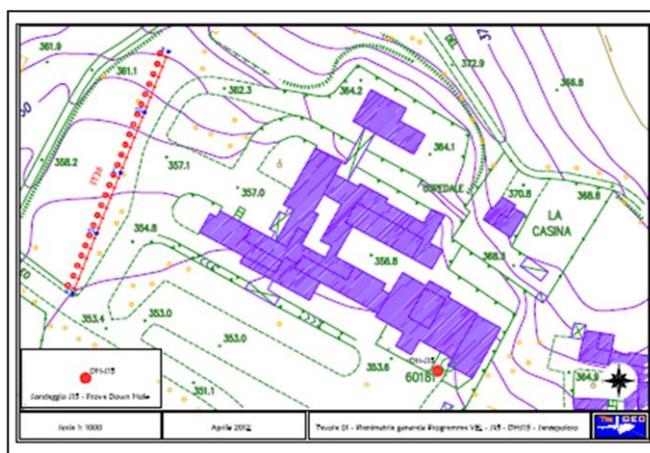


Figura 5.52: Ubicazione del profilo sismico ST36 (direzione SO-NE) e del sondaggio S15 su cui è stato eseguito il Down Hole DH S15. (Fonte: Relazione TRIGEO s.n.c.)

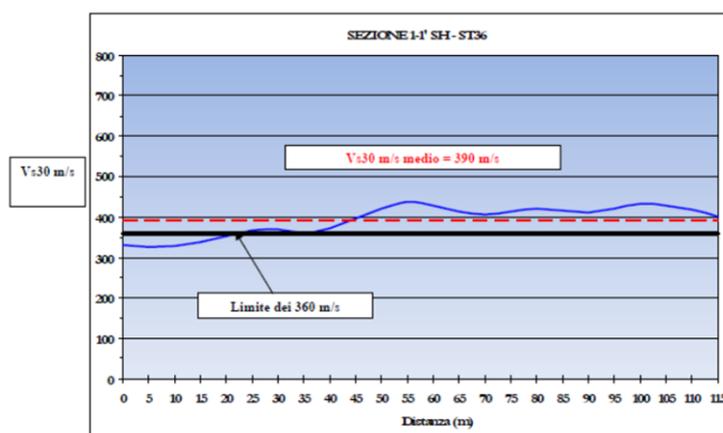


Figura 5.53: Valori di velocità ottenuti per la definizione del valore di $V_{s,30}$ medio per la sezione ST36. (Fonte: Relazione TRIGEO s.n.c.)

L'indagine geofisica di superficie, eseguita mediante sismica a rifrazione, ha permesso di identificare in profondità il passaggio tra i materiali più superficiali (terreno vegetale e terreno di riporto) ed il livello intermedio, costituito da coltre pluvio colluviale e tra quest'ultimo ed il substrato. Le considerazioni conclusive relativamente all'area in oggetto che vengono espone nella suddetta relazione sono le seguenti:

sono state ricostruite due superfici rifrangenti principali, la prima si localizza a profondità comprese tra 0.90 m e 2.00 m (onde P) e tra 0.20 e 2.90 m (onde Sh); la seconda, invece, si colloca a profondità comprese tra 5.20 m e 8.40 m (onde P) e tra 8.50 e 12.70 m (Onde SH). I valori medi di profondità delle due superfici individuate, rispetto al piano di calpestio, sono rispettivamente di ca. 1.80 m e ca. 10.50 m;

nella zona d'intervento il rifrattore più superficiale mette a contatto il terreno vegetale e terreno di riporto, caratterizzati da velocità delle onde sismiche compressionali comprese tra 420 e 500 m/s e da velocità delle onde di taglio (SH) comprese tra 130-175 m/s, con il livello intermedio, costituito dalla coltre pluvio colluviale (b8), che presenta velocità comprese pari a 1135 m/s (onde P) e 250 m/s (onde SH). Il rifrattore più profondo mette in contatto il livello intermedio con il substrato, che presenta velocità comprese tra 1980- 2400 m/s (onde P) e tra 460-770 m/s (onde SH);

è stata calcolata, come previsto dal D.M. 14/01/2008 Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni, una Vs30 mediata sui primi 30 m, pari a 390 m/s.

Quindi in base a questo valore, si può stabilire che la categoria di sottosuolo è B.

Come dichiara la normativa italiana vigente (NTC 2008 §3.2.3.2.1), qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni (NTC 2008 – Eq. 3.2.4):

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right] \\
 T_B \leq T < T_c & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{array}$$

dove:

Se (T) è lo spettro di risposta elastico.

T è il periodo proprio di vibrazione della struttura.

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al suolo.

F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

η è il fattore di correzione dello smorzamento con valore di riferimento $\eta=1$ per smorzamento viscoso pari al 5% e vale $\eta=10/(5+\zeta) \geq 0,55$ (NTC 2008 – Eq. 3.2.6), dove ζ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

T_B e T_C sono i periodi che rappresentano i punti estremi del plateau dello spettro. Nello specifico, $T_B = T_C / 3$ (NTC 2008 – Eq. 3.2.8), segna l'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; mentre, T_C fissa il punto del tratto velocità costante dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC 2008 – Eq. 3.2.7), dove T_C^* è definito al (NTC 2008 – §3.2) e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (tabella 3.2.V NTC 2008 §3.2.3.2.1).

T_D è il valore che definisce il punto di inizio del range dello spettro con risposta di spostamento costante e vale $T_D = 4,00 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$ (NTC 2008 – Eq. 3.2.9).

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante l'equazione (NTC 2008 – Eq. 3.2.5):

$$S = s_s \cdot s_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (tabella 3.2.V - NTC 2008 §3.2.3.2.1) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (tabella 3.2.V - NTC 2008 §3.2.3.2.1).

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1. Invece, per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente tabella (Tabella 5.58):

Tabella 5.58: Definizione dei parametri S_s e di C_c in funzione della categoria del suolo.
(Fonte NTC 2008 –Tabella 3.2.V)

Categoria suolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$(1.10 \cdot T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$(1.05 \cdot T_c^*)^{-0.22}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$(1.25 \cdot T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$(1.15 \cdot T_c^*)^{-0.40}$

Per quanto riguarda i valori del coefficiente topografico S_T , sono riportati in Tabella 5.59 in funzione delle categorie topografiche (definite nelle NTC 2008-§ 3.2.2) e dell'ubicazione dell'opera.

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario (NTC 2008-§3.2.3.2.1.).

Tabella 5.59: Definizione del parametro S_T in funzione della categoria topografica e l'ubicazione dell'opera.
(Fonte NTC 2008 –Tabella 3.2.VI)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	--	1.0
T2	Corrispondenza con la sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Nelle tabelle che seguono sono riportati i valori dei parametri indipendenti (Tabella 5.60) e dipendenti (Tabella 5.61) dello Spettro di Risposta elastico orizzontale relativo all'edificio esistente in esame, rispettivamente, per lo SLO, SLD, SLV e SLC.

Tabella 5.60: Parametri indipendenti dello Spettro di Risposta Elastico orizzontale, rispettivamente, per lo SLO, SLD, SLV, SLC

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0	T^*c [sec]	S_s	C_c	S_r
SLO	0.098	2.343	0.271	1.200	1.428	1.000
SLD	0.124	2.339	0.277	1.200	1.422	1.000
SLV	0.287	2.397	0.310	1.124	1.390	1.000
SLC	0.361	2.403	0.324	1.053	1.378	1.000

Tabella 5.61: Parametri dipendenti dello Spettro di Risposta Elastico orizzontale, rispettivamente, per lo SLO, SLD, SLV, SLC

STATO LIMITE	S	η	T_B [sec]	T_c [sec]	T_D [sec]
SLO	1.200	1.000	0.129	0.387	1.994
SLD	1.200	1.000	0.131	0.394	2.096
SLV	1.124	1.000	0.144	0.431	2.750
SLC	1.053	1.000	0.149	0.447	3.043

Nella figura seguente (Figura 5.54) sono riportati gli Spettri di Risposta Elastici in accelerazione della componente orizzontale ottenuti in accordo alla normativa italiana vigente relativi all'edificio esistente in esame, rispettivamente, per lo SLO (grafico verde), SLD (grafico blue), SLV (grafico arancione) e SLC (grafico rosso).

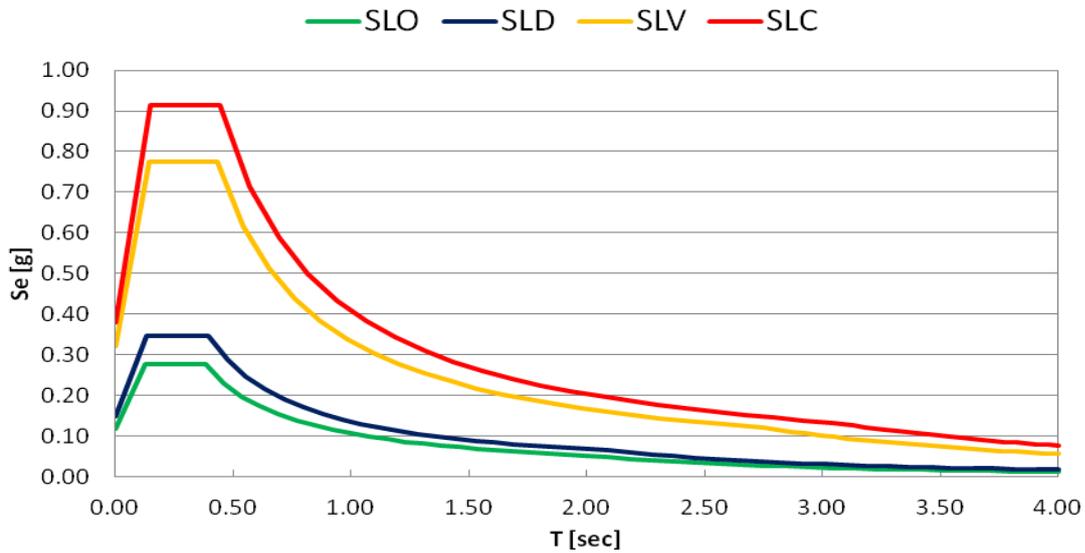


Figura 5.54: Spettri di Risposta Elastici della componente orizzontale ottenuti in accordo alla normativa italiana vigente, rispettivamente, per lo SLO (curva verde), per lo SLD (curva blue), per lo SLV (curva arancione) e per lo SLC (curva rossa).

6. Analisi delle prestazioni sismiche

Nel presente capitolo, si illustreranno le differenti metodologie di analisi previste dalle norme applicate ad una unità strutturale facente parte del complesso ospedaliero di Sansepolcro.

Il confronto sarà svolto valutando sia le prestazioni ottenute con le differenti analisi sia con i differenti codici di calcolo adottati. Ciò consente di evidenziare la complessità e la differente risposta strutturale che si ottiene con le differenti analisi e modellazioni presenti in normativa e letteratura per una struttura molto semplice.

6.1 Modellazione lineare

L'edificio in esame è stato modellato per mezzo del software di calcolo SAP2000. Vista l'elevata rigidità del sistema che coinvolge strutture di fondazione ed impalcato del piano di calpestio del rialzato, si è ritenuto opportuno modellare l'edificio incastrandolo alla quota di tale impalcato. La modellazione è stata effettuata attraverso l'utilizzo di elementi frame per riprodurre travi e pilastri. Le estremità degli elementi strutturali sono state considerate rigide per la porzione di sovrapposizione delle sezioni, assegnando degli offset rigidi.

I carichi provenienti dai solai sono stati assegnati alle travi come linearmente distribuiti. I solai sono stati ritenuti come rigidi nel loro piano, in virtù della comprovata presenza della soletta in cemento armato. Ciò ha consentito l'assegnazione di un constraint di tipo diaphragm a tutti i nodi del medesimo piano. Per quanto riguarda la copertura, costituita da un doppio solaio, si è assunto che i due solai siano collegati rigidamente, vista la ridotta distanza tra i

medesimi (circa 40 cm). Sono state quindi calcolati i baricentri delle masse ad ogni piano in cui sono state assegnate le masse traslazionali e le inerzie rotazionali associate ai vari impalcati. Considerando che nel modello di calcolo, l'origine degli assi è stata posta in corrispondenza del pilastro 94, i baricentri dei vari piani sono risultati nelle posizioni riportate Tabella 6.1, la quale riporta anche i valori numerici delle masse traslazionali (M_{tot}) assegnate in direzione x e y e rotazionali (J_{ro}). Vista la vicinanza dei due impalcati P2 e PCop si è deciso di assegnare le masse tutte all'impalcato superiore, in favore di sicurezza. Gli impalcati sono stati definiti come rigidi nel loro piano, essendo questi ultimi in laterocemento con soletta in c.a.

Tabella 6.1: Masse di piano

RIEPILOGO MASSE DI PIANO					
PIANO	X [m]	Y [m]	Z [m]	Mtot [t]	Jro [tm ²]
PR	-1.44	-0.22	3.65	79.24	902.51
P1	-1.45	-0.37	7.25	82.59	940.69
PCop	-1.43	-0.05	11.45	80.37	915.45

Per quanto riguarda le proprietà dei materiali, il modulo elastico del calcestruzzo è stato ricavato a partire dalla resistenza media riscontrata in sito, secondo quanto prescritto al §11.2.10.3, utilizzando la relazione:

$$E_{cm} = 2200[f_{cm}/10]^{0.3} = 22144 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{Eq. 6.1}]$$

Le caratteristiche geometriche delle sezioni e le corrispondenti armature sono state estrapolate dagli elaborati progettuali consultati e verificate attraverso i sopralluoghi e i saggi in sito. Per quanto riguarda i pilastri, le caratteristiche sono omogenee ai vari piani:

- Piano Rialzato PR sezione 30x50 cm armatura 10Φ14
- Piano Primo P1 sezione 30x40 cm armatura 8Φ16

- Piano Primo P2 sezione 30x35 cm armatura 10Φ16

Le travi sono state invece catalogate in una serie di tipologie individuate da un codice (vedi Figura 6.1 e Tabella 6.2).

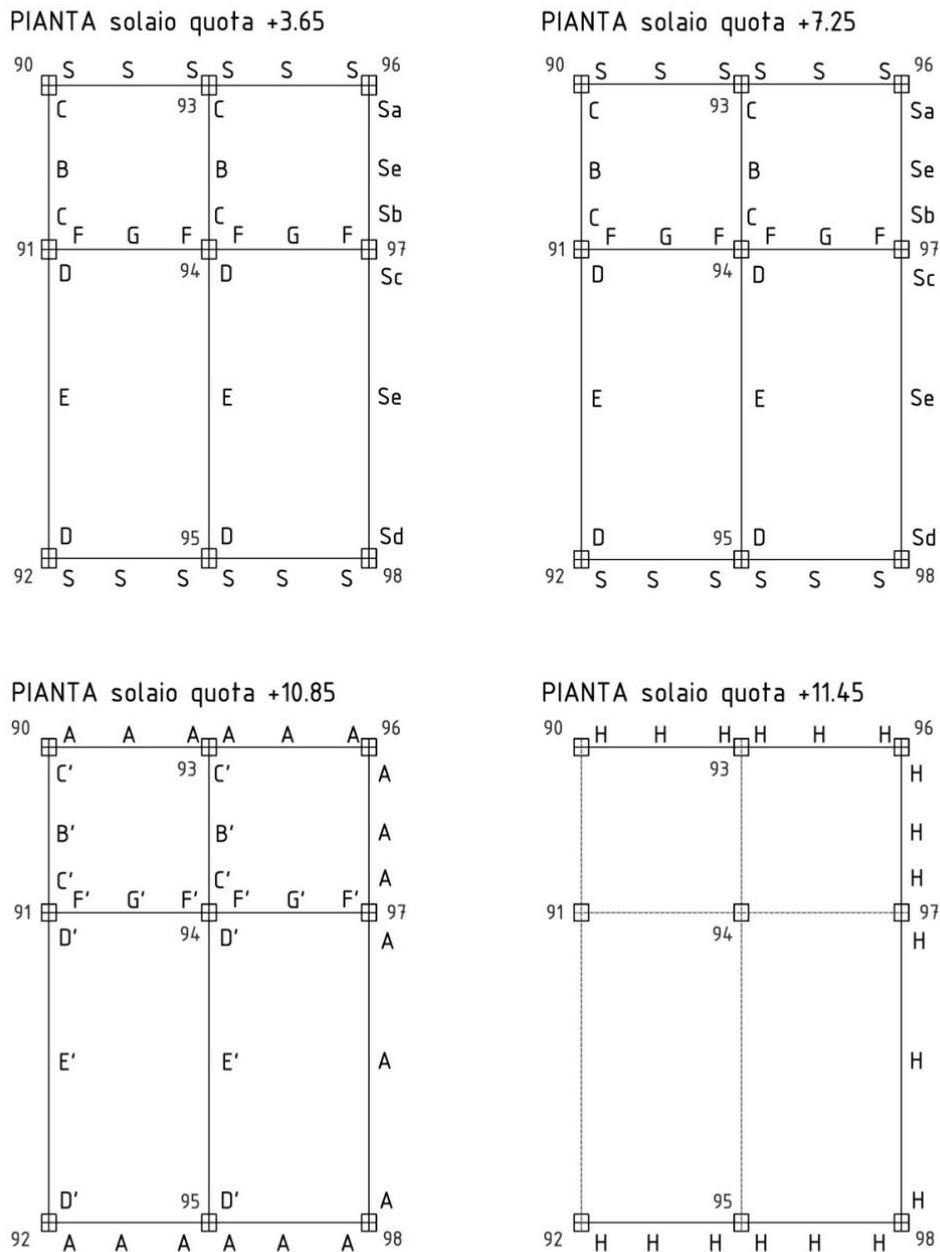


Figura 6.1: Collocazione delle tipologie di sezioni delle travi dell'unità 08 specificate nella Tabella seguente

Tabella 6.2: Catalogazione delle travi

Tipologia	Sezione [cm]	Armatura	Momenti resistenti [kNm]
S	/	$A_{sup}=6\Phi 14$	$M_r = -132.20$
		$A_{inf}=7\Phi 14$	$M_r = 162.10$
S'_a	/	$A_{sup}=7\Phi 16$	$M_r = -185.40$
		$A_{inf}=4\Phi 16$	$M_r = 137.20$
S'_b	/	$A_{sup}=11\Phi 16$	$M_r = -287.50$
		$A_{inf}=4\Phi 16$	$M_r = 139.00$
S'_c	/	$A_{sup}=11\Phi 16$	$M_r = -309.40$
		$A_{inf}=8\Phi 16$	$M_r = 261.30$
S'_d	/	$A_{sup}=10\Phi 16$	$M_r = -283.00$
		$A_{inf}=8\Phi 16$	$M_r = 258.50$
S'_e	/	$A_{sup}=6\Phi 16$	$M_r = -173.20$
		$A_{inf}=8\Phi 16$	$M_r = 232.50$
A	30x60	$A_{sup}=3\Phi 16$	$M_r = -94.18$
		$A_{inf}=3\Phi 16$	$M_r = 94.18$
B	30x60	$A_{sup}=5\Phi 14$	$M_r = -119.90$
		$A_{inf}=5\Phi 16$	$M_r = 158.90$
C	30x60	$A_{sup}=5\Phi 14+1\Phi 16$	$M_r = -150.90$
		$A_{inf}=4\Phi 16$	$M_r = 128.00$
D	30x60	$A_{sup}=5\Phi 14+4\Phi 16$	$M_r = -240.00$
		$A_{inf}=4\Phi 16$	$M_r = 125.20$
E	30x60	$A_{sup}=5\Phi 14$	$M_r = -119.90$
		$A_{inf}=8\Phi 16$	$M_r = 244.10$
F	30x60	$A_{sup}=4\Phi 14$	$M_r = -96.17$
		$A_{inf}=3\Phi 14$	$M_r = 72.43$
G	30x60	$A_{sup}=3\Phi 14$	$M_r = -72.43$
		$A_{inf}=4\Phi 14$	$M_r = 96.17$
B'	30x80	$A_{sup}=5\Phi 14$	$M_r = -163.90$
		$A_{inf}=5\Phi 16$	$M_r = 213.50$
C'	30x80	$A_{sup}=5\Phi 14+1\Phi 16$	$M_r = -206.40$
		$A_{inf}=4\Phi 16$	$M_r = 171.10$
D'	30x80	$A_{sup}=5\Phi 14+4\Phi 16$	$M_r = -330.00$
		$A_{inf}=4\Phi 16$	$M_r = 171.10$
E'	30x80	$A_{sup}=5\Phi 14$	$M_r = -163.90$
			$M_r = 336.00$

Tipologia	Sezione [cm]	Armatura	Momenti resistenti [kNm]
F'	30x80	$A_{sup}=4\Phi14$	$Mr = - 131.40$
		$A_{inf}=3\Phi14$	$Mr = 98.81$
G'	30x80	$A_{sup}=3\Phi14$	$Mr = - 98.81$
		$A_{inf}=4\Phi14$	$Mr = 131.40$
H	30x20	$A_{sup}=3\Phi16$	$Mr = - 25.27$
		$A_{inf}=3\Phi16$	$Mr = 25.27$
I	100x20	$A_{sup}=2\Phi16+3\Phi14$	$Mr = - 38.35$
		$A_{inf}=2\Phi16+3\Phi14$	$Mr = 38.35$
L	50x20	$A_{sup}=3\Phi16$	$Mr = - 26.04$
		$A_{inf}=3\Phi16$	$Mr = 26.04$
M	65x20	$A_{sup}=3\Phi16$	$Mr = - 26.59$
		$A_{inf}=3\Phi16$	$Mr = 26.59$
N	50x60	$A_{sup}=4\Phi16$	$Mr = - 126.00$
		$A_{inf}=3\Phi16$	$Mr = 94.94$
N'	50x60	$A_{sup}=3\Phi16$	$Mr = - 94.94$
		$A_{inf}=4\Phi16$	$Mr = 126.00$
O	50x60	$A_{sup}=6\Phi16$	$Mr = - 187.70$
		$A_{inf}=3\Phi16$	$Mr = 94.93$
O'	50x60	$A_{sup}=6\Phi16$	$Mr = - 94.93$
		$A_{inf}=3\Phi16$	$Mr = 187.70$

6.2 Modellazione non lineare

Il modello agli elementi finiti elaborato con il software SAP2000 per la verifica lineare dell'edificio è stato adattato per la verifica per mezzo di analisi statica non lineare (analisi pushover). Tale analisi prevede la modellazione della non linearità delle sezioni; nel caso in esame si è fatto riferimento ad una modellazione a plasticità concentrate, disponibile all'interno del software di calcolo SAP2000, che prevede la concentrazione delle non linearità alle estremità degli elementi trave e pilastro attraverso l'assegnazione di cerniere plastiche. Le cerniere plastiche vengono definite attraverso un diagramma Momento-Rotazione, opportunamente valutato, in accordo con quanto definito dalle NTC 2008 e più nello specifico

dalla Circolare (§C8.7.2.5 e §C8.A.6). In particolare il diagramma sarà caratterizzato da una bilineare, come riportato in Figura 6.2, in cui il punto Y è definito dal momento e dalla rotazione di snervamento, e il punto U dal momento e dalla rotazione ultima della sezione.

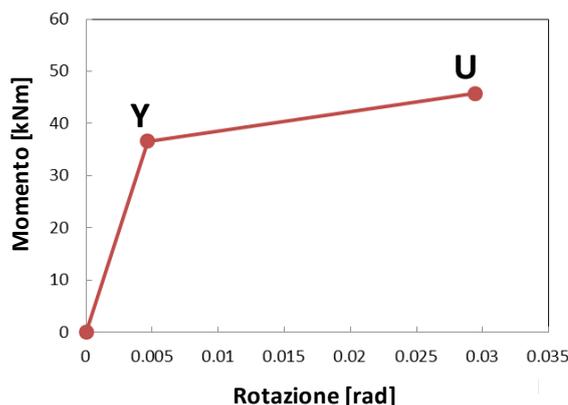


Figura 6.2: Diagramma Momento-Rotazione

Al fine di approfondire l'effetto del tipo di modellazione sui risultati e di indagare l'utilizzo di diversi software è stata sviluppata una seconda modellazione attraverso il software Seismostruct che presenta un approccio alla modellazione non lineare diverso che fa riferimento alla modellazione a plasticità diffusa (modellazione a fibre). Tale tipologia prevede che la non linearità sia diffusa in tutto l'elemento strutturale e non in specifiche sezioni. Ogni sezione dell'elemento strutturale è divisa in fibre e lo stato di sforzo e deformazione è ottenuto tramite l'integrazione della risposta uniassiale non lineare sforzo-deformazione di ciascuna delle fibre in cui è suddivisa la sezione. La sezione è rappresentata come somma delle fibre del calcestruzzo non confinato, di quello confinato e delle fibre delle armature longitudinali. Lo stato di sforzo e deformazione longitudinale dell'elemento viene calcolato tramite integrazione numerica di un numero appropriato di punti. Ad ogni materiale viene assegnato un determinato legame costitutivo.

In entrambe le modellazione sono stati definiti dei limiti prestazionali che fanno riferimento a valori di rotazione alla corda, così come definiti nelle NTC 2008. Per quanto riguarda la rotazione ultima, si fa riferimento alla formula riportata in Circolare al §C8.A.6, alla quale si rimanda per il significato dei simboli non esplicitamente definiti):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016(0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} \cdot (1.25^{100 \rho_d}) \quad [\text{Eq. 6.2}]$$

La rotazione al collasso dipende quindi da:

- v tasso di lavoro assiale;
- ω, ω' percentuali meccaniche di armatura tesa e compressa;
- $\alpha, \rho_{sx}, \rho_d$ confinamento
- f_c, f_{yw} resistenza media del cls e dell'armatura di confinamento divise per il FC
- h altezza della sezione
- L_v luce di taglio

La rotazione così ottenuta va inoltre ridotta, moltiplicando per 0.85, per elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico.

La rotazione di snervamento è invece pari a:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v}) + 0.13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [\text{Eq. 6.3}]$$

$$\phi_y \frac{L_v}{3} = \frac{M_y \cdot L_v}{3EJ} \quad \text{rappresenta la rotazione per } M=My \quad [\text{Eq. 6.4}]$$

$$0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v}) \quad \text{contributo dovuto alla deformazione a taglio} \quad [\text{Eq. 6.5}]$$

$$0.13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{contributo dovuto alla deformazione longitudinale delle armature nella zona di ancoraggio} \quad [\text{Eq. 6.6}]$$

Poiché la verifica andrà effettuata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), la norma al punto §C8.7.2.5, impone un valore della rotazione in corrispondenza dello SLV pari a:

$$\theta_{SD} = 3/4 \cdot \theta_u \quad [\text{Eq. 6.7}]$$

Di seguito si riportano le tabelle contenenti i valori di momento e rotazione che caratterizzano le cerniere plastiche di tutti gli elementi strutturali. Per i pilastri, i diagrammi sono stati valutati in considerazione dello sforzo normale agente, in combinazione sismica (Nsd). La variazione di sforzo normale dalla base alla testa del pilastro, comportava variazioni in termini di momento e rotazione di pochi punti percentuali (2-3%), pertanto si è ritenuta trascurabile. Si è adottato quindi un unico diagramma, facendo riferimento al valore di Nsd agente alla base, che essendo leggermente maggiore, fornisce sì una resistenza maggiore (valori maggiori di My e Mu), ma una duttilità inferiore (ovvero rapporti Θ_u/Θ_y inferiori). Le cerniere sono state inoltre differenziate in direzione x (M3) e y (M2) in virtù delle diverse dimensioni e dei diversi quantitativi di armatura.

Tabella 6.3: Valori di momento e rotazione delle cerniere plastiche nei pilastri al piano rialzato

CERNIERE PLASTICHE PILASTRI PR										
PIL.	dir.	Nsd [kN]	My [kNm]	Mu [kNm]	Mu/My	Θ_y [rad]	Θ_u [rad]	Θ_{sd}	Θ_u/Θ_y	Θ_{sd}/Θ_y
90	M3	-141.0	79.7	86.7	1.09	0.0029	0.0193	0.0145	6.73	5.05
	M2	-141.0	54.0	57.5	1.06	0.0050	0.0229	0.0172	4.55	3.41
91	M3	-309.3	105.8	113.5	1.07	0.0034	0.0165	0.0124	4.81	3.60
	M2	-309.3	69.2	73.6	1.06	0.0060	0.0196	0.0147	3.27	2.45
92	M3	-217.5	92.0	100.3	1.09	0.0031	0.0180	0.0135	5.76	4.32
	M2	-217.5	61.1	65.6	1.07	0.0055	0.0213	0.0160	3.91	2.93
93	M3	-217.6	92.1	100.3	1.09	0.0031	0.0180	0.0135	5.76	4.32
	M2	-217.6	61.1	65.6	1.07	0.0055	0.0213	0.0160	3.91	2.93
94	M3	-461.0	123.7	128.0	1.03	0.0041	0.0143	0.0107	3.48	2.61
	M2	-461.0	80.3	82.2	1.02	0.0071	0.0170	0.0127	2.39	1.79
95	M3	-335.6	109.6	116.7	1.06	0.0035	0.0161	0.0121	4.57	3.43
	M2	-335.6	71.4	75.5	1.06	0.0061	0.0191	0.0143	3.11	2.33
96	M3	-182.1	86.4	94.3	1.09	0.0030	0.0186	0.0139	6.19	4.64
	M2	-182.1	57.9	61.9	1.07	0.0053	0.0221	0.0166	4.19	3.14
97	M3	-415.7	119.5	124.6	1.04	0.0039	0.0149	0.0112	3.86	2.90
	M2	-415.7	77.8	80.2	1.03	0.0066	0.0177	0.0133	2.66	2.00
98	M3	-291.5	103.2	111.2	1.08	0.0034	0.0168	0.0126	4.98	3.73
	M2	-291.5	67.67	72.19	1.07	0.0059	0.0199	0.0149	3.39	2.54

Tabella 6.4: Valori di momento e rotazione delle cerniere plastiche nei pilastri al piano primo

CERNIERE PLASTICHE PILASTRI P1										
PIL.	dir.	Nsd	My	Mu	Mu/My	Θy	Θu	Θsd	Θu/Θy	Θsd/Θy
		[kN]	[kNm]	[kNm]		[rad]	[rad]			
90	M3	-95.4	67.9	72.3	1.06	0.0040	0.0213	0.0160	5.39	4.04
	M2	-95.4	48.3	51.0	1.06	0.0054	0.0234	0.0176	4.30	3.22
91	M3	-214.0	83.1	88.7	1.07	0.0045	0.0185	0.0139	4.08	3.06
	M2	214.0	59.2	63.1	1.07	0.0063	0.0204	0.0153	3.24	2.43
92	M3	-149.1	74.9	80.5	1.07	0.0042	0.0200	0.0150	4.74	3.56
	M2	-149.1	53.3	56.8	1.06	0.0058	0.0220	0.0165	3.78	2.83
93	M3	-143.5	74.2	79.7	1.07	0.0042	0.0201	0.0151	4.80	3.60
	M2	-143.5	52.8	56.2	1.06	0.0058	0.0221	0.0166	3.83	2.87
94	M3	-310.6	94.5	97.9	1.04	0.0050	0.0165	0.0124	3.28	2.46
	M2	-310.6	67.5	69.9	1.04	0.0070	0.0182	0.0136	2.60	1.95
95	M3	-223.8	84.3	89.8	1.07	0.0046	0.0183	0.0137	3.99	2.99
	M2	-223.8	60.1	63.9	1.06	0.0064	0.0201	0.0151	3.17	2.38
96	M3	-124.4	71.7	76.8	1.07	0.0041	0.0206	0.0154	5.03	3.77
	M2	-124.4	51.0	54.1	1.06	0.0056	0.0226	0.0170	4.01	3.01
97	M3	-270.6	89.9	94.5	1.05	0.0048	0.0173	0.0130	3.59	2.69
	M2	-270.6	64.1	67.5	1.05	0.0067	0.0191	0.0143	2.85	2.13
98	M3	-193.9	80.6	86.4	1.07	0.0044	0.0190	0.0142	4.27	3.20
	M2	-193.9	57.44	61.32	1.07	0.0061	0.0209	0.0156	3.40	2.55

Tabella 6.5: Valori di momento e rotazione delle cerniere plastiche nei pilastri al piano secondo

CERNIERE PLASTICHE PILASTRI P2										
PIL.	dir.	Nsd	My	Mu	Mu/My	Θy	Θu	Θsd	Θu/Θy	Θsd/Θy
		[kN]	[kNm]	[kNm]		[rad]	[rad]			
90	M3	-53.6	53.6	56.4	1.05	0.0046	0.0243	0.0182	5.26	3.95
	M2	-53.6	43.9	46.1	1.05	0.0053	0.0245	0.0183	4.61	3.46
91	M3	-118.0	61.0	64.9	1.06	0.0050	0.0223	0.0167	4.43	3.32
	M2	-118.0	50.1	53.1	1.06	0.0060	0.0234	0.0176	3.91	2.93
92	M3	-83.0	57.0	60.3	1.06	0.0048	0.0233	0.0175	4.86	3.64
	M2	-83.0	46.8	49.3	1.05	0.0055	0.0235	0.0176	4.26	3.19
93	M3	-75.9	56.2	59.4	1.06	0.0048	0.0236	0.0177	4.95	3.72
	M2	-75.9	46.1	48.5	1.05	0.0055	0.0237	0.0178	4.34	3.26
94	M3	-162.0	65.8	70.2	1.07	0.0053	0.0210	0.0157	3.94	2.96
	M2	-162.0	54.2	57.7	1.06	0.0063	0.0221	0.0166	3.48	2.61
95	M3	-118.4	61.0	65.0	1.06	0.0050	0.0223	0.0167	4.42	3.32
	M2	-118.4	50.2	53.1	1.06	0.0058	0.0224	0.0168	3.87	2.90

CERNIERE PLASTICHE PILASTRI P2										
PIL.	dir.	Nsd [kN]	My [kNm]	Mu [kNm]	Mu/My	Oy [rad]	Ou [rad]	Osd	Ou/Oy	Osd/Oy
96	M3	-69.7	55.5	58.6	1.06	0.0045	0.0227	0.0171	5.00	3.75
	M2	-69.7	45.5	47.9	1.05	0.0054	0.0239	0.0179	4.41	3.31
97	M3	-118.6	61.1	65.0	1.06	0.0049	0.0213	0.0160	4.37	3.28
	M2	-118.6	50.2	53.1	1.06	0.0060	0.0234	0.0176	3.91	2.93
98	M3	-96.6	58.6	62.1	1.06	0.0047	0.0219	0.0165	4.64	3.48
	M2	-96.6	48.08	50.77	1.06	0.0056	0.0231	0.0173	4.10	3.08

Per quanto riguarda le travi, il comportamento è stato chiaramente differenziato in ogni sezione, per momento positivo e negativo, vista la differenza dei quantitativi di armatura dei due registri. Si è assunto come convenzione il segno + per i momenti che tendono le fibre inferiori della trave. Si è assunto lo stesso diagramma per entrambi gli appoggi in caso di eguale armatura, ovvero sono stati differenziati i diagrammi con i codici A e B per le travi con armature differenti alle due estremità (caso travi T96-97 e T97-98 dei piani PR e P1).

Si ricorda infine che per la valutazione delle cerniere plastiche si è fatto riferimento alle prescrizioni previste per la verifica di “meccanismi duttili” come definiti al §8.7.2, utilizzando le resistenze medie dei materiali divise per il fattore di confidenze FC, come indicato al §C8.7.2.4.

Tabella 6.6: Valori di momento e rotazione delle cerniere plastiche nelle travi ai piani rialzato e primo

CERNIERE PLASTICHE TRAVI PR - P1								
TRAVE	My [kNm]	Mu [kNm]	Mu/My	Oy [rad]	Ou [rad]	Osd [rad]	Ou/Oy	Osd/Oy
T90-91	121.9	128.0	1.05	0.0042	0.0208	0.0156	4.99	3.74
	-145.9	-150.9	1.03	-0.0042	-0.0191	-0.0143	4.50	3.38
T90-93	133.1	171.1	1.29	0.0045	0.0245	0.0184	5.46	4.10
	-99.5	-132.2	1.33	-0.0045	-0.0232	-0.0174	5.18	3.88
T91-92	122.7	125.2	1.02	0.0048	0.0279	0.0209	5.82	4.37
	-232.2	-240.0	1.03	-0.0052	-0.0206	-0.0155	3.94	2.95
T91-94	70.8	72.4	1.02	0.0041	0.0217	0.0162	5.29	3.97
	-93.4	-96.2	1.03	-0.0042	-0.0190	-0.0143	4.56	3.42
T92-95	133.1	171.1	1.29	0.0045	0.0245	0.0184	5.46	4.10
	-99.5	-132.2	1.33	-0.0045	-0.0232	-0.0174	5.18	3.88

CERNIERE PLASTICHE TRAVI PR - P1								
TRAVE	My	Mu	Mu/My	Θy	Θu	Θsd	Θu/Θy	Θsd/Θy
	[kNm]	[kNm]		[rad]	[rad]	[rad]		
T93-94	121.9	128.0	1.05	0.0042	0.0208	0.0156	4.99	3.74
	-145.9	-150.9	1.03	-0.0042	-0.0191	-0.0143	4.50	3.38
T93-96	133.1	171.1	1.29	0.0045	0.0245	0.0184	5.46	4.10
	-99.5	-132.2	1.33	-0.0045	-0.0232	-0.0174	5.18	3.88
T94-95	122.7	125.2	1.02	0.0048	0.0279	0.0209	5.82	4.37
	-232.2	-240.0	1.03	-0.0052	-0.0206	-0.0155	3.94	2.95
T94-97	70.8	72.4	1.02	0.0041	0.0217	0.0162	5.29	3.97
	-93.4	-96.2	1.03	-0.0042	-0.0190	-0.0143	4.56	3.42
T95-98	133.1	171.1	1.29	0.0045	0.0245	0.0184	5.46	4.10
	-99.5	-132.2	1.33	-0.0045	-0.0232	-0.0174	5.18	3.88
T96-97_A	98.4	137.2	1.39	0.0044	0.0262	0.0197	5.92	4.44
	-151.3	-185.4	1.23	-0.0048	-0.0166	-0.0125	3.44	2.58
T96-97_B	102.2	139.0	1.36	0.0043	0.0516	0.0387	12.01	9.01
	-253.8	-287.5	1.13	-0.0054	-0.0106	-0.0079	1.95	1.46
T97-98_A	214.6	261.3	1.22	0.0055	0.0303	0.0228	5.48	4.11
	-269.3	-309.4	1.15	-0.0061	-0.0192	-0.0144	3.15	2.36
T97-98_B	212.9	258.5	1.21	0.0067	0.0228	0.0171	3.39	2.54
	-242.0	-283.0	1.17	-0.0059	-0.0214	-0.0160	3.62	2.72

Tabella 6.7: Valori di momento e rotazione delle cerniere plastiche nelle travi al piano secondo

CERNIERE PLASTICHE TRAVI P2								
TRAVE	My	Mu	Mu/My	Θy	Θu	Θsd	Θu/Θy	Θsd/Θy
	[kNm]	[kNm]		[rad]	[rad]	[rad]		
T90-91	166.3	171.1	1.03	0.0039	0.0171	0.0129	4.43	3.33
	-199.2	-206.4	1.04	-0.0039	-0.0187	-0.0140	4.77	3.58
T90-93	91.8	94.2	1.03	0.0042	0.0203	0.0152	4.88	3.66
	-91.8	-94.2	1.03	-0.0042	-0.0203	-0.0152	4.88	3.66
T91-92	167.4	171.1	1.02	0.0041	0.0185	0.0139	4.50	3.38
	-317.3	-330.0	1.04	-0.0044	-0.0250	-0.0188	5.71	4.28
T91-94	96.5	98.8	1.02	0.0038	0.0171	0.0128	4.50	3.37
	-127.4	-131.4	1.03	-0.0038	-0.0194	-0.0146	5.05	3.79
T92-95	91.8	94.2	1.03	0.0042	0.0203	0.0152	4.88	3.66
	-91.8	-94.2	1.03	-0.0042	-0.0203	-0.0152	4.88	3.66
T93-94	166.3	171.1	1.03	0.0039	0.0171	0.0129	4.43	3.33
	-199.2	-206.4	1.04	-0.0039	-0.0187	-0.0140	4.77	3.58

CERNIERE PLASTICHE TRAVI P2								
TRAVE	My [kNm]	Mu [kNm]	Mu/My	Θy [rad]	Θu [rad]	Θsd [rad]	Θu/Θy	Θsd/Θy
T93-96	91.8	94.2	1.03	0.0042	0.0203	0.0152	4.88	3.66
	-91.8	-94.2	1.03	-0.0042	-0.0203	-0.0152	4.88	3.66
T94-95	167.4	171.1	1.02	0.0041	0.0185	0.0139	4.50	3.38
	-317.3	-330.0	1.04	-0.0044	-0.0250	-0.0188	5.71	4.28
T94-97	96.5	98.8	1.02	0.0038	0.0171	0.0128	4.50	3.37
	-127.4	-131.4	1.03	-0.0038	-0.0194	-0.0146	5.05	3.79
T95-98	91.8	94.2	1.03	0.0042	0.0203	0.0152	4.88	3.66
	-91.8	-94.2	1.03	-0.0042	-0.0203	-0.0152	4.88	3.66
T96-97	91.8	94.2	1.03	0.0042	0.0202	0.0151	4.85	3.64
	-91.8	-94.2	1.03	-0.0042	-0.0202	-0.0151	4.85	3.64
T97-98	91.8	94.2	1.03	0.0042	0.0240	0.0180	5.77	4.33
	-91.8	-94.2	1.03	-0.0042	-0.0240	-0.0180	5.77	4.33

Tabella 6.8: Valori di momento e rotazione delle cerniere plastiche nelle travi in copertura

CERNIERE PLASTICHE TRAVI PC								
TRAVE	My [kNm]	Mu [kNm]	Mu/My	Θy [rad]	Θu [rad]	Θsd [rad]	Θu/Θy	Θsd/Θy
T90-93	24.4	25.3	1.03	0.0094	0.0297	0.0223	3.16	2.37
	-24.4	-25.3	1.03	-0.0094	-0.0297	-0.0223	3.16	2.37
T92-95	24.4	25.3	1.03	0.0094	0.0297	0.0223	3.16	2.37
	-24.4	-25.3	1.03	-0.0094	-0.0297	-0.0223	3.16	2.37
T93-96	24.4	25.3	1.03	0.0094	0.0297	0.0223	3.16	2.37
	-24.4	-25.3	1.03	-0.0094	-0.0297	-0.0223	3.16	2.37
T95-98	24.4	25.3	1.03	0.0094	0.0297	0.0223	3.16	2.37
	-24.4	-25.3	1.03	-0.0094	-0.0297	-0.0223	3.16	2.37
T96-97	24.4	25.3	1.03	0.0094	0.0295	0.0221	3.14	2.36
	-24.4	-25.3	1.03	-0.0094	-0.0295	-0.0221	3.14	2.36
T97-98	24.4	25.3	1.03	0.0094	0.0351	0.0263	3.74	2.81
	-24.4	-25.3	1.03	-0.0094	-0.0351	-0.0263	3.74	2.81

6.3 Verifiche di sicurezza per carichi gravitazionali (SLU)

La verifica dell'edificio per carichi verticali allo SLU è stata effettuata secondo le indicazioni riportate al §2.5.3 delle NTC 2008, che prevede l'applicazione dei carichi gravitazionali (permanenti e accidentali) "Combinazione Fondamentale" (Eq. 2.5.1 delle NTC 2008). I carichi sono stati quindi assegnati all'interno del modello di calcolo lineare e sono stati ricavati i diagrammi delle sollecitazioni con i quali effettuare le verifiche a flessione, pressoflessione e taglio degli elementi strutturali, così come illustrato nel seguito.

6.3.1 Verifiche delle travi

Verifica a flessione

La verifica a flessione delle travi è stata effettuata con riferimento alle prescrizioni riportate nelle NTC 2008 (§4.1.2.1.2). Il momento resistente MR_d è stato calcolato utilizzando il legame costitutivo per il calcestruzzo di tipo "stress block" come previsto al §4.1.2.1.2.2.

I risultati sono riportati nei grafici sintetici seguenti, ognuno dei quali è riferito ad un determinato impalcato (PR, P1, P2, PC). In ogni grafico la retta bisettrice blu rappresenta la condizione limite di verifica, essendo il luogo dei punti in cui il momento sollecitante M_{Ed} eguaglia quello resistente MR_d . I punti in verde rappresentano quindi le coppie (MR_d , M_{Ed}) per le singole travi (3 punti per ogni trave che rappresentano la verifica in mezzeria e agli appoggi); la verifica risulterà soddisfatta quando il punto si trova al di sotto della bisettrice. In rosso sono state evidenziate le situazioni che non soddisfano la verifica. L'unica trave che non soddisfa la verifica è la trave 97-98 in copertura, per la quale verranno effettuate delle opportune considerazioni di riverifica, come illustrato di seguito.

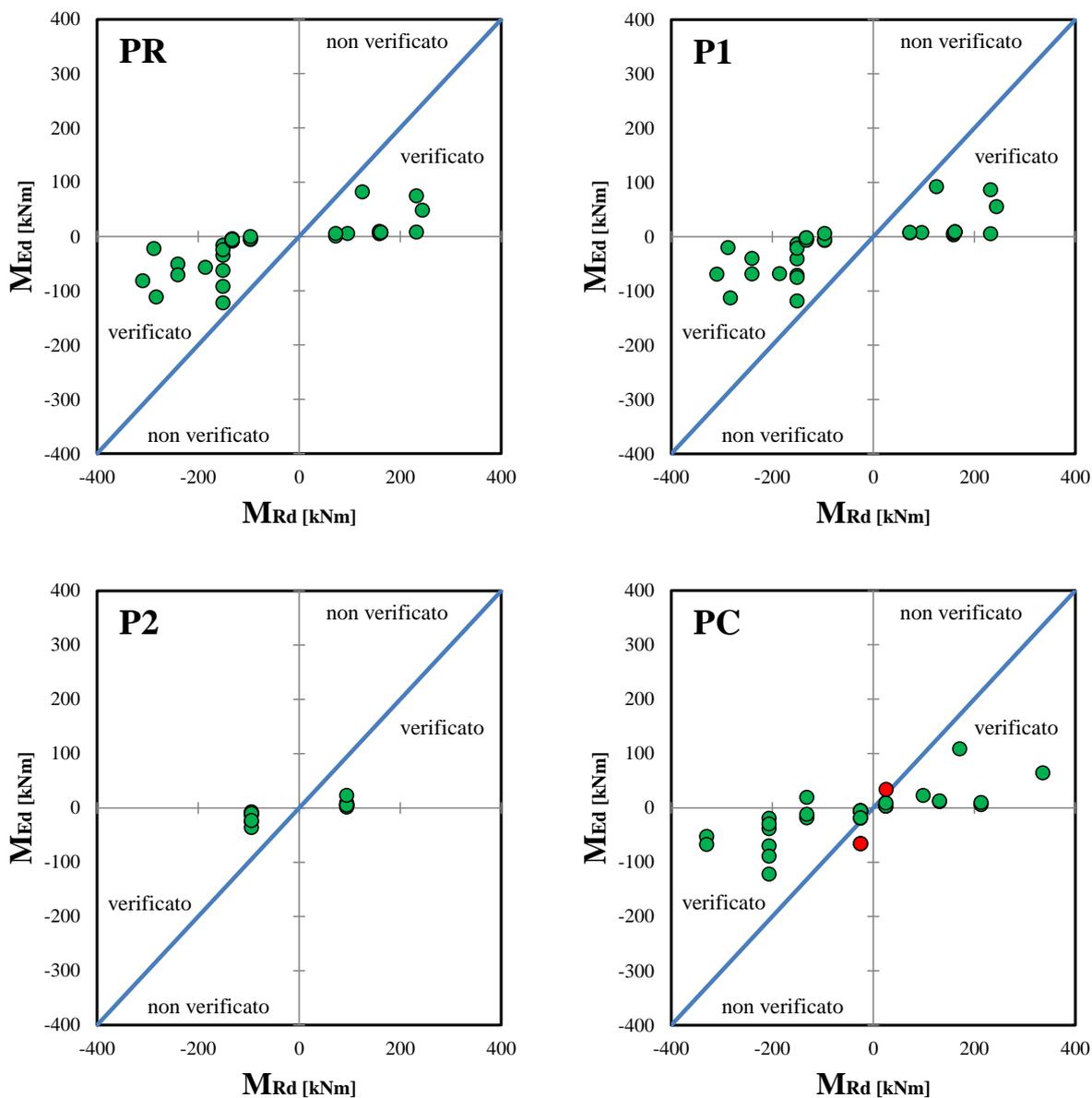


Figura 6.3: Grafici sintetici per la verifica a flessione sulle travi, ai vari piani PR, P1, P2, PC

Verifica a taglio

La verifica delle travi a taglio viene effettuata con riferimento al modello di “Traliccio di Ritter-Mörsch a inclinazione variabile”, come previsto dalle NTC 2008 (§4.1.2.1.3). Tale modello prevede un meccanismo di rottura in cui l’inclinazione delle fessure a taglio non è prestabilita, ma coincide con l’inclinazione delle direzioni principali di compressione, in direzione quindi delle bielle di cls compresse individuate dall’angolo θ . Tale inclinazione è

legata all'effettiva modalità di rottura dell'elemento strutturale, funzione delle condizioni di carico e dei dettagli costruttivi.

La procedura di verifica consiste nella valutazione del taglio resistente VRd definito come il minimo tra la resistenza a taglio-compressione dei puntoni di cls compressi (VRcd) e la resistenza a taglio-trazione delle bielle di armatura tese (VRsd):

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad [\text{Eq. 6.8}]$$

Il taglio resistente delle bielle di calcestruzzo compresse è dato da:

$$V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\cot g\alpha + \cot g\theta) / (1 + \cot g^2\theta) \quad [\text{Eq. 6.9}]$$

dove:

b è la base della sezione

d*=0.9h, con h altezza utile della sezione

α_c tiene conto dell'effetto di carichi assiale di compressione nell'elemento strutturale ($\alpha_c=1$ per le travi in cui gli sforzi di compressione sono trascurabili)

v=0.5 un coefficiente riduttivo della resistenza a compressione delle bielle di calcestruzzo(come previsto dalle NTC 2008 (§4.1.2.1.3.2), che in realtà risultano inflesse

f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo (per meccanismi fragili)

α è l'inclinazione delle armature resistenti a taglio ($\alpha=90^\circ$ per le staffe)

θ è l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse, per la quale deve risultare:

ovvero

$$21.81^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Nel caso di armature resistenti a taglio costituite da sole staffe, la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo compresse e dell'armatura a taglio per trazione avviene per

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad [\text{Eq. 6.10}]$$

essendo

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot f_{cd}}$$

è la percentuale meccanica di armatura, dove s è il passo delle armature a taglio

Il taglio resistente delle bielle tese è dato da:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad [\text{Eq. 6.11}]$$

dove:

A_{sw} è l'area delle armature resistenti a taglio (staffe e/o ferri piegati)

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio (per meccanismi fragili)

La verifica consiste infine nel confrontare il taglio resistente con il taglio massimo sollecitante di progetto V_{Ed} e di verificare che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [\text{Eq. 6.12}]$$

Per quanto riguarda lo studio in esame, le informazioni riguardanti la tipologia e disposizione delle armature a taglio sono state ottenute da:

- consultazione del materiale progettuale e dei libretti delle misure (ove disponibili) conservati presso l'ufficio tecnico del presidio e all'archivio del Genio Civile di Arezzo;
- indagini a campione sugli elementi strutturali (come documentato negli elaborati allegati riguardanti i saggi eseguiti).

Tra il materiale consultato, i libretti delle misure sono stati considerati i documenti più attendibili, in quanto compilati in fase di esecuzione delle opere, firmati dal direttore dei lavori e in quanto essi sono associati agli effettivi pagamenti eseguiti. Tali informazioni sono inoltre state corroborate dai saggi, che ne hanno confermato la validità nella quasi totalità dei casi.

Per quanto riguarda le armature a taglio, alcune lievi difformità sono state riscontrate nel passo delle staffe, che in alcuni elementi indagati è risultato maggiore di quello dichiarato nei libretti delle misure. Pertanto, in favore di sicurezza, le verifiche a taglio di tutte le travi sono state effettuate in prima battuta con il passo massimo riscontrato in sito. Nel caso di elementi strutturali risultati non verificati con tale assunzione, si è proceduto ad un'analisi più dettagliata dei medesimi e alla loro riverifica.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti in forma sintetica ai singoli impalcati. In ogni grafico la retta bisettrice nera rappresenta la condizione limite di verifica, essendo il luogo dei punti in cui il taglio sollecitante V_{Ed} eguaglia quello resistente V_{Rd} . I punti in verde rappresentano quindi le coppie (V_{Rd} , V_{Ed}) per le singole travi (2 punti per ogni trave che rappresentano la verifica agli appoggi); la verifica risulterà soddisfatta quando il punto si trova al di sotto della bisettrice. In rosso sono state evidenziate le situazioni che non soddisfano la verifica. Le travi che non verificano sono la 97-98 al P1 e al PC, per le quali verranno effettuate delle opportune considerazioni di riverifica.

Criteria di valutazione e riverifica degli elementi critici

Come esposto nei paragrafi precedenti, la verifica degli elementi strutturali costituenti i vari edifici del presidio ospedaliero di Sansepolcro è stata effettuata attraverso modellazione agli elementi finiti, la quale ha fornito le sollecitazioni di calcolo con cui effettuare la verifica. I modelli utilizzati sono stati elaborati nei limiti di alcune ipotesi semplificative esposte ai paragrafi precedenti, al fine di rendere le elaborazioni più speditive e veloci, agendo sempre in favore di sicurezza.

Questa prima valutazione ha permesso di individuare gli elementi critici nella valutazione delle varie componenti di sollecitazione, e di procedere ad un'analisi più specifica e dettagliata di tali elementi.

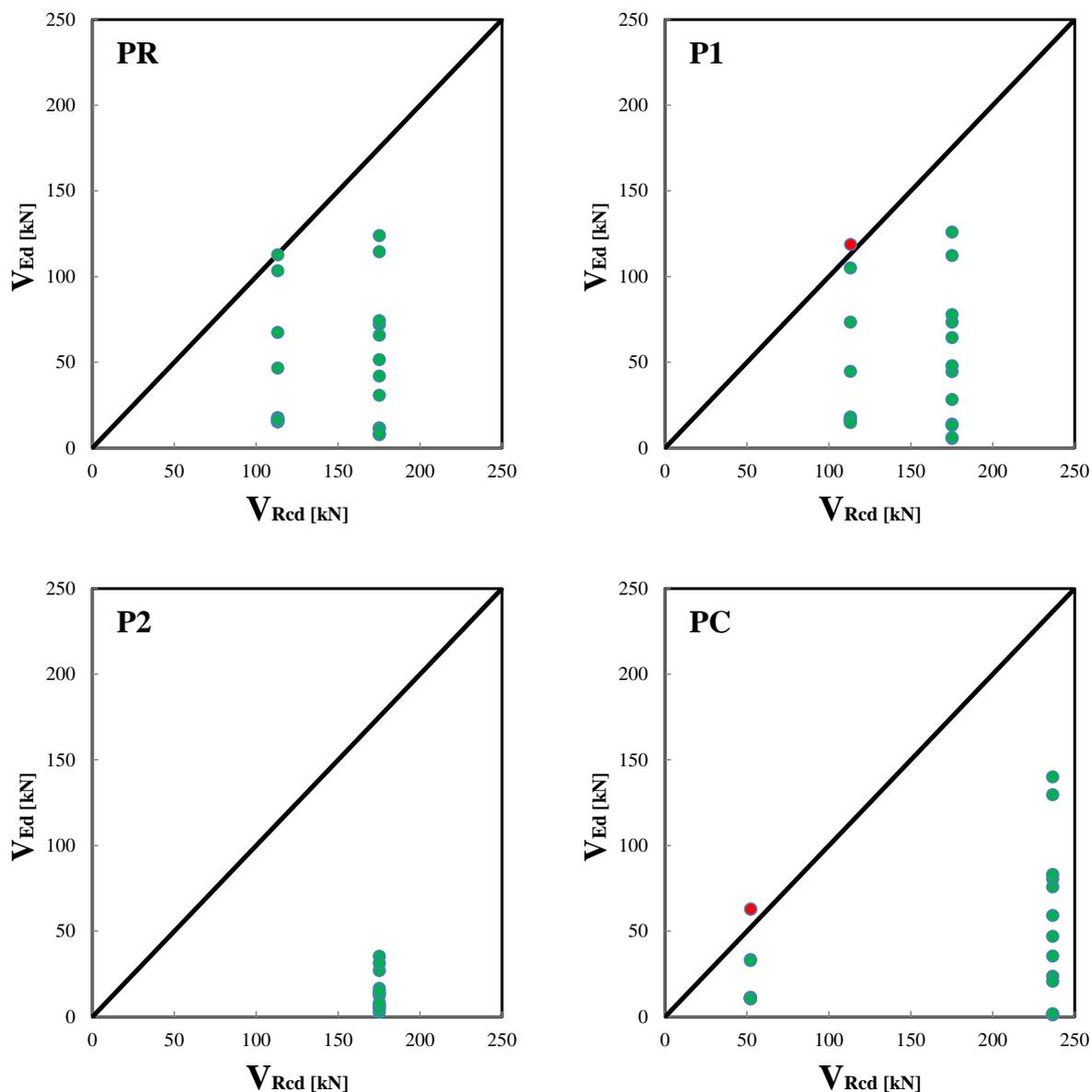


Figura 6.4: Grafici sintetici per la verifica a taglio di ogni singolo impalcato (PR, P1, P2, PC)

Verifica travi a flessione

Per quanto riguarda la verifica delle travi a flessione, l'unica trave risultata non verificata a flessione è la PC-97-98, la quale nel modello di calcolo e conseguentemente nella verifica è stata considerata caratterizzata dalla sezione H (vedi Tabella 6.2 §6.1) ovvero con dimensioni 30x20 cm e armatura longitudinale 3+3 Φ 16. In realtà, come è emerso dagli

elaborati grafici consultati e dai sopralluoghi effettuati, tale trave di copertura è caratterizzata dalla presenza di uno sbalzo (cornicione) in c.a. e da un parapetto anch'esso in c.a. Tali elementi sono stati realizzati in cemento armato con un unico getto, come riscontrato dagli elaborati grafici. Pertanto la modellazione dell'elemento con sezione rettangolare è stata effettuata in via semplificativa ed in favore di sicurezza, ma tali elementi forniranno in realtà un notevole contributo alla resistenza della sezione nel suo complesso. Pertanto la trave è stata riverificata considerando una sezione dell'elemento più vicina alla realtà, ovvero considerando una porzione di cornicione e parapetto con le rispettive armature come riportato in Figura 6.5. Con la configurazione riportata in Figura la sezione presenta un momento resistente pari a 67.47 KNm, superiore al massimo momento sollecitante all'appoggio, pari a 65.96 KNm.

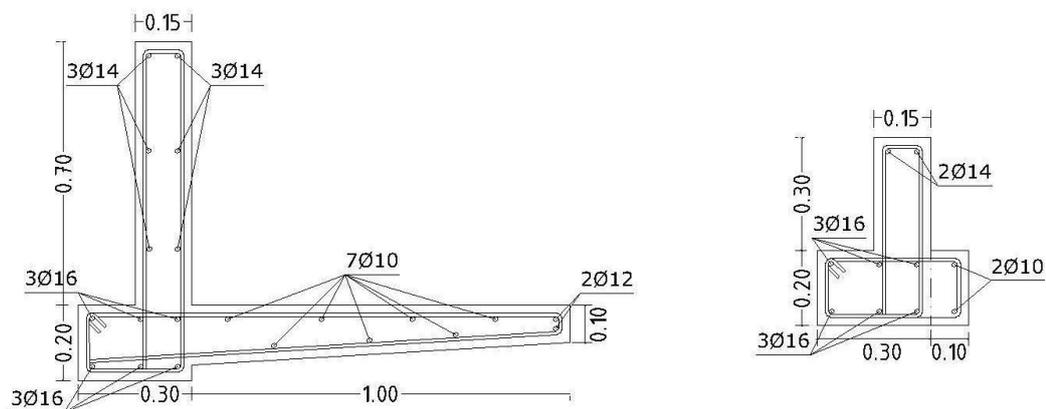


Figura 6.5: Sezione reale della trave di copertura T/PC/97-98 e schematizzazione della sezione per la riverifica

Verifica travi a taglio

Per quanto riguarda la verifica delle travi a taglio, una volta individuati gli elementi critici si è proceduto ad affinare il calcolo nei modi seguenti.

- Valutazione del taglio sollecitante di progetto a filo pilastro e non in corrispondenza degli assi degli elementi strutturali

Il modello di calcolo elaborato lavora infatti con le lunghezze degli elementi riferite agli assi degli elementi stessi. Questi ultimi però hanno in realtà un ingombro legato alle

dimensioni effettive delle sezioni, che riducono le lunghezze nette degli elementi. E' possibile quindi ridurre il taglio sollecitante di progetto in considerazione del fatto che la sezione di verifica sarà quella a filo pilastro e non quella in asse.

- Valutazione del contributo dei ferri sagomati

Molti degli edifici costituenti il presidio sono armati a flessione con dei ferri sagomati che resistano a momento negativo agli appoggi e positivo in mezzera. Tali ferri venivano sagomati in corrispondenza degli appoggi stessi e forniscono un contributo rilevante alla resistenza a taglio per carichi verticali, contributo in prima istanza trascurato, in favore di sicurezza.

Tuttavia nei casi in cui si è considerato il contributo dei ferri sagomati, la valutazione della resistenza a taglio è stata effettuata assumendo il valore di $\theta=45^\circ$, il quale risulta essere il più cautelativo nel range previsto dalle norme.

Nel caso delle trave T-P1-97-98 si ha che il taglio sollecitante a filo del pilastro 97 (ovvero arretrato di 25 cm rispetto agli assi degli elementi) è pari a 106.3 kN a fronte di una resistenza a taglio di 113.21 kN; pertanto l'elemento risulta verificato, senza neanche dover considerare il contributo dei ferri sagomati.

Per quanto riguarda la trave T-PC-97-98 si ha una resistenza a taglio pari a 52.25 kN; le sollecitazioni di taglio alle estremità, valutate a filo pilastro (ovvero a una distanza di 17.5 cm dall'asse del pilastro) sono di 50.95 kN e 51.3 kN, quindi inferiori alla resistenza. Si ricorda inoltre che la sezione resistente della trave in esame è stata semplificata in favore di sicurezza ad una trave rettangolare 30x20 cm; tuttavia la presenza del cornicione a sbalzo e del parapetto in c.a. anch'essi staffati e solidarizzati alla sezione, forniscono un ulteriore contributo di resistenza.

6.3.2 Verifiche dei pilastri

Verifica a pressoflessione

Per quanto riguarda la verifica a pressoflessione dei pilastri si sono seguite le indicazioni normative fornite al §4.1.2.1.2.2. La verifica viene condotta tracciando il Dominio di Rottura che rappresenta il luogo delle coppie (NRd, MRd) che individuano la resistenza della sezione. La verifica consiste nel controllare che le coppie sollecitanti alla testa e al piede di ogni singolo pilastro ricadano all'interno del dominio.

Per ogni pilastro è stata effettuata la verifica nelle due direzioni di sollecitazione, M2 (flessione intorno all'asse globale x) e M3 (flessione intorno all'asse globale y). Nel caso dell'edificio in esame è stato possibile tracciare un unico dominio per ogni piano, per ogni direzione di sollecitazione, poiché i pilastri presentavano caratteristiche omogenee di sezione e armatura. Nei grafici di Figura 6.6a e 6.6b sono riportati i risultati della verifica a pressoflessione dei pilastri ai singoli piani. In blu sono indicati i domini di rottura, in verde le coppie di verifica. Come è possibile notare, tutte le coppie di verifica ai vari piani, ricadono all'interno dei domini, pertanto tutti i pilastri risultano verificati a pressoflessione.

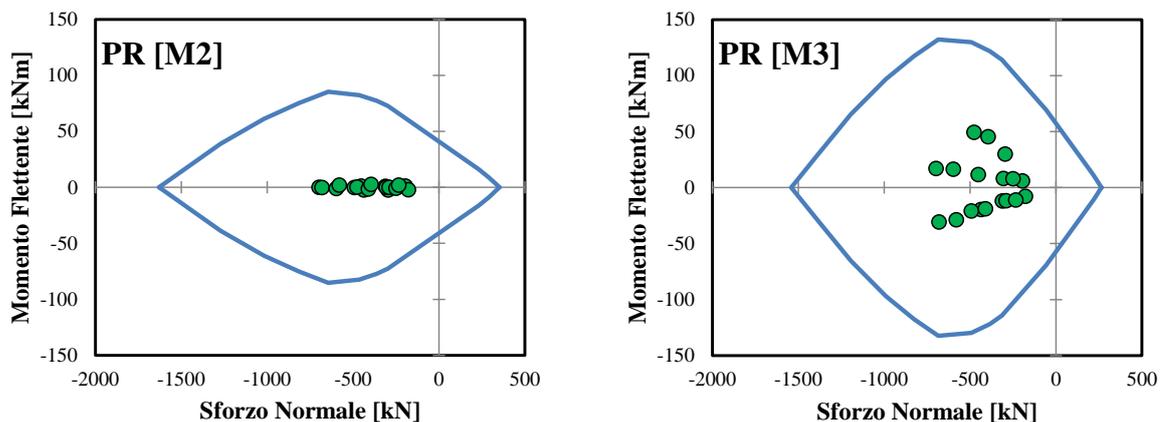


Figura 6.6a: Grafici sintetici per la verifica a pressoflessione sui pilastri ai singoli piani PR,

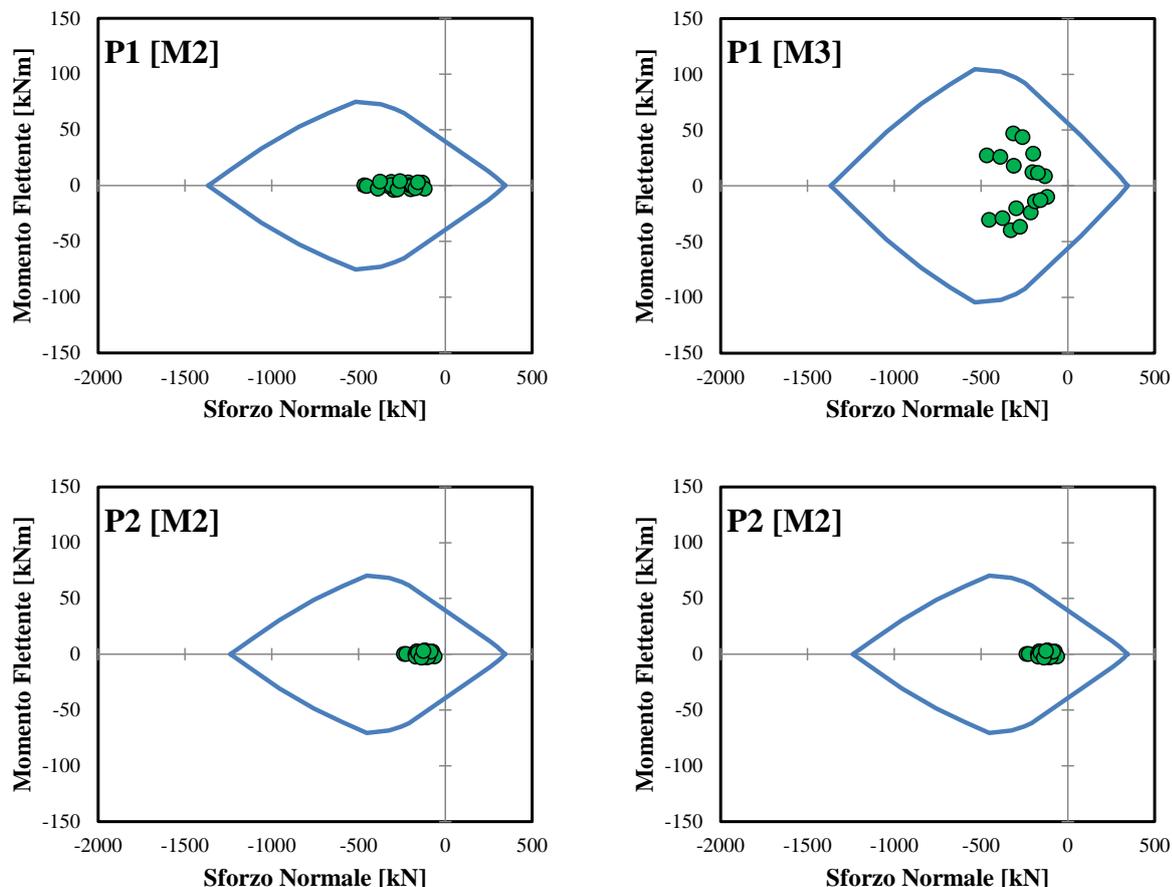


Figura 6.6: Grafici sintetici per la verifica a pressoflessione sui pilastri ai singoli piani P1 e P2

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio, valgono le stesse considerazioni già esposte per le travi §6.3.1 per la valutazione dei tagli resistenti. La verifica a taglio viene effettuata confrontando il taglio di calcolo nelle due direzioni V_2 e V_3 , con le rispettive resistenze, rappresentate dal dominio di resistenza Taglio-Sforzo assiale. Il dominio viene definito in considerazione del fatto che la resistenza a taglio dell'elemento, nello specifico quella del calcestruzzo V_{Rcd} , dipende dal livello di sforzo assiale presente nell'elemento; si riduce quindi a 0 per elementi soggetti ad uno sforzo assiale pari alla forza di schiacciamento.

Di seguito si riportano i grafici sintetici delle verifiche a taglio dei pilastri ai singoli piani nelle due direzioni di verifica. Ancora una volta è stato possibile tracciare un unico Dominio di Resistenza per piano, per ogni direzione, poiché tutti i pilastri ai singoli piani

presentano caratteristiche omogenee in termini di dimensione della sezione e armatura a taglio. In verde sono evidenziate le coppie di verifica (N_{Ed} , V_{Ed}). In rosso vengono evidenziati i punti che cadono al di fuori del dominio di resistenza e che quindi non risultano verificati. Si evidenzia come tutti gli elementi soddisfino la verifica a taglio in entrambe le direzioni.

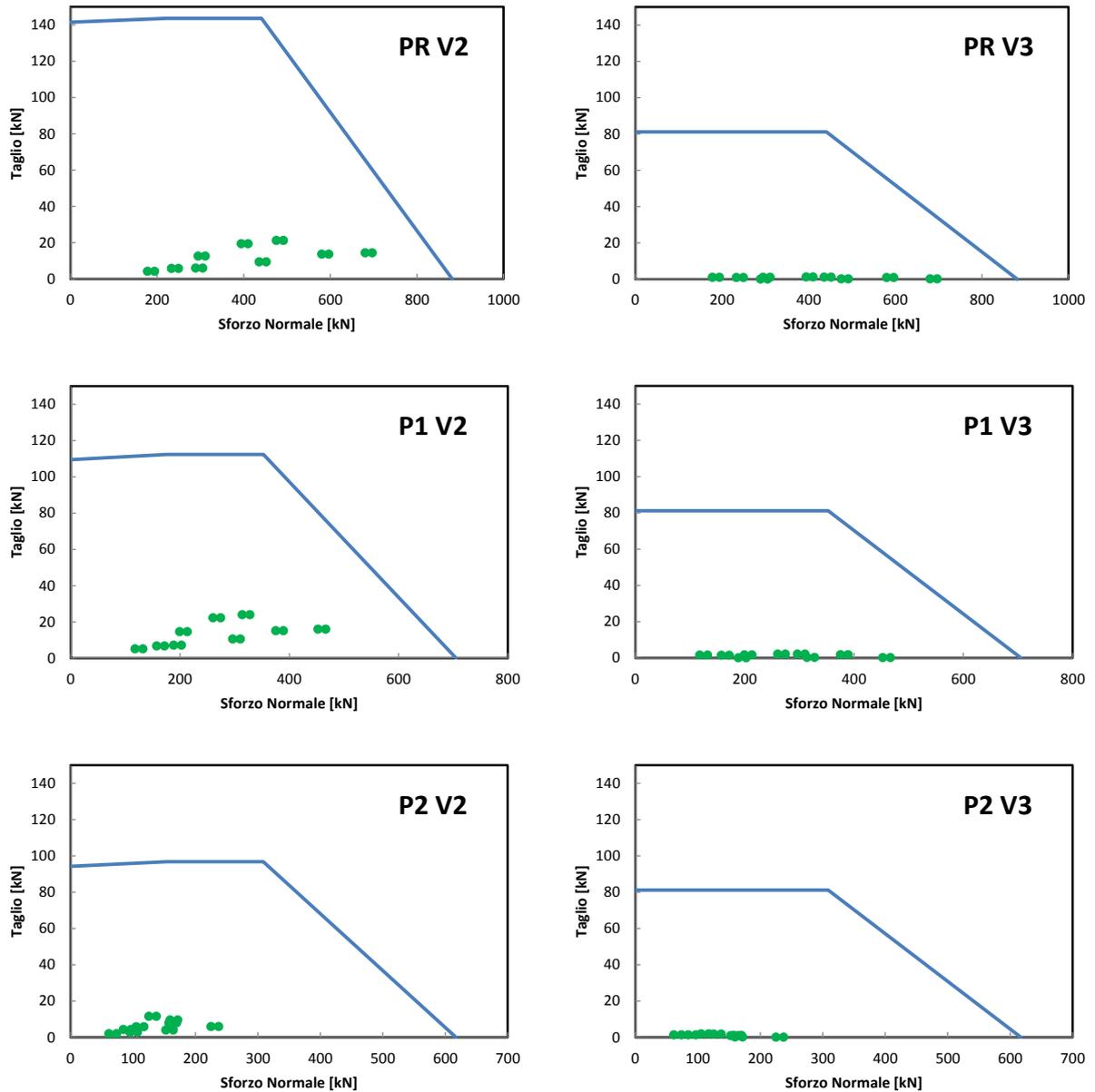


Figura 6.7: Grafici sintetici per la verifica a taglio sui pilastri ai singoli piani PR, P1 e P2

6.4 Risultati analisi modale

Il modello di calcolo descritto al §6.1 stato preliminarmente sottoposto ad analisi modale. Di seguito si riporta la tabella indicante i primi 5 modi di vibrare, che complessivamente mobilitano più dell'85% di massa in direzione x e y.

Tabella 6.9: Parametri modali

Periodo T [s]	Massa partecipante X [%]	Massa partecipante Y [%]
0.628	≅0	87.20
0.494	80.72	≅0
0.380	0.18	0.51
0.226	≅0	9.45
0.182	11.05	≅0
	92.95	97.18

Di seguito si riportano inoltre le deformate dei primi due modi di vibrare i quali coinvolgono gran parte della massa e che verranno successivamente considerati per la definizione delle forme dei carichi laterali da assegnare per l'analisi statica non lineare.

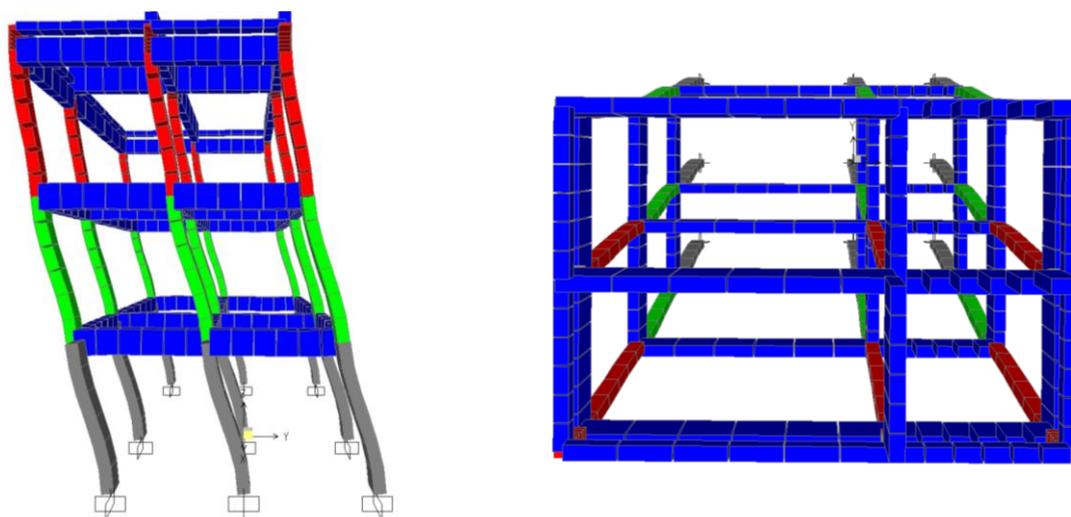


Figura 6.8: Deformata del primo modo di vibrare (dir. Y)

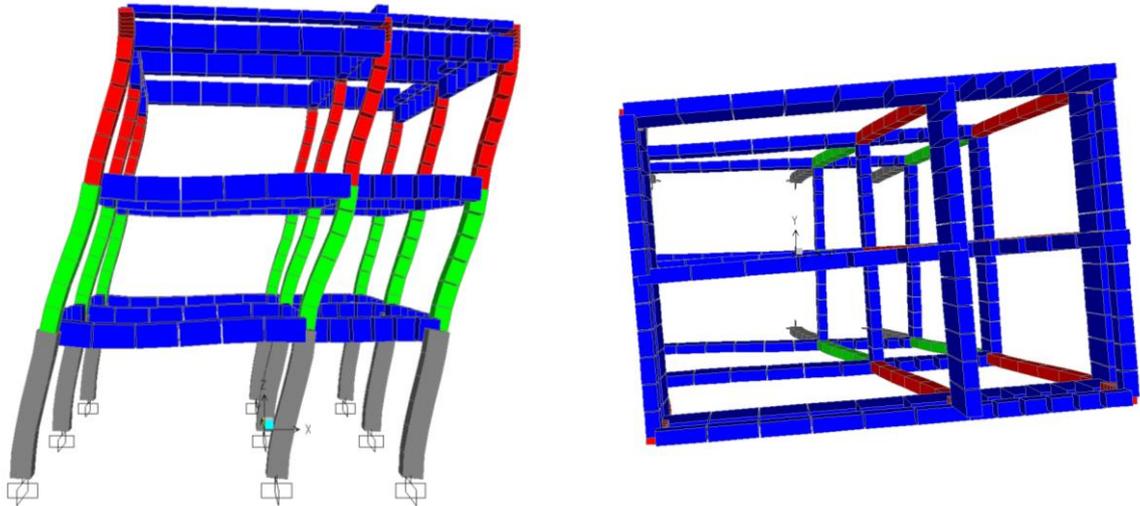


Figura 6.9: Deformata del secondo modo di vibrare (dir. X)

6.5 Verifiche di sicurezza per azione sismica: risultati analisi lineare

Metodologia di valutazione della sicurezza

Per la verifica degli edifici esistenti soggetti ad azione sismica, la norma impone di adottare uno dei metodi di analisi previsti al §7.3 delle NTC 2008, con le limitazioni e specifiche riportate in §C8.7.2.4. L'analisi lineare, statica o dinamica modale secondo quanto definito ai §7.3.2 e §7.3.3 e relative specifiche della circolare, può essere effettuata con due approcci:

- 1) Analisi lineare con spettro elastico;
- 2) Analisi lineare con fattore di struttura q .

In entrambi i casi, in base a quanto riportato nelle NTC 2008 ai §3.2.4 e §7.3.5, l'azione sismica va combinata con gli altri carichi permanenti e accidentali, utilizzando i coefficienti di combinazione ϕ_{2i} riportati in Tabella 2.5.I delle predette norme. In aggiunta viene prescritto di eseguire l'analisi nelle due direzioni principali (con segno + e -) combinando l'azione sismica agente in una direzione, con il 30% dell'azione agente nell'altra direzione, per tenere

conto della variabilità spaziale del moto. Inoltre la norma prescrive di eseguire l'analisi considerando anche un'eccentricità accidentale del 5%, positiva e negativa, in entrambe le direzioni di analisi. Ciò dà luogo alla necessità di effettuare complessivamente 12 analisi. Per brevità nel seguito si riporteranno i risultati delle solo 2 direzioni principali positive.

Viene inoltre prescritto di considerare anche l'azione sismica verticale nei casi indicati al §7.2.1. Nel caso in esame ciò non è risultato necessario.

Le combinazioni valutate sono quindi le seguenti (direzione $x=U1$ e $y=U2$):

$$U1 \quad G_{ki+\varphi_{2i}} Q_{ki+(E_x+0.3E_y)} \quad [\text{Eq. 6.13}]$$

$$U2 \quad G_{ki+\varphi_{2i}} Q_{ki+(E_y+0.3E_x)} \quad [\text{Eq. 6.14}]$$

Analisi con spettro elastico

In questo caso va effettuata preliminarmente l'accettazione del modello lineare che prevede l'esecuzione delle seguenti operazioni:

Relativamente ai meccanismi duttili (come definiti al §C8.7.2.5)

calcolo dei rapporti $\rho_i = D_i / C_i$ (Domanda/Capacità) per tutti gli elementi strutturali primari, in cui D_i è il momento flettente derivante dall'analisi in combinazione di carico sismica (per le 24 combinazioni di carico, con azione sismica agente in +/-X e +/-Y e con eccentricità accidentali) e C_i è il momento resistente della sezione, valutato in corrispondenza dello sforzo assiale associato alla combinazione di carico gravitazionale e utilizzando valori medi fm delle resistenze.

Considerando poi tutti i $\rho_i \geq 2$ va verificato che $\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$. Ciò equivale a verificare che risulti $\rho_{\max} \leq 5$.

Tale verifica rappresenta la prima condizione per l'applicabilità dell'analisi lineare con spettro elastico e ha lo scopo di appurare che la struttura abbia resistenze omogeneamente distribuite e non presenti situazioni di forti sovrarresistenze localizzate.

Relativamente ai meccanismi fragili (come definiti al §C8.7.2.5)

calcolo dei rapporti $\rho_i = D_i / C_i$ (Domanda/Capacità) per tutti gli elementi strutturali primari, in cui D_i è la domanda associata al meccanismo duttile adiacente. Nel caso ad esempio del taglio, D_i rappresenta il taglio associato al raggiungimento della resistenza a flessione dell'elemento strutturale ed è quindi pari a:

$$D_i = ((M_{(r,i)} + M_{(r,j)})) / h \quad [\text{Eq. 6.15}]$$

essendo $M_{(r,i)}$ e $M_{(r,j)}$ i momenti resistenti alle estremità dell'elemento e h la lunghezza dell'elemento stesso. C_i è la capacità dell'elemento associata al meccanismo fragile considerato; nel caso del taglio, C_i rappresenta il taglio resistente della sezione valutato utilizzando valori medi f_m delle resistenze.

Se $\rho_i \geq 1$ il modello lineare non può essere accettato e si deve procedere con un'analisi non lineare.

Se $\rho_i < 1$ vanno ricalcolati nuovamente tutti i ρ_i assumendo come domanda D_i la sollecitazione derivante direttamente dall'analisi e va di nuovo verificata la condizione che risulti $\rho_i < 1$. In tal caso la valutazione dei ρ_i va effettuata per le 24 combinazioni di carico (azione sismica agente in +/-X e +/-Y e con eccentricità accidentali).

Se entrambi i controlli sui ρ_i , relativi ai meccanismi duttili e fragili, sono soddisfatti, è possibile procedere alla verifica della struttura, facendo riferimento allo spettro elastico (curva nera di Figura 7.1) e differenziando gli elementi strutturali nel modo seguente:

elementi duttili: la verifica riguarda le condizioni di flessione e pressoflessione e va effettuata in termini di deformazione, confrontando le rotazioni derivanti dall'analisi lineare con spettro di risposta Θ_d con le rispettive capacità Θ_{SD} , come definito al §C8.7.2.5. Noto il momento M_d e il taglio V_d all'estremità di ogni elemento, la rotazione di domanda è pari:

$$\theta_d = (M_{d \cdot L_v}) / 3EJ \quad [\text{Eq. 6.16}]$$

essendo $L_v = M_d / V_d$ la luce di taglio.

La capacità rotazionale degli elementi va effettuata utilizzando i valori medi delle resistenze divise per il fattore di confidenza (f_m / FC).

La verifica è soddisfatta quando per tutti gli elementi strutturali primari risulta:

$$\theta_d/\theta_{SD} \leq 1 \quad [\text{Eq. 6.17}]$$

elementi fragili: la verifica riguarda i meccanismi di taglio in elementi strutturali e nodi e va effettuata in termini di resistenza, confrontando la capacità, ovvero il taglio resistente V_c , valutato utilizzando le resistenze medie divise per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m ($f_m/(FC \cdot \gamma_m)$) con la domanda V_d che risulta pari al taglio di calcolo se si ha $\rho_i \leq 1$ relativamente alla flessione, ovvero pari al taglio associato al raggiungimento della resistenza a flessione dell'elemento strutturale nel caso in cui $\rho_i > 1$ per la flessione. In quest'ultimo caso i momenti resistenti dovranno essere valutati facendo riferimento alle resistenze medie amplificate con il fattore di confidenza FC .

La verifica è soddisfatta quando per tutti gli elementi strutturali primari risulta:

$$V_d/V_c \leq 1 \quad [\text{Eq. 6.18}]$$

NB: per quanto riguarda le rigidità, la norma consente una riduzione delle medesime (da effettuarsi tramite riduzione del modulo elastico del calcestruzzo E) fino al 50% (§7.2.6), anche in considerazione dell'entità dello sforzo normale agente sull'elemento strutturale. Pertanto, a vantaggio di sicurezza, si assume un modulo elastico ridotto al 50% per il calcolo delle sollecitazioni nel modello di calcolo e per il calcolo di altre grandezze che costituiscono la domanda (ad es. rotazione di domanda θ_d), assumendo invece il modulo elastico associato alla resistenza media (secondo la relazione riportata in §11.2.10.3) per quanto riguarda la valutazione delle grandezze di capacità.

Analisi lineare con fattore di struttura q

Il secondo approccio consiste nell'utilizzo dello spettro di progetto, definito al §3.2.3 delle NTC 2008, ottenibile da quello elastico abbattendo le ordinate attraverso il fattore di struttura q , che assumerà valori compresi tra 1.5 (curva rossa di Figura 6.10) e 3.0 (curva verde di Figura 6.10), secondo le indicazioni riportate di seguito. La verifica viene effettuata sempre in termini di resistenza e si procede nel modo seguente:

- Per la valutazione di meccanismi duttili si verifica che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta con fattore di struttura compreso tra 1.5 e 3.0 sia inferiore alla corrispondente resistenza. Il progettista sceglie il valore del fattore di struttura nel range sopra citato, in base a considerazioni relative alla regolarità dell'edificio e ai tassi di lavoro degli elementi strutturali.

- Per la valutazione dei meccanismi fragili si verifica che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta con fattore di struttura pari a 1.5 sia inferiore alla corrispondente resistenza. Nel caso dei meccanismi fragili quindi la norma impone il valore di 1.5 come fattore di struttura.

Per la verifica di entrambe le tipologie di meccanismo, le resistenze vanno valutate a partire da quelle medie rilevate in sito, divise per i fattori di confidenza (f_m/FC).

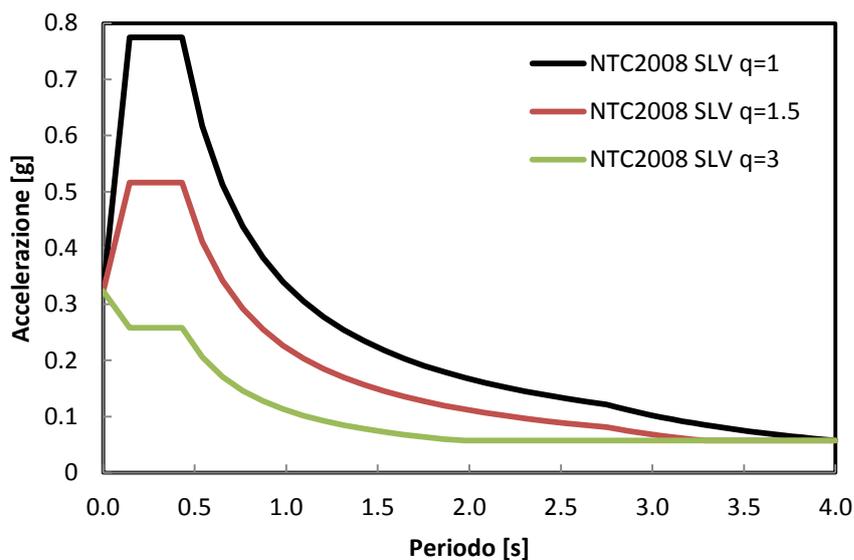


Figura 6.10: Spettri utilizzati per verifica mediante analisi lineare con spettro elastico (NTC2008 SLV $q=1$) e con fattore di struttura (Fonte NTC2 008 SLV $q=1.5$ e NTC 2008 SLV $q=3$)

6.5.1 Accettazione del modello di calcolo

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori calcolati dei ρ_i per travi e pilastri per le due direzioni di analisi U1 e U2, per meccanismi duttili e fragili. In rosso sono stati evidenziati i

valori dei ρ_i che non rispettano le prescrizioni per l'accettazione del modello precedentemente descritte.

Tabella 6.10: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U_1 , per meccanismi duttili al piano rialzato

U ₁ – PILASTRI PIANO PR – MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)						
PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	ρ
PR90	b	0.3	0.5	214.7	106.3	2.0
	t	0.3	0.5	147.1	106.3	1.4
PR91	b	0.3	0.5	257.2	136.1	1.9
	t	0.3	0.5	219.0	136.1	1.6
PR92	b	0.3	0.5	185.4	121.3	1.5
	t	0.3	0.5	101.0	121.3	0.8
PR93	b	0.3	0.5	228.3	121.3	1.9
	t	0.3	0.5	157.9	121.3	1.3
PR94	b	0.3	0.5	275.6	154.5	1.8
	t	0.3	0.5	237.8	154.5	1.5
PR95	b	0.3	0.5	202.3	139.9	1.4
	t	0.3	0.5	117.8	139.9	0.8
PR96	b	0.3	0.5	238.8	114.5	2.1
	t	0.3	0.5	163.0	114.5	1.4
PR97	b	0.3	0.5	287.8	149.8	1.9
	t	0.3	0.5	245.8	149.8	1.6
PR98	b	0.3	0.5	212.1	133.5	1.6
	t	0.3	0.5	122.2	133.5	0.9

Tabella 6.11: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U_1 , per meccanismi duttili al piano primo.

U₁ – PILASTRI PIANO P1– MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)						
PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	ρ
P190	b	0.3	0.4	153.9	91.8	1.7
	t	0.3	0.4	153.5	91.8	1.7
P191	b	0.3	0.4	214.4	109.6	2.0
	t	0.3	0.4	219.7	109.6	2.0
P192	b	0.3	0.4	121.5	100.0	1.2
	t	0.3	0.4	123.1	100.0	1.2
P193	b	0.3	0.4	163.2	99.2	1.6
	t	0.3	0.4	164.0	99.2	1.7
P194	b	0.3	0.4	229.6	120.4	1.9
	t	0.3	0.4	236.2	120.4	2.0
P195	b	0.3	0.4	137.9	110.8	1.2
	t	0.3	0.4	142.5	110.8	1.3
P196	b	0.3	0.4	163.7	96.3	1.7
	t	0.3	0.4	163.0	96.3	1.7
P197	b	0.3	0.4	232.7	116.3	2.0
	t	0.3	0.4	237.9	116.3	2.0
P198	b	0.3	0.4	139.1	106.7	1.3
	t	0.3	0.4	142.9	106.7	1.3

Tabella 6.12: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U_1 per meccanismi duttili al piano secondo

U₁ – PILASTRI PIANO P2 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)						
PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	P
P290	b	0.3	0.35	102.3	73.2	1.4
	t	0.3	0.35	119.4	73.2	1.6

U1 – PILASTRI PIANO P2 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)						
PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	P
P291	b	0.3	0.35	124.4	81.6	1.5
	t	0.3	0.35	130.0	81.6	1.6
P292	b	0.3	0.35	93.0	77.1	1.2
	t	0.3	0.35	113.0	77.1	1.5
P293	b	0.3	0.35	95.4	76.2	1.3
	t	0.3	0.35	112.5	76.2	1.5
P294	b	0.3	0.35	119.3	87.2	1.4
	t	0.3	0.35	123.8	87.2	1.4
P295	b	0.3	0.35	90.0	81.7	1.1
	t	0.3	0.35	107.7	81.7	1.3
P296	b	0.3	0.35	115.8	75.4	1.5
	t	0.3	0.35	131.1	75.4	1.7
P297	b	0.3	0.35	151.0	81.7	1.8
	t	0.3	0.35	154.5	81.7	1.9
P298	b	0.3	0.35	112.1	78.9	1.4
	t	0.3	0.35	129.0	78.9	1.6

Tabella 6.13: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U1, per meccanismi duttili al piano rialzato

U1 – TRAVI PIANO PR - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVERE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	P
T/PR/90-91	inz	91	C	-272.497	241.0	203.3	168.8	1.4
	fin	90	C	-314.528	297.8	203.3	168.8	1.8
T/PR/90-93	inz	93	S	-56.2463	46.9	175.4	228.5	0.3
	fin	90	S	-83.4541	77.6	175.4	228.5	0.5

U ₁ – TRAVI PIANO PR - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	P
T/PR/91-92	inz	92	D	-247.346	188.6	322.0	168.8	1.1
	fin	91	D	-210.739	133.1	322.0	168.8	0.8
T/PR/91-94	inz	94	F	-53.2593	53.7	129.5	97.6	0.6
	fin	91	F	-84.2305	76.3	129.5	97.6	0.8
T/PR/92-95	inz	95	S	-67.3095	60.2	175.4	228.5	0.4
	fin	92	S	-102.124	95.4	175.4	228.5	0.6
T/PR/93-94	inz	94	C	-298.481	241.4	203.3	168.8	1.5
	fin	93	C	-333.754	310.5	203.3	168.8	1.8
T/PR/93-96	inz	96	S	-83.2381	76.7	175.4	228.5	0.5
	fin	93	S	-55.3343	46.5	175.4	228.5	0.3
T/PR/94-95	inz	95	D	-280.188	179.6	322.0	168.8	1.1
	fin	94	D	-246.317	116.4	322.0	168.8	0.8
T/PR/94-97	inz	97	F	-82.4223	77.1	129.5	97.6	0.8
	fin	94	F	-53.5298	52.2	129.5	97.6	0.5
T/PR/95-98	inz	98	S	-101.657	93.4	175.4	228.5	0.6
	fin	95	S	-65.1056	59.0	175.4	228.5	0.4
T/PR/96-97	inz	97	S'b	-301.993	247.6	247.1	184.0	1.3
	fin	96	S'a	-339.126	313.9	380.1	187.3	1.7
T/PR/97-98	inz	98	S'd	-285.032	183.5	414.5	351.4	0.7
	fin	97	S'c	-251.509	122.2	379.2	345.1	0.7

Tabella 6.14: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione 1 U1, per meccanismi duttili al piano primo

U ₁ – TRAVI PIANO P1 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVERE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/P1/90-91	inz	91	C	-222.554	181.6	203.3	168.8	1.1
	fin	90	C	-274.269	259.4	203.3	168.8	1.5
T/P1/90-93	inz	93	S	-40.403	36.0	175.4	228.5	0.2
	fin	90	S	-63.648	57.4	175.4	228.5	0.4
T/P1/91-92	inz	92	D	-233.873	185.4	322	168.8	1.1
	fin	91	D	-194.108	116.0	322	168.8	0.7
T/P1/91-94	inz	94	F	-37.4245	43.5	129.5	97.56	0.4
	fin	91	F	-66.7754	57.5	129.5	97.56	0.6
T/P1/92-95	inz	95	S	-48.3565	48.6	175.4	228.5	0.3
	fin	92	S	-80.8041	72.0	175.4	228.5	0.5
T/P1/93-94	inz	94	C	-241.227	169.0	203.3	168.8	1.2
	fin	93	C	-281.391	260.9	203.3	168.8	1.5
T/P1/93-96	inz	96	S	-68.2263	60.0	175.4	228.5	0.4
	fin	93	S	-40.1117	36.3	175.4	228.5	0.2
T/P1/94-95	inz	95	D	-256.722	170.9	322	168.8	1.0
	fin	94	D	-224.628	93.2	322	168.8	0.7
T/P1/94-97	inz	97	F	-67.3357	62.0	129.5	97.56	0.6
	fin	94	F	-39.1718	42.6	129.5	97.56	0.4
T/P1/95-98	inz	98	S	-85.1828	76.1	175.4	228.5	0.5
	fin	95	S	-47.4089	47.1	175.4	228.5	0.3
T/P1/96-97	inz	97	S'a	-248.371	179.8	247.1	184	1.0
	fin	96	S'b	-292.645	266.2	380.1	187.3	1.4
T/P1/97-98	inz	98	S'c	-271.554	177.9	414.5	351.4	0.7
	fin	97	S'd	-240.065	104.3	379.2	345.1	0.6

Tabella 6.15: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione1 U1, per meccanismi duttili al piano secondo

U ₁ – TRAVI PIANO P2 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/P2/90-93	inz	93	A	3.7317	9.7	126.9	126.9	0.1
	fin	90	A	-15.3922	-9.7	126.9	126.9	0.1
T/P2/92-95	inz	95	A	8.1599	14.7	126.9	126.9	0.1
	fin	92	A	-21.4377	-12.9	126.9	126.9	0.2
T/P2/93-96	inz	96	A	-29.8305	17.3	126.9	126.9	0.2
	fin	93	A	-9.4661	16.2	126.9	126.9	0.1
T/P2/95-98	inz	98	A	-35.99	23.8	126.9	126.9	0.3
	fin	95	A	-5.9793	14.4	126.9	126.9	0.1
T/P2/96-97	inz	97	A	-56.5409	71.6	126.9	126.9	0.6
	fin	96	A	-101.21	64.4	126.9	126.9	0.8
T/P2/97-98	inz	98	A	-110.295	55.6	126.9	126.9	0.9
	fin	97	A	-90.6605	60.6	126.9	126.9	0.7

 Tabella 6.16: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione1 U1, per meccanismi duttili al piano di copertura

U ₁ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/PC/90-91	inz	91	C'	-70.2035	76.6	278.2	230.8	0.3
	fin	90	C'	-106.561	39.1	278.2	230.8	0.4
T/PC/90-93	inz	93	H	-3.7672	-2.8	33.87	33.87	0.1
	fin	90	H	-4.8857	-3.9	33.87	33.87	0.1
T/PC/91-92	inz	92	D'	-64.1424	-41.1	443.4	230.8	0.2
	fin	91	D'	-47.217	-36.3	443.4	230.8	0.2
T/PC/91-94	inz	94	F'	14.1358	35.4	177	133.2	0.3
	fin	91	F'	-41.3594	-15.5	177	133.2	0.2

U ₁ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVERE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/PC/92-95	inz	95	H	-3.4891	-2.4	33.87	33.87	0.1
	fin	92	H	-5.2504	-4.1	33.87	33.87	0.2
T/PC/93-94	inz	94	C'	-84.2821	74.2	278.2	230.8	0.3
	fin	93	C'	-125.998	31.0	278.2	230.8	0.5
T/PC/93-96	inz	96	H	-5.3593	-2.4	33.87	33.87	0.2
	fin	93	H	-5.0059	-2.2	33.87	33.87	0.1
T/PC/94-95	inz	95	D'	-94.5419	-75.0	443.4	230.8	0.3
	fin	94	D'	-79.1758	-69.9	443.4	230.8	0.3
T/PC/94-97	inz	97	F'	-13.2421	7.9	177	133.2	0.1
	fin	94	F'	-8.0288	29.1	177	133.2	0.2
T/PC/95-98	inz	98	H	-5.1128	-2.7	33.87	33.87	0.2
	fin	95	H	-4.6824	-2.5	33.87	33.87	0.1
T/PC/96-97	inz	97	H	-15.3389	-7.0	33.87	33.87	0.5
	fin	96	H	-14.4581	-5.8	33.87	33.87	0.4
T/PC/97-98	inz	98	H	-41.278	-40.4	33.87	33.87	1.2
	fin	97	H	-41.5841	-41.0	33.87	33.87	1.2

Tabella 6.17: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione 1 U₁ per meccanismi fragili al piano rialzato

U ₁ – PILASTRI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
PR90	0.3	0.5	118.577	69.70492	222.85	0.31	0.53
PR91	0.3	0.5	156.111	89.2459	222.85	0.40	0.70
PR92	0.3	0.5	93.804	79.54098	222.85	0.36	0.42
PR93	0.3	0.5	126.603	79.54098	222.85	0.36	0.57

U ₁ – PILASTRI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
PR94	0.3	0.5	168.302	101.3115	222.85	0.45	0.76
PR95	0.3	0.5	104.858	91.7377	222.85	0.41	0.47
PR96	0.3	0.5	131.699	75.08197	222.85	0.34	0.59
PR97	0.3	0.5	174.939	98.22951	222.85	0.44	0.79
PR98	0.3	0.5	109.5	87.54098	222.85	0.39	0.49

Tabella 6.18: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U1, per meccanismi fragili al piano primo

U ₁ – PILASTRI PIANO P1 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
P190	0.3	0.4	102.444	61.2	174.41	0.35	0.59
P191	0.3	0.4	144.701	73.06667	174.41	0.42	0.83
P192	0.3	0.4	81.385	66.66667	174.41	0.38	0.47
P193	0.3	0.4	109.032	66.14	174.41	0.38	0.63
P194	0.3	0.4	155.267	80.26667	174.41	0.46	0.89
P195	0.3	0.4	93.321	73.86667	174.41	0.42	0.54
P196	0.3	0.4	108.87	64.17333	174.41	0.37	0.62
P197	0.3	0.4	156.861	77.53333	174.41	0.44	0.90
P198	0.3	0.4	93.844	71.13333	174.41	0.41	0.54

Tabella 6.19: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione $U1$, per meccanismi fragili al piano primo

U₁ – PILASTRI PIANO P1 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
P190	0.3	0.4	102.444	61.2	174.41	0.35	0.59
P191	0.3	0.4	144.701	73.06667	174.41	0.42	0.83
P192	0.3	0.4	81.385	66.66667	174.41	0.38	0.47
P193	0.3	0.4	109.032	66.14	174.41	0.38	0.63
P194	0.3	0.4	155.267	80.26667	174.41	0.46	0.89
P195	0.3	0.4	93.321	73.86667	174.41	0.42	0.54
P196	0.3	0.4	108.87	64.17333	174.41	0.37	0.62
P197	0.3	0.4	156.861	77.53333	174.41	0.44	0.90
P198	0.3	0.4	93.844	71.13333	174.41	0.41	0.54

Tabella 6.20: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione $U1$, per meccanismi fragili al piano secondo

U₁ – PILASTRI PIANO P2 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
P290	0.3	0.35	61.572	48.82	150.18	0.33	0.41
P291	0.3	0.35	70.65	54.41333	150.18	0.36	0.47
P292	0.3	0.35	57.175	51.4	150.18	0.34	0.38
P293	0.3	0.35	57.718	50.77333	150.18	0.34	0.38
P294	0.3	0.35	67.514	58.12667	150.18	0.39	0.45
P295	0.3	0.35	54.854	54.44667	150.18	0.36	0.37
P296	0.3	0.35	82.257	50.23333	150.18	0.33	0.55
P297	0.3	0.35	101.838	54.46667	150.18	0.36	0.68
P298	0.3	0.35	80.249	52.57333	150.18	0.35	0.53

Tabella 6.21: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione 1 U1, per meccanismi fragili al piano rialzato

U ₁ – TRAVI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez.	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PR/90-91	inz	C	219.961	150.4259	276.14	0.54	0.80
	fin	C	214.791	150.4259	276.14	0.54	0.78
T/PR/90-93	inz	S	56.517	146.1871	189.89	0.77	0.30
	fin	S	55.344	146.1871	189.89	0.77	0.29
T/PR/91-92	inz	D	105.814	124.6719	276.14	0.45	0.38
	fin	D	109.028	124.6719	276.14	0.45	0.39
T/PR/91-94	inz	F	49.931	82.43667	276.14	0.30	0.18
	fin	F	52.733	82.43667	276.14	0.30	0.19
T/PR/92-95	inz	S	66.136	146.1871	189.89	0.77	0.35
	fin	S	65.999	146.1871	189.89	0.77	0.35
T/PR/93-94	inz	C	247.008	163.8779	276.14	0.59	0.89
	fin	C	235.12	163.8779	276.14	0.59	0.85
T/PR/93-96	inz	S	55.154	146.1871	189.89	0.77	0.29
	fin	S	55.92	146.1871	189.89	0.77	0.29
T/PR/94-95	inz	D	136.177	152.2839	276.14	0.55	0.49
	fin	D	141.184	152.2839	276.14	0.55	0.51
T/PR/94-97	inz	F	51.61	82.43667	276.14	0.30	0.19
	fin	F	50.278	82.43667	276.14	0.30	0.18
T/PR/95-98	inz	S	65.446	146.1871	189.89	0.77	0.34
	fin	S	64.749	146.1871	189.89	0.77	0.34
T/PR/96-97	inz	S'b	249.385	184.4586	189.89	0.97	1.31
	fin	S'a	239.148	229.9674	189.89	1.21	1.26
T/PR/97-98	inz	S'd	137.893	195.6075	189.89	1.03	0.73
	fin	S'c	142.636	190.6502	189.89	1.00	0.75

Tabella 6.22: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione I U1, per meccanismi fragili al piano primo

U ₁ – TRAVI PIANO P1 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez.	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/P1/90-91	inz	C	183.922	146.6971	276.14	0.53	0.67
	fin	C	175.082	146.6971	276.14	0.53	0.63
T/P1/90-93	inz	S	44.5	146.1871	189.89	0.77	0.23
	fin	S	45.093	146.1871	189.89	0.77	0.24
T/P1/91-92	inz	D	100.269	123.9589	276.14	0.45	0.36
	fin	D	105.244	123.9589	276.14	0.45	0.38
T/P1/91-94	inz	F	38.378	82.43667	276.14	0.30	0.14
	fin	F	43.504	82.43667	276.14	0.30	0.16
T/P1/92-95	inz	S	52.028	146.1871	189.89	0.77	0.27
	fin	S	55.028	146.1871	189.89	0.77	0.29
T/P1/93-94	inz	C	204.695	160.6211	276.14	0.58	0.74
	fin	C	187.152	160.6211	276.14	0.58	0.68
T/P1/93-96	inz	S	46.693	146.1871	189.89	0.77	0.25
	fin	S	45.243	146.1871	189.89	0.77	0.24
T/P1/94-95	inz	D	128.358	152.0429	276.14	0.55	0.46
	fin	D	136.025	152.0429	276.14	0.55	0.49
T/P1/94-97	inz	F	43.397	82.43667	276.14	0.30	0.16
	fin	F	40.463	82.43667	276.14	0.30	0.15
T/P1/95-98	inz	S	55.996	146.1871	189.89	0.77	0.29
	fin	S	53.075	146.1871	189.89	0.77	0.28
T/P1/96-97	inz	S'a	210.235	180.4159	189.89	0.95	1.11
	fin	S'b	195.958	224.382	189.89	1.18	1.03
T/P1/97-98	inz	S'c	135.413	194.5493	189.89	1.02	0.71
	fin	S'd	142.497	189.6754	189.89	1.00	0.75

Tabella 6.23: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione1 U1, per meccanismi fragili al piano secondo

U ₁ – TRAVI PIANO P2 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez.	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/P2/90-93	inz	A	2.214	91.35	276.14	0.33	0.01
	fin	A	15.038	91.35	276.14	0.33	0.05
T/P2/92-95	inz	A	5.297	91.35	276.14	0.33	0.02
	fin	A	18.797	91.35	276.14	0.33	0.07
T/P2/93-96	inz	A	21.171	91.35	276.14	0.33	0.08
	fin	A	14.746	91.35	276.14	0.33	0.05
T/P2/95-98	inz	A	23.468	91.35	276.14	0.33	0.08
	fin	A	16.608	91.35	276.14	0.33	0.06
T/P2/96-97	inz	A	52.395	96.69	276.14	0.35	0.19
	fin	A	69.682	96.69	276.14	0.35	0.25
T/P2/97-98	inz	A	52.654	66.48	276.14	0.24	0.19
	fin	A	48.557	66.48	276.14	0.24	0.18

Tabella 6.24: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione1 U1, per meccanismi fragili al piano di copertura

U ₁ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez.	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PC/90-91	inz	C'	63.906	197.1497	373.04	0.53	0.17
	fin	C'	88.52	197.1497	373.04	0.53	0.24
T/PC/90-93	inz	H	7.615	30.23	82.36	0.37	0.09
	fin	H	8.352	30.23	82.36	0.37	0.10
T/PC/91-92	inz	D'	59.425	167.3327	373.04	0.45	0.16
	fin	D'	55.793	167.3327	373.04	0.45	0.15
T/PC/91-94	inz	F'	16.469	112.4	373.04	0.30	0.04
	fin	F'	34.469	112.4	373.04	0.30	0.09

U ₁ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVERE	sez.	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PC/92-95	inz	H	7.434	30.23	82.36	0.37	0.09
	fin	H	8.59	30.23	82.36	0.37	0.10
T/PC/93-94	inz	C'	84.419	215.6717	373.04	0.58	0.23
	fin	C'	112.721	215.6717	373.04	0.58	0.30
T/PC/93-96	inz	H	8.699	30.23	82.36	0.37	0.11
	fin	H	8.51	30.23	82.36	0.37	0.10
T/PC/94-95	inz	D'	95.715	204.3767	373.04	0.55	0.26
	fin	D'	92.298	204.3767	373.04	0.55	0.25
T/PC/94-97	inz	F'	22.86	112.4	373.04	0.30	0.06
	fin	F'	14.058	112.4	373.04	0.30	0.04
T/PC/95-98	inz	H	8.512	30.23	82.36	0.37	0.10
	fin	H	8.306	30.23	82.36	0.37	0.10
T/PC/96-97	inz	H	23.985	43.388	82.36	0.53	0.29
	fin	H	23.28	43.388	82.36	0.53	0.28
T/PC/97-98	inz	H	41.668	52.906	82.36	0.64	0.51
	fin	H	41.815	52.906	82.36	0.64	0.51

Si riscontra quindi che le travi 96-97 e 97-98 del piano primo non rispettano le prescrizioni sui ρ_i , per quanto riguarda la verifica dei meccanismi fragili, nello specifico per taglio, pertanto il modello lineare per l'analisi con spettro elastico non può essere accettato. Per tale ragione si omette quindi la verifica dei ρ_i degli altri meccanismi fragili (taglio nei nodi).

Analogamente si procede per l'accettazione del modello nell'analisi in direzione U2 i cui risultati sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 6.25: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U2, per meccanismi duttili al piano rialzato

U₂ – PILASTRI PIANO PR – MECCANISMI DUTILI (FLESSIONE)

PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	ρ
PR90	b	0.5	0.3	149.0	71.6	2.1
	t	0.5	0.3	128.3	71.6	1.8
PR91	b	0.5	0.3	156.8	88.7	1.8
	t	0.5	0.3	132.2	88.7	1.5
PR92	b	0.5	0.3	182.7	79.6	2.3
	t	0.5	0.3	157.2	79.6	2.0
PR93	b	0.5	0.3	172.2	79.6	2.2
	t	0.5	0.3	166.3	79.6	2.1
PR94	b	0.5	0.3	183.8	100.1	1.8
	t	0.5	0.3	176.7	100.1	1.8
PR95	b	0.5	0.3	211.6	91.2	2.3
	t	0.5	0.3	204.3	91.2	2.2
PR96	b	0.5	0.3	148.8	75.9	2.0
	t	0.5	0.3	127.6	75.9	1.7
PR97	b	0.5	0.3	156.6	97.2	1.6
	t	0.5	0.3	131.5	97.2	1.4
PR98	b	0.5	0.3	182.7	87.0	2.1
	t	0.5	0.3	156.5	87.0	1.8

Tabella 6.26: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U2, per meccanismi duttili al piano primo

U ₂ – PILASTRI PIANO P1– MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)						
PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	ρ
P190	b	0.4	0.3	106.8	64.7	1.6
	t	0.4	0.3	110.2	64.7	1.7
P191	b	0.4	0.3	111.3	77.0	1.4
	t	0.4	0.3	115.5	77.0	1.5
P192	b	0.4	0.3	137.2	70.4	1.9
	t	0.4	0.3	141.3	70.4	2.0
P193	b	0.4	0.3	144.5	69.8	2.1
	t	0.4	0.3	145.1	69.8	2.1
P194	b	0.4	0.3	155.8	85.6	1.8
	t	0.4	0.3	157.0	85.6	1.8
P195	b	0.4	0.3	184.7	78.0	2.4
	t	0.4	0.3	185.4	78.0	2.4
P196	b	0.4	0.3	103.6	67.8	1.5
	t	0.4	0.3	105.3	67.8	1.6
P197	b	0.4	0.3	109.0	82.5	1.3
	t	0.4	0.3	111.9	82.5	1.4
P19	b	0.4	0.3	133.5	75.0	1.8
	t	0.4	0.3	135.4	75.0	1.8

Tabella 6.27: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U2, per meccanismi duttili al piano secondo

U₂ – PILASTRI PIANO P2 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)						
PILASTRO	sez.	B [m]	H [m]	M [kNm]	Mu [kNm]	ρ
P290	b	0.35	0.3	72.4	59.8	1.2
	t	0.35	0.3	80.5	59.8	1.3
P291	b	0.35	0.3	77.0	66.6	1.2
	t	0.35	0.3	86.5	66.6	1.3
P292	b	0.35	0.3	92.6	62.9	1.5
	t	0.35	0.3	102.7	62.9	1.6
P293	b	0.35	0.3	85.3	62.2	1.4
	t	0.35	0.3	87.3	62.2	1.4
P294	b	0.35	0.3	92.8	71.2	1.3
	t	0.35	0.3	94.9	71.2	1.3
P295	b	0.35	0.3	109.0	66.7	1.6
	t	0.35	0.3	111.4	66.7	1.7
P296	b	0.35	0.3	92.6	61.5	1.5
	t	0.35	0.3	97.5	61.5	1.6
P297	b	0.35	0.3	88.5	66.7	1.3
	t	0.35	0.3	86.9	66.7	1.3
P298	b	0.35	0.3	117.5	64.4	1.8
	t	0.35	0.3	123.9	64.4	1.9

Tabella 6.28: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U_2 , per meccanismi duttili al piano rialzato

U ₂ – TRAVI PIANO PR - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVERE	sez.	PIL	Tipo	Mmax (-) [kNm]	Mmax (+) [kNm]	Mu (-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/PR/90-91	inz	91	C	-99.1579	67.7	203.3	168.8	0.5
	fin	90	C	-107.911	91.2	203.3	168.8	0.5
T/PR/90-93	inz	93	S	-173.411	164.0	175.4	228.5	0.8
	fin	90	S	-265.063	259.2	175.4	228.5	1.2
T/PR/91-92	inz	92	D	-100.605	41.8	322.0	168.8	0.3
	fin	91	D	-95.0758	17.5	322.0	168.8	0.3
T/PR/91-94	inz	94	F	-177.511	178.0	129.5	97.6	1.4
	fin	91	F	-270.835	262.9	129.5	97.6	2.1
T/PR/92-95	inz	95	S	-213.657	206.5	175.4	228.5	0.9
	fin	92	S	-328.289	321.5	175.4	228.5	1.4
T/PR/93-94	inz	94	C	-109.59	52.5	203.3	168.8	0.5
	fin	93	C	-108.32	85.1	203.3	168.8	0.5
T/PR/93-96	inz	96	S	-261.627	255.1	175.4	228.5	1.1
	fin	93	S	-167.808	159.0	175.4	228.5	0.7
T/PR/94-95	inz	95	D	-119.311	18.7	322.0	168.8	0.4
	fin	94	D	-119.392	-10.5	322.0	168.8	0.4
T/PR/94-97	inz	97	F	-268.09	262.7	129.5	97.6	2.1
	fin	94	F	-176.674	175.3	129.5	97.6	1.4
T/PR/95-98	inz	98	S	-324.376	316.1	175.4	228.5	1.4
	fin	95	S	-206.523	200.4	175.4	228.5	0.9
T/PR/96-97	inz	97	S'b	-115.967	61.6	247.1	184.0	0.5
	fin	96	S'a	-118.256	93.1	380.1	187.3	0.3
T/PR/97-98	inz	98	S'd	-127.22	25.6	414.5	351.4	0.3
	fin	97	S'c	-125.767	-3.6	379.2	345.1	0.3

Tabella 6.29: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U_2 , per meccanismi duttili al piano primo

U ₂ – TRAVI PIANO P1 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/P1/90-91	inz	91	C	-84.435	43.5	203.3	168.8	0.4
	fin	90	C	-91.9845	77.1	203.3	168.8	0.5
T/P1/90-93	inz	93	S	-129.396	125.0	175.4	228.5	0.6
	fin	90	S	-203.89	197.7	175.4	228.5	0.9
T/P1/91-92	inz	92	D	-91.0711	42.6	322.0	168.8	0.3
	fin	91	D	-88.8518	10.7	322.0	168.8	0.3
T/P1/91-94	inz	94	F	-131.375	137.5	129.5	97.6	1.1
	fin	91	F	-211.525	202.2	129.5	97.6	1.6
T/P1/92-95	inz	95	S	-161.279	161.5	175.4	228.5	0.7
	fin	92	S	-258.732	249.9	175.4	228.5	1.1
T/P1/93-94	inz	94	C	-97.7115	25.5	203.3	168.8	0.5
	fin	93	C	-91.6446	71.1	203.3	168.8	0.5
T/P1/93-96	inz	96	S	-215.469	207.3	175.4	228.5	0.9
	fin	93	S	-125.018	121.2	175.4	228.5	0.5
T/P1/94-95	inz	95	D	-107.096	21.2	322.0	168.8	0.3
	fin	94	D	-113.429	-18.0	322.0	168.8	0.4
T/P1/94-97	inz	97	F	-218.133	212.8	129.5	97.6	1.7
	fin	94	F	-134.433	137.9	129.5	97.6	1.1
T/P1/95-98	inz	98	S	-273.073	264.0	175.4	228.5	1.2
	fin	95	S	-157.058	156.8	175.4	228.5	0.7
T/P1/96-97	inz	97	S'b	-101.145	32.5	247.1	184.0	0.4
	fin	96	S'a	-100.778	74.3	380.1	187.3	0.3
T/P1/97-98	inz	98	S'd	-118.356	24.7	414.5	351.4	0.3
	fin	97	S'c	-123.259	-12.5	379.2	345.1	0.3

Tabella 6.30: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U_2 , per meccanismi duttili al piano secondo

U ₂ – TRAVI PIANO P2 - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/P2/90-93	inz	93	A	0.1566	13.2	126.9	126.9	0.1
	fin	90	A	-21.3186	-3.7	126.9	126.9	0.2
T/P2/92-95	inz	95	A	2.7564	20.1	126.9	126.9	0.2
	fin	92	A	-29.4778	-4.9	126.9	126.9	0.2
T/P2/93-96	inz	96	A	-84.0465	71.5	126.9	126.9	0.7
	fin	93	A	-22.453	29.2	126.9	126.9	0.2
T/P2/95-98	inz	98	A	-103.527	91.3	126.9	126.9	0.8
	fin	95	A	-29.5454	37.9	126.9	126.9	0.3
T/P2/96-97	inz	97	A	-12.0692	27.1	126.9	126.9	0.2
	fin	96	A	-43.6463	6.8	126.9	126.9	0.3
T/P2/97-98	inz	98	A	-54.6977	0.0	126.9	126.9	0.4
	fin	97	A	-40.7341	10.7	126.9	126.9	0.3

Tabella 6.31: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U_2 , per meccanismi duttili al piano di copertura

U ₂ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/PC/90-91	inz	91	C	-22.4908	28.8	278.2	230.8	0.1
	fin	90	C	-58.4831	-9.0	278.2	230.8	0.2
T/PC/90-93	inz	93	S	-4.8167	-1.7	33.9	33.9	0.1
	fin	90	S	-5.992	-2.8	33.9	33.9	0.2
T/PC/91-92	inz	92	D	-58.8532	-46.4	443.4	230.8	0.1
	fin	91	D	-48.7164	-34.8	443.4	230.8	0.1
T/PC/91-94	inz	94	F	-9.4567	59.0	177.0	133.2	0.3
	fin	91	F	-71.3407	14.5	177.0	133.2	0.4

U ₂ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI DUTTILI (FLESSIONE)								
TRAVE	sez.	PIL	Tipo	Mmax(-) [kNm]	Mmax(+) [kNm]	Mu(-) [kNm]	Mu(+) [kNm]	ρ
T/PC/92-95	inz	95	S	-4.7085	-1.2	33.9	33.9	0.1
	fin	92	S	-6.533	-2.9	33.9	33.9	0.2
T/PC/93-94	inz	94	C	-29.7002	19.6	278.2	230.8	0.1
	fin	93	C	-71.6805	-23.4	278.2	230.8	0.3
T/PC/93-96	inz	96	S	-7.0552	-0.7	33.9	33.9	0.2
	fin	93	S	-6.4605	-0.8	33.9	33.9	0.2
T/PC/94-95	inz	95	D	-89.4455	-80.1	443.4	230.8	0.2
	fin	94	D	-79.1985	-69.9	443.4	230.8	0.2
T/PC/94-97	inz	97	F	-34.4468	29.2	177.0	133.2	0.2
	fin	94	F	-26.4618	47.6	177.0	133.2	0.3
T/PC/95-98	inz	98	S	-7.623	-0.2	33.9	33.9	0.2
	fin	95	S	-6.9216	-0.3	33.9	33.9	0.2
T/PC/96-97	inz	97	S'b	-12.6728	-9.7	33.9	33.9	0.4
	fin	96	S'a	-11.6709	-8.6	33.9	33.9	0.3
T/PC/97-98	inz	98	S'd	-41.0727	-40.6	33.9	33.9	1.2
	fin	97	S'c	-41.5014	-41.0	33.9	33.9	1.2

 Tabella 6.32: Valori calcolati dei ρ per pilastri nella direzione I U₂, per meccanismi fragili al piano rialzato

U ₂ – PILASTRI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
PR90	0.5	0.3	90.913	46.95082	125.96	0.37	0.72
PR91	0.5	0.3	94.741	58.15082	125.96	0.46	0.75
PR92	0.5	0.3	111.444	52.19016	125.96	0.41	0.88

U ₂ – PILASTRI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
PR93	0.5	0.3	110.971	52.19672	125.96	0.41	0.88
PR94	0.5	0.3	118.196	65.63934	125.96	0.52	0.94
PR95	0.5	0.3	136.361	59.77049	125.96	0.47	1.08
PR96	0.5	0.3	90.62	49.79016	125.96	0.40	0.72
PR97	0.5	0.3	94.453	63.76393	125.96	0.51	0.75
PR98	0.5	0.3	111.217	57.02951	125.96	0.45	0.88

Tabella 6.33: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione U₂, per meccanismi fragili al piano primo

U ₂ – PILASTRI PIANO P1 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
P190	0.4	0.3	72.314	43.14667	125.96	0.34	0.57
P191	0.4	0.3	75.57	51.32667	125.96	0.41	0.60
P192	0.4	0.3	92.814	46.92	125.96	0.37	0.74
P193	0.4	0.3	96.526	46.53333	125.96	0.37	0.77
P194	0.4	0.3	104.274	57.08667	125.96	0.45	0.83
P195	0.4	0.3	123.372	51.96667	125.96	0.41	0.98
P196	0.4	0.3	69.597	45.19333	125.96	0.36	0.55
P197	0.4	0.3	73.625	54.96667	125.96	0.44	0.58
P198	0.4	0.3	89.607	49.98	125.96	0.40	0.71

Tabella 6.34: Valori calcolati dei ρ_i per pilastri nella direzione1 U2, per meccanismi fragili al piano secondo

U ₂ – PILASTRI PIANO P2 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
PILASTRO	B [m]	H [m]	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
P290	0.35	0.3	42.446	39.85333	125.96	0.32	0.34
P291	0.35	0.3	45.423	44.42	125.96	0.35	0.36
P292	0.35	0.3	54.214	41.96	125.96	0.33	0.43
P293	0.35	0.3	47.928	41.44667	125.96	0.33	0.38
P294	0.35	0.3	52.148	47.45333	125.96	0.38	0.41
P295	0.35	0.3	61.204	44.44667	125.96	0.35	0.49
P296	0.35	0.3	63.361	41.00667	125.96	0.33	0.50
P297	0.35	0.3	58.443	44.46667	125.96	0.35	0.46
P298	0.35	0.3	80.466	42.91333	125.96	0.34	0.64

Tabella 6.35: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione1 U2, per meccanismi fragili al piano rialzato

U ₂ – TRAVI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PR/90-91	inz	C	86.644	150.4259	276.14	0.54	0.31
	fin	C	81.474	150.4259	276.14	0.54	0.30
T/PR/90-93	inz	S	156.109	146.1871	189.89	0.77	0.82
	fin	S	154.936	146.1871	189.89	0.77	0.82
T/PR/91-92	inz	D	60.959	124.6719	276.14	0.45	0.22
	fin	D	64.173	124.6719	276.14	0.45	0.23
T/PR/91-94	inz	F	153.548	82.43667	276.14	0.30	0.56
	fin	F	156.35	82.43667	276.14	0.30	0.57
T/PR/92-95	inz	S	190.304	146.1871	189.89	0.77	1.00
	fin	S	190.167	146.1871	189.89	0.77	1.00

U ₂ – TRAVI PIANO PR - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVERE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PR/93-94	inz	C	101.632	163.8779	276.14	0.59	0.37
	fin	C	89.743	163.8779	276.14	0.59	0.32
T/PR/93-96	inz	S	152.11	146.1871	189.89	0.77	0.80
	fin	S	152.877	146.1871	189.89	0.77	0.81
T/PR/94-95	inz	D	86.98	152.2839	276.14	0.55	0.31
	fin	D	91.988	152.2839	276.14	0.55	0.33
T/PR/94-97	inz	F	154.547	82.43667	276.14	0.30	0.56
	fin	F	153.215	82.43667	276.14	0.30	0.55
T/PR/95-98	inz	S	186.824	146.1871	189.89	0.77	0.98
	fin	S	186.127	146.1871	189.89	0.77	0.98
T/PR/96-97	inz	S'b	106.615	184.4586	189.89	0.97	0.56
	fin	S'a	96.377	229.9674	189.89	1.21	0.51
T/PR/97-98	inz	S'd	89.423	195.6075	189.89	1.03	0.47
	fin	S'c	94.166	190.6502	189.89	1.00	0.50

Tabella 6.36: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U₂, per meccanismi fragili al piano primo

U ₂ – TRAVI PIANO P1 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVERE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/P1/90-91	inz	C	75.311	146.6971	276.14	0.53	0.27
	fin	C	66.471	146.6971	276.14	0.53	0.24
T/P1/90-93	inz	S	120.931	146.1871	189.89	0.77	0.64
	fin	S	121.525	146.1871	189.89	0.77	0.64
T/P1/91-92	inz	D	58.579	123.9589	276.14	0.45	0.21
	fin	D	63.554	123.9589	276.14	0.45	0.23

U ₂ – TRAVI PIANO P1 - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/P1/91-94	inz	F	117.948	82.43667	276.14	0.30	0.43
	fin	F	123.074	82.43667	276.14	0.30	0.45
T/P1/92-95	inz	S	148.977	146.1871	189.89	0.77	0.78
	fin	S	151.976	146.1871	189.89	0.77	0.80
T/P1/93-94	inz	C	91.725	160.6211	276.14	0.58	0.33
	fin	C	74.182	160.6211	276.14	0.58	0.27
T/P1/93-96	inz	S	124.111	146.1871	189.89	0.77	0.65
	fin	S	122.66	146.1871	189.89	0.77	0.65
T/P1/94-95	inz	D	84.523	152.0429	276.14	0.55	0.31
	fin	D	92.189	152.0429	276.14	0.55	0.33
T/P1/94-97	inz	F	125.417	82.43667	276.14	0.30	0.45
	fin	F	122.483	82.43667	276.14	0.30	0.44
T/P1/95-98	inz	S	155.173	146.1871	189.89	0.77	0.82
	fin	S	152.252	146.1871	189.89	0.77	0.80
T/P1/96-97	inz	S'b	95.287	180.4159	189.89	0.95	0.50
	fin	S'a	81.009	224.382	189.89	1.18	0.43
T/P1/97-98	inz	S'd	90.032	194.5493	189.89	1.02	0.47
	fin	S'c	97.117	189.6754	189.89	1.00	0.51

Tabella 6.37: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U2, per meccanismi fragili al piano secondo

U ₂ – TRAVI PIANO P2 – MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/P2/90-93	inz	A	5.391	91.35	276.14	0.33	0.02
	fin	A	18.216	91.35	276.14	0.33	0.07
T/P2/92-95	inz	A	9.759	91.35	276.14	0.33	0.04
	fin	A	23.259	91.35	276.14	0.33	0.08
T/P2/93-96	inz	A	44.365	91.35	276.14	0.33	0.16
	fin	A	37.939	91.35	276.14	0.33	0.14
T/P2/95-98	inz	A	53.845	91.35	276.14	0.33	0.19
	fin	A	46.985	91.35	276.14	0.33	0.17
T/P2/96-97	inz	A	18.344	96.69	276.14	0.35	0.07
	fin	A	35.632	96.69	276.14	0.35	0.13
T/P2/97-98	inz	A	35.067	66.48	276.14	0.24	0.13
	fin	A	30.97	66.48	276.14	0.24	0.11

Tabella 6.38: Valori calcolati dei ρ_i per travi nella direzione U2, per meccanismi fragili al piano di copertura

U ₂ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PC/90-91	inz	C	31.971	197.1497	373.04	0.53	0.09
	fin	C	56.585	197.1497	373.04	0.53	0.15
T/PC/90-93	inz	S	8.334	30.23	82.36	0.37	0.10
	fin	S	9.071	30.23	82.36	0.37	0.11

U ₂ – TRAVI PIANO PC - MECCANISMI FRAGILI (TAGLIO)							
TRAVE	sez. [cm]	Tipo	Ved [kN]	Vflex [kN]	VRcd [kN]	Vflex/VRcd	Ved/VRcd
T/PC/91-92	inz	D	58.928	167.3327	373.04	0.45	0.16
	fin	D	55.296	167.3327	373.04	0.45	0.15
T/PC/91-94	inz	F	34.444	112.4	373.04	0.30	0.09
	fin	F	52.444	112.4	373.04	0.30	0.14
T/PC/92-95	inz	S	8.268	30.23	82.36	0.37	0.10
	fin	S	9.424	30.23	82.36	0.37	0.11
T/PC/93-94	inz	C	48.117	215.6717	373.04	0.58	0.13
	fin	C	76.419	215.6717	373.04	0.58	0.20
T/PC/93-96	inz	S	9.749	30.23	82.36	0.37	0.12
	fin	S	9.56	30.23	82.36	0.37	0.12
T/PC/94-95	inz	D	95.192	204.3767	373.04	0.55	0.26
	fin	D	91.775	204.3767	373.04	0.55	0.25
T/PC/94-97	inz	F	36.298	112.4	373.04	0.30	0.10
	fin	F	27.497	112.4	373.04	0.30	0.07
T/PC/95-98	inz	S	10.095	30.23	82.36	0.37	0.12
	fin	S	9.889	30.23	82.36	0.37	0.12
T/PC/96-97	inz	S'b	22.167	43.388	82.36	0.53	0.27
	fin	S'a	21.462	43.388	82.36	0.53	0.26
T/PC/97-98	inz	S'd	41.62	52.906	82.36	0.64	0.51
	fin	S'c	41.767	52.906	82.36	0.64	0.51

Anche nel caso della direzione di analisi U₂ si riscontra che le travi 92-95 del piano rialzato, 96-97 e 97-98 dei piani rialzato e primo non rispettano le prescrizioni sui ρ_i per quanto riguarda la verifica dei meccanismi fragili, nello specifico per taglio, pertanto il modello lineare per l'analisi con spettro elastico non può essere accettato. Per tale ragione si omette quindi la verifica dei ρ_i degli altri meccanismi fragili (taglio nei nodi).

In base quindi alle valutazioni sopra riportate, non risultando verificata la prescrizione di accettazione del modello, si dovrà procedere ad effettuare un'analisi lineare con fattore di struttura q .

6.5.2 Analisi lineare con fattore di struttura q

Si procede dunque ad effettuare la verifica della struttura con analisi lineare con fattore di struttura. Le verifiche andranno differenziate a seconda di meccanismi duttili e fragili come spiegato al §6.5.

6.5.2.1 Verifica meccanismi duttili ($q=3$)

Per la verifica dei meccanismi duttili si è assunto un valore del fattore di struttura pari a 3 (che rientra nel range 1.5-3.0 previsto dalle norme), in quanto se la struttura non risultasse verificata con l'assunzione di tale valore, a maggior ragione non lo sarebbe con un fattore di struttura più basso.

I risultati vengono riportati in modo grafico sintetico, in entrambe le direzioni U1 e U2 per travi e pilastri. La verifica a pressoflessione dei pilastri viene effettuata inserendo le coppie sollecitanti M-N nei rispettivi domini di resistenza, per momento M2 (che ruota intorno all'asse maggiore della sezione) ed M3 (che ruota intorno all'asse minore della sezione). Ad ogni piano è stato definito un unico dominio di resistenza, poiché i pilastri presentano medesima sezione ed armatura ai singoli piani. In rosso vengono evidenziati i punti che cadono al di fuori del dominio di resistenza e che quindi non risultano verificati.

Le travi vengono verificate a flessione; la retta nera (bisettrice del grafico) evidenzia il limite di resistenza, al di sopra del quale risulta che il momento sollecitante M_{Ed} è maggiore di quello resistente M_{Rd} e quindi la sezione non è verificata. In tal caso l'elemento viene anche in questo caso evidenziato in rosso.

DIREZIONE U1

Verifica pilastri a pressoflessione

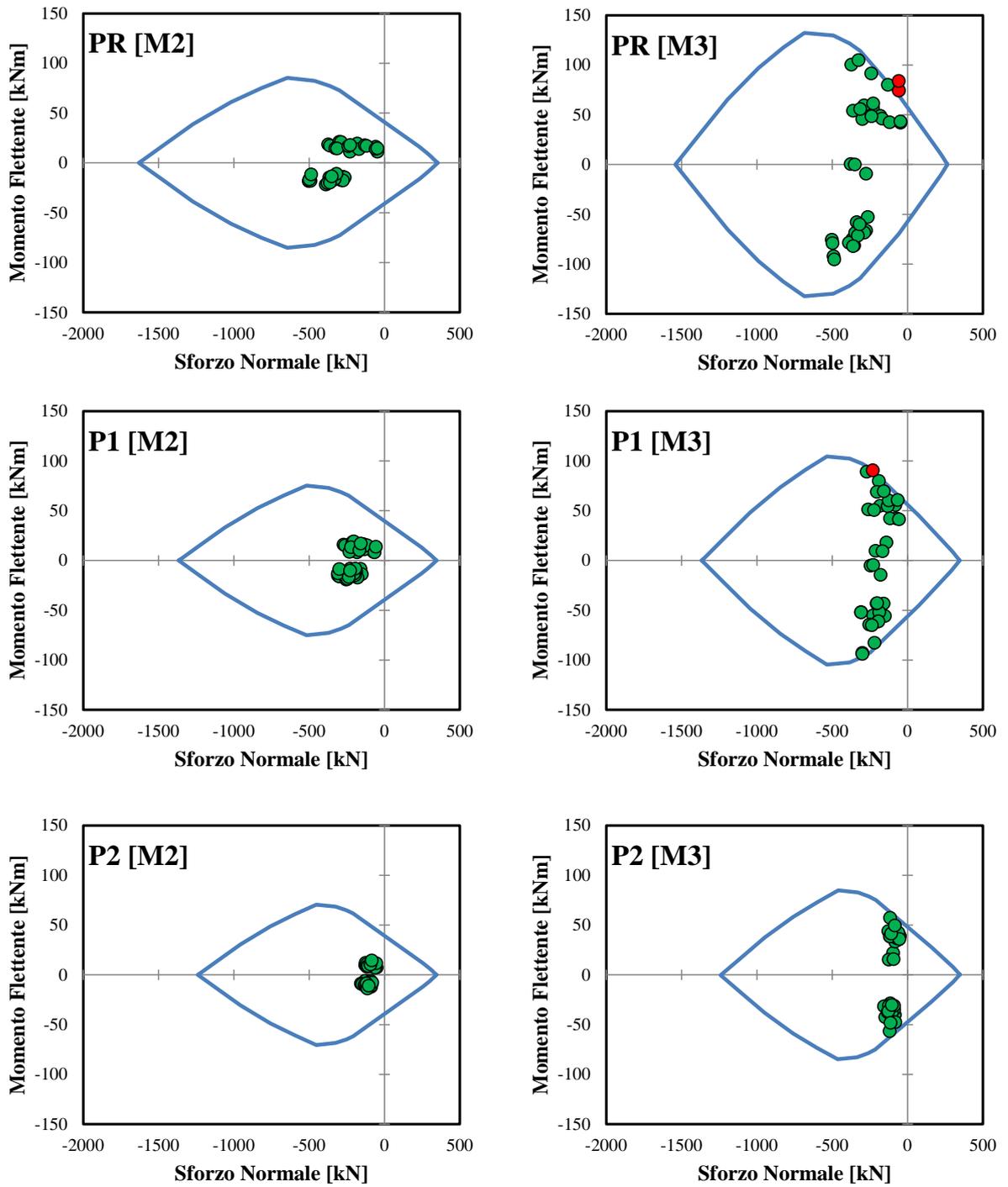


Figura 6.11: Grafico sintetico della verifica a pressoflessione dei pilastri, direzione U1

Verifica travi a flessione

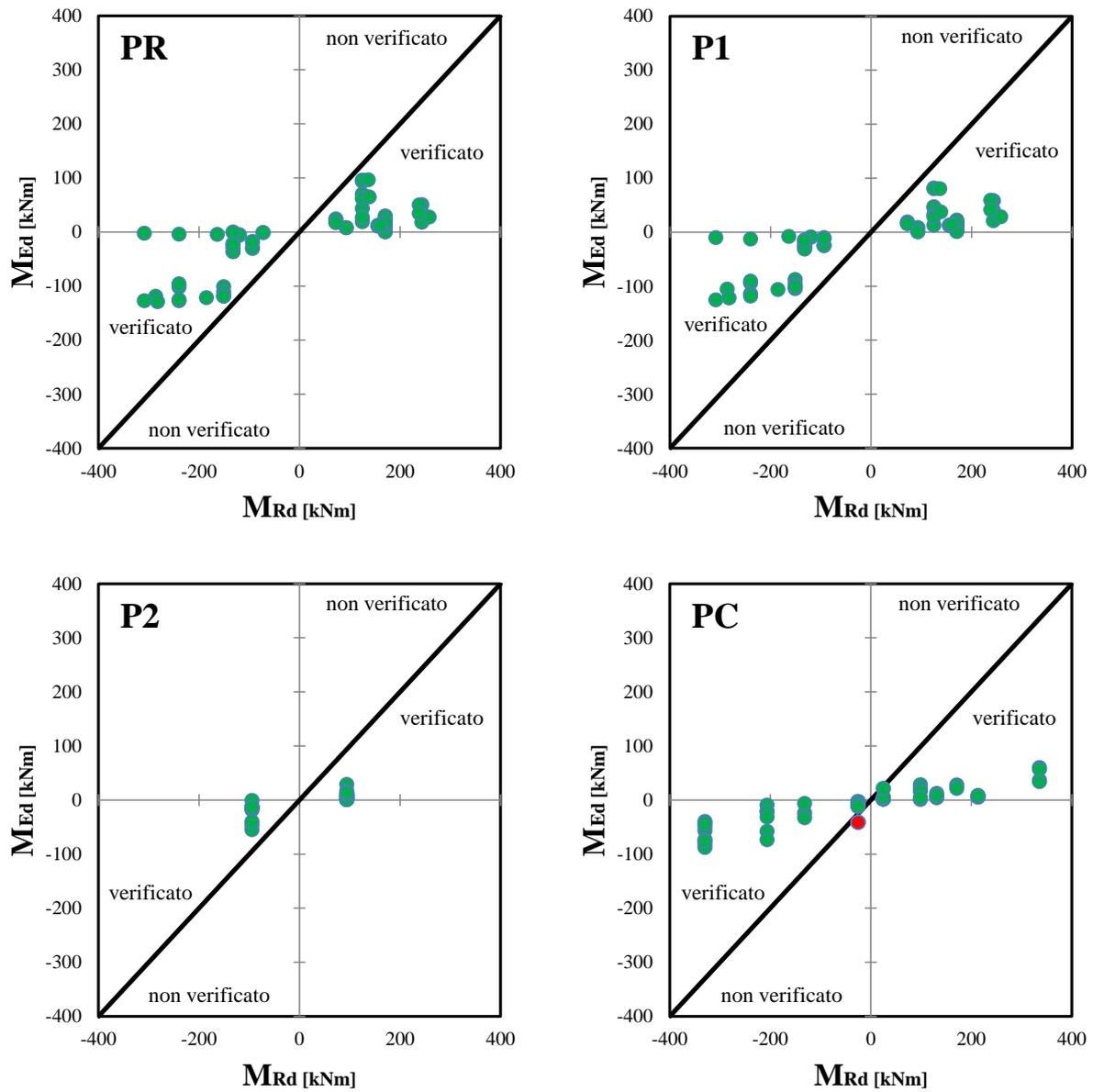


Figura 6.12: Grafico sintetico della verifica a flessione delle travi, in direzione U1

DIREZIONE U2

Verifica pilastri a pressoflessione

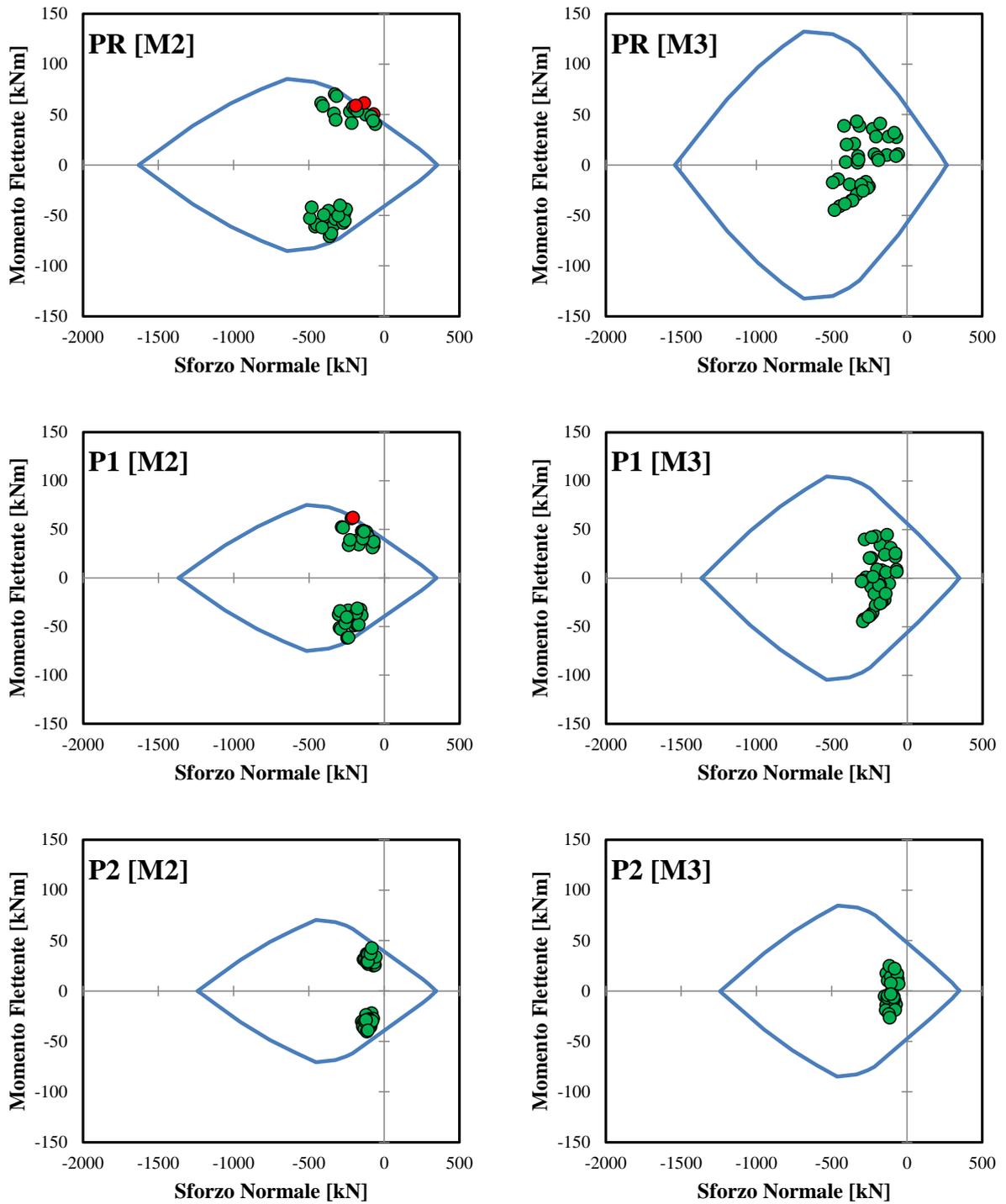


Figura 6.13: Grafico sintetico della verifica a pressoflessione dei pilastri, direzione U2

Verifica travi a flessione

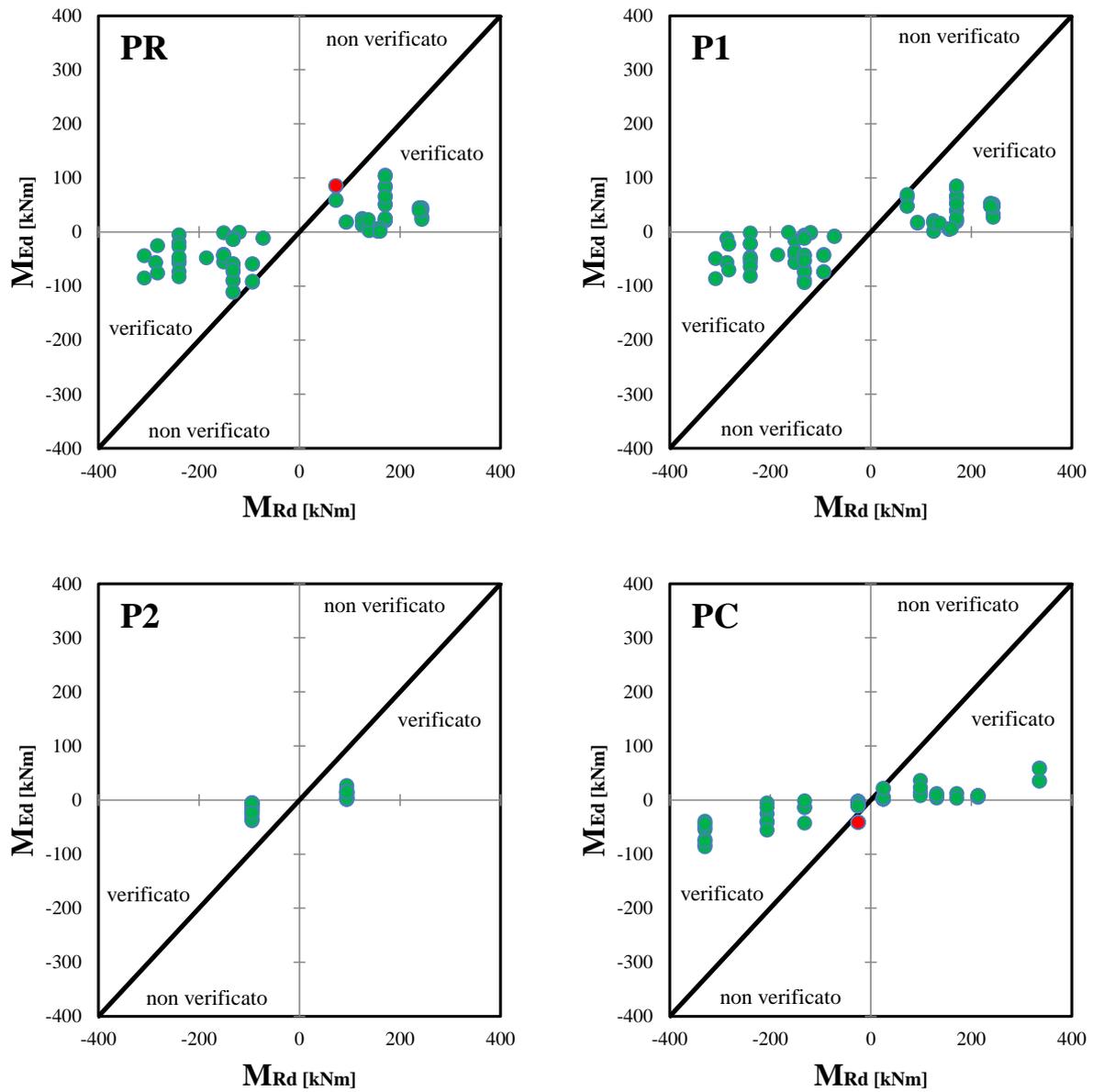


Figura 6.14: Grafico sintetico della verifica a flessione delle travi, in direzione U2

6.5.2.2 Verifica meccanismi fragili – Taglio ($q=1.5$)

La verifica dei meccanismi fragili coinvolge la verifica a taglio di travi e pilastri e la verifica dei nodi. In questo caso viene adottato il fattore di struttura $q=1.5$. I risultati vengono riportati in modo grafico sintetico, in entrambe le direzioni U1 e U2 per travi e pilastri.

La verifica a taglio dei pilastri viene effettuata confrontando il taglio di calcolo nelle due direzioni V2 e V3, con le rispettive resistenze, rappresentate dal dominio di resistenza Taglio-Sforzo assiale. Il dominio viene definito in considerazione che la resistenza a taglio dell'elemento, nello specifico quella del calcestruzzo V_{Rcd} , dipende dal livello di sforzo assiale presente nell'elemento; si riduce quindi a 0 per elementi soggetti ad uno sforzo assiale pari alla forza di schiacciamento. In rosso vengono evidenziati i punti che cadono al di fuori del dominio di resistenza e che quindi non risultano verificati.

La verifica a taglio delle travi viene effettuata confrontando il taglio di calcolo V_{Ed} con quello resistente. La retta nera (bisettrice del grafico) evidenzia il limite di resistenza, al di sopra del quale risulta che il taglio sollecitante V_{Ed} è maggiore di quello resistente V_{Rd} e quindi la sezione non è verificata. In tal caso l'elemento viene anche in questo caso evidenziato in rosso.

DIREZIONE U1

Verifica pilastri a taglio

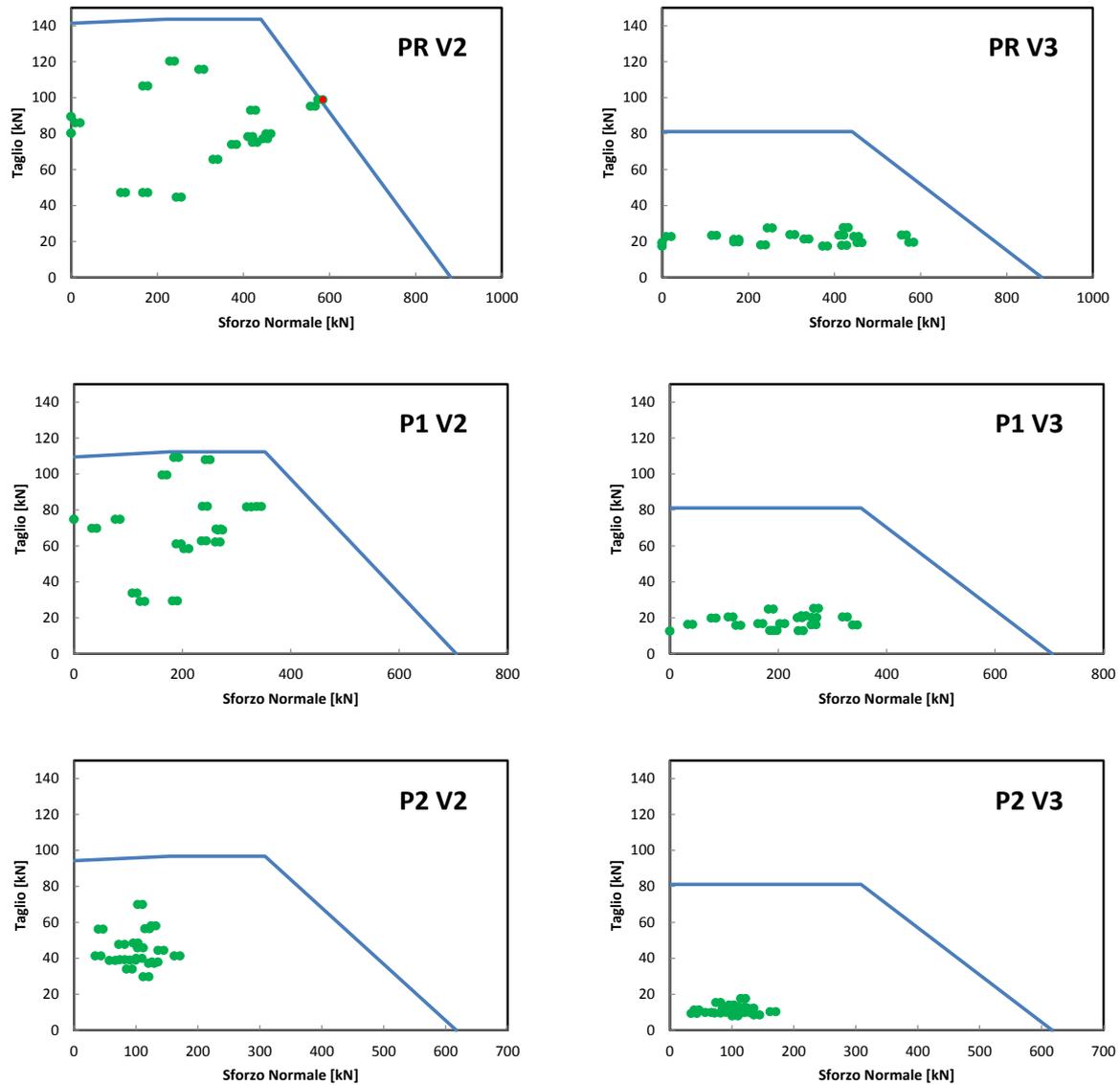


Figura 6.1b: Grafico sintetico della verifica a taglio dei pilastri in direzione U1

Verifica travi a taglio

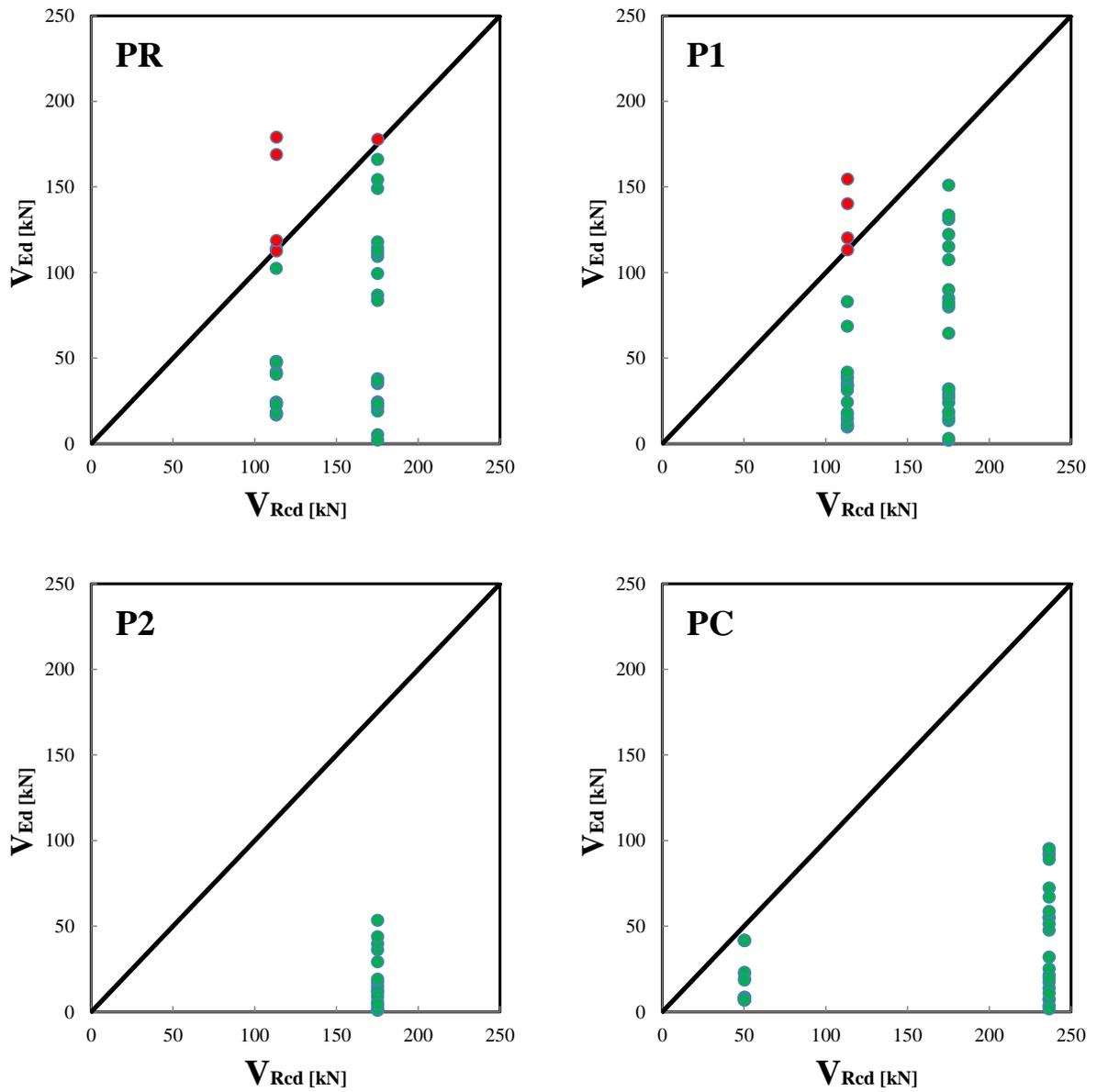


Figura 6.16: Grafico sintetico della verifica a taglio delle travi in direzione U1

DIREZIONE U2

Verifica pilastri a taglio

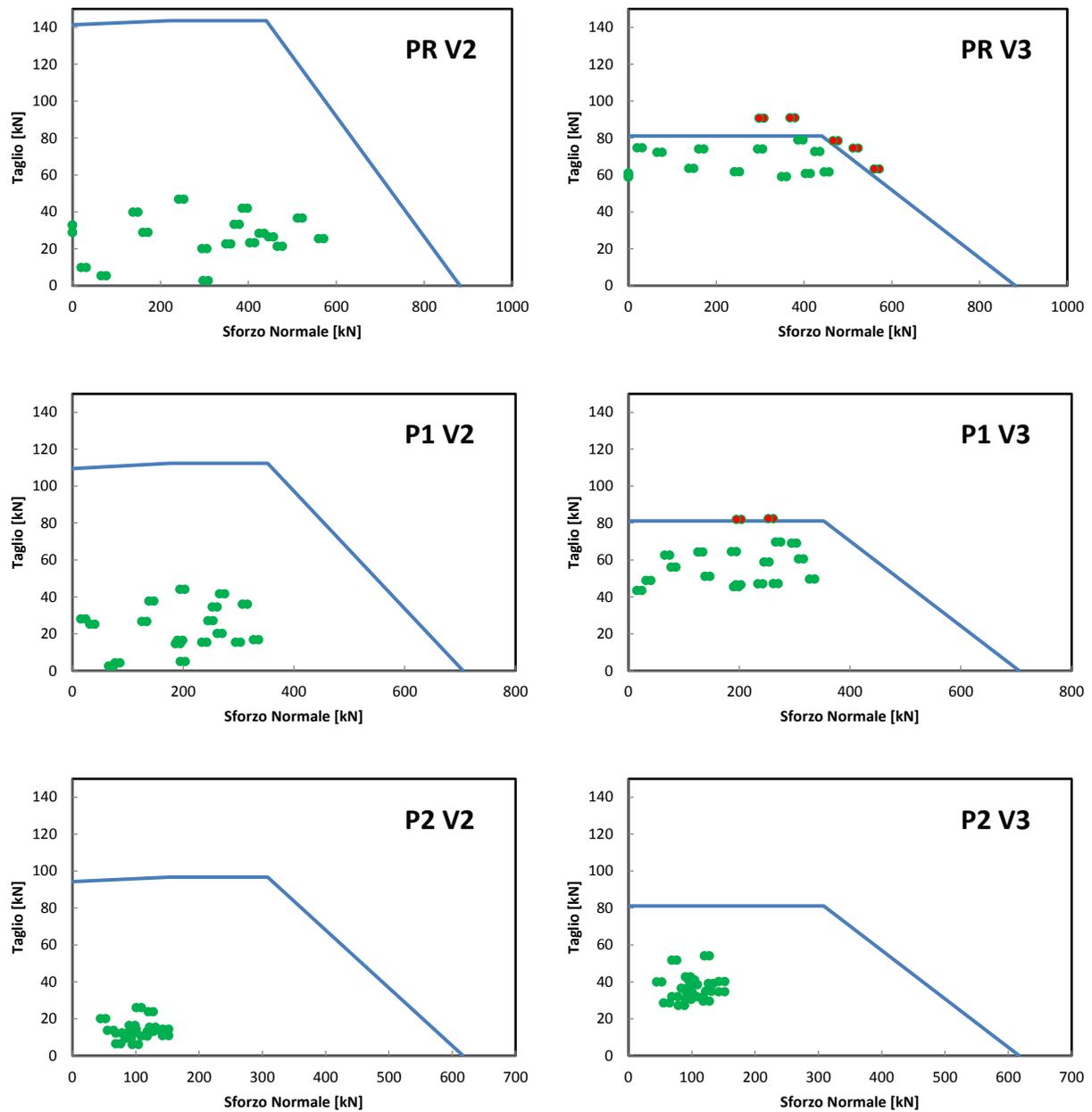


Figura 6.17: Grafico sintetico della verifica a taglio dei pilastri in direzione U2.

Verifica travi a taglio

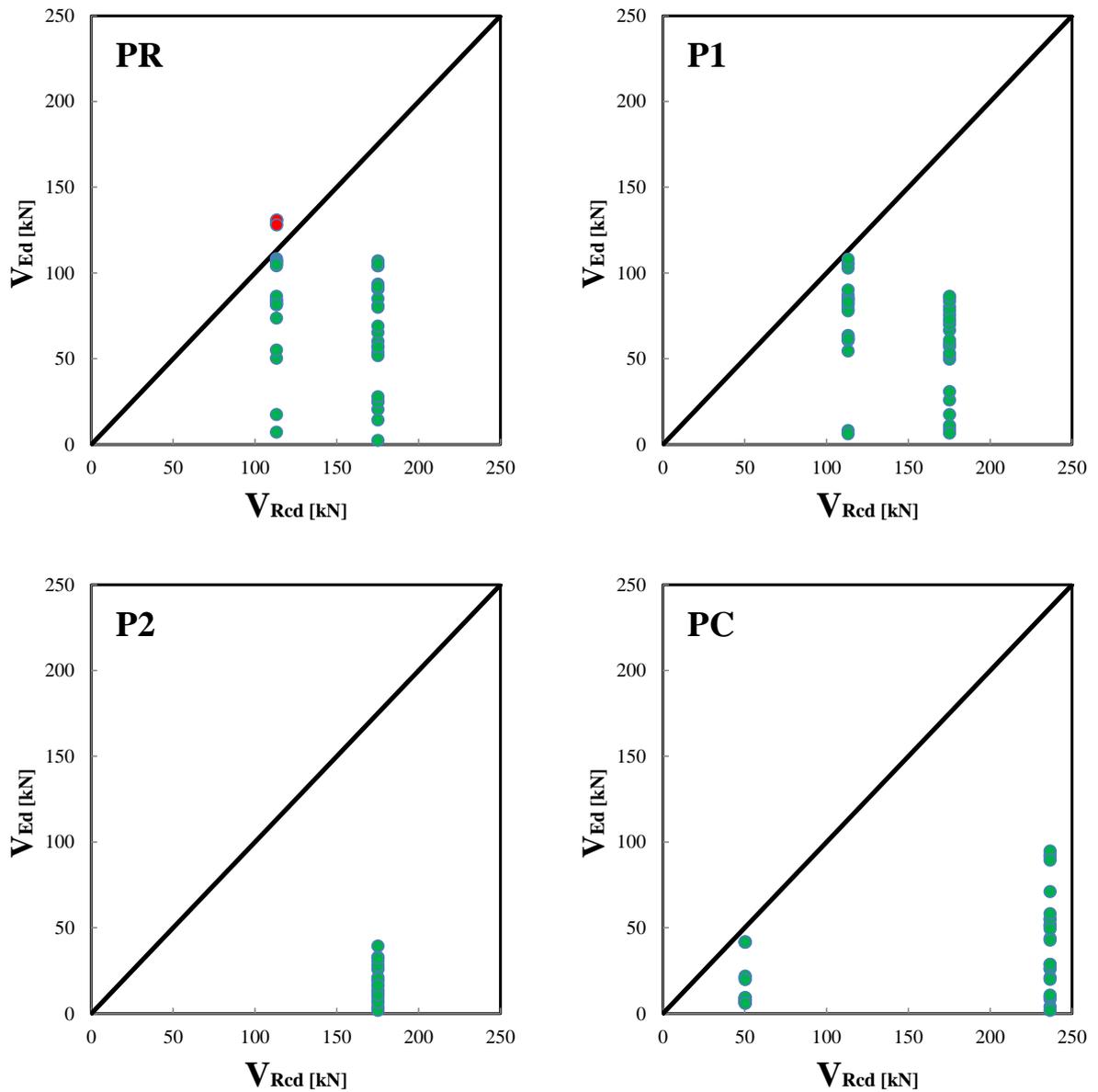


Figura 6.18: Grafico sintetico della verifica a taglio delle travi in direzione U2.

6.5.2.3 Verifica meccanismi fragili – Nodi ($q=1.5$)

La verifica dei nodi viene effettuata considerando il meccanismo che prevede la formazione di un puntone teso e uno compresso all'interno del nodo stesso. Si procede quindi

a verificare che le tensioni di trazione e compressione diagonale siano inferiori ai limiti previsti al §C.8.7.2.5. Si adottano quindi le seguenti espressioni:

- Per la resistenza a trazione del nodo:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \sigma_{\text{lim},t} \quad [\text{Eq. 6.19}]$$

Per la resistenza a compressione del nodo:

$$\sigma_{nc} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,5 \cdot f_{cd} = \sigma_{\text{lim},c} \quad [\text{Eq. 6.20}]$$

Con riferimento alla Figura 6.19 si individuano le grandezze da inserire nelle relazioni precedenti:

- $N=N_c, \text{sup}$ è lo sforzo assiale presente nel pilastro superiore al nodo;
- A_g è la sezione orizzontale del nodo;
- $V_n=V^*-V_{c,\text{sup}}$ è il taglio agente sul nodo, comprensivo del taglio proveniente dal pilastro superiore ($V_{c,\text{sup}}$) e del taglio associato al momento flettente nelle due travi convergenti nel nodo, per la direzione di verifica considerata (V^*). Tale taglio è pari a:

$$V^* = \min \left\{ \begin{array}{l} (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \\ \frac{|M_1| + |M_2|}{0,9 \cdot h} \end{array} \right. \quad [\text{Eq. 6.21}]$$

a seconda che l'armatura tesa a flessione sia snervata oppure no. Nel caso in esame le tensioni limite a trazione e compressione sono risultate pari a:

$$\sigma_{\text{lim},t} = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}^*}{\gamma_m \cdot FC}} = 0,78 \text{ MPa} \quad [\text{Eq. 6.22}]$$

$$\sigma_{lim,c} = 0,5 \cdot \frac{f_{cm}^*}{\gamma_m \cdot FC} = 3,41 \text{ MPa} \quad [\text{Eq. 6.23}]$$

Con f_{cm}^* si è indicata la resistenza a compressione media rilevata in sito, incrementata del 20% per tenere conto dell'effetto di confinamento fornito al calcestruzzo dalla gabbia di armature presenti all'interno del nodo. Inoltre, qualora il contributo V^* sia associato ai momenti di snervamento delle travi, ovvero sia pari a $(A_{s1} + A_{s2}) f_{yd}$, le aree delle armature sono state ridotte di un 30% per tenere conto del non perfetto ancoraggio di tutti i ferri.

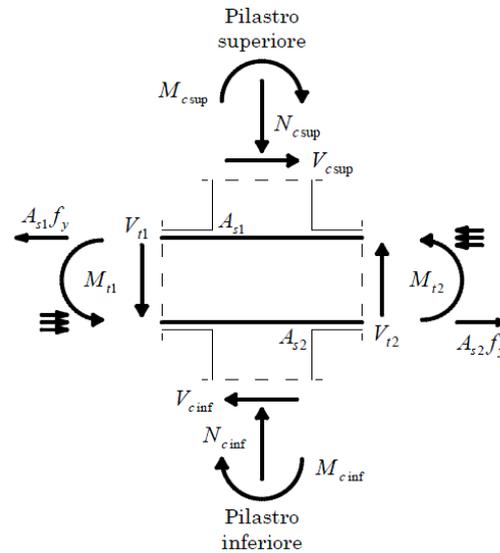


Figura 6.19: Azioni agenti nel nodo per azione sismica agente da sinistra a destra.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche dei nodi in forma tabulare per le due direzioni di analisi (in entrambi i versi dell'azione sismica) e per i piani PR e P1. La verifica dei nodi al P2 è stata omessa vista la particolare configurazione del doppio solaio in copertura che rende difficile l'individuazione delle sezioni dei nodi.

Tabella 6.39: Verifica dei nodi in direzione UI per il piano rialzato

Nodo	Direzione	$N_{c,sup}$ [N]	$V_{c,sup}$ [N]	V^* [N]	V_n [N]	σ_{nt} [MPa]	Domanda /Capacità	σ_{nc} [MPa]	Domanda /Capacità
90	+	197505	69798	168002	98204	0.27	0.34	1.59	0.49
	-	42034	61121	139828	78707	0.40	0.51	0.68	0.21
91	+	245976	99449	412700	313251	1.42	1.79	3.06	0.95
	-	171430	81968	307830	225862	1.04	1.30	2.18	0.67
92	+	116498	33818	139828	106011	0.42	0.52	1.19	0.37
	-	211793	58403	272873	214470	0.89	1.12	2.30	0.71
93	+	244059	74751	168002	93251	0.21	0.26	1.84	0.57
	-	84961	62733	139828	77095	0.30	0.38	0.87	0.27
94	+	327372	107958	412700	304742	1.21	1.52	3.40	1.05
	-	251023	81717	307830	226113	0.89	1.11	2.56	0.79
95	+	190740	29364	139828	110464	0.34	0.42	1.61	0.50
	-	274415	68849	272873	204024	0.72	0.91	2.55	0.79
96	+	269785	74750	244698	169948	0.55	0.69	2.35	0.73
	-	3055	62127	139828	77701	0.51	0.64	0.53	0.16
97	+	346063	109198	524354	415156	1.84	2.32	4.15	1.28
	-	193107	81918	527237	445319	2.39	3.00	3.68	1.14
98	+	130687	29082	205591	176509	0.82	1.03	1.69	0.52
	-	271175	69331	349569	280238	1.17	1.47	2.98	0.92

Tabella 6.40: Verifica dei nodi in direzione U1 per il piano primo (nodo 94 non considerato perché “confinato”)

Nodo	Direzione	N_{SUP} [N]	$V_{c,sup}$ [N]	V^* [N]	V_n [N]	σ_{nt} [MPa]	Domanda /Capacità	σ_{nc} [MPa]	Domanda /Capacità
90	+	109810	41304	168002	1266698	0.69	0.87	1.61	0.50
	-	43474	39920	139828	99908	0.67	0.84	1.03	0.32
91	+	145025	47666	412700	365034	2.50	3.13	3.71	1.15
	-	81772	44436	307830	263394	1.88	2.36	2.56	0.79
92	+	94194	33972	139828	105856	0.57	0.72	1.36	0.42
	-	99753	38974	272873	233899	1.58	1.98	2.41	0.75
93	+	129745	38780	168002	129222	0.66	0.83	1.75	0.54
	-	66535	37121	139828	102707	0.62	0.78	1.18	0.36
95	+	120818	29750	139828	110078	0.54	0.68	1.55	0.48
	-	135456	37962	272873	234911	1.47	1.85	2.60	0.80
96	+	103444	56162	244698	188536	1.20	1.50	2.06	0.64
	-	46955	48437	139828	91391	0.59	0.74	0.98	0.30
97	+	132177	69925	524354	454429	3.28	4.11	4.38	1.35
	-	110683	57973	436783	378810	2.73	3.43	3.65	1.13
98	+	81897	39165	200992	161827	1.05	1.32	1.73	0.54
	-	122117	56409	349569	293160	1.99	2.49	3.00	0.93

Tabella 6.41: Verifica dei nodi in direzione U2 per il piano rialzato

Nodo	Direzione	N_{SUP} [N]	$V_{c,sup}$ [N]	V^* [N]	V_n [N]	σ_{nt} [MPa]	Domanda /Capacità	σ_{nc} [MPa]	Domanda /Capacità
90	+	40627	48801	186263	137462	0.79	0.99	1.06	0.33
	-	198912	45409	159654	114245	0.35	0.44	1.67	0.52
91	+	147096	51067	79827	28760	0.04	0.05	1.02	0.31
	-	270310	47115	106436	59321	0.08	0.10	1.89	0.58
92	+	74500	62532	186263	123731	0.61	0.77	1.11	0.34
	-	253791	58806	159654	100848	0.23	0.29	1.93	0.60
93	+	134283	64208	345917	281709	1.48	1.86	2.38	0.74
	-	194737	64423	345917	281494	1.34	1.68	2.63	0.82
94	+	274872	69662	186263	116601	0.29	0.36	2.12	0.66
	-	303523	69021	186263	117242	0.27	0.33	2.29	0.71
95	+	203684	81926	345917	263991	1.21	1.52	2.57	0.79
	-	261471	82368	345917	263549	1.09	1.37	2.83	0.88
96	+	242673	43464	159654	116190	0.31	0.39	1.93	0.60
	-	24057	47016	186263	139247	0.85	1.07	1.01	0.31

Nodo	Direzione	N_{SUP} [N]	$V_{c,sup}$ [N]	V^* [N]	V_n [N]	σ_t [MPa]	Domanda /Capacità	σ_c [MPa]	Domanda /Capacità
97	+	336144	46535	106436	59901	0.07	0.09	2.31	0.71
	-	203026	49626	79827	30201	0.03	0.04	1.38	0.43
98	+	316089	56096	159654	103558	0.21	0.26	2.31	0.72
	-	85774	60506	186263	125757	0.60	0.75	1.17	0.36

Tabella 6.42: Verifica dei nodi in direzione U2 per il piano primo (nodo 94 non considerato perché “confinato”)

Nodo	Direzione	N_{SUP} [N]	$V_{c,sup}$ [N]	V^* [N]	V_n [N]	σ_t [MPa]	Domanda /Capacità	σ_c [MPa]	Domanda /Capacità
90	+	64951	28538	186263	157725	1.07	1.34	1.61	0.50
	-	88334	27193	159654	132461	0.80	1.00	1.53	0.47
91	+	99152	30463	79827	49364	0.17	0.21	1.00	0.31
	-	127645	29482	106436	76954	0.30	0.38	1.36	0.42
92	+	92957	36535	186263	149728	0.92	1.15	1.69	0.52
	-	100989	34302	159654	125352	0.71	0.89	1.55	0.48
93	+	77976	31985	326027	294042	2.15	2.69	2.80	0.87
	-	118304	31900	324856	292956	2.00	2.51	2.98	0.92
95	+	104184	40957	345917	304960	2.14	2.69	3.01	0.93
	-	152091	40173	345917	305744	1.99	2.50	3.26	1.01
96	+	97928	39973	159654	119681	0.67	0.84	1.49	0.46
	-	52472	42723	186263	143540	1.00	1.25	1.43	0.44
97	+	133988	38478	106436	67958	0.24	0.30	1.35	0.42
	-	108871	39086	79827	40741	0.11	0.14	1.02	0.32
98	+	127690	51756	159654	107898	0.51	0.64	1.58	0.49
	-	76324	54059	186263	132204	0.83	1.04	1.46	0.45

Nelle tabelle precedenti, in rosso sono stati evidenziati gli elementi che non rispettano la verifica. Emerge come la condizione più critica si abbia in direzione U1 al piano PR, dove si rilevano delle tensioni di trazione pari anche a 4 volte la resistenza. Inoltre i grafici sintetici seguenti evidenziano come la verifica più critica sia quella di resistenza a trazione del nodo.

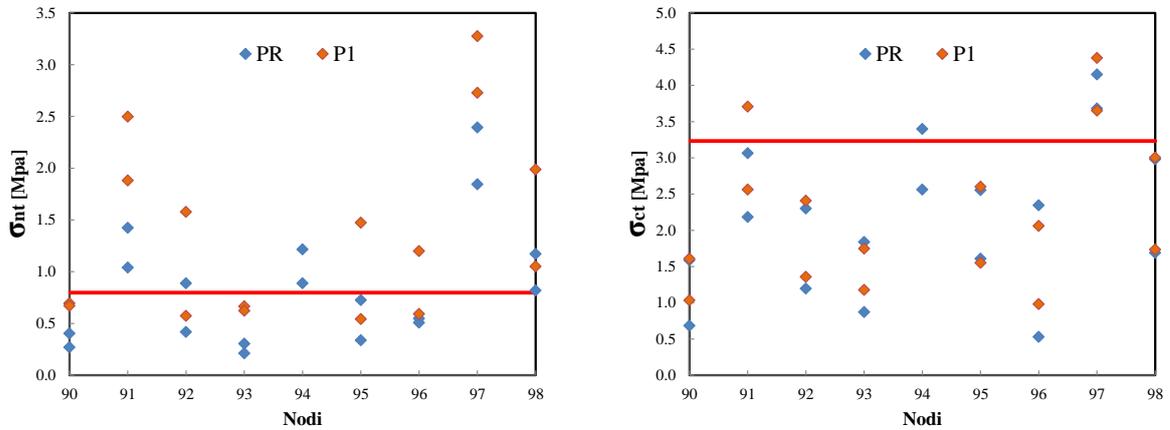


Figura 6.20: Grafici sintetici della verifica a taglio dei nodi in direzione U1 (verifica a trazione e compressione)

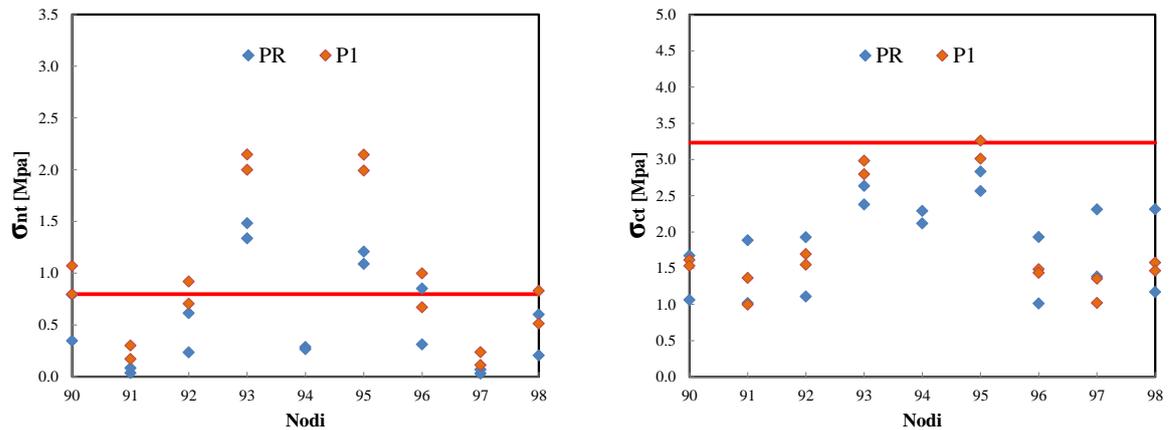


Figura 6.21: Grafici sintetici della verifica a taglio dei nodi in direzione U2 (verifica a trazione e compressione)

6.5.3 Resoconto verifiche di sicurezza

La verifica sismica precedentemente trattata, svolta per mezzo di analisi lineare con fattore di struttura q ha condotto alle seguenti conclusioni.

meccanismi duttili: la struttura non risulta verificata in direzione U1 (X) Poiché alcuni pilastri al PR e P1 non soddisfano la verifica. Anche alcune travi in copertura non risultano

verificate; esse tuttavia sono caratterizzate da sezione strutturale H (vedi tabella 4.2), pertanto ad esse è possibile applicare le considerazioni di riverifica esposte al paragrafo 5.2.3.

Analogamente in direzione U2 (Y) la struttura non soddisfa la verifica a flessione e pressoflessione su alcune travi e alcuni pilastri. L'elemento più critico (con coefficiente di sicurezza più basso) è risultato la trave T/PR/94-97 con coefficiente 0.84. Da ciò si deduce un deficit del 16% rispetto alla domanda.

meccanismi fragili - taglio: la struttura non soddisfa la verifica in entrambe le direzioni. In direzione U1 (X) l'elemento più critico è la trave T/PR/96-97 che presenta una rottura per taglio con coefficiente di sicurezza 0.63. In direzione U2 (Y) l'elemento più critico è la trave T/PR/96-97 che presenta una rottura per taglio con coefficiente di sicurezza 0.86. Ne consegue che in direzione U1 il primo meccanismo di crisi che si verifica è quello per taglio, mentre invece in direzione U2 la rottura per flessione precede quella a taglio, denotando un comportamento più duttile e rispondente al criterio di gerarchia delle resistenze.

meccanismi fragili - nodi: la struttura presenta le maggiori criticità per quanto riguarda il meccanismo di rottura dei nodi. In direzione U1 (X) il nodo più critico è il 97 al P1 con un coefficiente di sicurezza di 0.24, mentre in direzione U2 (Y) i nodi 95 e 93 al P1 presentano il minor coefficiente di sicurezza pari a 0.37.

Si evidenzia come le rotture fragili siano più critiche in direzione U1 (X) dove la struttura risulta più resistente e rigida (avendo uno sviluppo in pianta maggiore e i pilastri disposti nella direzione di maggiore inerzia). Viceversa in direzione U2 (Y), dove la struttura è più flessibile, la rotture flessionali precedano quelle a taglio, dando luogo ad un comportamento più duttile.

Si rimanda infine al paragrafo 9 per le considerazioni conclusive e per il confronto dei risultati ottenuti con analisi lineare e analisi pushover.

6.6 Stati Limite di Esercizio (SLD e SLO)

Le verifiche degli stati limite di esercizio consistono nel controllo dei livelli deformativi della struttura, ovvero per strutture intelaiate, nella verifica degli spostamento di interpiano (d_r). La Circolare al §C8.7.2.1 impone i seguenti limiti, in caso di tamponamenti rigidi (come nel caso in esame):

$$\text{SLD: } d_r < 0.005h$$

con h = altezza di interpiano

$$\text{SLO: } d_r < 0.0033h \text{ (2/3 del limite per SLD)}$$

con h = altezza di interpiano

Nel seguito si riportano le tabelle con i risultati ottenuti in direzione U1 e U2. Per ogni direzione e per ogni piano la verifica è stata effettuata nel baricentro delle masse (CM) e nei punti di estremità dell'edificio (nodi 91-97 in direzione U1 e nodi 93-95 in direzione U2), ciò allo scopo di evidenziare e verificare l'entità di eventuali contributi torsionali che comportino un incremento/decremento degli spostamenti alle estremità dell'edificio. Come evidenziano i risultati la sola verifica al baricentro delle masse non è cautelativa in quanto gli spostamenti alle estremità si differenziano di circa il 10-12% in direzione U1 e del 26-33% in direzione U2. L'estremo flessibile in direzione U2 al piano P1, seppur di poco, non risulta verificato.

Tabella 6.43: Verifica al baricentro delle masse (CM) e nei punti di estremità dell'edificio in direzione U1 per i singoli piani

Livello	Nodi	SLD		SLO		SLD	SLO
		Domanda Drift [%]	Capacità Drift [%]	Domanda Drift [%]	Capacità Drift [%]	Capacità/Domanda	Capacità/Domanda
PR	91	0.21		0.16		2.43	2.07
	CM	0.22	0.5	0.17	0.33	2.29	1.95
	97	0.23		0.18		2.18	1.85
P1	91	0.33		0.26		1.49	1.27
	CM	0.35	0.5	0.28	0.33	1.42	1.20
	97	0.37		0.29		1.36	1.16
P2	91	0.31		0.24		1.64	1.40
	CM	0.29	0.5	0.22	0.33	1.74	1.48
	97	0.28		0.22		1.81	1.55

Tabella 6.44 Verifica al baricentro delle masse (CM) e nei punti di estremità dell'edificio (in direzione U2 per i singoli piani).

Livello	Nodi	SLD		SLO		SLD	SLO
		Domanda Drift [%]	Capacità Drift [%]	Domanda Drift [%]	Capacità Drift [%]	Capacità/Domanda	Capacità/Domanda
PR	93	0.31		0.24		1.60	1.36
	CM	0.35	0.5	0.27	0.33	1.44	1.22
	95	0.39		0.30		1.30	1.10
P1	93	0.33		0.26		1.49	1.27
	CM	0.38	0.5	0.30	0.33	1.31	1.12
	95	0.43		0.34		1.17	0.99
P2	93	0.26		0.20		1.93	1.65
	CM	0.29	0.5	0.23	0.33	1.71	1.46
	95	0.33		0.26		1.52	1.30

6.7 Verifiche di sicurezza per azione sismica: risultati analisi non lineare

Sulla base del modello agli elementi finiti elaborato con il software di calcolo SAP 2000, descritto al §6.1, è stata effettuata successivamente la verifica per mezzo di analisi statica non lineare. La normativa al §7.3.4.1 prevede l'applicazione di due distribuzioni di forze laterali, da scegliere all'interno di due gruppi: distribuzioni principali (Gruppo 1) e

distribuzioni secondarie (Gruppo 2). Nel nostro caso sono state applicate le seguenti due distribuzioni:

- Gruppo 1 – distribuzioni principali:

distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata (di seguito definita “modale”);

- Gruppo 2 – distribuzioni secondarie:

distribuzione uniforme di forze lungo l’altezza della costruzione, ovvero proporzionale alle sole masse (di seguito definita “masse”).

La distribuzione del Gruppo 1 adottata è stata scelta in virtù del rispetto della condizione che il modo di vibrare considerato coinvolga una partecipazione di massa superiore al 75%, che nel caso in esame è rispettata per entrambe le direzioni x e y.

Sono state quindi eseguite 24 analisi pushover, in quanto la normativa prescrive di applicare le due distribuzioni in direzione +/-x, +/-y e applicando delle eccentricità accidentali (§7.3.6). Ciò vuol dire che per ogni distribuzione vanno effettuate altre 8 analisi spostando il baricentro delle masse in direzione +/-x e +/-y di 0.05 volte la dimensione dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica. Tale eccentricità può essere assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Le analisi sono state eseguite con modulo elastico ridotto al 50% come previsto dalla norma al §7.2.6, per tenere conto del decadimento delle proprietà di rigidità dovuto a fessurazione.

Nel seguito verranno trattate in dettaglio soltanto 4 delle 24 analisi eseguite, rimandando per i risultati sintetici delle altre agli allegati di calcolo. Le 4 distribuzioni trattate sono quelle nelle direzioni Y+ e X+, definite nel modo seguente:

- Y+_masse; Y+_1modo;

- X+_masse; X+_1modo.

6.7.1 Curve di capacità

Per ogni analisi eseguita è stata estrapolata la curva di capacità della struttura, ovvero il luogo geometrico della risposta della struttura al variare dell'azione applicata, rappresentata nel piano taglio alla base–spostamento in sommità di un punto di controllo, che in genere si assume coincidente con il centro delle masse dell'ultimo livello. A titolo esemplificativo la Figura 6.22 riporta la curva di pushover ottenuta per analisi in direzione Y+ con forze proporzionali alle masse. L'indicazione nGDL in figura sta a significare che la curva è relativa alla struttura, ovvero al sistema ad n gradi di libertà. La curva rappresenta il comportamento della struttura fino al raggiungimento del collasso. Come si evince dalla Figura 6.23, che mostra la disposizione delle cerniere plastiche che si formano nella struttura, il meccanismo riguarda soprattutto i pilastri di piano terra, che sono i primi a raggiungere il collasso, con formazione di un meccanismo di piano.

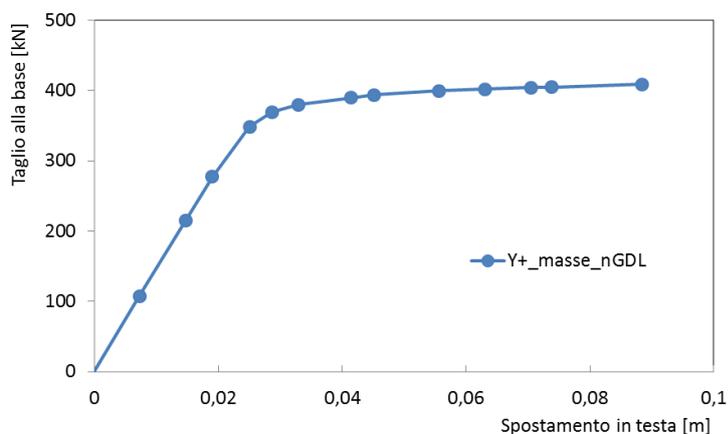


Figura 6.22: Curva di pushover Y+_masse

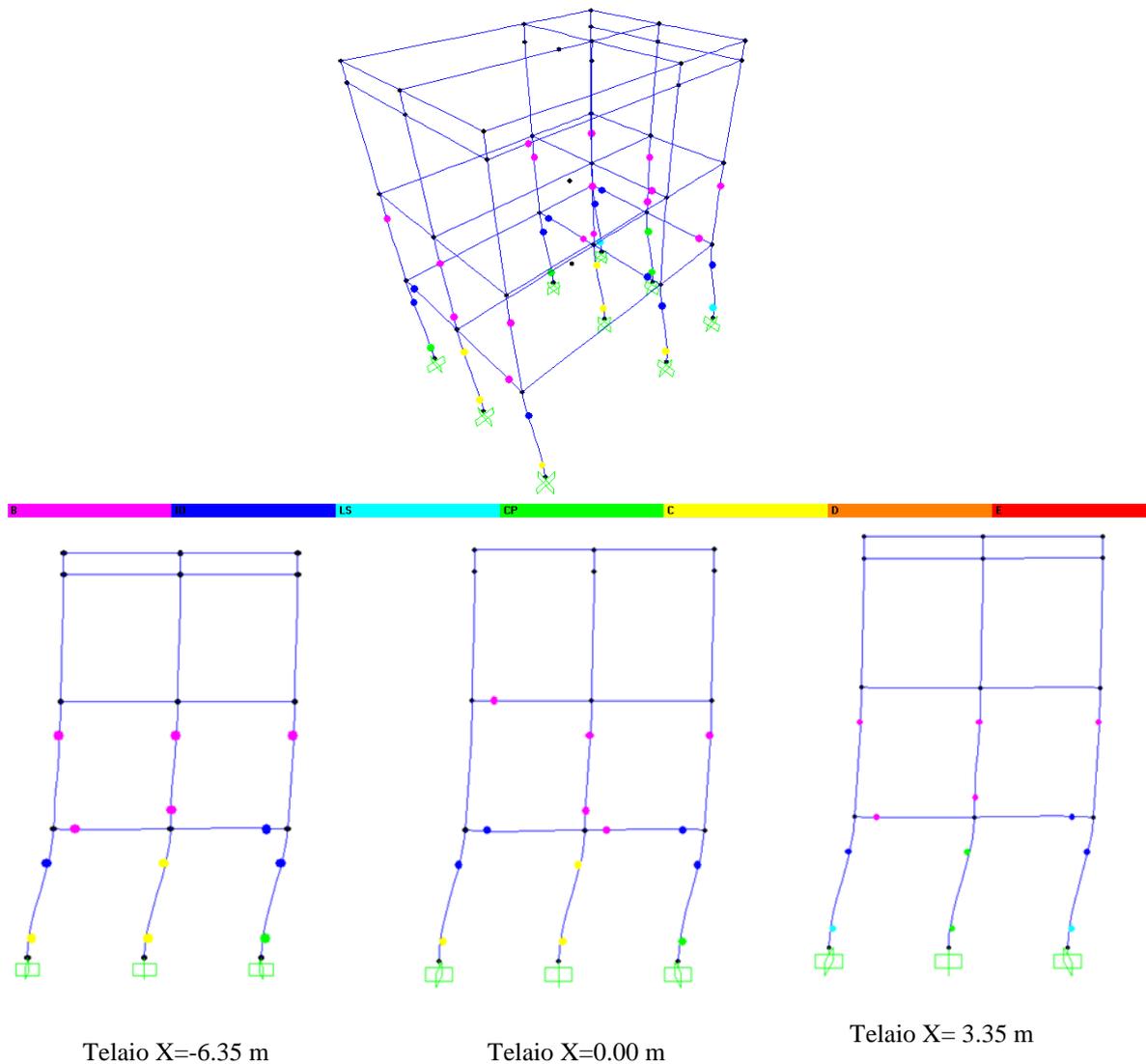


Figura 6.23: Distribuzione delle cerniere plastiche e sviluppo del meccanismo di collasso per pushover
 $Y+_masse$

6.7.2 Valutazione della sicurezza per meccanismi duttili

Le curve così ottenute vanno poi opportunamente trattate per ottenere le corrispondenti curve del sistema ad un grado di libertà equivalente (1GDL), da trasformare poi in bilineari, come dettagliatamente spiegato in normativa al § C.7.3.4.1. Per far ciò, le curve di capacità

vanno abbattute sia in taglio che in spostamento attraverso il fattore di partecipazione modale Γ , pari a :

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad [\text{Eq. 6.24}]$$

Tale fattore va quindi ricavato in base alle masse di piano (contenute nella matrice M) e alla deformata modale del modo principale nella direzione in esame (vettore φ), normalizzata in funzione dello spostamento massimo in testa (all'ultimo impalcato). Il numeratore della relazione precedente rappresenta la massa equivalente m^* del sistema 1GDL. Nel seguito tutte le grandezze indicate con l'apice * saranno riferite al sistema 1GDL. I valori dei fattori di partecipazione modale e delle masse equivalenti, in direzione x e y sono riportati in Tabella 6.43

Tabella 6.45: Fattori di partecipazione modale Γ e masse del sistema 1GLD equivalente m^*

MODO 1 - Y		T ₁ =0.627 s		
mi [t]	φ _i	φ _{i_norm}	miφ _i =m*	miφ _i ²
79.24	0.0287	0.3250	25.76	8.37
82.59	0.0605	0.6852	56.59	38.77
80.37	0.0883	1.0000	80.37	80.37
			Γ_y	1.28
			m* _{tot}	162.71
MODO 2 - X		T ₂ =0.494 s		
mi [t]	φ _i	φ _{i_norm}	miφ _i =m*	miφ _i ²
79.24	0.0221	0.2400	19.01	4.56
82.59	0.0581	0.6308	52.10	32.87
80.37	0.0921	1.0000	80.37	80.37
			Γ_x	1.29
			m* _{tot}	151.48

Successivamente va effettuata un'ulteriore rielaborazione delle curve relative al sistema 1GDL per trasformarle in bilineari. Tale operazione va eseguita secondo quanto riportato in norma al §C.7.3.4.1. Una volta ottenuta la bilineare è possibile calcolare il periodo del sistema 1GDL:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [\text{Eq. 6.25}]$$

essendo k^* la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

In Figura 6.24 si riporta a titolo esemplificativo il passaggio dalla curva di pushover del sistema nGDL alla curva associata al sistema 1GDL e successivamente alla bilineare equivalente.

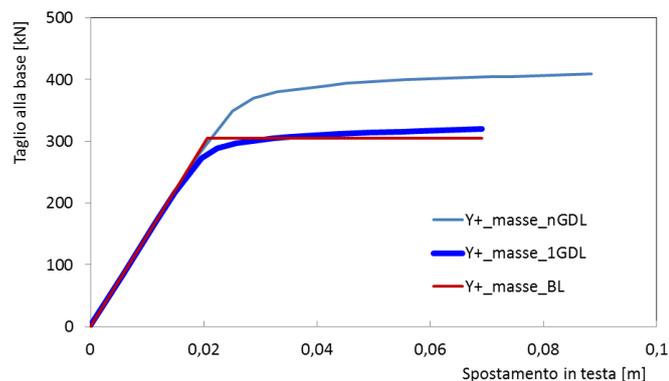


Figura 6.24: Elaborazione della curva di pushover per analisi $Y+_masse$.

La bilineare viene poi ulteriormente trattata per essere espressa in termini di spostamento-accelerazione. Le ordinate vengono quindi convertite in accelerazioni dividendo i tagli per la massa m^* del sistema ad un grado di libertà e dividendo per l'accelerazione di gravità. Per la verifica dell'SLV si procede quindi ad immettere la curva bilineare equivalente nel piano ADRS. Le Figure 6.25-6.28 mostrano la verifica nel piano ADRS per le analisi $Y+_1modo$, $Y+_masse$, $X+_1modo$, $X+_masse$. La verifica si esegue confrontando la domanda in spostamento (denotata dal simbolo nero nelle sopraccitate figure) con la rispettiva capacità (asterisco rosso).

Per la valutazione della capacità della struttura con riferimento ai meccanismi duttili, va individuato il primo elemento per cui si raggiunge la rotazione limite l'SLV θ_{SD} . Quindi si dovrà confrontare step dopo step il valore della rotazione alla corda dei singoli elementi con il valore limite. Poiché nel caso in esame (e come spesso accade per edifici esistenti non progettati per azione sismica) il meccanismo di collasso riguarda sostanzialmente i pilastri, il controllo può essere limitato a questi ultimi, procedendo nel modo seguente. Per la valutazione della rotazione alla corda si dovrebbero considerare due contributi:

θ_1 associato alla rotazione del nodo;

θ_2 associato al drift di piano Δ_u .

Il secondo contributo è generalmente predominante, soprattutto nel caso di strutture particolarmente flessibili e per edifici non progettati per azione sismica. Inoltre, assumendo una luce di taglio costante pari ad $L/2$, ovvero metà altezza dell'elemento stesso, la rotazione alla corda si valuta come:

$$\theta \cong \theta_2 \cong \Delta_u / L \quad [\text{Eq. 6.26}]$$

Procedendo a ritroso dall'ultimo step di analisi si individua quindi lo step in cui il primo elemento raggiunge la rotazione limite θ_{SD} individuando così lo spostamento di capacità della struttura.

Tabella 6.46: Confronto tra la domanda di rotazione Θ al singolo step e la capacità Θ_{SD} per i pilastri del piano rialzato (Pushover $Y+_masse$)

Step	Pilastro	Δu	L	Θ	Θ_{SD}	FS
13	PR/90	0.062	3.05	0.0204	0.0173	0.85
13	PR/91	0.063	3.05	0.0206	0.0148	0.72
13	PR/92	0.064	3.05	0.0210	0.0161	0.77
13	PR/93	0.062	3.05	0.0204	0.0161	0.79
13	PR/94	0.063	3.05	0.0206	0.0128	0.62
13	PR/95	0.064	3.05	0.0210	0.0144	0.68
13	PR/96	0.062	3.05	0.0204	0.0167	0.82
13	PR/97	0.063	3.05	0.0206	0.0134	0.65
13	PR/98	0.064	3.05	0.0210	0.015	0.71
12	PR/90	0.049	3.05	0.0161	0.0173	1.07
12	PR/91	0.050	3.05	0.0163	0.0148	0.91
12	PR/92	0.051	3.05	0.0167	0.0161	0.96
12	PR/93	0.049	3.05	0.0161	0.0161	1.00
12	PR/94	0.050	3.05	0.0163	0.0128	0.78
12	PR/95	0.051	3.05	0.0167	0.0144	0.86
12	PR/96	0.049	3.05	0.0161	0.0167	1.04
12	PR/97	0.050	3.05	0.0163	0.0134	0.82
12	PR/98	0.051	3.05	0.0167	0.015	0.90
11	PR/90	0.046	3.05	0.0151	0.0173	1.14
11	PR/91	0.047	3.05	0.0153	0.0148	0.96
11	PR/92	0.048	3.05	0.0157	0.0161	1.02
11	PR/93	0.046	3.05	0.0151	0.0161	1.06
11	PR/94	0.047	3.05	0.0153	0.0128	0.83
11	PR/95	0.048	3.05	0.0157	0.0144	0.92
11	PR/96	0.046	3.05	0.0151	0.0167	1.10
11	PR/97	0.047	3.05	0.0153	0.0134	0.87
11	PR/98	0.048	3.05	0.0157	0.015	0.95
10	PR/90	0.040	3.05	0.0130	0.0173	1.33
10	PR/91	0.040	3.05	0.0132	0.0148	1.12
10	PR/92	0.041	3.05	0.0136	0.0161	1.19
10	PR/93	0.040	3.05	0.0130	0.0161	1.24
10	PR/94	0.040	3.05	0.0132	0.0128	0.97
10	PR/95	0.041	3.05	0.0136	0.0144	1.06
10	PR/96	0.040	3.05	0.0130	0.0167	1.29
10	PR/97	0.040	3.05	0.0132	0.0134	1.02
10	PR/98	0.041	3.05	0.0136	0.015	1.10
9	PR/90	0.033	3.05	0.0108	0.0173	1.60
9	PR/91	0.034	3.05	0.0110	0.0148	1.35
9	PR/92	0.035	3.05	0.0114	0.0161	1.41
9	PR/93	0.033	3.05	0.0108	0.0161	1.49

Step	Pilastro	Δu	L	Θ	Θ_{SD}	FS
9	PR/94	0.034	3.05	0.0110	0.0128	1.16
9	PR/95	0.035	3.05	0.0114	0.0144	1.26
9	PR/96	0.033	3.05	0.0108	0.0167	1.55
9	PR/97	0.034	3.05	0.0110	0.0134	1.22
9	PR/98	0.035	3.05	0.0114	0.015	1.32

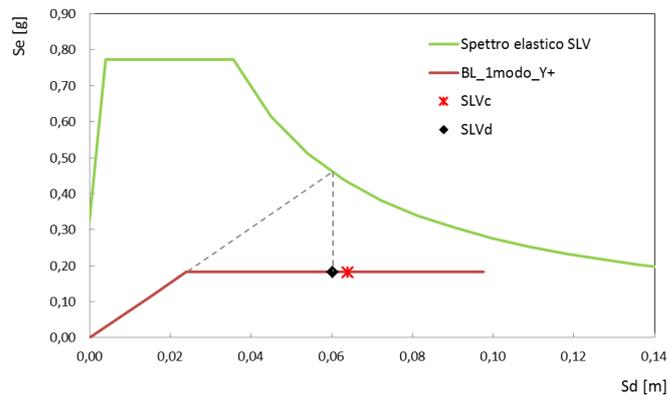


Figura 6.25: Verifica nel piano ADRS analisi Y+_1modo

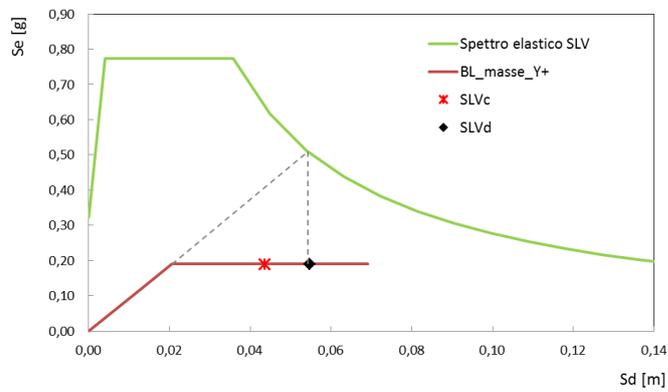


Figura 6.26: Verifica nel piano ADRS analisi Y+_masse

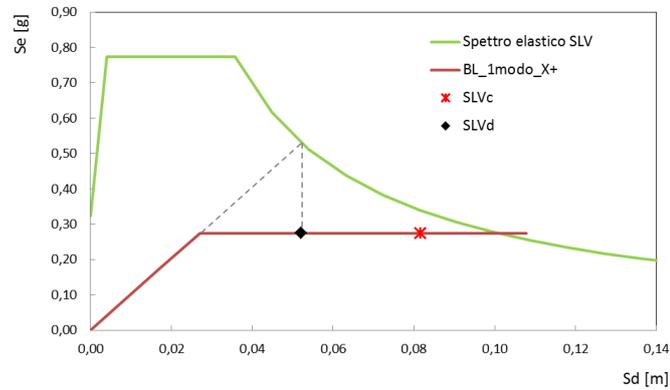


Figura 6.27: Verifica nel piano ADRS analisi X+_1modo

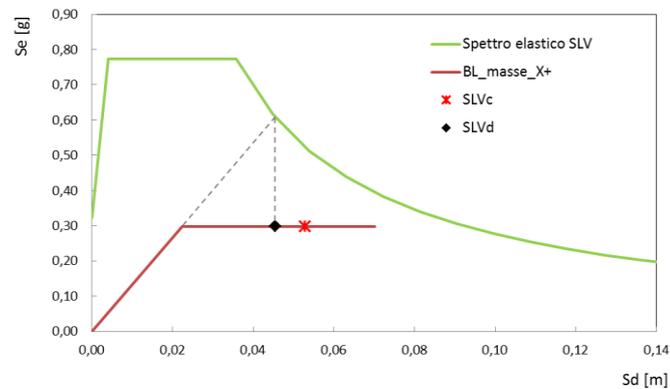


Figura 6.28: Verifica nel piano ADRS analisi X+_masse

6.7.3 Valutazione della sicurezza meccanismi fragili

La verifica dei meccanismi fragili riguarda le rotture per taglio di travi e pilastri e la rottura a taglio dei nodi. La gerarchia delle resistenze, approccio su cui si basa la nuova norma NTC 2008, in materia di prestazioni sismiche, impone una particolare attenzione nei meccanismi di rottura fragili, in quanto sono quelli che comportano un danneggiamento dell'edificio che porta a collassi piuttosto repentini, senza un margine di deformazione della struttura (duttilità). Va quindi verificato che le curve di pushover precedentemente riportate si possano sviluppare tutte fino al punto che è stato individuato come prestazione all'SLV per

meccanismi duttili e che quindi non si incorra prematuramente in un tipo di rottura fragile, sia esso di taglio in travi e pilastri o nei nodi.

Verifica a taglio di travi e pilastri

Le curve di pushover precedentemente descritte hanno permesso di individuare la capacità di spostamento relativa ai meccanismi duttili. Consideriamo a titolo esemplificativo l'analisi pushover X+_masse. Per tale analisi era già stato evidenziato come la capacità di spostamento fosse maggiore della domanda per l'SLV in termini di meccanismi duttili (Figura 6.28). La capacità potrebbe tuttavia ridotta a causa dell'insorgere di meccanismi a taglio. Pertanto sono stati estrapolati i valori di taglio alle estremità delle aste allo step di capacità per meccanismi duttili (step 9) ed è stato effettuato il confronto con i tagli resistenti (Tabella 6.45). La verifica è rappresentata dal fattore di sicurezza FS che è dato dal rapporto tra taglio resistente e sollecitante nelle due direzioni V2 e V3. Tutti i coefficienti risultano maggiori di 1, ad eccezione della trave T-PR-97-98, per la quale la verifica non è soddisfatta (valori evidenziati in rosso in Tabella 8.4). Pertanto per tale elemento sono stati estrapolati i tagli sollecitanti agli step di analisi precedenti fino ad individuare lo step in cui la verifica risulta soddisfatta. In corrispondenza di tale punto, sulla pushover avremo la capacità di spostamento della struttura in termini di meccanismi fragili di taglio sugli elementi. La Tabella 6.45 riporta i valori di taglio ai vari step fino a quello in cui risulta $V_{Ed} < V_{Rd}$.

Tabella 6.47: Verifica a taglio di travi e pilastri allo step 9 (step di capacità per meccanismi duttili) della pushover X+_masse

ELEMENTO	L [m]	V2 [kN]	V3 [kN]	Vrd2 [kN]	Vrd3 [kN]	FS (V2)	FS (V3)
P/PR/90	0	53,489	1,933	143,54	81,13	2,68	41,97
P/PR/90	3,05	53,489	1,933	143,54	81,13	2,68	41,97
P/PR/91	0	72,164	1,206	143,54	81,13	1,99	67,27
P/PR/91	3,05	72,164	1,206	143,54	81,13	1,99	67,27
P/PR/92	0	55,334	-0,228	143,54	81,13	2,59	355,83
P/PR/92	3,05	55,334	-0,228	143,54	81,13	2,59	355,83
P/PR/93	0	61,753	1,245	143,54	81,13	2,32	65,16
P/PR/93	3,05	61,753	1,245	143,54	81,13	2,32	65,16

ELEMENTO	L [m]	V2 [kN]	V3 [kN]	Vrd2 [kN]	Vrd3 [kN]	FS (V2)	FS (V3)
P/PR/94	0	82,694	0,479	143,54	81,13	1,74	169,37
P/PR/94	3,05	82,694	0,479	143,54	81,13	1,74	169,37
P/PR/95	0	63,1	-1,708	143,54	81,13	2,27	47,50
P/PR/95	3,05	63,1	-1,708	143,54	81,13	2,27	47,50
P/PR/96	0	58,066	0,073	143,54	81,13	2,47	1111,37
P/PR/96	3,05	58,066	0,073	143,54	81,13	2,47	1111,37
P/PR/97	0	80,087	-0,496	143,54	81,13	1,79	163,57
P/PR/97	3,05	80,087	-0,496	143,54	81,13	1,79	163,57
P/PR/98	0	69,157	-2,505	143,54	81,13	2,08	32,39
P/PR/98	3,05	69,157	-2,505	143,54	81,13	2,08	32,39
P/P1/90	0	41,393	2,489	143,54	81,13	3,47	32,60
P/P1/90	3	41,393	2,489	143,54	81,13	3,47	32,60
P/P1/91	0	56,394	2,169	143,54	81,13	2,55	37,40
P/P1/91	3	56,394	2,169	143,54	81,13	2,55	37,40
P/P1/92	0	30,015	0,876	143,54	81,13	4,78	92,61
P/P1/92	3	30,015	0,876	143,54	81,13	4,78	92,61
P/P1/93	0	42,237	0,96	143,54	81,13	3,40	84,51
P/P1/93	3	42,237	0,96	143,54	81,13	3,40	84,51
P/P1/94	0	63,865	0,547	143,54	81,13	2,25	148,32
P/P1/94	3	63,865	0,547	143,54	81,13	2,25	148,32
P/P1/95	0	24,4	-1,511	143,54	81,13	5,88	53,69
P/P1/95	3	24,4	-1,511	143,54	81,13	5,88	53,69
P/P1/96	0	45,1	-0,75	143,54	81,13	3,18	108,17
P/P1/96	3	45,1	-0,75	143,54	81,13	3,18	108,17
P/P1/97	0	60,75	-1,356	143,54	81,13	2,36	59,83
P/P1/97	3	60,75	-1,356	143,54	81,13	2,36	59,83
P/P1/98	0	36,757	-3,425	143,54	81,13	3,91	23,69
P/P1/98	3	36,757	-3,425	143,54	81,13	3,91	23,69
P/P2/90	0	22,357	-0,203	143,54	81,13	6,42	399,66
P/P2/90	3,6	22,357	-0,203	143,54	81,13	6,42	399,66
P/P2/91	0	29,51	0,275	143,54	81,13	4,86	295,02
P/P2/91	3,6	29,51	0,275	143,54	81,13	4,86	295,02
P/P2/92	0	10,721	2,138	143,54	81,13	13,39	37,95
P/P2/92	3,6	10,721	2,138	143,54	81,13	13,39	37,95
P/P2/93	0	21,452	-0,761	143,54	81,13	6,69	106,61
P/P2/93	3,6	21,452	-0,761	143,54	81,13	6,69	106,61
P/P2/94	0	29,197	-0,096	143,54	81,13	4,92	845,10
P/P2/94	3,6	29,197	-0,096	143,54	81,13	4,92	845,10

ELEMENTO	L [m]	V2 [kN]	V3 [kN]	Vrd2 [kN]	Vrd3 [kN]	FS (V2)	FS (V3)
P/P2/95	0	7,946	1,368	143,54	81,13	18,06	59,31
P/P2/95	3,6	7,946	1,368	143,54	81,13	18,06	59,31
P/P2/96	0	29,49	-2,338	143,54	81,13	4,87	34,70
P/P2/96	3	29,49	-2,338	143,54	81,13	4,87	34,70
P/P2/97	0	39,453	-0,553	143,54	81,13	3,64	146,71
P/P2/97	3	39,453	-0,553	143,54	81,13	3,64	146,71
P/P2/98	0	7,603	0,171	143,54	81,13	18,88	474,44
P/P2/98	3	7,603	0,171	143,54	81,13	18,88	474,44
T/PR/90-91	0,25	58,63	5,94E-17	175,2		2,99	
T/PR/90-91	3,1	98,359	5,94E-17	175,2		1,78	
T/PR/90-93	0,15	-11,051	-2,983E-15	113,21		10,24	
T/PR/90-93	3,15	12,769	-2,983E-15	113,21		8,87	
T/PR/91-92	0,25	1,661	-8,512E-17	175,2		105,48	
T/PR/91-92	6,1	83,21	-8,512E-17	175,2		2,11	
T/PR/91-94	0,15	-5,018	3,37E-15	175,2		34,91	
T/PR/91-94	3,15	8,482	3,37E-15	175,2		20,66	
T/PR/92-95	0,15	-13,754	-2,983E-15	113,21		8,23	
T/PR/92-95	3,15	10,066	-2,983E-15	113,21		11,25	
T/PR/93-94	0,25	41,888	5,94E-17	175,2		4,18	
T/PR/93-94	3,1	108,521	5,94E-17	175,2		1,61	
T/PR/93-96	0,15	-9,737	6,194E-15	113,21		11,63	
T/PR/93-96	3,15	14,083	6,194E-15	113,21		8,04	
T/PR/94-95	0,25	-19,659	-8,512E-17	175,2		8,91	
T/PR/94-95	6,1	117,114	-8,512E-17	175,2		1,50	
T/PR/94-97	0,15	-6,934	1,243E-14	175,2		25,27	
T/PR/94-97	3,15	6,566	1,243E-14	175,2		26,68	
T/PR/95-98	0,15	-14,538	6,194E-15	113,21		7,79	
T/PR/95-98	3,15	9,282	6,194E-15	113,21		12,20	
T/PR/96-97	0,25	37,744	-2,521E-16	113,21		3,00	
T/PR/96-97	3,1	104,277	-2,521E-16	113,21		1,09	
T/PR/97-98	0,25	-3,746	-9,71E-17	113,21		30,22	
T/PR/97-98	6,1	132,823	-9,71E-17	113,21		0,85	
T/P1/90-91	0,2	31,343	-6,517E-16	175,2		5,59	
T/P1/90-91	3,15	72,466	-6,517E-16	175,2		2,42	
T/P1/90-93	0,15	-11,702	1,991E-15	113,21		9,67	
T/P1/90-93	3,15	12,118	1,991E-15	113,21		9,34	
T/P1/91-92	0,2	-5,567	-9,489E-17	175,2		31,47	
T/P1/91-92	6,15	77,376	-9,489E-17	175,2		2,26	

ELEMENTO	L [m]	V2 [kN]	V3 [kN]	Vrd2 [kN]	Vrd3 [kN]	FS (V2)	FS (V3)
T/P1/91-94	0,15	-4,121	7,616E-15	175,2		42,51	
T/P1/91-94	3,15	9,379	7,616E-15	175,2		18,68	
T/P1/92-95	0,15	-10,465	1,991E-15	113,21		10,82	
T/P1/92-95	3,15	13,355	1,991E-15	113,21		8,48	
T/P1/93-94	0,2	14,501	-6,517E-16	175,2		12,08	
T/P1/93-94	3,15	83,472	-6,517E-16	175,2		2,10	
T/P1/93-96	0,15	-11,968	-6,308E-15	113,21		9,46	
T/P1/93-96	3,15	11,852	-6,308E-15	113,21		9,55	
T/P1/94-95	0,2	-31,628	-9,489E-17	175,2		5,54	
T/P1/94-95	6,15	107,483	-9,489E-17	175,2		1,63	
T/P1/94-97	0,15	-8,292	-2,101E-14	175,2		21,13	
T/P1/94-97	3,15	5,208	-2,101E-14	175,2		33,64	
T/P1/95-98	0,15	-13,924	-6,308E-15	113,21		8,13	
T/P1/95-98	3,15	9,896	-6,308E-15	113,21		11,44	
T/P1/96-97	0,2	12,922	-5,159E-18	113,21		8,76	
T/P1/96-97	3,15	84,562	-5,159E-18	113,21		1,34	
T/P1/97-98	0,2	-32,713	6,948E-17	113,21		3,46	
T/P1/97-98	6,15	111,783	6,948E-17	113,21		1,01	
T/P2/90-93	0,15	-0,579	3,252E-14	175,2		302,59	
T/P2/90-93	3,15	12,921	3,252E-14	175,2		13,56	
T/P2/92-95	0,15	2,919	3,252E-14	175,2		60,02	
T/P2/92-95	3,15	16,419	3,252E-14	175,2		10,67	
T/P2/93-96	0,15	-9,168	1,668E-14	175,2		19,11	
T/P2/93-96	3,15	4,332	1,668E-14	175,2		40,44	
T/P2/95-98	0,15	-10,142	1,668E-14	175,2		17,27	
T/P2/95-98	3,15	3,358	1,668E-14	175,2		52,17	
T/P2/96-97	0,175	4,188	1,623E-16	175,2		41,83	
T/P2/96-97	3,175	28,368	1,623E-16	175,2		6,18	
T/P2/97-98	0,175	-21,03	-1,976E-17	175,2		8,33	
T/P2/97-98	6,175	27,33	-1,976E-17	175,2		6,41	
T/PC/90-91	0,175	-31,88	7,907E-16	236,67		7,42	
T/PC/90-91	3,175	23,086	7,907E-16	236,67		10,25	
T/PC/90-93	0,15	-7,254	1,927E-15	52,25		7,20	
T/PC/90-93	3,15	8,046	1,927E-15	52,25		6,49	
T/PC/91-92	0,175	-58,354	-2,582E-18	236,67		4,06	
T/PC/91-92	6,175	51,578	-2,582E-18	236,67		4,59	
T/PC/91-94	0,15	9,097	7,707E-15	236,67		26,02	
T/PC/91-94	3,15	27,097	7,707E-15	236,67		8,73	

ELEMENTO	L [m]	V2 [kN]	V3 [kN]	Vrd2 [kN]	Vrd3 [kN]	FS (V2)	FS (V3)
T/PC/92-95	0,15	-7,1	1,927E-15	52,25		7,36	
T/PC/92-95	3,15	8,2	1,927E-15	52,25		6,37	
T/PC/93-94	0,175	-49,229	7,907E-16	236,67		4,81	
T/PC/93-94	3,175	42,781	7,907E-16	236,67		5,53	
T/PC/93-96	0,15	-7,575	-7,598E-15	52,25		6,90	
T/PC/93-96	3,15	7,725	-7,598E-15	52,25		6,76	
T/PC/94-95	0,175	-95,332	-2,582E-18	236,67		2,48	
T/PC/94-95	6,175	88,688	-2,582E-18	236,67		2,67	
T/PC/94-97	0,15	-14,303	-3,039E-14	236,67		16,55	
T/PC/94-97	3,15	3,697	-3,039E-14	236,67		64,02	
T/PC/95-98	0,15	-7,855	-7,598E-15	52,25		6,65	
T/PC/95-98	3,15	7,445	-7,598E-15	52,25		7,02	
T/PC/96-97	0,175	-22,187	1,977E-16	52,25		2,35	
T/PC/96-97	3,175	19,429	1,977E-16	52,25		2,69	
T/PC/97-98	0,175	-41,645	-6,454E-19	52,25		1,25	
T/PC/97-98	6,175	41,587	-6,454E-19	52,25		1,26	

Tabella 6.48: Verifica a taglio della trave T-PR-97-98 ai vari step della pushover X+_masse

ELEMENTO	step	V2 [kN]	Vrd2 [kN]	FS (V2)
	8	126.33	113.21	0.90
T/PR/97-98	7	115.15	113.21	0.98
	6	111.91	113.21	1.01

Pertanto la capacità di spostamento (in termini di sistema 1GdL) si riduce da 5.28 cm a 2.95 cm, come rappresentato in Figura 6.29 che dimostra che tale capacità è inferiore alla domanda e pertanto la struttura non risulta verificata.

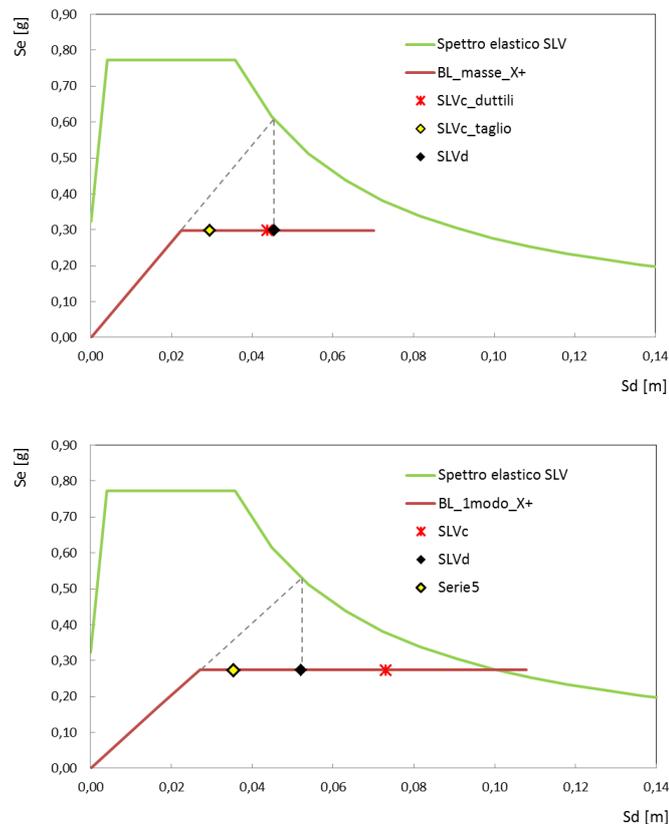


Figura 6.29: Verifica nel piano ADRS analisi X+_masse e X+_1modo– individuazione della capacità di spostamento relativa a meccanismi duttili e fragili (taglio negli elementi strutturali)

Verifica di resistenza dei nodi

Così come effettuato per il taglio, è possibile individuare sulle curve di pushover la capacità della struttura nei confronti dei meccanismi di rottura fragile dei nodi. La verifica viene quindi effettuata step-by-step come indicato al punto §C.8.7.2.5 e solo per i *nodi non confinati* così come definiti al §7.4.4.3 delle NTC 2008. Richiamiamo la definizione: si definisce *nodo non interamente confinato* un nodo per il quale in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza. Pertanto nel caso in esame, essendo la struttura costituita da soli 3 telai, gli unici nodi che potrebbero ricadere all'interno della definizione sono quelli in corrispondenza del pilastro P94, unico per il quale ad ogni impalcato si hanno travi su tutti e quattro i lati.

Tuttavia risulta che il nodo al PR non risulta comunque confinato perché su due lati lunghi del pilastro (dimensione 50 cm) convergono travi di sezione 30x60 cm; pertanto risulta non verificata la condizione che “la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro”. Pertanto gli unici nodi che risultano confinati sono quelli in corrispondenza dei pilastri P94 ai piani P1 e P2.

La verifica del nodo viene effettuata seguendo la procedura illustrata precedentemente.

La verifica è stata effettuata a partire dallo step di capacità della struttura per i meccanismi precedentemente analizzati (flessione e taglio) e procedendo a ritroso fino ad individuare lo step di analisi in corrispondenza del quale fossero verificati tutti i nodi. Nelle Tabelle 6.49 e 6.50 si riportano i risultati ottenuti allo step 6 (step di capacità per taglio) e allo step 1, risultato verificato. La Tabella 6.49 riporta i valori ottenuti per i nodi al PR e P1. La verifica del nodo 94 al P1 è stata omessa in quanto il nodo risulta confinato per definizione. La verifica dei nodi al P2 è stata omessa vista la particolare configurazione del doppio solaio in copertura che rende difficile l'individuazione delle sezioni dei nodi. La Tabella 6.50 riporta le verifiche soltanto dei nodi individuati come i più critici, ovvero i 91-94-97 al PR e i 91-97 al P1.

La verifica si è dimostrata piuttosto critica, come spesso accade per le strutture esistenti dove le proprietà del calcestruzzo possono risultare piuttosto basse (come in questo caso). Inoltre l'utilizzo di entrambi i fattori di sicurezza dei materiali, γ_m e FC, come previsto dalle norme per i meccanismi fragili, riduce ancora di più le caratteristiche meccaniche dei materiali. Vista il carattere molto restrittivo di tale verifica, il DPCM 21 ottobre 2003 emanato per la valutazione della vulnerabilità degli edifici strategici e rilevanti, aveva previsto la verifica dei nodi (e addirittura di tutti i meccanismi fragili) allo Stato Limite di Collasso (SLC) e aveva circoscritto la verifica dell'SLV alla sola valutazione dei meccanismi duttili. Pertanto nella presente relazione si procederà a fornire valutazioni in merito alla vita residua, in due modalità, con e senza l'inclusione della verifica dei nodi.

Tabella 6.49: Calcolo delle tensioni di trazione e compressione diagonale e verifica dei nodi allo step 6 dell'analisi X+_masse

NODO	Ne,sup [kN]	Vc,sup [kN]	Mr1 [kNm]	Vr1 [kN]	Mr2 [kNm]	Vr2 [kN]	Vn [kN]	σ_{nt} [N/mm ²]	$\sigma_{nt}/\sigma_{lim.t}$	σ_{nc} [N/mm ²]	$\sigma_{nc}/\sigma_{lim.c}$
PR/90	159,6	42,56	145,54	269,52	/	0,00	226,96	1,07	1,37	2,38	0,70
PR/91	194,8	55,65	123,83	229,31	74,4	137,83	311,50	1,53	1,95	3,10	0,91
PR/92	138,4	22,89	/	0,00	116,6	215,83	192,94	0,91	1,16	2,04	0,60
PR/93	206,7	45,62	145,56	269,56	/	0,00	223,94	0,96	1,22	2,72	0,80
PR/94	272	63,32	159,51	295,39	69,3	128,35	360,42	1,66	2,12	3,92	1,15
PR/95	207	16,24	/	0,00	106,7	197,59	181,35	0,70	0,90	2,52	0,74
PR/96	194,15	45,69	154,71	286,50	/	0,00	240,81	1,08	1,38	2,71	0,80
PR/97	240,18	60,11	153,72	284,67	65,5	121,26	345,82	1,64	2,09	3,61	1,06
PR/98	169,5	15,63	/	0,00	101,5	187,96	172,33	0,72	0,91	2,18	0,64
P1/90	159,6	42,56	145,54	269,52	/	0,00	226,96	1,07	1,37	2,38	0,70
P1/90	59,33	19,42	109,64	203,04	/	0,00	183,62	1,36	1,74	1,86	0,54
P1/91	129,56	25,34	98,21	181,87	43,3	80,19	236,72	1,71	2,18	2,79	0,82
P1/92	98,42	11,76	/	0,00	70,4	130,28	118,52	0,87	1,12	1,69	0,50
P1/93	81,39	18,38	83,79	155,17	/	0,00	136,79	0,99	1,26	1,67	0,49
P1/95	129,29	9,07	/	0,00	53,0	98,15	89,08	0,77	0,98	1,85	0,54
P1/96	80,85	25,71	117,09	216,83	/	0,00	191,12	1,39	1,78	2,07	0,61
P1/97	121,76	36,45	129,94	240,63	29,7	55,07	259,25	1,88	2,40	2,89	0,85
P1/98	96,08	10,33	/	0,00	51,0	94,44	84,11	0,66	0,85	1,46	0,43

Tabella 6.50: Calcolo delle tensioni di trazione e compressione diagonale e verifica dei nodi più critici allo step 1 dell'analisi X+_masse

NODO	Ne,sup [kN]	Vc,sup [kN]	Mr1 [kNm]	Vr1 [kN]	Mr2 [kNm]	Vr2 [kN]	Vn [kN]	σ_{nt} [N/mm ²]	$\sigma_{nt}/\sigma_{lim.t}$	σ_{nc} [N/mm ²]	$\sigma_{nt}/\sigma_{lim.c}$
PR/91	203,86	23,59	60,47	111,98	16,66	30,85	119,24	0,37	0,47	2,25	0,66
PR/94	283,77	28,53	87,64	162,30	5,28	9,78	143,54	0,40	0,51	3,07	0,90
PR/97	259,92	29,08	87,78	162,56	7,17	13,28	146,75	0,44	0,56	2,86	0,84
P1/91	118,6	7,5	55,23	102,28	0,0	0,01	94,78	0,77	0,98	1,76	0,52
P1/97	121,84	18,34	60,1	111,30	0,0	0,00	92,96	0,77	0,98	1,78	0,52

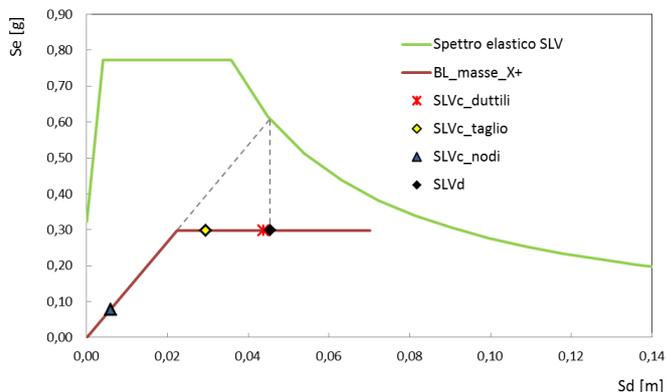


Figura 6.30: Verifica nel piano ADRS analisi X+_masse – individuazione della capacità di spostamento relativa a meccanismi duttili e fragili (taglio negli elementi strutturali e nodi)

6.8 Risultati pushover con modellazione a fibre

Di seguito si riportano in forma esemplificativa e sintetica i risultati ottenuti nelle 4 combinazioni principali con modellazione a fibre (Seismostruct).

Come si può notare in direzione Y, la capacità di spostamento (individuata dal punto C,SLV) è inferiore alla domanda (punto D,SLV) ed è associata ad un tipo di rottura duttile (flessionale). In direzione X invece le rotture fragili per taglio (punto C,TAGL) precedono quelle dei meccanismi duttili, riducendo la capacità della struttura, che dal punto di vista flessionale presenta una capacità di spostamento superiore alla domanda.

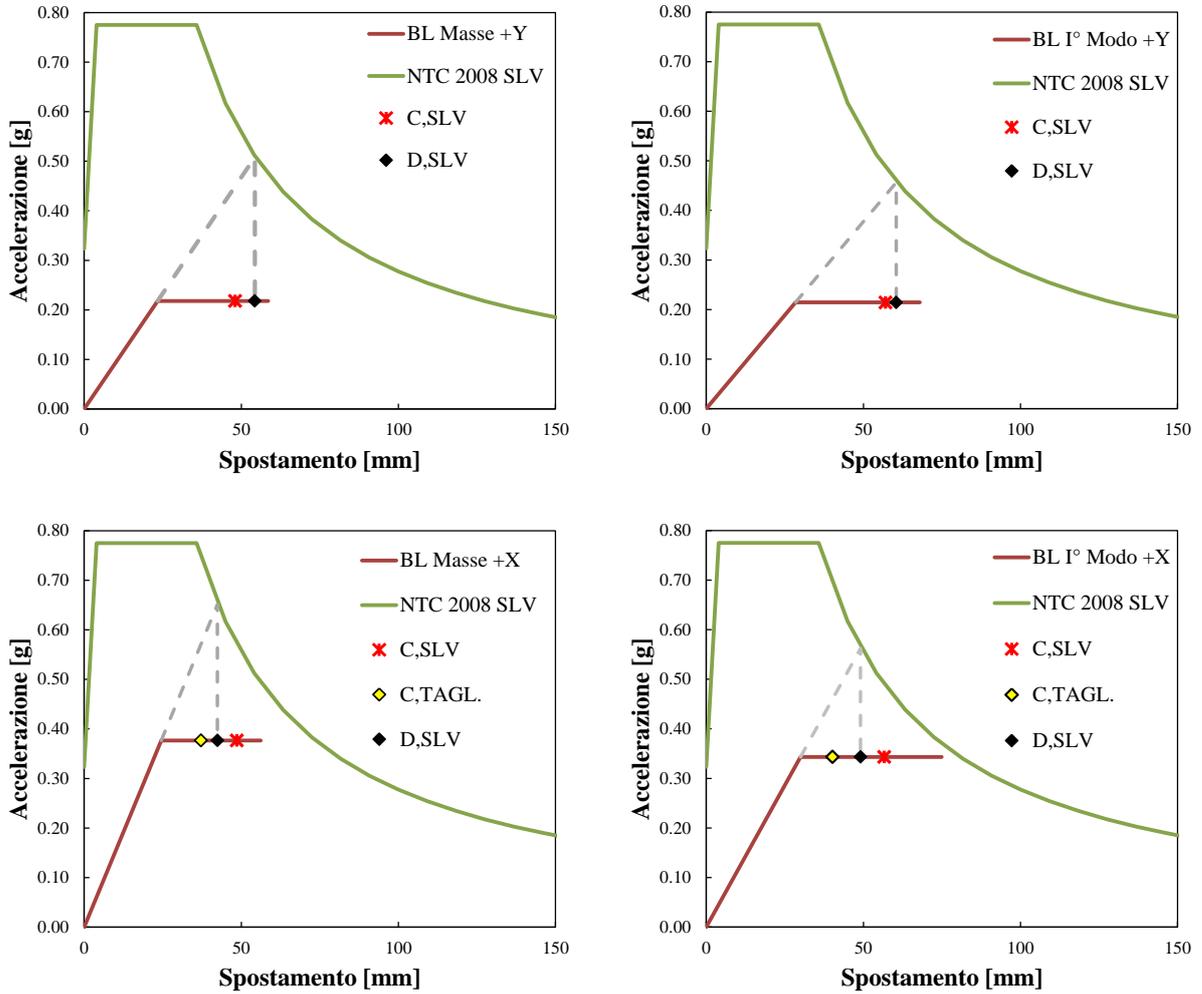


Figura 6.30: Risultati ottenuti nelle quattro combinazioni principali con modellazione a fibre (Seismostruct)

Per il dettaglio di tutte le 24 analisi svolte con il modello a fibre, si rimanda al §6.10 in cui si riporta il resoconto di tutte le verifiche di sicurezza.

6.9 Stato Limite di Danno (SLD)

La verifica allo SLD è stata effettuata facendo riferimento al solo modello a fibre. La domanda di spostamento (D,SLD) viene individuata sul piano ADRS come l'intersezione del prolungamento del primo tratto della bilineare con lo spettro relativo allo SLD. Nel caso in

esame, come si vede, lo spettro intercetta il primo tratto della bilineare. La capacità (C,SLD) viene invece individuata come il punto in corrispondenza del quale il primo elemento strutturale raggiunge la rotazione di snervamento θ_y . Come si vede dai grafici sottostanti, la capacità di spostamento è risultata sempre superiore alla domanda. Nel §6.10 si riporta in forma tabulare il resoconto di tutte le verifiche per tutte 24 le analisi.

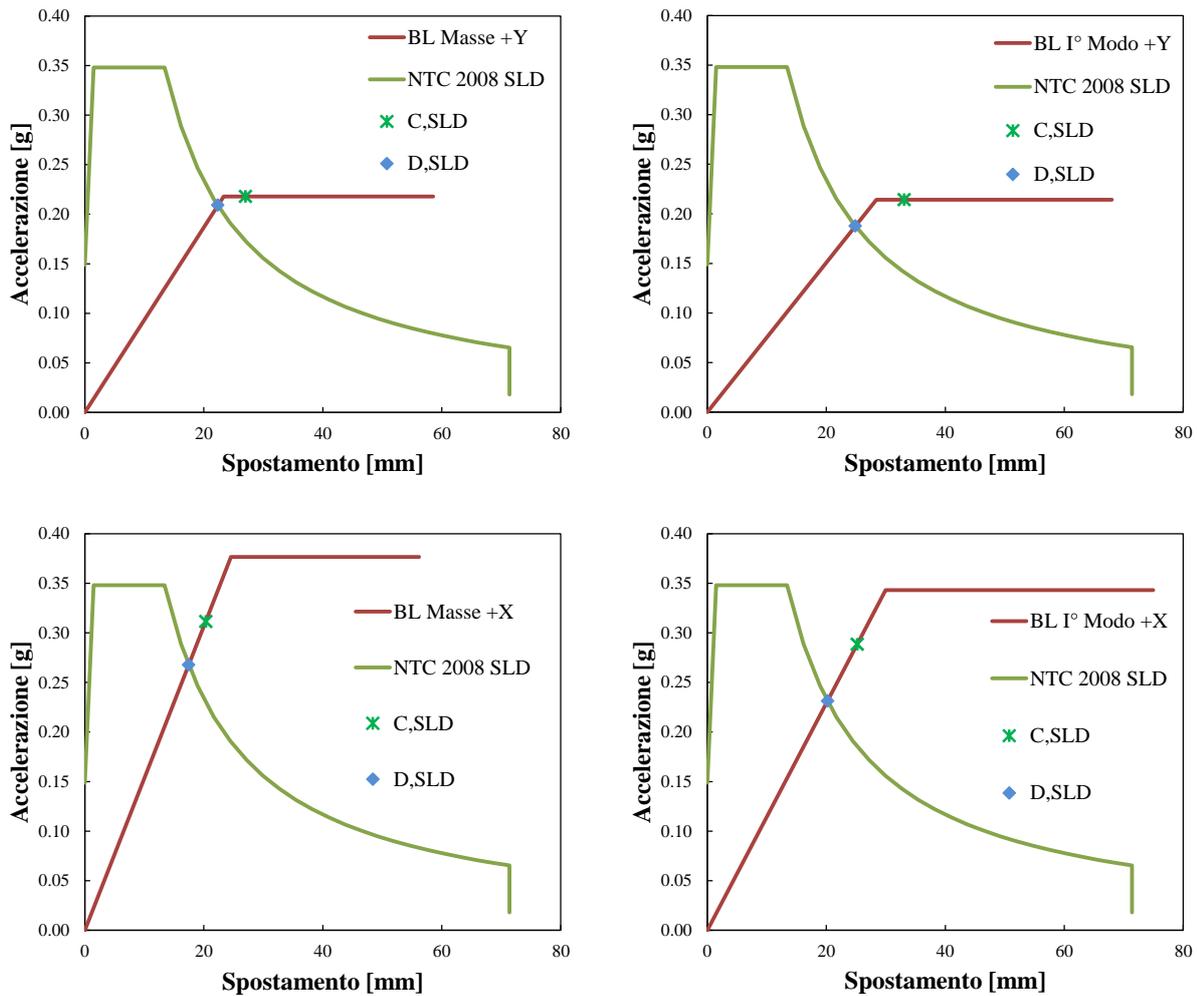


Figura 6.31: Risultati ottenuti nelle quattro combinazioni principali con modellazione a fibre (Seismostruct) per lo SLD: la capacità di spostamento è risultata sempre maggiore alla domanda

6.10 Analisi mediante codice di calcolo CDS

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per l'unità strutturale 08 mediante il codice di calcolo CDS. Sono state condotte analisi sia in campo lineare che non lineare adottando, nella modellazione, le caratteristiche meccaniche e geometriche utilizzate negli altri software. I modelli adottati per le analisi non lineari (pushover), di cui si riportano di seguito i risultati, sono ottenuti mediante l'utilizzo del solutore presente in CDS e con modellazione a cerniere plastiche concentrate. Il comportamento lineare e non lineare delle cerniere plastiche è definito automaticamente dal software impiegando i legami costitutivi di libreria e le caratteristiche geometriche delle sezioni. In Figura 6.32 si riporta la vista tridimensionale del modello.

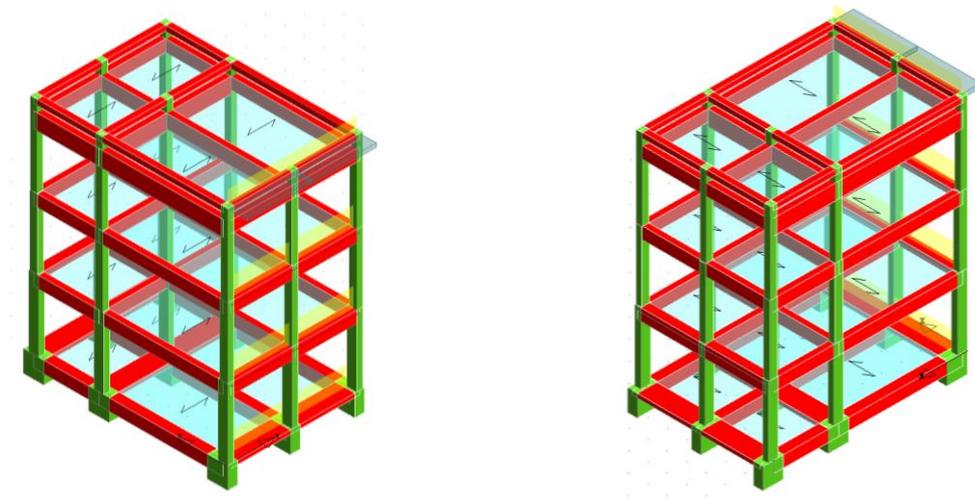


Figura 6.32: Vista tridimensionale del modello

In Tabella 6.51 si riportano i risultati dalle analisi pushover, attribuendo il valore medio di resistenza a tutti gli elementi, considerando come limite prestazionale quello associato ai meccanismi duttili (rotazione della corda), per ogni stato limite è riportato il valore del periodo di ritorno di capacità e il rapporto tra i periodi di ritorno, di capacità e di domanda, così come definito dalla norma.

Tabella 6.51: Risultati dalle analisi pushover con resistenza media

Analisi	SLO		SLD		SLV		SLC	
	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$
Fx (+) Modo + Ecc	91,000	1,187	91,000	0,958	391,000	0,694	690,000	0,652
Fx (-) Modo + Ecc	93,000	1,198	93,000	0,967	479,000	0,755	834,000	0,705
Fy (+) Modo + Ecc	230,000	1,738	257,000	1,468	495,000	0,765	994,000	0,758
Fy (-) Modo + Ecc	252,000	1,805	275,000	1,510	435,000	0,725	707,000	0,659
Fx (+) Massa + Ecc	109,000	1,278	110,000	1,036	447,000	0,734	779,000	0,686
Fx (-) Massa + Ecc	103,000	1,249	103,000	1,008	517,000	0,779	904,000	0,729
Fy (+) Massa + Ecc	268,000	1,851	318,000	1,603	591,000	0,823	1183,000	0,814
Fy (-) Massa + Ecc	268,000	1,851	309,000	1,584	406,000	0,705	619,000	0,624
Fx (+) Modo - Ecc	94,000	1,203	94,000	0,971	483,000	0,757	844,000	0,708
Fx (-) Modo - Ecc	92,000	1,192	92,000	0,962	394,000	0,696	698,000	0,655
Fy (+) Modo - Ecc	230,000	1,738	257,000	1,469	508,000	0,773	1021,000	0,766
Fy (-) Modo - Ecc	258,000	1,823	279,000	1,519	438,000	0,727	706,000	0,658
Fx (+) Modo - Ecc	104,000	1,254	104,000	1,012	520,000	0,781	909,000	0,730
Fx (-) Massa - Ecc	108,000	1,274	111,000	1,040	448,000	0,734	779,000	0,686
Fy (+) Massa - Ecc	265,000	1,843	314,000	1,595	592,000	0,823	1185,000	0,815
Fy (-) Massa - Ecc	272,000	1,863	312,000	1,591	409,000	0,707	624,000	0,626

Dai risultati riportati in Tabella 6.51 si nota come la struttura non soddisfi pienamente tutti gli Stati Limite. In merito agli stati limite di esercizio si evidenzia come solo per SLD risultino non soddisfatte quattro analisi con indice di sicurezza prossimi all'unità. Per quanto concerne gli stati limite ultimi tutte le analisi risultano non soddisfatte con valori di indice di sicurezza compresi tra 0.6 e 0.9.

In Figura 6.33 si riporta la curva di capacità della struttura relativa all'analisi più gravosa con i relativi limiti di capacità e di domanda mentre in Figura 6.34 si riporta lo stato di danneggiamento della struttura ad un determinato step dell'analisi in cui si evidenzia come la formazione delle cerniere plastiche è distribuita sia sui pilastri che sulle travi evidenziando che la progettazione di tale edificio, anche se non condotta con le recenti norme, fornisce una soddisfacente risposta strutturale.

In merito alla valutazione dei meccanismi fragili, così come logico aspettarsi, la struttura presenta un comportamento insoddisfacente, non rispettando in quasi tutte le analisi le richieste prestazionali. In Tabella 6.52 si riportano i risultati delle verifiche dei meccanismi fragili, taglio e nodi, precisando che per tutte le analisi l'attingimento della crisi avviene sempre per i nodi quindi la verifica a taglio non viene eseguita. La Tabella evidenzia come le accelerazioni, necessarie per raggiungere la crisi dovuta ai nodi, risultino sensibilmente

inferiori rispetto a quelle dello Stato Limite associato. Come si vede la verifica conduce all'ottenimento di periodi di ritorno dell'ordine di solo 30 anni che, come valore, è associato allo Stato Limite di Operatività per le strutture ordinarie. Tale verifica risulta essere molto gravosa per le strutture esistenti ed in particolare per quelle progettate senza le prescrizioni delle ultime norme per le zone sismiche.

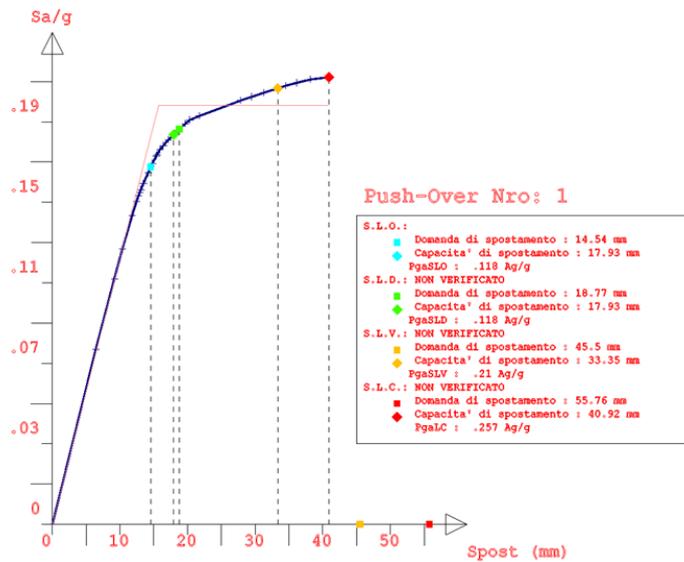


Figura 6.33: Curva di capacità della struttura

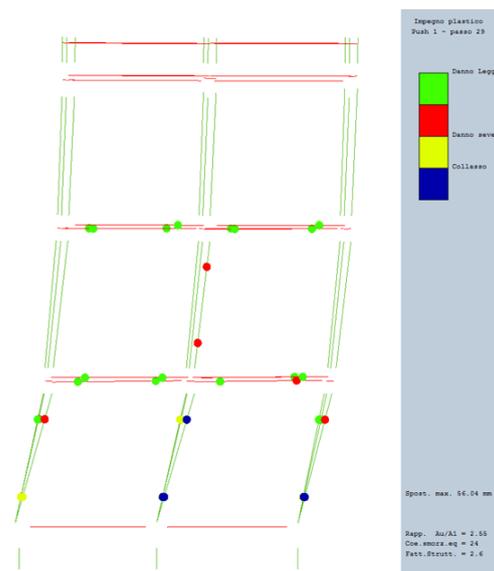


Figura 6.34: Stato di danneggiamento della struttura

Tabella 6.52: Risultati delle verifiche con resistenza media

	Nodo		Verifiche meccanismi fragili
	Tr	Pga	
Fx (+) Modo + Ecc	60,00	0,098	NON VERIFICA
Fx (-) Modo + Ecc	56,00	0,095	NON VERIFICA
Fy (+) Modo + Ecc	35,00	0,074	NON VERIFICA
Fy (-) Modo + Ecc	29,00	0,068	NON VERIFICA
Fx (+) Massa + Ecc	447,00	0,221	NON VERIFICA
Fx (-) Massa + Ecc	351,00	0,202	NON VERIFICA
Fy (+) Massa + Ecc	38,00	0,077	NON VERIFICA
Fy (-) Massa + Ecc	32,00	0,070	NON VERIFICA
Fx (+) Modo – Ecc	55,00	0,094	NON VERIFICA
Fx (-) Modo – Ecc	56,00	0,095	NON VERIFICA
Fy (+) Modo – Ecc	34,00	0,073	NON VERIFICA
Fy (-) Modo – Ecc	29,00	0,068	NON VERIFICA
Fx (+) Modo – Ecc	470,00	0,225	NON VERIFICA
Fx (-) Massa – Ecc	445,00	0,221	NON VERIFICA
Fy (+) Massa – Ecc	38,00	0,077	NON VERIFICA
Fy (-) Massa - Ecc	32,00	0,070	NON VERIFICA

In Tabella 6.53 si riportano i risultati delle analisi pushover condotte attribuendo agli elementi strutturali indagati i valori di resistenza misurata, mentre nei rimanenti elementi il valore medio. Dai risultati si evince come per tutti gli stati limite l'indice di sicurezza aumenta così come riportato anche nel grafico di Figura 6.35 per il caso dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Nel grafico si confrontano i risultati delle pushover condotte sulla struttura considerando due differenti distribuzioni di resistenze. Si può notare come l'impiego dei valori reali sugli elementi indagati per tale struttura porta ad un miglioramento dell'indice di sicurezza e di conseguenza della capacità della struttura. Questo aspetto vale solamente per tale caso in quanto le distribuzioni reali delle resistenze portano ad avere una configurazione che mostra un comportamento più prestazionale. L'incremento delle prestazioni ottenute oscilla tra 1.15% nel caso della pushover 10 a 21.36% per la pushover 16.

Tabella 6.53: Risultati dalle analisi pushover con resistenze misurate

Analisi	SLO		SLD		SLV		SLC	
	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$	T_{rc}	$(T_{rc}/T_{rd})^\alpha$
Fx (+) Modo + Ecc	92,000	1,192	92,000	0,962	405,000	0,704	768,000	0,682
Fx (-) Modo + Ecc	91,000	1,187	91,000	0,958	539,000	0,792	942,000	0,741
Fy (+) Modo + Ecc	212,000	1,681	212,000	1,357	614,000	0,836	1425,000	0,879
Fy (-) Modo + Ecc	248,000	1,793	248,000	1,447	480,000	0,755	897,000	0,726
Fx (+) Massa + Ecc	110,000	1,283	110,000	1,036	463,000	0,744	833,000	0,705
Fx (-) Massa + Ecc	101,000	1,239	101,000	1,000	598,000	0,827	1058,000	0,778
Fy (+) Massa + Ecc	265,000	1,843	265,000	1,487	729,000	0,897	1540,000	0,907
Fy (-) Massa + Ecc	281,000	1,888	281,000	1,524	482,000	0,757	888,000	0,723
Fx (+) Modo - Ecc	94,000	1,203	94,000	0,971	537,000	0,791	965,000	0,749
Fx (-) Modo - Ecc	92,000	1,192	92,000	0,962	405,000	0,704	747,000	0,674
Fy (+) Modo - Ecc	219,000	1,704	219,000	1,375	631,000	0,845	1575,000	0,916
Fy (-) Modo - Ecc	241,000	1,772	241,000	1,430	628,000	0,844	1248,000	0,832
Fx (+) Modo - Ecc	105,000	1,259	105,000	1,016	610,000	0,834	1087,000	0,786
Fx (-) Massa - Ecc	108,000	1,274	108,000	1,028	461,000	0,743	807,000	0,696
Fy (+) Massa - Ecc	266,000	1,846	266,000	1,490	730,000	0,898	1545,000	0,909
Fy (-) Massa - Ecc	281,000	1,888	281,000	1,524	654,000	0,858	1112,000	0,794

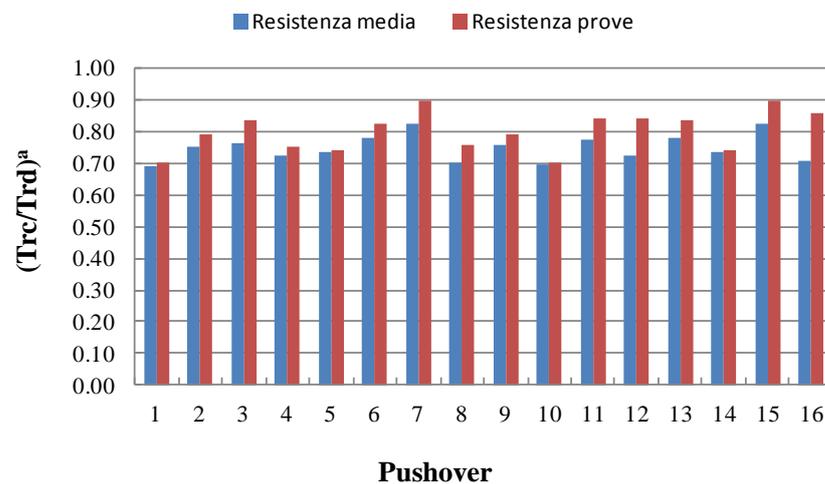


Figura 6.35: Risultati indice di sicurezza allo SLV per i due casi analizzati

In merito alla valutazione dei meccanismi fragili, così come logico aspettarsi, la struttura presenta una comportamento insoddisfacente, non rispettando in quasi tutte le analisi

le richieste prestazionali. In Tabella 6.54 si riportano i risultati delle verifiche dei meccanismi fragili, taglio e nodi, precisando che per tutte le analisi l'attingimento della crisi avviene sempre per i nodi quindi la verifica a taglio non viene eseguita. La tabella evidenzia come le accelerazioni, necessarie per raggiungere la crisi dovuta ai nodi, risultino sensibilmente inferiori rispetto a quelle dello Stato Limite associato. Come si vede la verifica conduce all'ottenimento di periodi di ritorno non inferiore ai 30 anni che, come valore, è associato allo Stato Limite di Operatività per le strutture ordinarie.

Tabella 6.54: Risultati delle verifiche con resistenza misurata

	Nodo		Verifiche meccanismi fragili
	Tr	Pga	
Fx (+) Modo + Ecc	59,00	0,097	NON VERIFICA
Fx (-) Modo + Ecc	49,00	0,089	NON VERIFICA
Fy (+) Modo + Ecc	37,00	0,076	NON VERIFICA
Fy (-) Modo + Ecc	29,00	0,068	NON VERIFICA
Fx (+) Massa + Ecc	403,00	0,213	NON VERIFICA
Fx (-) Massa + Ecc	114,00	0,130	NON VERIFICA
Fy (+) Massa + Ecc	40,00	0,080	NON VERIFICA
Fy (-) Massa + Ecc	32,00	0,070	NON VERIFICA
Fx (+) Modo – Ecc	50,00	0,090	NON VERIFICA
Fx (-) Modo – Ecc	55,00	0,094	NON VERIFICA
Fy (+) Modo – Ecc	33,00	0,072	NON VERIFICA
Fy (-) Modo – Ecc	30,00	0,068	NON VERIFICA
Fx (+) Modo – Ecc	65,00	0,102	NON VERIFICA
Fx (-) Massa – Ecc	394,00	0,211	NON VERIFICA
Fy (+) Massa – Ecc	39,00	0,078	NON VERIFICA
Fy (-) Massa - Ecc	33,00	0,072	NON VERIFICA

6.11 Resoconto verifiche di sicurezza

I risultati ottenuti con i due software di calcolo sono stati opportunamente confrontati al fine di corroborare la validità delle verifiche. Nelle tabelle seguenti vengono sintetizzati i risultati ottenuti con il software Seismostruct (Tabella 6.55) con il quale sono state svolte tutte e 24 le analisi previste dalla norma, e con il software Sap2000 (Tabella 6.56) con il quale sono state svolte le 4 analisi principali.

Dalle analisi effettuate emerge come la struttura presenti una capacità in termini di spostamento inferiore alla domanda, per tutte le analisi eseguite, ad eccezione della Y_{+1} modo eseguita con il Sap, che fornisce una capacità di 64 mm a fronte di una domanda di 60 mm. La modellazione Seismostruct in questo caso, fornisce una capacità leggermente inferiore, di 57 mm che a fronte della medesima domanda fa sì che la verifica non risulti soddisfatta. Ciò evidenzia subito l'effetto dei tipi di modellazione, delle ipotesi e delle semplificazioni adottabili, che pur rientrando nell'ammissibilità delle norme, comportano differenze nei risultati assolutamente non trascurabili. Ciò è evidenziato anche dal confronto dei risultati riportato in Tabella 6.57, che riporta le differenze percentuali tra le due modellazioni, in termini di accelerazioni e spostamenti di capacità e di domanda in spostamento. Da tale tabella emerge che:

- Il modello Seismostruct fornisce una domanda in spostamento leggermente inferiore (in un range compreso tra 0-9%). Ciò è dovuto al fatto che tale modello fornisce dei periodi del sistema 1GdL equivalente leggermente maggiori e quindi il primo tratto della bilineare intercetta lo spettro in un punto caratterizzato da un minore spostamento.

Ciò rientra nel diverso approccio delle due modellazioni: nel modello a fibre, il decadimento del modulo viene intrinsecamente considerato nel modello costitutivo del materiale, mentre nel modello a plasticità concentrate, il modulo viene forfettariamente abbattuto del 50% fin dall'inizio dell'analisi. Ciò comporta globalmente una maggiore deformabilità della struttura.

- Per quanto riguarda le capacità in termini di spostamento e accelerazione il modello Seismostruct fornisce valori tendenzialmente superiori (con incrementi fino al 25%) in considerazione di una modellazione più dettagliata, meno semplificata e più fedele alla reale conformazione della struttura. Nella modellazione a plasticità concentrate infatti, le cerniere

plastiche nei pilastri sono state valutate in considerazione dello sforzo normale agente in combinazione sismica, senza tener conto della sua variazione durante l'analisi. Inoltre nel Sap le cerniere plastiche sono state differenziate in x e y senza tener conto, in via cautelativa, dei ferri di parete. Nel Seismostruct invece la sezione viene modellata con le sue reali caratteristiche e tutti i ferri presenti; ciò dà luogo ad una maggiore resistenza in termini di massimo taglio (e quindi accelerazione) sostenibile, soprattutto in direzione x, in cui i ferri di parete forniscono un maggiore contributo alla resistenza.

Tabella 6.55: Resoconto verifiche analisi pushover (Modello a fibre - Seismostruct)

N°	Push	Dir.	Dati Bilineare				Capacità			Domanda	
			dY [mm]	FY [g]	dU [mm]	T* [s]	C,SLD [mm]	C,SLV_dut [mm]	C,SLV_tagl. [mm]	D,SLD [mm]	D,SLV [mm]
1	MASSE	+ Y	23	0.218	59	0.656	27	48	-	22	54
2	MASSE	- Y	23	0.221	57	0.642	25	47	-	22	53
3	MASSE	+ X	25	0.377	56	0.512	20	49	37	17	42
4	MASSE	- X	24	0.384	54	0.497	23	46	25	17	41
5	MASSE +ECC	+ Y	23	0.219	59	0.665	26	48	-	22	54
6	MASSE +ECC	- Y	23	0.223	58	0.642	25	47	-	22	53
7	MASSE -ECC	+ Y	23	0.211	54	0.660	24	43	-	22	55
8	MASSE -ECC	- Y	23	0.214	52	0.648	23	43	-	22	54
9	MASSE +ECC	+ X	24	0.372	55	0.513	19	44	40	17	42
10	MASSE +ECC	- X	23	0.373	50	0.496	21	43	23	17	41
11	MASSE -ECC	+ X	24	0.370	51	0.513	20	51	39	17	42
12	MASSE -ECC	- X	24	0.386	59	0.499	21	49	28	17	41
13	I°MODO	+ Y	28	0.214	68	0.730	33	57	-	25	60
14	I°MODO	- Y	28	0.218	68	0.718	31	57	-	24	59
15	I°MODO	+ X	30	0.343	75	0.593	25	57	40	20	49
16	I°MODO	- X	30	0.355	67	0.581	30	58	30	20	48
17	I°MODO +ECC	+ Y	29	0.216	68	0.729	32	57	-	25	60
18	I°MODO +ECC	- Y	28	0.220	69	0.718	30	58	-	24	59
19	I°MODO -ECC	+ Y	28	0.209	63	0.737	31	54	-	25	61
20	I°MODO -ECC	- Y	28	0.212	63	0.723	29	52	-	25	60
21	I°MODO +ECC	+ X	30	0.340	73	0.594	24	53	40	20	49
22	I°MODO +ECC	- X	29	0.348	63	0.581	28	53	28	20	48
23	I°MODO -ECC	+ X	30	0.344	79	0.595	25	61	42	20	49
24	I°MODO -ECC	- X	30	0.356	72	0.583	27	62	33	20	48

Tabella 6.56: Resoconto verifiche analisi pushover (Modello a plasticità concentrate –SAP2000)

N°	Push	Dir.	Dati Bilineare				Capacità		Domanda
			dY [mm]	FY [g]	dU [mm]	T* [s]	C,SLV_dut [mm]	C,SLV_tagl [mm]	D,SLV [mm]
1	I°MODO	+ Y	24	0.183	97	0.727	64	-	60
2	MASSE	+ Y	21	0.191	69	0.659	43	-	55
3	I°MODO	+ X	27	0.274	107	0.630	73	35	52
4	MASSE	+ X	22	0.299	70	0.548	44	30	45

Tabella 6.57: Differenze % nei risultati delle due modellazioni

N°	Push	Dir.	FY [g]	C,SLV [mm]	D,SLV [mm]
1	I°MODO	+ Y	+17%	-11%	0%
2	MASSE	+ Y	+14%	+12%	-2%
3	I°MODO	+ X	+25%	+13%	-6%
4	MASSE	+ X	+26%	+23%	-9%

In conclusione si può quindi dire che la modellazione a plasticità concentrate, essendo più semplificata sotto molti aspetti, comporta comunque risultati a favore di sicurezza, più cautelativi, fornendo valori di domanda maggiori e di capacità minori.

Nonostante le differenze evidenziate, i due modelli sono concordi nel definire le modalità di collasso, avvalorando quindi i risultati ottenuti. Si riscontrano rotture per taglio nelle medesime analisi, tutte quelle in direzione X, dove la struttura è più rigida e presenta delle travi piuttosto corte (90-91 e 96-97) molto sensibili alle rotture per taglio. Per quanto riguarda le rotture flessionali negli altri casi, si riscontra sempre il collasso per formazione di un meccanismo a piano terra.

Ulteriori valutazioni vengono effettuate riportando le tabelle 6.58 e 6.59 relative ai risultati ottenuti con il programma CDS per le due distribuzioni di resistenze. Da tali dati vengono valutati i valori degli spostamenti ultimi di capacità relativi allo stato limite di SLV e si nota come i valori ottenuti sono pari a 27 mm in direzione Y e a 33 mm in direzione X per l'analisi con i valori medi mentre per l'analisi con i valori misurati sono pari a 28 mm in direzione Y e a 34 mm in direzione X.

Tabella: 6.58: Parametri caratteristici delle analisi pushover condotte con CDS con resistenza media

Pushover	Massa [t]	Periodo [sec]	Resistenza [t]	Fattore di struttura	Domanda (SLV) [mm]	Capacità (SLV) [mm]	$q^*=F_e/F_y$
Fx (+) Modo + Ecc	243,61	0,55	50,71	2,604	45,505	33,358	2,90
Fx (-) Modo + Ecc	243,61	0,55	50,98	2,785	45,114	35,866	2,90
Fy (+) Modo + Ecc	233,28	0,43	76,75	2,365	35,802	28,786	2,33
Fy (-) Modo + Ecc	233,28	0,43	78,68	2,057	35,831	27,416	2,27
Fx (+) Massa + Ecc	315,26	0,60	62,68	2,625	49,227	38,079	2,80
Fx (-) Massa + Ecc	315,26	0,59	62,90	2,774	48,812	39,826	2,82
Fy (+) Massa + Ecc	315,26	0,47	98,99	2,398	38,821	33,132	2,25
Fy (-) Massa + Ecc	315,26	0,47	100,60	1,918	38,834	28,914	2,21
Fx (+) Modo - Ecc	243,61	0,55	50,99	2,795	45,110	35,947	2,90
Fx (-) Modo - Ecc	243,61	0,55	50,73	2,613	45,511	33,459	2,89
Fy (+) Modo - Ecc	233,28	0,43	77,03	2,376	35,755	29,000	2,32
Fy (-) Modo - Ecc	233,28	0,43	78,63	2,058	35,824	27,499	2,27
Fx (+) Modo - Ecc	315,26	0,59	62,81	2,783	48,804	39,881	2,82
Fx (-) Massa - Ecc	315,26	0,60	62,64	2,627	49,233	38,112	2,80
Fy (+) Massa - Ecc	315,26	0,47	98,73	2,405	38,825	33,150	2,26
Fy (-) Massa - Ecc	315,26	0,47	100,74	1,922	38,824	28,979	2,21

Tabella: 6.59: Parametri caratteristici delle analisi pushover condotte con CDS con resistenza misurata

Pushover	Massa [t]	Periodo [sec]	Resistenza [t]	Fattore di struttura	Domanda (SLV) [mm]	Capacità (SLV) [mm]	$q^*=F_e/F_y$
Fx (+) Modo + Ecc	243,00	0,55	51,15	2,666	45,592	33,904	2,86
Fx (-) Modo + Ecc	243,14	0,55	51,30	2,869	45,252	37,436	2,87
Fy (+) Modo + Ecc	233,55	0,43	77,13	2,584	35,846	30,994	2,32
Fy (-) Modo + Ecc	233,55	0,43	78,35	,238	35,888	28,555	2,28
Fx (+) Massa + Ecc	315,26	0,60	63,62	2,641	49,319	38,691	2,76
Fx (-) Massa + Ecc	315,26	0,59	63,74	2,863	48,961	41,955	2,77
Fy (+) Massa + Ecc	315,26	0,47	99,62	2,562	38,839	35,577	2,23
Fy (-) Massa + Ecc	315,26	0,47	101,73	2,141	38,870	30,974	2,19
Fx (+) Modo - Ecc	243,14	0,55	51,58	2,878	35,235	37,367	2,86
Fx (-) Modo - Ecc	243,14	0,55	51,04	2,644	45,628	33,917	2,86
Fy (+) Modo - Ecc	233,55	0,43	77,64	2,636	35,817	31,251	2,30
Fy (-) Modo - Ecc	233,55	0,43	79,14	2,431	35,879	31,248	2,26
Fx (+) Modo - Ecc	315,26	0,59	64,12	2,871	48,921	42,193	2,76
Fx (-) Massa - Ecc	315,26	0,60	63,18	2,629	49,353	38,655	2,77
Fy (+) Massa - Ecc	315,26	0,47	99,79	2,558	38,854	35,611	2,23
Fy (-) Massa - Ecc	315,26	0,47	102,55	2,274	38,850	34,313	2,17

Da quest'ultimo confronto si evidenzia come l'incremento attribuito alla reale distribuzione delle resistenze sia da considerare contenuto nell'ordine di solo 1-2 mm. Tale

risultato come si può notare modifica a sua volta il valore dell'indice di sicurezza legato ai meccanismi duttili di percentuali limitate.

Confrontiamo i risultati ottenuti con il CDS e gli altri due software si può concludere che le variazioni di capacità sono limitate a percentuali accettabili e dipendenti dalle scelte di modellazione e descrizione del comportamento non lineare. Un'ulteriore considerazione va posta nella definizione delle capacità di rotazione della corda che nei due primi programmi sono definite manualmente nel caso del CDS sono determinate da procedure interne al programma. Tutti questi aspetti senza trascurare la reale resistenza del materiale costituiscono un insieme di incertezze intrinseche nella modellazione e analisi strutturale in particolare di strutture esistenti.

Conclusioni

Nel presente lavoro di ricerca si è voluto mettere in luce le problematiche inerenti il percorso necessario per giungere ad una corretta valutazione delle prestazioni sismiche di edifici esistenti in c.a. Infatti, valutare le prestazioni strutturali di un edificio esistente non significa solamente seguire le normative vigenti, ma richiede di essere dei buoni osservatori e soprattutto critici e cauti anche nei confronti di quanto disciplinato in normativa.

I vari aspetti affrontati nel lavoro, ripercorrono in modo critico le prescrizioni normative sia per quanto concerne il percorso della conoscenza che per quanto concerne il processo di valutazione.

Prima di valutare ed affrontare tali tematiche si è cercato di analizzare gli aspetti generali della vulnerabilità, pericolosità ed esposizione con riferimento alle strutture intelaiate in c.a. evidenziando le più comuni problematiche che si possono riscontrare nel patrimonio edilizio esistente.

In merito al percorso della conoscenza ciò è stato trattato nei capitoli 2, 3 e 5 affrontando le tematiche di definizione del sistema resistente e della caratterizzazione meccanica dei materiali che lo costituiscono.

Lo studio è stato condotto su un presidio ospedaliero che ha portato ad un'attenta ricerca di archivio, sopralluoghi per la verifica della geometria degli elementi strutturali, definizione della categoria di sottosuolo, indagini in situ per la caratterizzazione meccanica dei materiali, reperimento delle norme vigenti all'epoca di costruzione.

Grazie al reperimento di materiale progettuale nei vari archivi è stato possibile non solo verificare in maniera più semplice la geometria della struttura, ma anche limitare le incertezze in situazioni in cui non sempre era possibile effettuare ispezioni o sopralluoghi vista a volte la particolarità degli ambienti sanitari in cui si operava.

Tale materiale ha consentito inoltre di programmare e condurre le prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali andando a mirare con maggiore accuratezza determinati elementi (travi e pilastri), ispezionando con più o meno attenzione alcune zone poco chiare o incerte.

Tutto il percorso della conoscenza ha portato al raggiungimento di un livello di conoscenza LC2 che ha consentito, nel processo di analisi, di condurre valutazioni mediante analisi lineari e non lineari.

La fase di definizione della geometria e delle caratteristiche meccaniche condotta su una struttura nella sua piena operatività ha evidenziato come il processo della valutazione possa essere condotto ottimizzando risorse e funzionalità come ha evidenziato l'esperienza di tale ricerca.

I risultati di tale fase hanno evidenziato come le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo (materiale sensibile ad una variazione delle sue caratteristiche meccaniche) mostri valori eterogenei sia sull'intero complesso che in taluni casi sulla singola unità strutturale. Infatti, sono state riscontrate resistenze elevate su edifici realizzati nelle prime fasi costruttive e valori più bassi su edifici nelle ultime fasi di costruzione del complesso. Tale risultato risulta di controtendenza rispetto alle casistiche riscontrate in letteratura. In merito al reperimento del materiale progettuale, ciò ha permesso di valutare sia le metodologie di calcolo e le azioni adottate in fase di elaborazione sia tutte le informazioni necessarie nella fase di modellazione di cui la norma richiede la definizione come ad esempio numero e disposizione delle armature, passo delle staffe, ancoraggi, etc. ne consegue che il reperimento del materiale ha permesso di ottenere informazioni dettagliate ed esaustive affiancandole con un numero limitato di verifiche in situ.

Tutto quanto sopra evidenziato mette in luce l'importanza della conoscenza del manufatto edilizio da analizzare per la successiva valutazione delle prestazioni strutturali.

L'applicazione delle procedure di analisi e verifica previste dalla normativa italiana vigente sono state condotte su un'unità strutturale di dimensioni limitate, ma con lo scopo di confrontare i livelli prestazionali ottenuti sia dalle singole metodologie di analisi che dall'impiego di software di calcolo differenti.

Le analisi sono state condotte in prima battuta utilizzando il SAP2000 con una modellazione elastica lineare ed applicando un'analisi dinamica modale con spettro di risposta

elastico ed una con fattore q differenziato per la verifica dei meccanismi fragili e duttili. La prima analisi anche per un edificio semplice risulta non applicabile per cui si può constatare che tale procedura è molto restrittiva e la sua applicazione nella maggior parte dei casi porta ad un risultato non utile ossia la sua non applicabilità. L'analisi con fattore di struttura q ha consentito di cogliere la risposta della struttura e le verifiche sui meccanismi duttili condotti con un fattore di struttura $q=3$ e sui meccanismi fragili condotti con un fattore di struttura $q=1,5$ hanno evidenziato che l'attingimento della crisi per valori di azione sismica bassi, rispetto al sito, si manifestano nei meccanismi fragili, in particolare la verifica dei nodi.

I risultati ottenuti confermano le aspettative riscontrate in tutte le verifiche condotte su edifici esistenti in cui la crisi è attinta su quei particolari elementi che non derivano da una progettazione basata sul Capacity Design.

Il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2 ha consentito di condurre anche analisi statiche non lineari (analisi pushover). Esse sono state condotte mediante l'utilizzo di tre differenti software (SAP2000, Seismostruct e CDS) ed hanno consentito di valutare i livelli prestazionali raggiunti dalla struttura considerando il superamento di determinate soglie relative ai singoli meccanismi duttili/fragili. Il confronto tra i risultati ottenuti tra i tre software in termini di indice di sicurezza ha evidenziato che le differenti modellazioni portano a variazioni della risposta, in termini di capacità, di percentuali che oscillano tra il 10% ed il 25%. Anche questa analisi condotta con i tre software ha evidenziato come l'indice di sicurezza inferiore si ottiene considerando la verifica dei meccanismi fragili in particolare dei nodi.

Un'ulteriore valutazione è stata condotta mediante l'utilizzo del software CDS valutando la risposta strutturale ottenuta da un modello con caratteristiche medie dei materiali ed un modello con le resistenze determinate dalle prove in situ sui singoli elementi. Per tale valutazione si è ottenuta una migliore prestazione per il modello con le resistenze reali.

In conclusione il presente lavoro ha cercato di porre l'attenzione sugli aspetti procedurali di una valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti mettendo in luce vari aspetti importanti e critici. Certamente l'importanza fondamentale da attribuire al percorso della conoscenza che consente di limitare o ridurre le incertezze in fase di analisi.

In merito alle analisi si può sottolineare come l'applicazione dell'analisi con spettro di risposta elastico non porti all'accettazione del modello e quindi non consente di giungere alla

verifica mentre, nel caso in esame, i risultati ottenuti dall'analisi elastica con fattore di struttura e l'analisi statica non lineare convergono su medesimi livelli prestazionali. In particolare è da evidenziare la criticità delle verifiche dei meccanismi fragili nodi che se condotte con metodi di verifica per le nuove costruzioni non verranno mai soddisfatti. Ne consegue come una revisione dell'approccio nella verifica del nodo, per gli edifici esistenti, sia auspicabile se non necessaria. In fine il confronto tra i tre software o metodologie di modellazione non lineare evidenziano differenze non trascurabili e certamente da tenere conto nella fase di valutazione.

BIBLIOGRAFIA

- ACI 214.4R, (2003), *“Guide for obtaining cores and interpretation compressive strength results”*.
- ASTM C805-08, *“Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete”*.
- ASTM C597-02, *“Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete”*.
- N. Augenti, (2003), *“La resistenza dei calcestruzzi negli edifici esistenti”*, in atti II Consiglio Nazionale su Crolli e Affidabilità delle Strutture, Napoli 15-16 maggio, pp. 29-39.
- I. E. Bal, H. Crowley, R. Pinho and F. G. Gualy (2008), *“Detailed assessment of structural characteristic of Turkish RC building stock for loss assessment models”*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, doi 10.1016/j.soildyn. 2007.10.005
- B. Borzi, R. Pinho and J. Bommer (2008), *“Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings”*, Engineering Structures, vol. 30, pp. 75-104.
- P. Bocca, F. Cianfrone, (1983), *“Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata”*, L’Industria Italiana del Cemento n° 9, Italia, pp. 703-714.
- F. Braga, M. Dolce, A. Masi e D. Nigro, (1992). *“Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive”*, L’Industria Italiana del Cemento n°2, Italia, pp. 201-208.
- British Standard Institution – BS 1881-120, (1983), *“Method for determination of the compressive strength of concrete cores”*.
- British Standard Institution – BS 1001-202 (1986), *“Testing Concrete Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer”*.
- British Standard Institution – BS 1881-203 (1996), *“Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete”*.
- G. M. Calvi, R. Pinho, G. Magenes, J. J. Bommer, L. F. Restrepo-Velez and H. Crowley (2006), *“Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years”*, Journal of Earthquake Technology, Paper n° 472, vol. 43, n° 3, pp. 75-104.
- M. Cestelli Guidi e G. Morelli (1981), *“Valutazione della resistenza dei calcestruzzi sulle strutture finite”*, L’Industria Italiana del Cemento n°3, Italia, pp. 195-206.
- Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, C.S.LL.PP, Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CDSWin, Release 2013, Computer Design of Structures, Manuale d’uso *“Strutture in c.a., acciaio, legno e muratura”*, By S.T.S. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Sant’Agata Li Battiati (CT).
- M. Collepari (2002), *“Il nuovo calcestruzzo”*, II Edizione, Edizioni Tintoretto.
- Concrete Society, (1976), Technical Report n° 11 *“Concrete testing for strength”*.
- E. Cosenza, G. Manfredi, M. Polese and G. M. Verderame (2005), *“A multilevel approach to the capacity assessment of existing buildings”*, Journal of Earthquake Engineering, vol. 9, n° 1, pp. 1-22.

E. Cosenza, G. Maiulo and G. Maddaloni (2008), “*L’analisi statistica non lineare (pushover) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica italiana*”, XVII Congresso CTE, Roma, 5-8-novembre 2008.

M.T. Cristofaro (2009), “*Metodi di valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo di strutture in c.a. esistenti*”, tesi di dottorato, Università degli Studi di Firenze.

H. Crowley, J. Bommer and R. Pinho (2004), “*Displacement based earthquake displacement based loss assessment (DBELA)*”, ESC General Assembly Papers, Posdam 2004.

H. Crowley, R. Pinho and J. Bonner (2004), “*A Probabilistic Displacement-based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation*”, Bulletin of Earthquake Engineering vol. 2, pp. 173-219.

M. D’Amato, M. Laterza e R. Gigliotti, (2007), “*Indagini distruttive e non distruttive su edifici in c.a. esistenti secondo l’OPCM 3274/3431: evidenze sperimentali e significatività dei risultati*”, in atti XII Convegno L’Ingegneria Sismica in Italia, Pisa 10-14 giugno, Italia.

A. Di Leo, G. Pascale, (1981), “*La stima della resistenza in situ dei calcestruzzi con i metodi non distruttivi*”, Inarcos n° 415, Bologna, Italia.

A. Di Leo, G. Pascale, (1994), “*Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato*”, in atti Convegno sistema Qualità e prove non Distruttive per l’affidabilità e la sicurezza delle strutture civili, Bologna SAIE, ottobre, Italia.

A. Di Leo, G. Pascale, (1994), “*Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato*”, Il Giornale delle Prove Non Distruttive Monitoraggio Diagnostica n° 4, Italia.

DIN/ISO 8047 (1983), “*Hardened Concrete. Determination of Ultrasonic Pulse Velocity*”.

M. Dolce, A. Masi, C. Samela e A. Goretti (2005), “*Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità di edifici scolastici in c.a.*”, Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all’ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, Atti di dipartimento, vol. 2.

M. Dolce, C. Moroni (2005), “*La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura)*”, Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all’ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, Atti di dipartimento, vol. 4.

M. Dolce, C. Moroni and C. Cardone (2005), “*Validazione su prove sperimentali della procedura VC per le valutazioni di vulnerabilità e rischio sismico di singoli edifici in c.a.*”, Dipartimento di strutture, geotecnica, geologia applicata all’ingegneria, Università degli studi della Basilicata, Potenza, Atti di dipartimento, vol. 5.

EuroCode 8 (2003a), “*Design of structures for earthquake resistance*”, Part 1: General rules , seismic action and rules for buildings, Draft n° 6, January 2003.

EuroCode 8 (2003b), “*Design of structures for earthquake resistance*”, Part 3:Strengthening and repair of buildings, Draft n°3 (Final Project Team – Stage 34), January 2003.

G. Fabbrocino, A. A. Di Fusco e G. Manfredi, (2005), *“In situ evaluation of concrete strength for existing constructions: critical issues and perspectives of NDT methods”*, fib Symposium Keep Concrete Attractive, Budapest, Hungary.

P. Fajfar (2002), *“Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra”*, Proceeding of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 728, London (UK).

Federal Emergency Management Agency – FEMA, (1997), *“Commentary on the Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings”*, FEMA 274, october, Washington D. C.

Federal Emergency Management Agency – FEMA, (2000), *“Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”*, FEMA 356, Reston, Va.

J. Gašparik, (1992), *“Prove non distruttive nell’edilizia”* - Quaderno didattico AIPnD, Brescia, Italia

R. Giacchetti, L. Lacquaniti, (1980), *“Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato”* – Nota tecnica 04, Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Italia.

I. Iervolino, E. Cosenza, C. Galasso (2009), *“Spettri, Accelerogrammi e le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*, Progettazione Sismica, n° 1, pp. 33-50, IUSS Press, Pavia.

G. Manfredi, A. Masi, R. Pinho, G. Verderame e M. Vona, (2007), *“Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato”*, IUSS Press, Italia.

A. Masi (2005), *“La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive”*, Il Giornale delle Prove Non Distruttive, Monitoraggio, Diagnostica n° 1, Italia.

A. Masi, M. Dolce, L. Chiauuzzi, D. Nigro e M. Ferrini, (2005), *“Indagini sperimentali sulla variabilità della resistenza del calcestruzzo negli elementi strutturali di edifici esistenti in c.a.”*, in atti Conferenza Nazionale Sulle Prove Non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, Milano 13-15 ottobre, Italia.

G. Menditto, S. Bufarini, V. D’Aria e M. Massaccesi, (2003), *“Modifiche all’attuale sclerometro tipo N e realizzazione di nuove curve di correlazione tra gli indici sclerometrici e la resistenza meccanica a compressione dei conglomerati non strutturali, ordinari, ad alte prestazioni ed alta resistenza e nuova formulazione del metodo combinato”*, in atti 10° Congresso Nazionale dell’AIPnD, Ravenna 2-4 aprile, Italia, pp. 273-288.

G. Menditto, S. Bufarini, V. D’Aria e M. Massaccesi, (2004), *“Nuove curve di correlazione per lo sclerometro, ultrasuoni e metodo combinato”*, In Concreto, n° 57, Maggioli Editore, Italia, pp. 84-89.

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. n° 29 del 4 febbraio 2008 suppl. ord. n° 30).

O.P.C.M. 20/3/2003 n° 3274, *“Primi elementi in materia di elementi generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.

O.P.C.M. 3/5/2005 n° 3431, *“Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/3/2003”*.

G. Pascale, (2007), *“La valutazione del calcestruzzo nelle strutture esistenti”*, In Concreto n° 78, Maggioli Editore, Italia, pp. 64-73.

R. Pucinotti, (2006), “*Patologia e diagnostica del cemento armato*”, Dario Flaccovio Editore, Italia.

R. Pucinotti, (2013), “*Assessment of in-situ Characteristic Concrete Strength*”, Construction and Building Materials, n° 44, pp. 63-73.

Regione Toscana – Giunta Regionale Settore – Servizio Sismico Regionale (2004). Interventi sperimentali di prevenzione per la riduzione del rischio sismico, Programma Regionale “*Vulnerabilità Sismica edifici in Cemento Armato (VSCA)*”, Istruzioni Tecniche, Criteri per lo svolgimento di indagini diagnostiche finalizzate alla valutazione della qualità dei materiali in edifici esistenti in cemento armato, Firenze, Italia – www.regionetoscana.it.

SAP2000 Non Linear Version 7.40 (2003), “*Structural Analysis Program*” – Manual – Computer and Structures, Inc.

Seismosoft (2006) Seismostruct Version 5.2.2—A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available online from URL: www.seismosoft.com.

RILEM, (1993), “*Recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*”, compendium of RILEM Technical Recommendations, E&FN Spon, London.

RILEM Recommendation NDT 1, (2003), “*Testing of Concrete by the Ultrasonic Pulse Method*”, December, Paris.

RILEM Draft Recommendation, 43-CND, (1993), “*Combined non-destructive testing of concrete. Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*”, Materials and Structures, n° 26, pp. 43-49

UNI 9094:1987, “*Determinazione delle velocità di propagazione degli ultrasuoni nei materiali solidi*”.

UNI 9944:1992, “*Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo*”.

UNI EN 12504-2:2001, “*Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico*”.

UNI 6131:2002, “*Prelevamento campioni calcestruzzo indurito*”.

UNI EN 12504-1:2009, “*Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Parte 1 - Carote – Prelievo, esame e prova di compressione*”.

UNI EN ISO 6892-1:2009, “*Materiali metallici – prova di trazione*”.

UNI EN 15630-1:2010, “*Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso –Metodi di prova*”.

G. M. Verderame, I. Iervolino and P. Ricci (2009), Report on the damage on buildings following the seismic event 6th of april 2009, vol. 20, <http://www.reluis.it>.