



Università Politecnica delle Marche

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

Vulnerabilità sismica e analisi strutturali di un edificio esistente in cemento armato

Seismic vulnerability and structural analysis of an existing reinforced concrete building

Relatore: **Prof. Ing. Roberto Capozucca**

Candidato: **Nicola Crisci**

Correlatore: **Ing. Erica Magagnini**

Anno accademico 2019-2020

INTRODUZIONE

Sul territorio nazionale sono innumerevoli le costruzioni in calcestruzzo armato, ormai datate, che sorgono in zone ad elevato rischio sismico.

In particolare, come si nota in Figura I, circa il 35% degli edifici in c.a. è stato costruito prima dell'emanazione della Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche", in cui compaiono le prime disposizioni in materia antisismica. Tale percentuale sale all'86% se si considera il costruito fino al 1991.

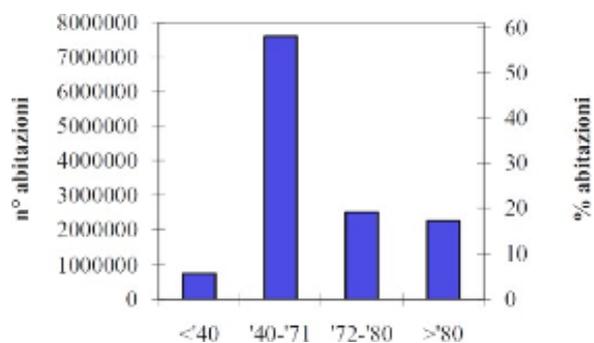


Figura I: Epoca di costruzione di strutture in c.a. (ISTAT).

Questo dato è particolarmente allarmante se si considera che solo in seguito all'emanazione dell'O.P.C.M. del 20 marzo 2003, n. 3274 si è proceduto ad una macrozonazione sismica del territorio italiano e contestualmente alla redazione di prescrizioni sismiche di moderna concezione (Figura II).

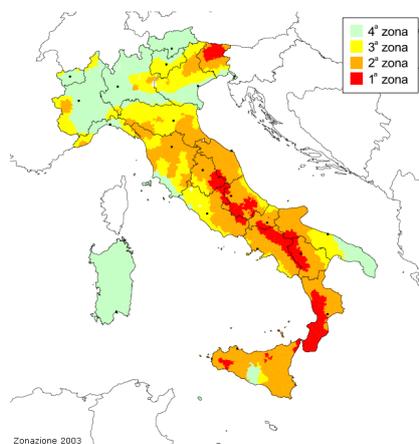


Figura II: Carta della pericolosità sismica territoriale (INGV).

Sono numerose infatti le costruzioni storiche concepite strutturalmente senza confrontarsi con criteri sismici o facendo riferimento a normative sismiche ormai datate e povere di contenuto rispetto a quelle attuali. In passato, infatti, il problema della sicurezza era impostato in modo differente con obiettivi meno severi, non si era ancora arrivati alla formulazione del concetto di stati limite e quindi nemmeno agli approcci prestazionali più recenti basati sul Performance-Based Design, senza contare l'incapacità nella descrizione del comportamento della struttura oltre il limite elastico e quindi correlato al concetto di controllo del danneggiamento, introdotto solo recentemente con la moderna filosofia di progettazione secondo il criterio di gerarchia delle resistenze.

La quasi totalità delle strutture esistenti intelaiate in c.a. sono esibiscono, pertanto, un comportamento sismico caratterizzato dall'innescamento prematuro di meccanismi di crisi di tipo fragile che ne limitano la sicurezza strutturale, causa principale di danni e perdite di vite umane.

I recenti eventi sismici hanno mostrato l'elevata vulnerabilità del patrimonio esistente in cemento armato, le cui cause sono riconducibili a molteplici aspetti:

- Scarsa qualità del calcestruzzo;
- Armatura trasversale carente;
- Mancanza di cura nei dettagli costruttivi;
- Progettazione per soli carichi verticali.

È evidente che la demolizione e la ricostruzione di edifici esistenti, progettati e realizzati in maniera non conforme a quanto richiesto dalle attuali prescrizioni sismiche, non è in molti casi una strategia socialmente ed economicamente perseguibile, vista la loro rilevanza storica in qualità di patrimonio edilizio. Di qui la necessità di intensificare gli studi mirati, da una parte, alla valutazione e quantificazione dell'influenza sulla capacità sismica globale degli edifici esistenti di meccanismi di crisi di tipo fragile e, dall'altra, alla valutazione dell'efficacia di tecniche di rinforzo strutturale di tipo locale e/o globale, volti a salvaguardare il patrimonio esistente.

Il presente lavoro di tesi si pone come obiettivo la valutazione della sicurezza dell'edificio, di proprietà dell'INAIL, sito a Montemarciano (AN) in via Umberto I n°20, sede degli uffici comunali.

A tal fine si è proceduto dapprima ad un accurato rilievo geometrico strutturale che, assieme alla documentazione tecnica di progetto originale e a limitate indagini di materiale in situ, hanno consentito di assegnare un opportuno livello di conoscenza all'edificio ed hanno permesso la definizione di un modello strutturale rappresentativo dell'intera struttura, con l'ausilio del software agli elementi finiti SAP2000 v.20.

L'analisi delle criticità strutturali dell'edificio esistente e l'efficacia dell'intervento sono stati valutati effettuando analisi statiche non lineari per cogliere nel modo più accurato e congruo alla realtà la risposta sismica dell'edificio.

Infine si è proceduto alla definizione degli indicatori di rischio, grazie ai quali si stabilisce in modo estremamente sintetico ed univoco il comportamento sismico della struttura, effettuando delle considerazioni conclusive analizzando i risultati ottenuti, discutendo le criticità riscontrate e illustrando le possibili soluzioni adottabili.

INDICE

1.	GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.	1
1.1.	Caratteristiche generali	1
1.2.	Meccanismi di collasso	4
2.	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE	8
2.1.	Inquadramento generale	8
2.2.	Rilievo geometrico-strutturale	10
2.3.	Valutazione della sicurezza	14
2.4.	Norme tecniche di riferimento dell'epoca	15
2.5.	Definizione del livello di conoscenza	22
2.6.	Caratterizzazione meccanica dei materiali	26
3.	PROGETTO SIMULATO	32
3.1.	Metodo di calcolo	33
3.2.	Caratteristiche dei materiali	37
3.3.	Definizione dello schema di calcolo	38
3.4.	Determinazione dei carichi	40
3.5.	Determinazione delle sollecitazioni	43
3.6.	Determinazione dell'armatura di progetto	47
3.7.	Valutazioni finali	59
4.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	60
4.1.	Azioni agenti sulla costruzione	60
4.2.	Azione sismica	64
4.3.	Pericolosità sismica di base del sito	69
4.4.	Combinazioni di carico	70
4.5.	Definizione del modello strutturale	71

5.	ANALISI E VERIFICHE	76
5.1.	Metodi di analisi	76
5.2.	Analisi lineare statica	78
5.3.	Analisi lineare dinamica	80
5.4.	Metodi di analisi non lineari	81
5.5.	Analisi non lineare statica – pushover	84
5.6.	Metodo di verifica NTC2008.....	88
6.	ANALISI PER IL CASO DI STUDIO.....	92
6.1.	Caratteristiche generali delle costruzioni.....	92
6.2.	Influenza delle tamponature.....	94
6.3.	Cerniere plastiche	99
6.4.	Distribuzione di forze	103
6.5.	Risultati del pushover e verifica N2	106
7.	ADEGUAMENTO SISMICO	112
7.1.	Tecniche d'intervento	113
7.2.	Incamicatura in cemento armato.....	115
7.3.	Pareti sismoresistenti in c.a.....	118
7.4.	Interventi proposti.....	120
7.5.	Indici di rischio	126
8.	CONCLUSIONI	129
8.1.	Sviluppi futuri	130
	INDICE DELLE FIGURE.....	131
	INDICE DELLE TABELLE	133
	BIBLIOGRAFIA	135

1. GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

1.1. Caratteristiche generali

Il patrimonio edilizio esistente è costituito da immobili costruiti in epoche differenti in cui vigevano normative diverse da quelle attuali; di conseguenza, nei confronti di un sisma, non tutti gli edifici non reagiscono in egual modo poiché non posseggono adeguata duttilità e tantomeno soddisfano i principi di gerarchia delle resistenze.

Il comportamento sismico di un fabbricato è fortemente condizionato dalla sua regolarità in pianta e in elevazione. La sua prestazione strutturale, soprattutto allo stato limite ultimo, dipende però dalle resistenze dei materiali. Dunque è fondamentale avere informazioni dettagliate sui valori di riferimento di tali caratteristiche meccaniche.

Nell'ambito del vasto patrimonio edilizio, le costruzioni con struttura in calcestruzzo armato rivestono un ruolo speciale perché i problemi di durabilità, legati alla qualità del calcestruzzo, alla sua resistenza ed al livello di protezione delle armature metalliche, si presentano in modo preoccupante e la loro soluzione risulta generalmente difficile tecnicamente ed economicamente molto onerosa.

Ulteriori aspetti da considerare nell'ottica di un'analisi più approfondita nella valutazione dell'idoneità statica di un edificio sono le caratteristiche architettoniche, strutturali ed infine le tecniche esecutive.

La tipologia costruttiva adottata per gli edifici precedenti all'introduzione della normativa sismica si differenzia in modo talvolta sostanziale da quella utilizzata dopo il 1974 in quanto riflette una mentalità progettuale unicamente rivolta al dimensionamento strutturale basato sui carichi puramente gravitazionali, quindi verticali, in virtù della quale, ad esempio, le sezioni resistenti dei pilastri vengono

rapportate sostanzialmente al carico assiale al più combinato con le scarse sollecitazioni flessionali derivanti dalla trasmissione dei momenti di nodo.

Questo atteggiamento progettuale ha comportato la realizzazione di strutture intelaiate caratterizzate da pilastri di sezione esigua e, talvolta, travi di dimensioni ragguardevoli e, comunque non obbedienti ad un ordine gerarchico di resistenze su cui invece è basata la moderna filosofia di progettazione in zona sismica.

A queste si sono aggiunte carenze di carattere esecutivo che sono essenzialmente dovute:

- Alla mediocre maestria impiegata nelle opere strutturali e in quelle definite non strutturali;
- Alla scarsa e talvolta pessima qualità dei materiali impiegati per la costruzione nel suo complesso;
- Alla scarsa attenzione da parte della Direzione dei Lavori.

Affinché un edificio risponda in maniera presumibilmente corretta ad un sisma deve essere il più regolare possibile, sia in pianta che in elevazione, simmetrico e iperstatico. In particolare la regolarità assume notevole rilievo sul comportamento dinamico e per questo motivo la normativa attuale fissa criteri molto precisi.

È altresì importante che non siano presenti significativi scostamenti planimetrici fra la posizione del baricentro delle masse e quella delle rigidità che, in caso contrario, darebbero luogo a effetti torsionali pericolosi.

Anche la distribuzione degli elementi non strutturali, come i tamponamenti in muratura, influisce sul comportamento globale della struttura in caso di sisma. Infatti, anche se non vengono considerate in fase di calcolo, le tamponature, fino al raggiungimento del loro collasso, contribuiscono alla rigidità del fabbricato e di conseguenza l'irregolarità della loro distribuzione in elevazione comporta una concentrazione degli sforzi dove queste sono meno presenti e la conseguente formazione del meccanismo di piano soffice o "effetto pilotis" (Figura 1.1), tipico degli edifici con tamponature e tramezzature presenti ad ogni piano tranne che ad uno, tipicamente il piano terra.



Figura 1.1: Esempio di collasso dovuto a cedimento del piano sofficce (Aquila, 2009).

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare nelle travi, evitando al contempo che si manifestino negli elementi meno duttili, come i pilastri, e nei meccanismi resistenti fragili.

Per ottenere la duttilità globale e locale desiderata, le attuali norme tecniche dettano delle condizioni che riguardano sia la geometria che i dettagli costruttivi degli elementi. Naturalmente le indicazioni contenute nei codici di progettazione in zona sismica avanzati non possono trovare riscontro negli edifici costruiti prima della metà degli anni '80 dello scorso secolo.

Come per le prescrizioni di carattere geometrico-architettonico, anche la regolarità degli elementi strutturali contribuisce in maniera determinante alla corretta risposta sismica di un edificio. È quindi buona regola avere telai orditi nelle due direzioni principali evitando disassamenti dei nodi trave-pilastro.

Tuttavia, l'esperienza acquisita dall'osservazione diretta dei danni prodotti dai terremoti, ci insegna che i principali fattori strutturali, responsabili del danneggiamento sismico delle costruzioni in c.a., riguardano sia i comportamenti globali delle strutture, sia alcune imperfezioni esecutive di carattere locale, in particolare:

- Il cattivo posizionamento delle armature, il non corretto uso dei diametri e il conseguente ridotto spessore del copriferro sono responsabili della fessurazione e successiva espulsione del calcestruzzo;
- La non corretta legatura delle staffe causa uno slittamento in fase di getto;
- Le impurità presenti negli inerti sono responsabili della ridotta resistenza dei calcestruzzi;
- Il disarmo precoce, prima che il calcestruzzo abbia raggiunto la dovuta resistenza, è responsabile delle lesioni;
- L'errata compattazione del calcestruzzo porta alla segregazione dei vari costituenti della miscela e alla creazione di nidi di ghiaia;
- La realizzazione del calcestruzzo in cantiere, non ricorrendo a quello industriale, più controllato e soggetto a un corretto mix-design, comporta la presenza di calcestruzzi con diverse classi di resistenza.

1.2. Meccanismi di collasso

Come detto in precedenza, il comportamento di una struttura durante un terremoto dipende oltre che dalle caratteristiche dell'azione sismica anche dalla qualità della struttura stessa, che determina il comportamento duttile dell'edificio e la capacità di trasferire a terra le forze orizzontali senza eccessive deformazioni.

Il buon comportamento sismico di una struttura sotto sisma può essere raggiunto seguendo i seguenti principi:

- Semplicità strutturale;
- Uniformità e simmetria;
- Iperstaticità;
- Resistenza e rigidezza flessionale secondo due direzioni ortogonali;
- Resistenza e rigidezza torsionale;
- Resistenza a rigidezza nel piano degli impalcati;
- Fondazioni adeguate.

Il soddisfacimento di tali requisiti permette di realizzare strutture che, sotto l'azione sismica di media ed elevata intensità, hanno una 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 agli elementi sia strutturali che non strutturali.

I principali sistemi strutturali, come riportato in Figura 1.2, che presentano un'adeguata rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali indotte dal sisma sono:

- Telai resistenti a momento;
- Telai con controventi concentrici o eccentrici;
- Sistemi a parete singola o accoppiata;
- Sistemi telaio-parete.

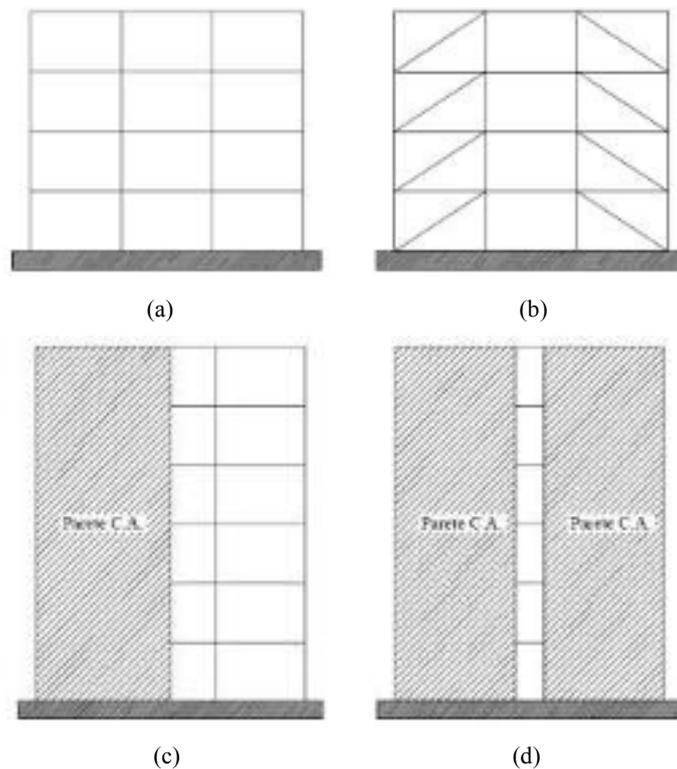


Figura 1.2: Tipologie strutturali in elevazione: a) sistema a telaio, b) telaio con controventi, c) sistema telaio-parete, d) sistema a pareti accoppiate.

Nello specifico i telai resistenti a momento, costituiti da travi connesse rigidamente ai pilastri, costituiscono una delle tipologie maggiormente utilizzate per la realizzazione di edifici in cemento armato.

Le strutture intelaiate in c.a. sono caratterizzate da un comportamento, sotto sismi violenti, 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 negli 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.

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 (sistema trave debole-colonna forte), che coinvolgono il maggior numero possibile di cerniere plastiche. Le strutture che rispondono a tale cinematismo presentano una buona regolarità nella distribuzione di rigidità e resistenza 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, esplicitato in Italia solo nelle Norme Tecniche allegate all' O.P.C.M. del 20 marzo 2003, n. 3274.

Per un edificio esistente è quindi più probabile ipotizzare la formazione di un meccanismo di collasso di piano 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 (sistema trave forte-colonna debole).

Il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali alla dissipazione di energia ed in particolare di pilastri soggetti 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: le tamponature, infatti, per quanto non considerate a fini sismici in fase di calcolo, svolgono una funzione di dissipazione dell'energia. 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 1.3).

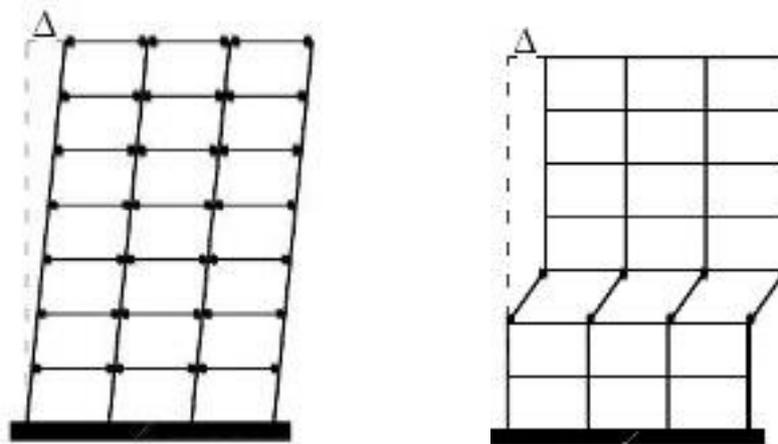


Figura 1.3: Meccanismo di deformazione di un telaio: "travi deboli - colonne forti" (a sinistra), "piano soffice" (a destra).

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE

2.1. Inquadramento generale

L'edificio oggetto di indagine (Figura 2.1) è ubicato in Via Umberto I a Montemarciano (AN), realizzato nei primi anni del '60 ed è adibito a uffici a servizio del Comune.

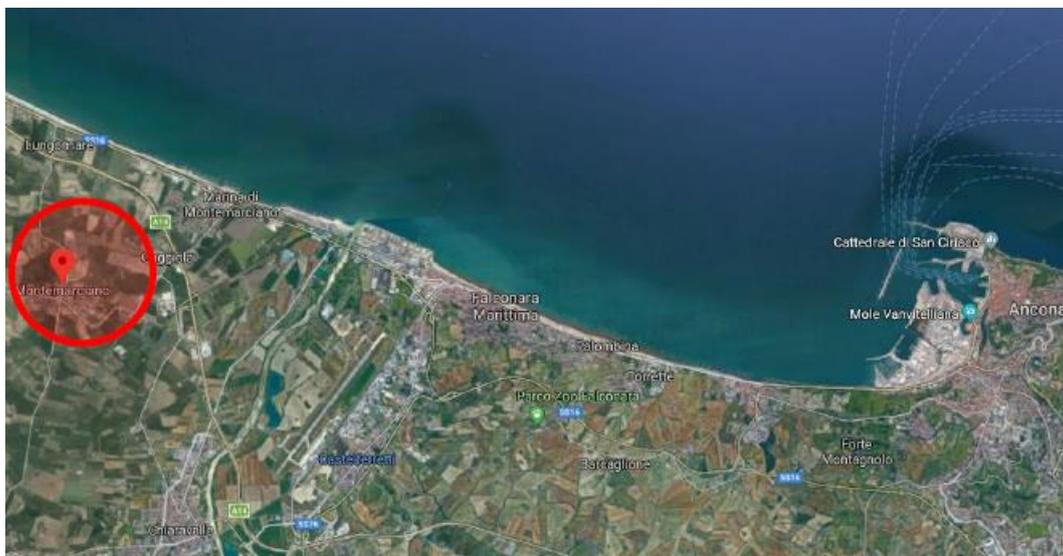


Figura 2.1: Planimetria d'inquadramento territoriale (fonte Google Earth).

La struttura è costituita da tre corpi di fabbrica realizzati in differenti periodi storici, con discontinuità strutturali, così articolati:

- **Corpo A**, realizzato con una struttura portante in muratura e solai in legno, costituito da tre piani fuori terra e un piano interrato;
- **Corpo B**, realizzato con una struttura portante in muratura e solai in legno, costituito da tre piani fuori terra e un piano interrato;
- **Corpo C**, oggetto della presente tesi, realizzato con una struttura intelata in c.a. con solai latero-cementizi gettati in opera, di spessore pari a 30cm,

costituito da quattro piani fuori terra, collegati verticalmente tra di loro da una scala esterna antincendio realizzata in acciaio.

I fabbricati in muratura coprono complessivamente una superficie di circa 318 m²; la struttura portante verticale in muratura ha spessore variabile tra i 35 e i 75 cm. Il complesso è servito da un vano scala e due ascensori che fanno servizio su tutti i piani e da un ulteriore vano scala di collegamento tra il piano seminterrato e il piano terra.



Figura 2.2: Edificio C (evidenziato in rosso) degli edifici comunali del comune di Montemarciano.

Il contesto urbano in cui l'edificio insiste è quello del centro storico del comune di Montemarciano. Il corpo C del nostro fabbricato, oggetto del lavoro di tesi, è intercluso, raggiungibile pedonalmente da Via Umberto I passando per Vicolo dei Gigli, e servito da un accesso privato, tramite cancello scorrevole ad apertura elettronica, situato in Via Panoramica 21 (Figura 2.2).

2.2. Rilievo geometrico-strutturale

L'edificio C presenta in pianta una forma rettangolare con le dimensioni principali pari a metri 22,68 e 10,93 e un'altezza complessiva di metri 11,10. L'ingresso al nostro edificio è collocato al piano terra lungo il prospetto nord, di fronte al quale è presente un cortile adibito a parcheggio per le vetture del Comune di Montemarciano.

All'estremità nord-ovest è collocato un blocco scale antincendio, realizzate con struttura portante in acciaio e che servono tutti i piani dell'edificio; inoltre internamente l'edificio è collegato con il corpo B nel quale sono presenti sia un corpo scale interno che due vani ascensore.

La distribuzione interna degli spazi si mantiene costante per tutti i piani e prevede la disposizione di un corridoio, che corre per tutta la lunghezza dell'edificio e costituisce il distributivo per gli uffici dislocati lungo i due lati maggiori dell'edificio. La funzione prevalente degli ambienti è quindi quella di ufficio, fatta eccezione per i servizi igienici, posizionati al piano terra, e per archivi e ripostigli.

I tamponamenti esterni sono costituiti da pannelli di muratura, intonacati, di spessore pari a 30 cm e da superfici vetrate. Al secondo e terzo piano sono presenti dei balconi di 60 cm, disposti lungo i lati maggiori dell'edificio, con le finestrate schermate da frangisole metallici ad aste orizzontali. La particolarità delle tamponature sta nel fatto che per tutti i piani, tranne il piano terra, sono poste in maniera aggettante rispetto il filo esterno dei pilastri, e quindi dei telai in c.a.

Le partizioni interne sono ottenute con paretino di laterizio leggero di spessore 10 cm, i solai sono realizzati in latero-cemento con getto di completamento in calcestruzzo armato e i pavimenti presentano una finitura in ceramica. La copertura dell'edificio è piana ed è praticabile, con una ringhiera posta lungo tutto il perimetro con funzione di parapetto.

Si riportano alcuni elaborati grafici, comprendenti le piante di tutti i piani, sia per illustrare la disposizione degli spazi interni che per indicare la posizione delle superfici vetrate.

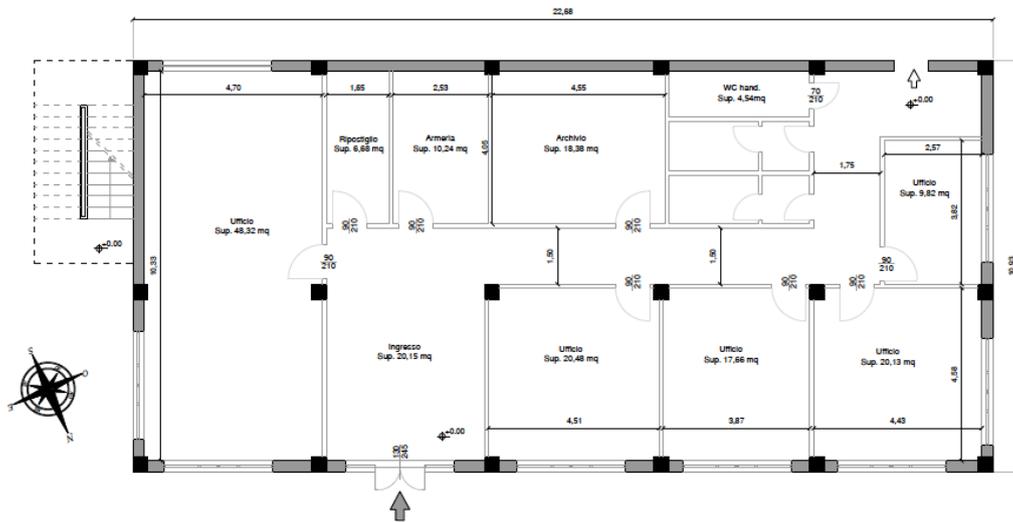


Figura 2.3: Pianta piano terra.

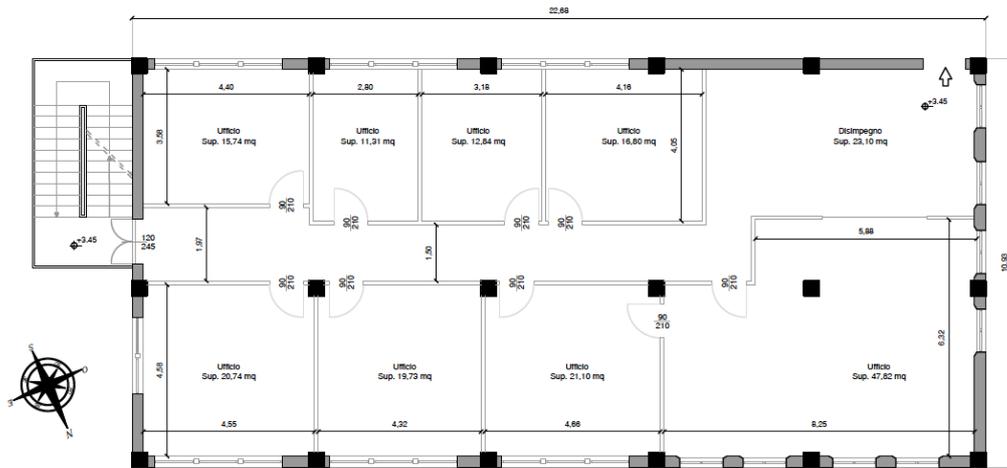


Figura 2.4: Pianta piano primo.

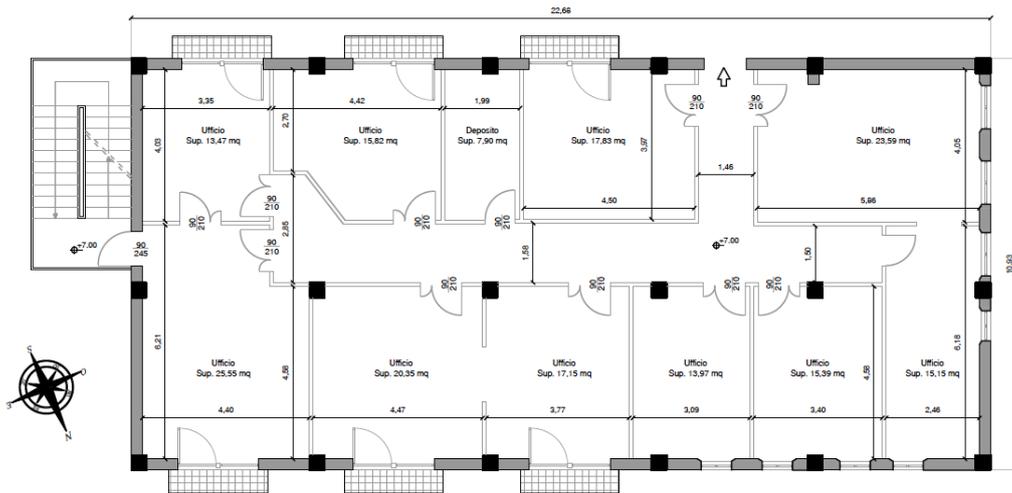


Figura 2.5: Pianta piano secondo.

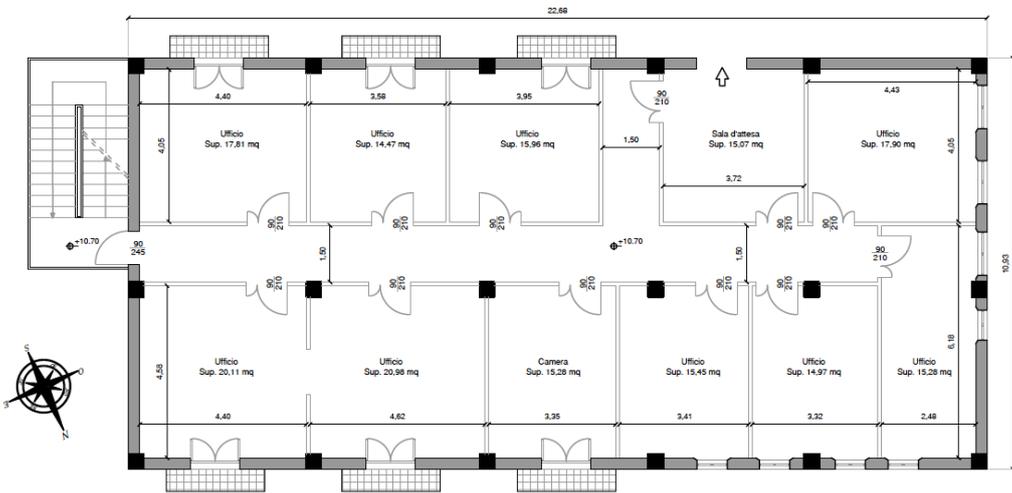


Figura 2.6: Pianta piano terzo.



Figura 2.7: Prospetto nord con ricostruzione del prospetto dell'edificio contiguo.

La struttura è a telaio con pilastri e travi in calcestruzzo armato, disposti secondo una maglia abbastanza regolare. L'edificio è costituito da 3 fili di 6 pilastri ciascuno, che si innalzano per quattro piani fuori terra, per un'altezza complessiva di 11,10 metri. I pilastri presentano una sezione regolare sia in pianta che in elevazione pari a 40x40 cm, mentre le travi, seppur tutte calate, presentano due sezioni differenti: 26x74 cm per quelle perimetrali, 40x64 cm per quelle interne.

I solai di piano in latero-cemento, compreso quello di copertura, calpestabile e adibito attualmente a supporto per i vani tecnici e impiantistici, sono orditi in maniera monodirezionale, disposti nella direzione dell'edificio con lunghezza minore; sono costituiti da pignatte di spessore 16 cm e cappa in c.a. di 4 cm.

Gli oggetti sono realizzati con soletta piena in c.a. di spessore pari a 16 cm (Figura 2.8).

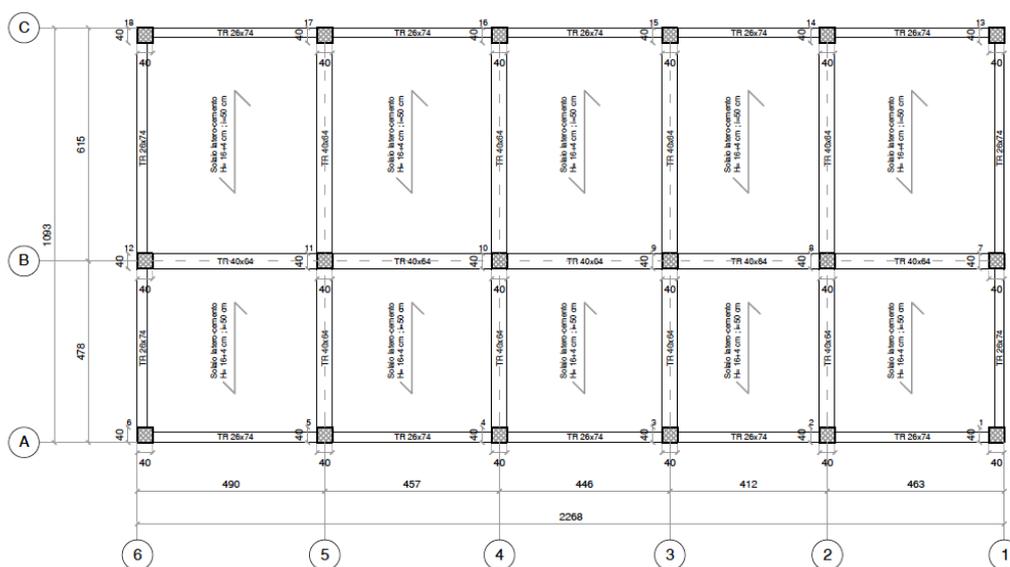


Figura 2.8: Carpenteria piano tipo con indicazione delle maglie strutturali.

2.3. Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza si intende 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;
- A determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti è affetta da un grado di incertezza (che non significa necessariamente maggiore) di quello proprio della progettazione di un nuovo edificio.

Infatti, diversamente da quanto accade per un nuovo fabbricato, le caratteristiche meccaniche dei materiali possono essere misurate e determinate sulla costruzione nel suo stato di fatto, e non sono dati di input da assumere a base di progetto e da conseguire poi nella fase realizzativa. La conoscenza delle caratteristiche meccaniche non risente quindi delle incertezze correlate alla produzione e posa in opera dei materiali, ma dipende solo dall'uniformità dei materiali stessi all'interno della struttura, dal grado di approfondimento delle indagini e dalla affidabilità dei risultati che queste sono in grado di fornire. Analogamente, anche la geometria, i dettagli costruttivi ed i carichi permanenti sono definiti, e la loro conoscenza dipende unicamente dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Una costruzione esistente riflette lo stato delle conoscenze dell'epoca e della sua edificazione, potrebbe essere affetta da difetti di impostazione e realizzazione non evidenti, e potrebbe avere subito azioni, anche di natura eccezionale, che le hanno procurato conseguenze rimaste celate e non completamente manifestate.

La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente, e l'eventuale successiva scelta del più idoneo intervento di miglioramento o di adeguamento,

deve inevitabilmente scaturire da un'adeguata conoscenza della costruzione, che può essere conseguita con vari livelli di approfondimento.

Negli edifici esistenti si possono riscontrare le più diverse e variegate situazioni, ma è comunque possibile individuare alcuni passaggi fondamentali nel processo di acquisizione della conoscenza: l'analisi storico-critica della costruzione (comprendente anche il reperimento della documentazione esistente, dei progetti e di tutte le fonti di informazione di natura documentale), il rilievo geometrico e strutturale e quello dei dettagli costruttivi, la caratterizzazione dei materiali.

2.4. Norme tecniche di riferimento dell'epoca

Si è ritenuto innanzitutto necessario ripercorrere l'evoluzione della normativa tecnica riguardante la progettazione delle strutture in c.a. durante il XX° secolo, fino agli anni '60 (anno di costruzione dell'edificio in esame).

L'esame del quadro normativo è stato fatto tenendo conto dei vari aspetti della progettazione strutturale, in particolare: le norme specifiche per le strutture in c.a., quelle per le zone sismiche e quelle concernenti i carichi e i sovraccarichi.

La progettazione e le modalità di esecuzione delle strutture in c.a. antecedenti al 1960 sono state regolate da un caposaldo normativo: il Regio Decreto n. 2229 del 16 novembre 1939, rimasto in vigore oltre trent'anni.

Per quanto riguarda le norme per le costruzioni in zona sismica, pur essendosene succedute numerose, partendo dai Regi Decreti dell'inizio del secolo scorso, occorre però rilevare che la loro effettiva applicazione è avvenuta solo subordinatamente alla classificazione del territorio, che ha avuto un forte impulso solo negli anni '80.

Riguardo la definizione dei carichi e dei sovraccarichi non c'è uno specifico riferimento normativo cogente fino all'emanazione del Decreto Ministeriale del 3 ottobre 1978 (salvo sporadiche indicazioni puntuali contenute in decreti precedenti dedicati alle regole progettuali, ad esempio il R.D. n. 2229 del 1939

che stabiliva che per il conglomerato cementizio armato si assumesse un peso proprio di 2500 kg/mc).

Di seguito si elencano le normative che si sono succedute nel corso del XX° secolo fino all'anno 1960 per la progettazione di strutture in c.a.:

- **Decreto Ministeriale 10/01/1907**, *“Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato”* (pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 2 febbraio 1907, n.28);
- **Regio Decreto Legge 04/09/1927, n.1981**, *“Nuove norme tecniche per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”* (pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale dell'11 novembre 1927, n.261);
- **Regio Decreto Legge 29/07/1933**, *“Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio”* (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 26 settembre 1933, n.224);
- **Regio Decreto 16/11/1939, n.2229**, *“Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”* (pubblicato sul Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n.92 del 18 aprile 1940);
- **Circolare Ministero dei Lavori pubblici 23/05/1957, n.1472**, *“Armatura delle strutture in cemento armato”*.

Quindi, la norma di riferimento, vigente all'epoca di costruzione dell'edificio, è il Regio Decreto Legge n.2229 del 16 novembre 1939, che ha regolato le modalità di progettazione ed esecuzione delle costruzioni in c.a. per oltre trent'anni, fino all'entrata in vigore della **Legge n.1086 del 05/11/1971**, *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”* e dei relativi Decreti Ministeriali di attuazione.

Il Regio Decreto 16/11/1939, n.2229, era suddiviso in 5 capi:

- **Capo I:** Prescrizioni generali;
- **Capo II:** Qualità dei materiali;
- **Capo III:** Norme di progettazione;
- **Capo IV:** Norme di esecuzione;
- **Capo V:** Norme di collaudo.

Si riportano di seguito alcuni degli articoli più importanti:

Art.1: *“Ogni opera in cui le strutture di conglomerato cementizio, semplice o armato, abbiano funzioni essenzialmente statiche, e comunque interessino l’incolumità delle persone, deve essere costruita in base ad un progetto esecutivo, firmato da un ingegnere ovvero da un architetto...”. “Dal progetto debbono risultare tutto quanto occorre per definire l’opera, sia nei riguardi della esecuzione, sia nei riguardi della precisa conoscenza delle condizioni di sollecitazione”.*

Art.16: *“Il conglomerato prelevato in cantiere dagli impasti impiegati nella esecuzione delle opere deve presentare a 28 giorni di stagionatura, una resistenza cubica a pressione $\sigma_{r,28}$ almeno tripla del carico di sicurezza σ adottato nei calcoli; tale resistenza non deve però risultare mai inferiore a 120 kg/cm² per conglomerati di cemento normale, ed a 160 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso”.*

Art.17: *“L’armatura del conglomerato è normalmente costituita con acciaio dolce (cosiddetto ferro omogeneo) oppure con acciaio semiduro o acciaio duro, in barre tonde prive di difetti, di screpolature, di bruciature o di altre soluzioni di continuità. Devono ottenersi i seguenti risultati:*

- a) *Per l’acciaio dolce (ferro omogeneo): carico di rottura per trazione compreso tra 42 e 50 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 23 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 20%. Per le legature o le staffe di pilastri può impiegarsi acciaio dolce con carico di rottura*

compreso fra 37 e 45 kg/mm², senza fissarne il limite inferiore di snervamento.

- b) Per l'acciaio semiduro: carico di rottura per trazione compreso tra 50 e 60 kg/mm², il limite di snervamento non inferiore a 27 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 16%.
- c) Per l'acciaio duro: carico di rottura per trazione compreso tra 60 e 70 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 31 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 14%.

Art.18: "Il carico di sicurezza del conglomerato, nella sollecitazione di pressione semplice, flessione e presso-flessione deve assumersi come segue:

Tabella 2-1: Carico di sicurezza a pressione semplice del conglomerato cementizio.

CONGLOMERATO	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm ²)
Conglomerato di cemento idraulico normale (portland)	35	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160
Quando sia eseguita la determinazione della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro	$\sigma_{r,28}/3$ 60	180

Tabella 2-2: Carico di sicurezza a flessione e presso-flessione del conglomerato cementizio.

CONGLOMERATO	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm ²)
Conglomerato di cemento idraulico normale (portland)	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	50	160
Quando sia eseguita la determinazione della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro	$\sigma_{r,28}/3$ 75	225

Per i conglomerati di resistenza cubica σ maggiore di 225 kg/cm², quando il calcestruzzo sia eseguito secondo i metodi rigorosi della scienza delle costruzioni e sia tenuto conto di tutte le cause di sollecitazione (forze applicate, variazioni

termiche e ritiro del conglomerato), può assumersi maggior valore del carico di sicurezza determinato dalla formula:

$$\sigma_c = \left[75 + \frac{\sigma_{r,28} - 225}{9} \right] \text{ kg/cm}^2 \quad [2.1]$$

Il carico di sicurezza per la sollecitazione di taglio non deve superare i 4 kg/cm² per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico, 6 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminoso. Quando la tensione tangenziale massima calcolata per il conglomerato supera detti limiti, la resistenza al taglio deve essere integralmente affidata ad armature metalliche. In ogni caso la tensione massima tangenziale, di cui sopra, non deve superare i 14 kg/cm² per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico, 16 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso. Di regola almeno la metà degli sforzi taglianti deve essere assorbita dalle staffe e la rimanente parte dai ferri piegati”.

Art.19: “Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare i 1400 kg/cm² per l'acciaio dolce, 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e per l'acciaio duro. Ai valori più elevati delle tensioni nell'armatura è necessario che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici $\sigma_{r,28}$ del conglomerato. La tensione di 1400 kg/cm² richiede l'impiego di conglomerato con resistenza minima 160 kg/cm²; l'uso dell'acciaio semiduro e duro richiede l'impiego di conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm² fino alla tensione di 1800 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm² fino alla tensione 2000 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi. Il carico di sicurezza dell'acciaio non dovrà in ogni caso superare la metà del carico di snervamento. L'uso dell'acciaio semiduro e duro è in ogni caso limitato a tondini di diametro non superiore a 30 mm. La predisposizione dell'ancoraggio delle armature metalliche deve essere maggiormente curata quanto maggiori sono le tensioni massime adottate”.

Art.20: *“Se il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso il peso dei ferri, non risulti da diretta determinazione, esso si assume, di regola, uguale a 2500 kg/cm^3 ”.*

Art.21: *“I carichi accidentali devono essere stabiliti in relazione al tipo e all'importanza della costruzione, e all'uso a cui è destinata. Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando i carichi in relazione alla loro natura e al tipo di struttura”.*

Art.22: *“Le caratteristiche di sollecitazione (momenti flettenti e torcenti, forze taglianti e forze normali) sono determinate con i metodi della scienza delle costruzioni in base alle condizioni più sfavorevoli di carico, tenendo conto, quando sia il caso, dei cedimenti dei vincoli, delle variazioni termiche e del ritiro del conglomerato. Nel valutare gli enti geometrici delle sezioni trasversali delle strutture staticamente indeterminate per il calcolo delle incognite iperstatiche, le aree degli elementi superficiali metallici debbono essere affette da coefficiente: $n = E_f/E_c$, che, in mancanza di una diretta determinazione sperimentale, si assume di regola costante ed uguale a 10 per conglomerati di cementi normali, 8 per quelli di cementi ad alta resistenza e 6 per quelli di cemento alluminoso, supponendo di regola che il conglomerato reagisca anche a trazione. Se la sezione complessiva dell'armatura metallica è inferiore al 2% di quella del conglomerato si può prescindere dalla presenza dell'armatura”.*

Art.25: *“Nei solai speciali con laterizi lo spessore della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm. In tutti i solai con laterizi la larghezza delle nervature non deve essere minore di 7 cm ed il loro interasse non deve superare i 40 cm nei tipi a nervature parallele e 80 cm in quelli a nervature incrociate. Di regola devono essere previste nervature trasversali di ripartizione nei tipi a nervature parallele di campata maggiore di metri 5”.*

Art.29: *“Il calcolo delle tensioni massime del conglomerato e della armatura metallica ed il dimensionamento diretto delle sezioni sono eseguiti con i metodi della scienza delle costruzioni per i solidi omogenei, assumendo per sezione resistente quella costituita dall'area del conglomerato che risulta compressa e*

dalle aree metalliche affette dal coefficiente $n=E_f/E_c$ e prescindendo di regola dalla presenza del conglomerato eventualmente teso”.

Art.30: *“Le membrane sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare debbono avere un’armatura longitudinale di sezione non inferiore al 0,8% di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 kg/cm², non inferiore allo 0,5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia maggiore di 8000 kg/cm², adottando per casi intermedi la variazione lineare. Per sezioni di forma qualunque la norma precedente relativa alla determinazione della percentuale minima di armatura metallica deve applicarsi alla sezione quadrata di lato uguale alla dimensione minima trasversale della sezione. Le membrane di cui al primo comma debbono essere munite di conveniente staffatura continua o discontinua con passo a distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell’armatura longitudinale. Quando la lunghezza libera di inflessione di una membratura supera 15 volte la dimensione minima della sua sezione trasversale, occorre verificarne la stabilità al carico di punta”.*

La Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 23/05/1957, n.1472, introduce una nuova denominazione per le barre lisce: Aq42, Aq50 e Aq60, equivalenti rispettivamente alle categorie dolce, semiduro e duro, e contiene le prime indicazioni sugli acciai ad aderenza migliorata.

“Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq42, Aq50, Aq60 sia in tondo sia in forma speciale. Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50% del carico di snervamento e, in ogni caso, i seguenti valori: 1400 k/cm² per Aq42, 1600 kg/cm² per Aq50, 1800 kg/cm² per Aq60. Per gli acciai Aq50 e Aq60 le sollecitazioni sopra indicate possono adottarsi per diametri non superiori a 30 mm purché si impieghi conglomerato almeno di classe R200 nel caso di sezione rettangolare, conglomerato di classe R250 nel caso di sezione a T. Per tensioni fino a 2200 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato almeno di classe R250, per tensioni fra 2200 e 2400 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato di classe R350”.

2.5. Definizione del livello di conoscenza

L'edificio oggetto di studio è stato realizzato negli anni '60, quindi né il genio civile possiede le tavole strutturali né è stato possibile recuperarle presso l'archivio comunale di Montemarciano o presso l'archivio di stato di Ancona, dove dovrebbero trovarsi le tavole degli edifici in cemento armato realizzati in tempi precedenti all'anno 1971. Non è stato inoltre possibile eseguire delle prove in situ esaustive per quanto riguarda il calcestruzzo mentre per l'acciaio non si sono effettuate alcun tipo di prove. Inoltre è stata effettuata un'indagine visiva in cui si sono raccolti i dati necessari per il rilievo geometrico e misurate le dimensioni degli elementi strutturali dove possibile.

Il grado di approfondimento delle indagini conoscitive conduce all'individuazione del "Livello di conoscenza" (LC) acquisito. La normativa prevede tre diversi Livelli di Conoscenza, LC1, LC2 e LC3 (riportati qui in ordine da quello meno approfondito a quello più approfondito), ai quali sono associati, rispettivamente, i "Fattori di Confidenza" (FC) rispettivamente pari a 1,35, 1,2 ed 1.

I Fattori di Confidenza sono introdotti proprio per tenere conto delle carenze insite nella conoscenza dei parametri del modello, e servono quindi a riassumere e considerare in un unico numero il grado di attendibilità, le incertezze e l'estensione delle indagini effettuate. Attraverso questi fattori di confidenza si penalizzano le resistenze medie dei materiali dividendone i valori per FC, per ottenere i valori di tali grandezze da adottare in sede di calcolo: a Livelli di Conoscenza più alti corrispondono quindi penalizzazioni minori delle prestazioni dei materiali e viceversa.

Entrando nel dettaglio dei vari livelli di Conoscenza si ha la situazione seguente:

1. LC1: Conoscenza limitata

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da

consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

- Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato 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. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.
- Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

2. LC2: Conoscenza adeguata

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.
- 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 effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.
- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ; se i valori ottenuti dalle

prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

3. LC3: Conoscenza accurata

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.
- Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.
- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Per le costruzioni in cemento armato le indicazioni normative sono riportate nel paragrafo C8A.1.B e riassunte nella tabella C8A1.2 della Circolare n. 617 del 2009 (Tabella 2-3) riportata di seguito:

Tabella 2-3: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese <i>prove in-situ</i>	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive <i>prove in-situ</i>	Tutti	1.00

Una definizione orientativa dei livelli di approfondimento dei rilievi e delle prove sui materiali è riportata nella tabella C8A.1.3a della Circolare n. 617 del 2009 (Tabella 2-4) riportata di seguito:

Tabella 2-4: Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	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

Di seguito sono riepilogati gli aspetti esposti nei paragrafi precedenti sulla base dei quali è stato attribuito il livello di conoscenza raggiunto nell'edificio C:

- La geometria strutturale è stata definita sulla base di un rilievo accurato in situ.
- I dettagli costruttivi sono stati ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione.
- Le proprietà dei materiali sono state determinate adottando valori consueti per le costruzioni dell'epoca e convalidate da limitate prove in-situ effettuate sull'edificio C.

Sulla base di quanto esposto si ritiene di aver raggiunto un livello di conoscenza LC1 (Conoscenza Limitata) che porta all'adozione di un fattore di confidenza FC pari a 1,35. La scelta di questo valore è dettata, a favore di sicurezza, dalla completa assenza di prove sulle barre di armatura dell'edificio C.

2.6. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Le caratteristiche meccaniche di strutture esistenti si ricavano da misurazioni dirette o indirette. Le prime consistono nella misura diretta della grandezza interessata, mentre le seconde si ricavano indirettamente, mediante misurazioni di altre caratteristiche del materiale, per esempio la velocità di propagazione di onde e algoritmi di correlazione che consentono di risalire ai valori desiderati.

Nel caso del calcestruzzo la caratteristica meccanica da ricercare è la resistenza a compressione, la quale nel nostro caso è stata ottenuta attraverso:

- Prove distruttive dirette su carote prelevate dalla struttura in esame;
- Prove semi-distruttive di estrazione "*Pull Out*".

Il prelievo di carote ed il successivo schiacciamento è il metodo più diretto più affidabile per stimare le proprietà meccaniche del calcestruzzo di strutture esistenti. Le procedure per l'estrazione, la lavorazione dei campioni estratti per ottenere i provini e le relative modalità di prova a compressione sono descritte nelle UNI EN 12504-1 "Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prova di compressione", UNI EN 12390-1 "Prova sul calcestruzzo

indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme”, UNI EN 12390-2 “Prova sul calcestruzzo indurito – Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza” e UNI EN 12390-3 “Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei provini”.

Il metodo di Pull-Out è basato sulla misura della forza necessaria ad estrarre dal calcestruzzo un inserto metallico standardizzato. Gli inserti metallici possono essere installati nel calcestruzzo al momento del getto, predisponendoli nelle casseforme, o inseriti in fori effettuati nel calcestruzzo indurito. La forza è applicata mediante un martinetto idraulico collegato all’inserto ed un anello di reazione che contrasta con la superficie del calcestruzzo. Durante l’operazione viene estratto un cono di materiale e, pertanto, la prova è parzialmente distruttiva.

La forza di estrazione è rappresentativa di uno stato di sollecitazione complesso, ma il suo valore è correlabile con la resistenza a compressione. La correlazione tra forza d’estrazione e resistenza a compressione varia al variare della resistenza del calcestruzzo, ma è in genere migliore delle correlazioni esistenti tra resistenza a compressione e indice di rimbalzo o velocità di propagazione delle onde elastiche.

La correlazione tra la forza d’estrazione F , ricavata dalla pressione misurata al martinetto, e la resistenza cubica R_c è in genere definita da una retta del tipo:

$$R_c = A + (B \times F) \quad [2.2]$$

in cui i coefficienti A e B sono opportunamente calibrati mediante prove distruttive a compressione su carote.

Si riportano di seguito i risultati delle prove a compressione effettuate sui provini presso il “**Laboratorio Prove Materiali e Strutture**” del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura dell’Università Politecnica delle Marche (Tabella 2-5 e 2-6):

Tabella 2-5: Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuti da prove distruttive sull'edificio C.

Risultati delle prove a COMPRESSIONE (UNI EN 12390-3) su n°6 provini cilindrici di calcestruzzo prelevati da elementi strutturali in calcestruzzo armato.

Elemento	Peso (N)	D (mm)	H (mm)	M_v (kN/m³)	H/D	A_c (mm²)	F (kN)	f_c (N/mm²)	TR
<i>Pil. 5</i>	29,6	120	120	21,84	1,0	11309	104	9,2	S
<i>Pil. 7</i>	29,8	120	120	21,97	1,0	11309	111	9,8	S
<i>Pil. 26</i>	30,3	120	120	22,36	1,0	11309	95	8,4	S
<i>Pil. 28</i>	30,6	120	120	22,52	1,0	11309	116	10,3	S
<i>Pil. 45</i>	29,7	120	120	21,91	1,0	11309	30	2,7	S
<i>Pil. 48</i>	30,5	120	120	22,45	1,0	11309	77	6,8	S

D Diametro del provino cilindrico.

H Altezza del provino cilindrico.

M_v Massa voluica apparente.

A_c Area della sezione trasversale del provino su cui agisce la forza di compressione.

F Carico massimo a rottura.

f_c Resistenza cilindrica a compressione in opera.

TR Tipo di rottura: S=soddisfacente; NS=non soddisfacente.

Tabella 2-6: Valori della resistenza a compressione del calcestruzzo da prove di estrazione semi-distruttive con correlazione tra forza di estrazione e resistenza a compressione.

Risultati delle prove di estrazione – Pull Out

Elemento	Pressione (bar)	Forza (kN)	R_c (stimata) (N/mm²)
<i>Pilastro 5</i>	38,4	6,7	4,4
<i>Pilastro 10</i>	28,8	5,0	3,3
<i>Pilastro 16</i>	69,0	12,1	7,9
<i>Pilastro 9</i>	93,4	16,3	10,6
<i>Pilastro 2</i>	32,8	5,7	3,7
<i>Pilastro 7</i>	93,7	16,4	10,7
<i>Pilastro 30</i>	50,6	8,9	5,8
<i>Pilastro 23</i>	80,6	14,1	9,2
<i>Pilastro 29</i>	42,7	7,5	4,9
<i>Pilastro 28</i>	50,4	8,8	5,7
<i>Pilastro 27</i>	46,3	8,1	5,3
<i>Pilastro 26</i>	29,5	5,2	3,4
<i>Pilastro 25</i>	82,0	14,4	9,3
<i>Pilastro 48</i>	55,1	9,6	6,3
<i>Pilastro 47</i>	45,7	8,0	5,2
<i>Pilastro 40</i>	73,0	12,8	8,3
<i>Pilastro 46</i>	75,0	13,1	8,5
<i>Pilastro 45</i>	57,0	10,0	6,5
<i>Pilastro 44</i>	84,9	14,9	9,7
<i>Pilastro 43</i>	61,5	10,8	7,0
<i>Pilastro 66</i>	38,3	6,7	4,4

<i>Pilastro 65</i>	89,2	15,6	10,2
<i>Pilastro 58</i>	67,7	11,9	7,7
<i>Pilastro 62</i>	57,1	10,0	6,5
<i>Trave 5-6</i>	33,5	5,9	3,8
<i>Trave 10-11</i>	23,2	4,1	2,6
<i>Trave 8-9</i>	20,3	3,6	2,3
<i>Trave 22-28</i>	58,1	10,2	6,6
<i>Trave 19-25</i>	81,6	14,3	9,3
<i>Trave 46-47</i>	103,4	18,1	11,8
<i>Trave 45-46</i>	32,3	5,7	3,7
<i>Trave 71-72</i>	72,1	12,6	8,2
<i>Trave 58-64</i>	56,2	9,8	6,4
<i>Trave 55-61</i>	55,5	9,7	6,3

Si ottiene perciò un valore di resistenza media a compressione cilindrica f_{cm} di $7,87 \text{ N/mm}^2$ e un modulo elastico medio E_{cm} di 20472 N/mm^2 . La correlazione tra la forza d'estrazione F e la resistenza cubica R_c è definita da una retta del tipo:

$$R_C = (0,643 \times F) \quad [2.3]$$

Di seguito si riportano i principali parametri meccanici dei materiali utilizzati.

1) Calcestruzzo C8/10:

- Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 10 \text{ MPa}$.
- Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 8 \text{ MPa}$.
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 4,53 \text{ MPa}$.
- Resistenza di calcolo a compressione ridotta $f_{cd,rid} = 3,36 \text{ MPa}$.

Dove $\alpha_{cc} = 0,85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata e γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo e vale 1,5.

2) Acciaio FeB32:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 315$ MPa.
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 273,9$ MPa.
- Resistenza di calcolo a trazione ridotta $f_{yd,ridotta} = \frac{f_{yd}}{FC} = 202,9$ MPa.

Dove γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio e assume sempre il valore di 1,15 per tutti i tipi di acciaio.

3) Modulo elastico:

Per quanto riguarda il modulo elastico dei materiali si è fatto riferimento al § 7.2.6 delle NTC 2008: *“Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.”*

Essendo il calcestruzzo un materiale fragile si è deciso quindi di dimezzarne il modulo elastico in fase di calcolo delle sollecitazioni, attribuendo alle proprietà definite per gli elementi col programma Sap2000, modulo elastico dimezzato rispetto a quello previsto per il calcestruzzo C8/10.

3. PROGETTO SIMULATO

Come detto nel capitolo precedente, per l'edificio C si possiedono limitate informazioni tecniche sulle strutture, ed è stato necessario quindi ricorrere a un progetto simulato.

Si tratta di un progetto strutturale condotto in accordo alle normative ed alle pratiche costruttive dell'epoca e di identificazione dell'edificio in oggetto, che, affiancato ad una limitata verifica in situ operata negli elementi più importanti, ha come obiettivo la definizione delle armature, dei dettagli costruttivi e di tutti quei dati necessari per condurre le verifiche di resistenza.

Il progetto simulato effettuato ha avuto come riferimenti principali i seguenti aspetti:

- La normativa tecnica cogente al momento della costruzione dell'edificio;
- Le consuetudini progettuali e costruttive dell'epoca;
- La manualistica tecnica di comune utilizzo nel periodo in esame.

Nell'affrontare il progetto simulato si è ricorsi a una precisa metodologia che prevede per prima cosa l'individuazione dello schema strutturale sulla base del rilievo geometrico e dell'analisi strutturale compiute in precedenza; quindi, grazie alla caratterizzazione dei materiali e alla geometria dell'edificio, è stata effettuata l'analisi dei carichi.

Questi ultimi sono stati applicati al modello di calcolo elaborato con il programma Sap2000 v.20 in modo da determinare i parametri delle sollecitazioni agenti sui diversi elementi strutturali del fabbricato. Quindi seguendo le prescrizioni delle normative dell'epoca e utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili sono state ricavate quantità e disposizione delle armature negli elementi strutturali di carpenteria nota.

3.1. Metodo di calcolo

Il progetto degli elementi resistenti avviene secondo il metodo delle tensioni ammissibili. Il metodo prevede che in tutti i punti della struttura la tensione agente sia inferiore alla tensione ammissibile:

$$\sigma \leq \sigma_{amm} \quad [3.1]$$

Dall'analisi della struttura vengono determinati i valori dei parametri della sollecitazione e da questi si ottengono le tensioni massime agenti σ_{max} che vengono confrontate con quelle ammissibili ricavate dalla normativa σ_{amm} in fase di verifica. Un analogo ragionamento viene fatto per le tensioni tangenziali:

$$\tau \leq \tau_{amm} \quad [3.2]$$

Per questo metodo non vengono applicati i coefficienti di sicurezza amplificativi alle azioni, come nel metodo agli stati limite, infatti in questo caso si procede assumendo l'ipotesi, per la deformazione dell'acciaio, di rimanere nel campo elastico della curva sforzo-deformazione (Figura 3.1).

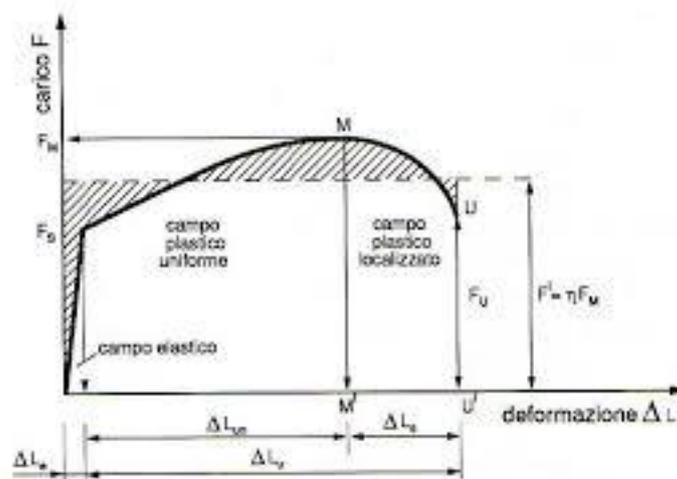


Figura 3.1: Curva sforzo-deformazione per l'acciaio.

Nello specifico il progetto delle armature è avvenuto considerando la flessione e il taglio per le travi e lo sforzo normale nei pilastri; si è scelto di non tenere conto della pressoflessione nei pilastri dato che all'epoca era consuetudine non considerarla. Il progetto dell'armatura longitudinale per le travi viene fatto con la formula semplificata, senza tenere conto, nella fase di progetto, della posizione dell'asse neutro ma solo del momento agente calcolato a partire dai carichi agenti e della tensione ammissibile di riferimento.

$$A_s = \frac{M}{0,9 h' \sigma_{amm,a}} \quad [3.3]$$

Dove A_s è l'area resistente dell'armatura longitudinale, M è il momento agente nella sezione, h' l'altezza utile della sezione considerata e $\sigma_{amm,a}$ la tensione ammissibile dell'acciaio.

Sono state fatte diverse prove utilizzando la formula semplificata e quella che invece tiene conto della posizione dell'asse neutro:

$$A_s = t\sqrt{Mb} \quad [3.4]$$

In cui t e b sono dei parametri che tengono conto della posizione dell'asse neutro in funzione delle tensioni ammissibili di calcestruzzo e acciaio, che vengono determinati usando le tabelle presenti in tutti i prontuari dell'epoca, mentre M è il momento agente. Constatando che la variazione media tra i risultati ottenuti utilizzando le due diverse formule è minima risulta giustificata la scelta di utilizzare la formula semplificata. Nella fase di verifica viene invece determinata la posizione dell'asse neutro sulla base dell'area di armatura calcolata, e vengono poi svolte le verifiche utilizzando per calcolare le tensioni massime, rispettivamente per il calcestruzzo e per l'acciaio, le formule:

$$\sigma_{c,max} = \frac{2M}{by \left(h' - \frac{y}{3} \right)} \quad [3.5]$$

$$\sigma_{a,max} = \frac{M}{A_{s,d} \left(h' - \frac{y}{3} \right)} \quad [3.6]$$

Dove M è il momento agente, b e h' rispettivamente la base e l'altezza utile della sezione considerata e y l'altezza dell'asse neutro.

Per quanto riguarda l'armatura a taglio è stata calcolata la tensione tangenziale massima del calcestruzzo con la formula:

$$\tau = \frac{T}{0,9 h' b} \quad [3.7]$$

Con T taglio agente e b e h' rispettivamente base e altezza utile della sezione. Quindi, nelle sezioni in cui questa tensione risulta minore di quella prevista da normativa, è stata predisposta l'armatura minima mentre nelle sezioni in cui risulta necessaria specifica armatura a taglio è stato calcolato un diverso passo delle staffe come spiegato al §4.5.1, si è inoltre tenuto conto della presenza dei ferri piegati attraverso una distribuzione percentuale pari al 40%.

L'armatura longitudinale dei pilastri è stata progettata considerando la sola pressione semplice, come era consuetudine all'epoca: i pilastri venivano generalmente calcolati considerando soltanto i carichi verticali, ovvero a compressione semplice. *“Dallo studio delle relazioni di calcolo raramente si è riscontrato l'utilizzo di uno schema a telaio in cui venissero considerati gli effetti flessionali causati dal vento o dall'eccentricità di applicazione dei carichi verticali”*.

Il foglio di calcolo elaborato in questo caso (tabella 3.12) prevede l'inserimento delle caratteristiche geometriche della sezione considerata e dello sforzo normale agente in ogni sezione. Questo, trasformato da kN*m a kg*cm è stato utilizzato per calcolare la tensione del solo calcestruzzo in ogni sezione, verificato che il calcestruzzo non è sempre sufficiente a sopportare la pressione agente è stata determinata l'area di armatura minima necessaria secondo le prescrizioni dell'epoca: *“le membrature sollecitate a pressione assiale centrata o eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare debbono avere un'armatura longitudinale*

di sezione non inferiore al 0,8% di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 cmq; non inferiore al 0,5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia maggiore di 8000 cmq, adottando per i casi intermedi la variazione lineare”.

Nel caso di studio in considerazione l’armatura minima dovrà essere non inferiore allo 0,8% dell’area della sezione strettamente necessaria, calcolata con la formula:

$$A_{S,min} = \frac{N}{\sigma_{c,amm}} \quad [3.8]$$

In cui $A_{S,min}$ è l’area della sezione strettamente necessaria a resistere allo sforzo normale agente N.

In base all’area di armatura minima necessaria sono stati determinati il numero e il diametro dei ferri nelle varie sezioni, in particolare sono stati progettati ferri di diametro $\phi 16$ e $\phi 14$, quindi, omogeneizzando l’area di progetto dell’acciaio con quella del calcestruzzo, è stata calcolata la nuova tensione normale massima: *“il calcolo delle tensioni massime del conglomerato e della armatura metallica (...) sono eseguiti con i metodi della scienza delle costruzioni per i solidi omogeni, assumendo per sezione resistente quella costituita dall’area del conglomerato che risulta compressa e dalle aree metalliche affette dal coefficiente $n=E_f/E_c$ e prescindendo di regola dalla presenza del conglomerato eventualmente teso”.*

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A + (nA_{S,d})} \quad [3.9]$$

Dove N è lo sforzo normale agente, A è l’area della sezione di calcestruzzo, $A_{S,d}$ è la sezione resistente dell’armatura di progetto.

Il coefficiente di omogeneizzazione n è stato preso uguale a 10, come indicato all’art. 22 del R.D. 1939: *“ $n=E_f/E_c$ in mancanza di una diretta determinazione sperimentale, si assume di regola costante ed uguale a 10 per i conglomerati di cementi normali. (...)”.*

Come per le travi, anche per i pilastri la normativa prescrive una staffatura minima, che è stata determinata in questo caso nello stesso foglio di calcolo: *“In particolare i pilastri devono essere muniti di conveniente staffatura continua o discontinua con passo o distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell’armatura longitudinale”*.

La condizione più restrittiva nel caso oggetto di studio è quella data dalla distanza minima pari a 10 volte il diametro dei ferri longitudinali, essendo questi stati progettati con diametro ϕ 16, il passo tra le staffe risulta essere di 16 cm. Come per le travi vengono prese staffe a due braccia con diametro del ferro ϕ 8.

La normativa prevedeva anche la verifica di stabilità al carico di punta nel caso in cui il rapporto tra la lunghezza libera di inflessione e la minore delle dimensioni della sezione trasversale fosse maggiore di 15 (art. 30 R.D. 1939).

Si è quindi determinato nello stesso foglio di calcolo il rapporto tra queste due grandezze per tutte le sezioni prestabilite, essendo che tutte le sezioni hanno rapporto minore di 15, non è stato necessario effettuare questo tipo di verifica.

3.2. Caratteristiche dei materiali

L’analisi della risposta delle strutture è largamente influenzata dai parametri meccanici associati ai materiali costituenti, in questo caso calcestruzzo e acciaio. Si intuisce, di conseguenza, quanto sia importante per le strutture esistenti una definizione il più possibile accurata di questi parametri. A questo scopo, le vie percorribili possono seguire diversi metodi di indagine che possono essere strumentali o visive, molto invasive o meno invasive e fornire informazioni qualitative o quantitative sulla struttura. Quando, invece, non si può disporre di nessuna di queste indagini, per motivi di tempi, costi o in quanto non sono giustificabili per lo scopo dello studio, le caratteristiche dei materiali possono essere valutate solo tramite indagine visiva, limiti normativi e rifacendosi a progetti analoghi e contemporanei in cui le caratteristiche dei materiali sono note.

Nelle NTC del 2008, al capitolo 8.5.3. sulle costruzioni esistenti, si trova scritto che *“Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche. (...) I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. 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”*.

Nel caso dell’edificio oggetto di studio, in seguito alle indagini e analisi effettuate, si ipotizza sia stato utilizzato acciaio di armatura a barre tonde lisce Aq.50, con $\sigma_{a,amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$, corrispondente all’attuale Fe B 32 k, mentre per quanto riguarda il calcestruzzo, come riportato precedentemente in Tabella 2-2, si è riportata una $\sigma_{c,amm}$ di 40 kg/cm^2 . I calcoli successivamente svolti si basano su queste ipotesi, confermate dalle indagini in situ e dalle prove in laboratorio.

3.3. Definizione dello schema di calcolo

Lo schema di calcolo adottato è quello di telaio costituito da portali sovrapposti, coassiali, che si estendono per 4 piani, ciascuno di questi portali ha struttura verticale costituita da pilastri e struttura orizzontale da trave continua su cinque appoggi. Il vincolo tra trave e pilastro è rappresentato da un vincolo e l’ultima trave di ogni telaio costituisce l’elemento portante del solaio di copertura di tipo piano con successiva aggiunta di vani tecnici.

Si suppone che anche alla base di ciascun telaio i pilastri siano vincolati a terra con un incastro. Questo schema si ripete per tre volte con i telai che si dispongono in direzione parallela alla dimensione prevalente del rettangolo di pianta e sono stati numerati dall’1 al 6 in direzione ortogonale, ai fini pratici dell’analisi.

Tra tutti i telai che compongono la nostra struttura, sono stati scelti tutti e tre i telai disposti longitudinalmente (vedi Figura 2.8), su cui svolgere il progetto delle armature. La scelta è stata calibrata in funzione dell'orditura dei solai, sia di piano che di copertura, e quindi dei carichi gravanti sui nostri telai.

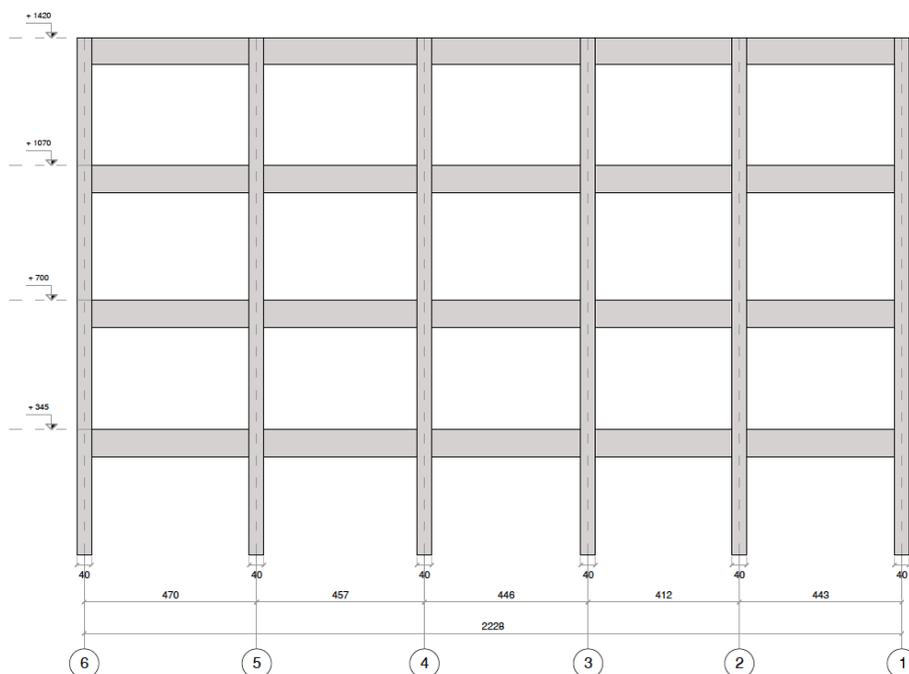


Figura 3.2: Rappresentazione grafica della sezione longitudinale del telaio tipo.

È stata scelta questa tipologia di telaio per il progetto simulato delle armature perché esso rappresenta quello con il rapporto carichi / area delle sezioni degli elementi resistenti, più alto (Figura 3.2). Inoltre la sua collocazione di estremità e la ridotta sezione dei pilastri può costituire un elemento debole da valutare nella successiva analisi sismica.

Sono stati comunque determinati i carichi distribuiti agenti su tutti i telai costituenti l'edificio in modo da poter applicare i carichi completi al modello di calcolo il quale quindi ha fornito i parametri della sollecitazione per tutti i telai.

3.4. Determinazione dei carichi

In accordo con le prescrizioni del R.D. 1939 l'analisi è stata svolta facendo riferimento alle condizioni più sfavorevoli di carico. Sono state considerate le azioni derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai carichi permanenti portati, dai carichi accidentali di solaio e dal carico dovuto all'azione della neve in copertura come previsto dalla normativa.

Si è deciso di utilizzare come unità di misura il kN come indicato dalla normativa oggi vigente in quanto i carichi sono rimasti in gran parte gli stessi e saranno quindi utilizzati anche nella fase di verifica secondo NTC. Per praticità si effettua il passaggio a kg nel momento in cui viene applicato il metodo delle tensioni ammissibili.

Il peso proprio degli elementi strutturali, come pilastri e travi, viene automaticamente computato dal programma di calcolo in base alla geometria e alle caratteristiche dei materiali inseriti.

Tabella 3-1: Analisi dei carichi - solaio di interpiano.

SOLAIO DI PIANO IN LATERO-CEMENTO CON TRAVETTI PREFABBRICATI A TRALICCIO									
Carichi permanenti									
STRUTTURALI			Largh. (m)	Spess. (m)	A (m ²)	Peso unità di volume (KN/m ³)	i (m)	Carico Parziale (KN/m ²)	G1 (KN/m ²)
G1	g1.1	pignatta	0,38	0,16	0,061	5,00	0,50	0,61	2,57
	g1.2	travetti a traliccio	0,12	0,16	0,019	25,00	0,50	0,96	
	g1.3	soletta in c.a		0,04		25,00		1,00	
NON STRUTTURALI									G2 (KN/m ²)
G2	g2.1	intonaco in malta di calce		0,010		20,00		0,20	1,72
	g2.2	sottofondo in calcestruzzo alleggerito		0,08		14,00		1,12	
	g2.4	sottofondo per pav. in malta ordinaria		0,01		20,00		0,20	
	g2.5	piastrelle in ceramica		0,01		20,00		0,20	
CARICO PERMANENTE G1 + G2 (KN/m²)									4,29
CARICO VARIABILE qk - Cat. B (KN/m²)									3,00

Tabella 3-2: Analisi dei carichi - solaio di copertura.

SOLAIO DI COPERTURA IN LATERO-CEMENTO PRATICABILE PER MANUTENZIONE									
<i>Carichi permanenti</i>									
STRUTTURALI			Largh. (m)	Spess. (m)	A (m ²)	Peso unità di volume (KN/m ³)	i (m)	Carico Parziale (KN/m ²)	G1 (KN/m ²)
G1	g1.1	pignatta	0,38	0,20	0,076	5,00	0,50	0,76	3,21
	g1.2	travetti a traliccio	0,12	0,20	0,024	25,00	0,50	1,20	
	g1.3	soletta in c.a		0,05		25,00		1,25	
NON STRUTTURALI									G2 (KN/m ²)
G2	g2.1	intonaco in malta di calce		0,01		20,00		0,20	2,53
	g2.2	massetto delle pendenze in cls alleggerito		0,07		14,00		0,98	
	g2.3	guaina impermeabilizzante						0,10	
	g2.4	strato di ripartizione in calcestruzzo		0,05		25,00		1,25	
CARICHI VARIABILI									Q (KN/m ²)
Azione neve									1,20
Cat. H coperture praticabili per manutenzione									0,50

Tabella 3-3: Analisi dei carichi - tamponatura esterna.

TAMPONATURA ESTERNA						
<i>Carichi permanenti</i>						
NON STRUTTURALI			Spess. (m)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Carico Parziale (KN/m ²)	G2 (KN/m ²)
G2	g2.1	intonaco esterno	0,015	20,00	0,30	5,98
	g2.2	muratura in mattoni pieni	0,250	18,00	4,50	
	g2.3	muratura in mattoni forati	0,080	11,00	0,88	
	g2.4	intonaco interno	0,015	20,00	0,30	
Quota interpiano = 3,00 m						G2 tamp. (KN/m)
Carico per ambiente residenziale						17,94
Carico per ambiente residenziale con decurtazione 20% per aperture						14,35

Tabella 3-4: Analisi dei carichi - divisori interni.

DIVISORI INTERNI						
<i>Carichi permanenti</i>						
NON STRUTTURALI			Spess. (m)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Carico Parziale (KN/m ²)	G2 (KN/m ²)
G2	g2.1	intonaco in malta di calce	0,010	20,00	0,20	1,04
	g2.2	muratura in mattoni forati	0,08	8,00	0,64	
	g2.3	intonaco in malta di calce	0,010	20,00	0,20	
Quota interpiano = 3,00 m						G2 tram. (KN/m)
Carico per ambiente residenziale						3,12
Carico uniformemente distribuito (kN/m ²)						1,60

Tabella 3-5: Analisi dei carichi - balcone a sbalzo in c.a.

SOLETTA DEL BALCONE A SBALZO IN CLS ARMATO						
Carichi permanenti						
STRUTTURALI			Spess. (m)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Carico Parziale (KN/m ²)	G1 (KN/m ²)
G1	soletta c.a.		0,16	25,00	4,00	4,00
NON STRUTTURALI						G2 (KN/m ²)
G2	g2.1	intonaco esterno	0,010	20,00	0,20	1,30
	g2.2	strato di pendenza in calcestruzzo alleggerito	0,05	8,00	0,40	
	g2.3	manto impermeabilizzante in piu' strati bituminosi			0,10	
	g2.4	sottofondo per pavimentazione	0,02	20,00	0,40	
	g2.5	pavimentazione in cotto	0,01	20,00	0,20	
CARICO VARIABILE qk - Cat. B (KN/m²)						4,00

Tenendo conto che il solaio generalmente presenta un comportamento bidimensionale, a piastra, i carichi al metro lineare da applicare alle travi di ogni telaio si ottengono moltiplicando i carichi al metro quadrato per la larghezza dell'area di influenza della trave, sulla base di percentuali di carico differenti per le diverse tipologie di solaio.

3.5. Determinazione delle sollecitazioni

I carichi permanenti e accidentali sono stati applicati ai diversi telai attraverso il programma di calcolo Sap2000, versione 20.2 che permette poi di determinare le sollecitazioni per ogni elemento strutturale schematizzato. I carichi accidentali sono stati applicati al modello di calcolo seguendo cinque combinazioni, secondo l'andamento della linea di influenza, in modo da massimizzare i valori del momento in campata e agli appoggi. La disposizione dei carichi segue le combinazioni riportate nei grafici seguenti (Figure 3.3 – 3.7).

Per semplicità descrittiva si riportano di seguito le schematizzazioni delle modalità di carico e i relativi parametri delle sollecitazioni ottenuti per solo uno dei tre telai analizzati, il telaio A. Per ogni sezione viene scelto il valore più gravoso di momento, taglio e sforzo normale, tra quelli ottenuti nelle cinque diverse combinazioni. Questi valori saranno quelli utilizzati nella determinazione delle armature col metodo delle tensioni ammissibili illustrato precedentemente.

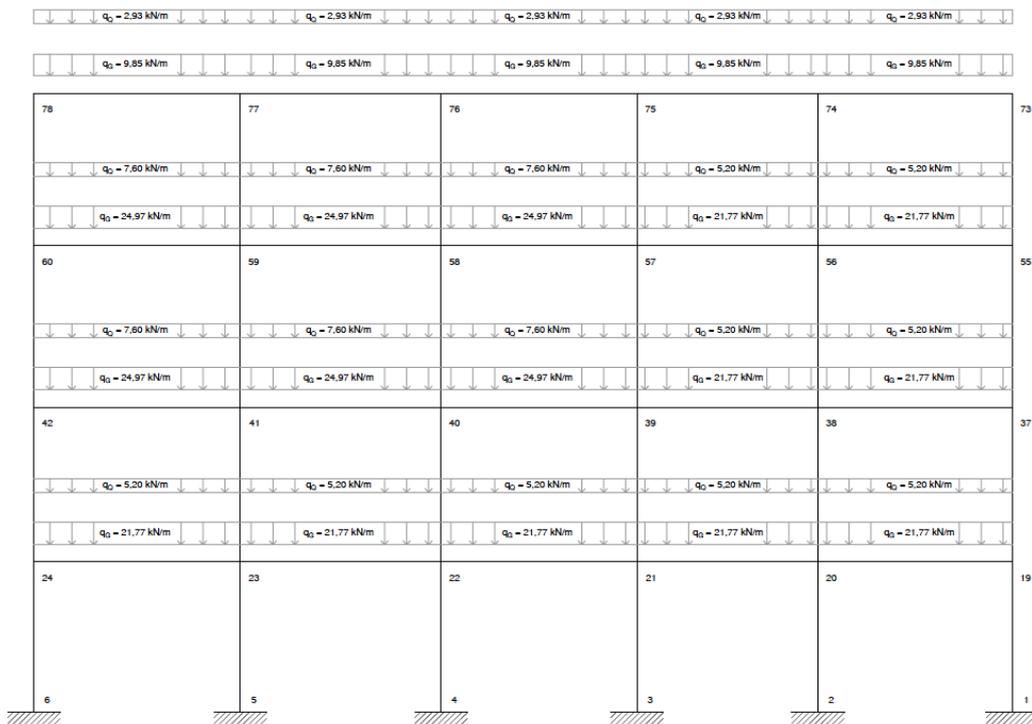


Figura 3.3: Combinazione n°1 dei carichi variabili.

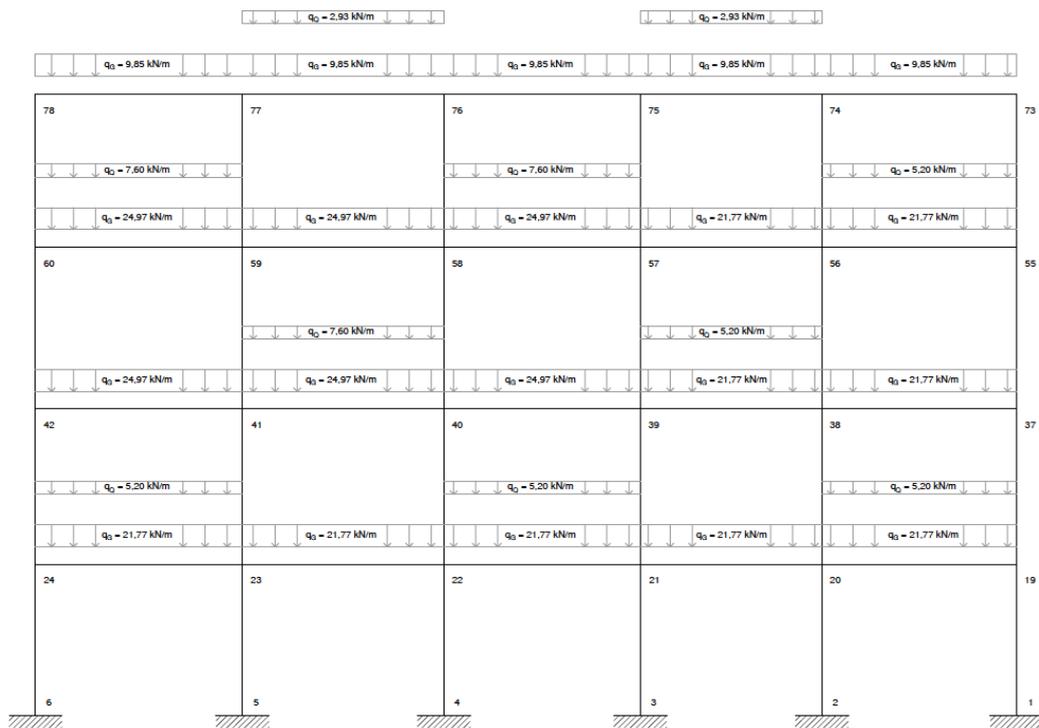


Figura 3.4: Combinazione n°2 dei carichi variabili.

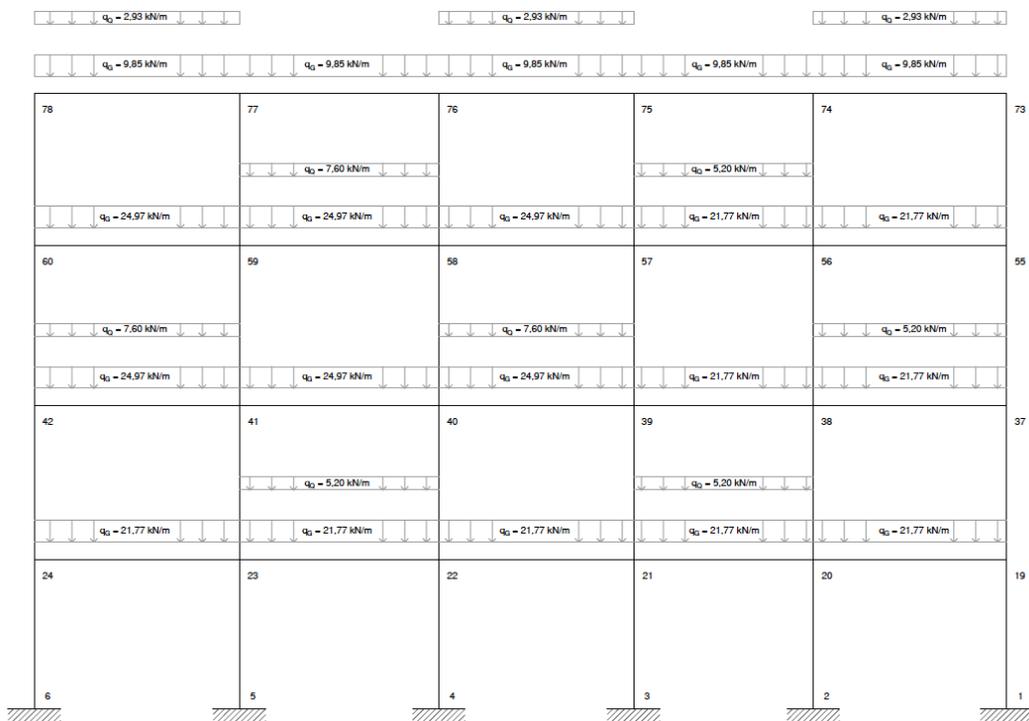


Figura 3.5: Combinazione n°3 dei carichi variabili.

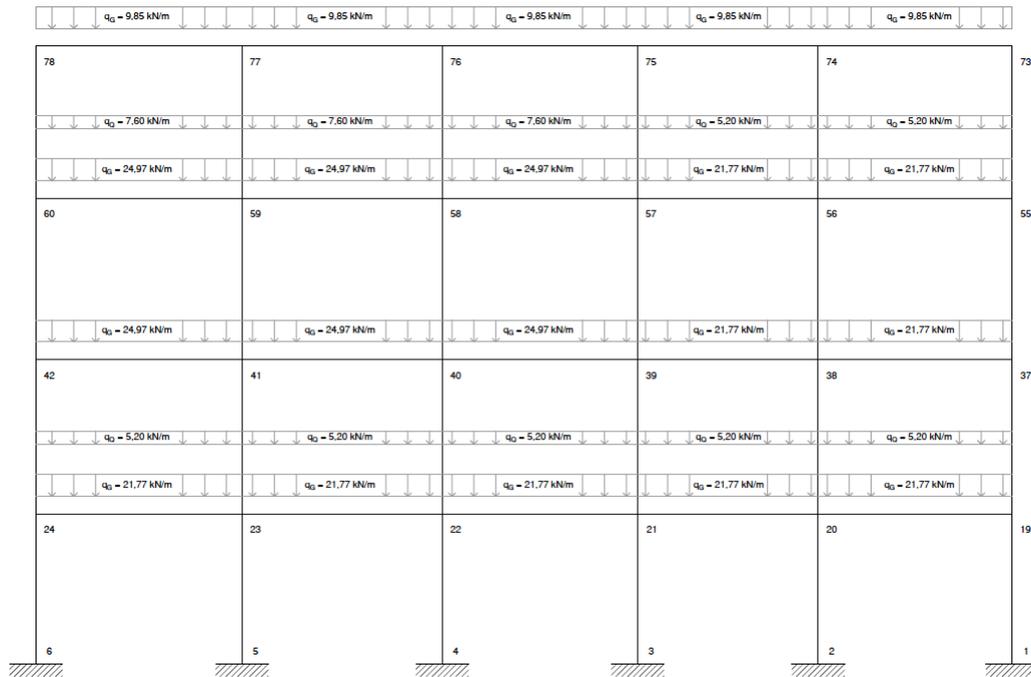


Figura 3.6: Combinazione n°4 dei carichi variabili.

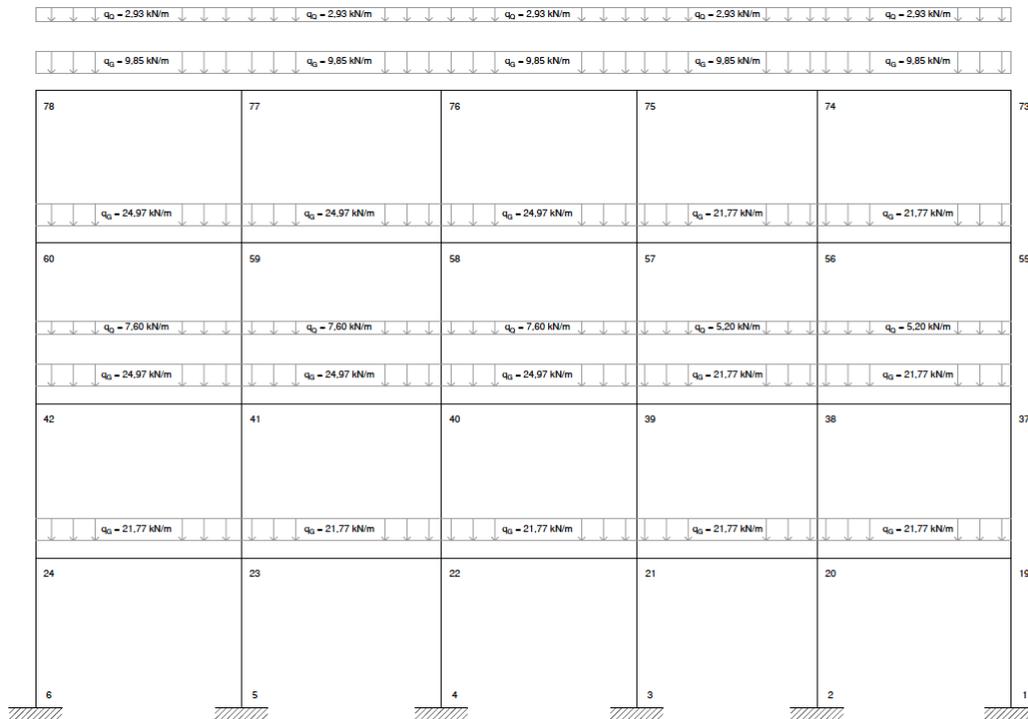


Figura 3.7: Combinazione n°5 dei carichi variabili.

Si riportano di seguito anche gli involuipi delle sollecitazioni di sforzo normale, taglio e momento flettente per il telaio A, che saranno i nostri dati di input per la

successiva fase di determinazione dell'armatura di progetto (Figure 3.8 – 3.10). Tutti i diagrammi sono stati traslati nella zona dei nodi per tenere conto dell'effettiva rigidità della zona dovuta all'intersezione tra pilastri e travi.

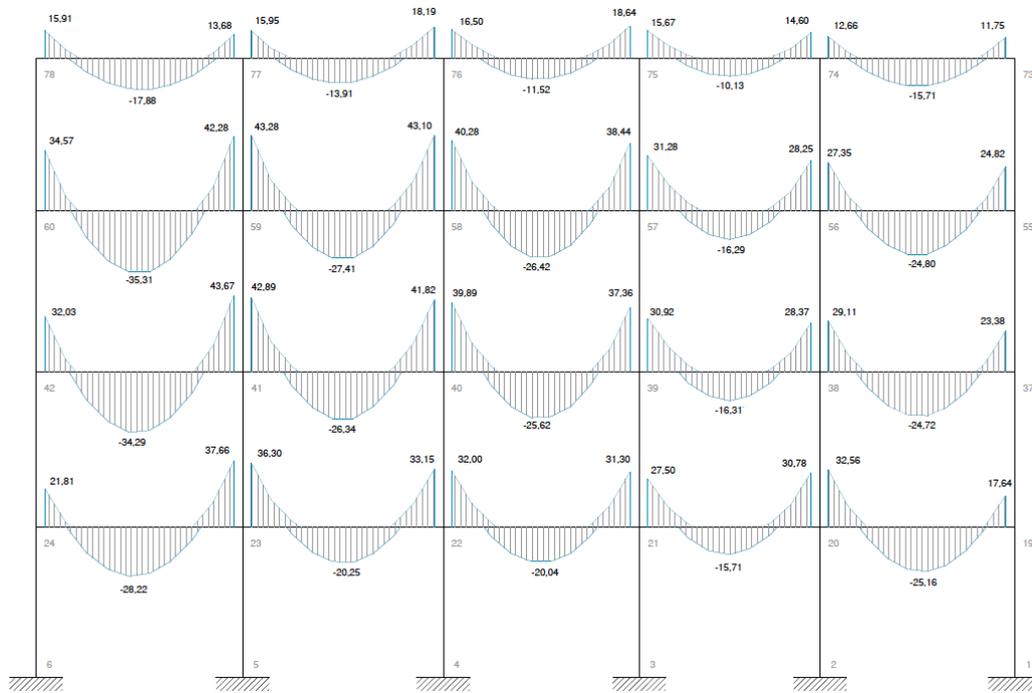


Figura 3.8: Involuppo delle sollecitazioni di momento flettente sul telaio A.

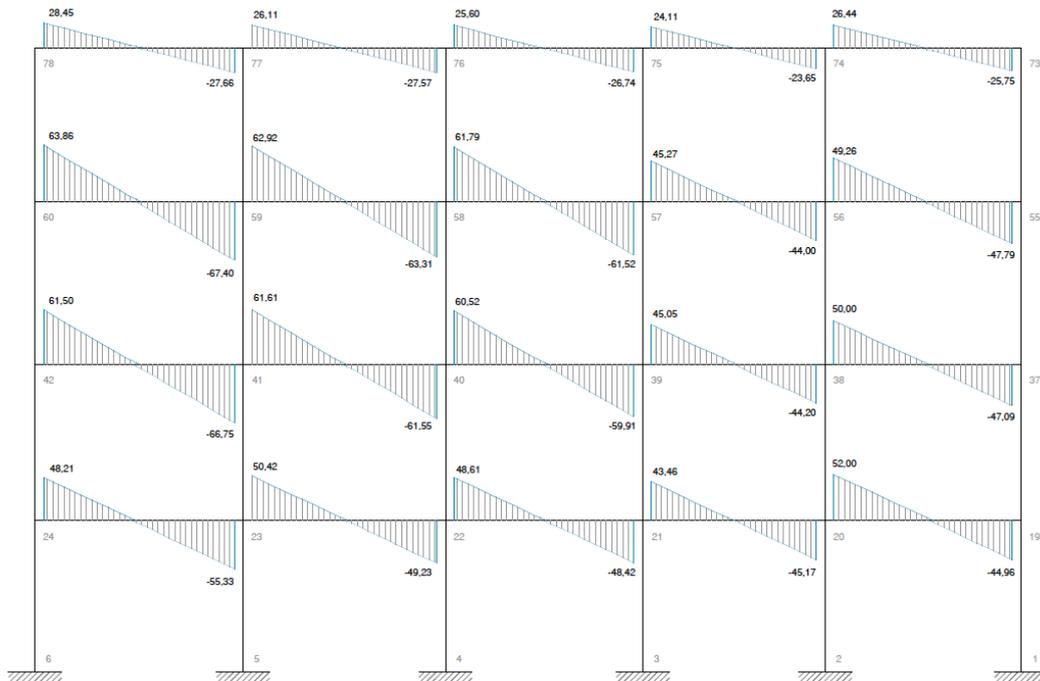


Figura 3.9: Involuppo delle sollecitazioni taglienti sul telaio A.

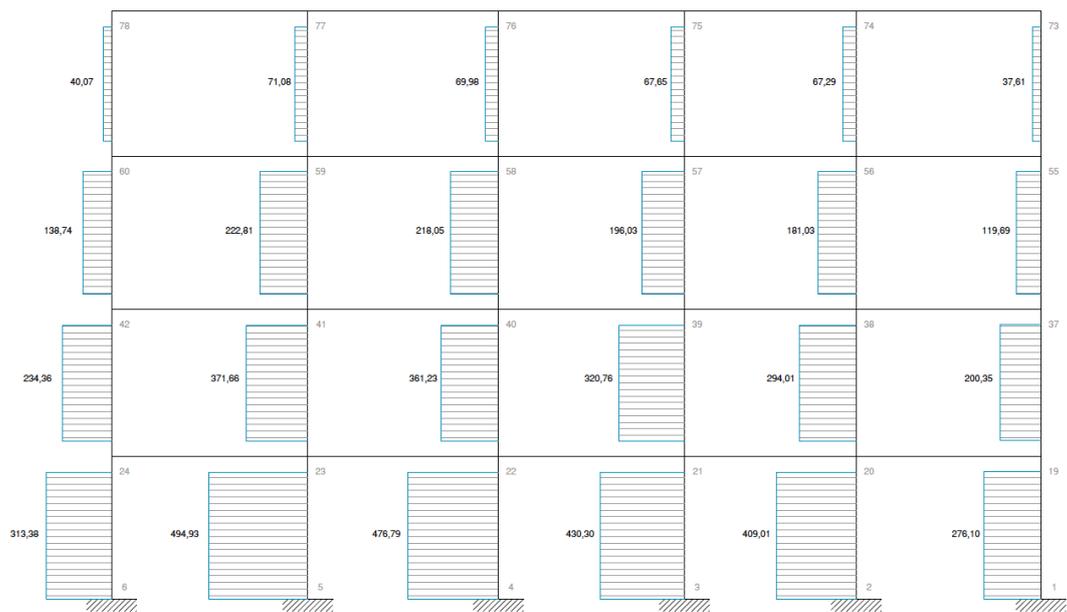


Figura 3.10: Involuppo delle sollecitazioni di sforzo assiale sul telaio A.

3.6. Determinazione dell'armatura di progetto

Per il calcolo dell'area di armatura longitudinale di progetto $A_{s,d}$ è stato utilizzato un foglio di calcolo, suddiviso in base al numero dei telai e delle travi di ciascun telaio, in cui per ogni sezione notevole della trave sono stati riportati le dimensioni in cm della sezioni di calcestruzzo (b e h), da cui è stata calcolata l'area, e il momento agente in quella sezione (Tabelle 3-6/3-8).

Il copriferro (d) assegnato alle sezioni è stato fissato di cm 3 che sommati al raggio dei ferri disposti longitudinalmente e al diametro delle staffe fa approssimativamente 4 cm. Fissato lo spessore del copriferro è stato possibile individuare l'altezza utile delle sezioni h' :

$$h' = h - d \quad [3.10]$$

Con h altezza della sezione e d distanza tra il baricentro dei ferri e il lembo della sezione, preso complessivamente di 4 cm per ipotesi comprensivi del copriferro e dell'ingombro di staffe e ferri longitudinali.

Il valore del momento agente inserito è stato trasformato da kN*m a kg*cm, unità di misura utilizzata all'epoca che meglio si presta all'applicazione delle formule. Inoltre il momento flettente inserito non è stato calcolato in corrispondenza del baricentro dei pilastri d'estremità ma fino al lembo del pilastro, ovvero quello che ci interessa per il calcolo dell'armatura nella sezione, come specificato all'art.23 del R.D. 1939: *“Di regola per portata di una campata di una trave continua si assume la distanza fra gli assi dei sostegni; qualora i sostegni presentino superficie di appoggio alquanto estese, ferma restando la portata fra gli assi, il calcolo delle sezioni di estremità può eseguirsi per le caratteristiche corrispondenti alle sezioni della trave sui lembi dei sostegni”*.

È stata quindi calcolata l'area di armatura resistente in funzione del momento agente e dell'altezza utile della sezione, con la seguente formula:

$$A_s = \frac{M}{0,9 h' \sigma_{amm,a}} \quad [3.11]$$

Il Regio Decreto del 1939 non dava un limite per quanto riguarda l'armatura minima longitudinale, si è quindi scelto di fare un confronto con il limite posto dalla legge 5/11/1971 n. 1086, appena successiva alla data di costruzione del nostro edificio, che imponeva di avere in zona tesa un'area di armatura costituita da barre lisce almeno pari allo 0,25% della sezione rettangolare di calcolo.

Sono stati determinati, quindi, quantità e diametro dei ferri di armatura per ogni sezione notevole delle travi. Sono stati utilizzati in prevalenza ferri $\phi 12$ e $\phi 14$ come era consuetudine in quegli anni. Calcolata l'area dell'armatura progettata si è determinata la posizione dell'asse neutro necessaria per le verifiche, con la seguente formula:

$$y = \frac{10A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh'}{10A_s}} \right) \quad [3.12]$$

Dove A_s è l'area dell'armatura resistente, b e h' sono rispettivamente base e altezza utile della sezione.

Le verifiche prevedono di confrontare le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio determinate con le formule riportate sotto, con le tensioni ammissibili scelte per i materiali secondo normativa (cap. 3.1).

$$\sigma_{c,max} = \frac{2M}{by \left(h' - \frac{y}{3} \right)} \quad [3.13]$$

$$\sigma_{a,max} = \frac{M}{A_{s,d} \left(h' - \frac{y}{3} \right)} \quad [3.14]$$

Dove M è il momento agente, b e h' rispettivamente la base e l'altezza utile della sezione considerata e y l'altezza dell'asse neutro.

Per il calcolo dell'armatura trasversale si è fatto uso di un foglio di calcolo in cui si sono inseriti i parametri geometrici di tutte le sezioni notevoli dei tre telai considerati e il valore dello sforzo di taglio agente per ognuna di queste sezioni (Tabelle 3-9/3-11).

Anche per il taglio, come per il momento flettente, si è applicata una riduzione dovuta alla diminuzione dello sforzo tagliante dal nodo al lembo del pilastro.

I valori delle sollecitazioni agenti sono anche in questo caso stati trasformati da kN*m a kg*cm, per facilitare l'utilizzo delle formule.

Sulla base di questi dati si è calcolata la tensione tangenziale massima su ogni sezione, che secondo il R.D. 1939 *“non deve superare i 4 kg/cm² per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'alto forno o pozzolanico, 6 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminosi”*.

$$\tau = \frac{T}{0,9 h' b} \quad [3.15]$$

Dove T è il taglio agente, b e h' sono rispettivamente base e altezza utile della sezione.

Sono state evidenziate in tabella le sezioni in cui $\tau_c \leq \tau_{c,amm}$ ovvero quelle per cui è sufficiente l'armatura minima e quelle invece in cui è necessaria l'aggiunta di armatura metallica come previsto dal R.D. 1939: *“Quando la tensione tangenziale massima calcolata per il conglomerato supera i detti limiti, la resistenza al taglio deve essere integralmente affidata ad armature metalliche”*.

Si è deciso di prendere staffe ϕ 8 a due braccia, con sezione resistente f_s pari a $1,01 \text{ cm}^2$, in tutte le sezioni dei nostri elementi strutturali, andando a variare il passo nelle sezioni in cui è necessaria armatura a taglio, ed è stato specificato in tabella il passo tra le staffe nelle varie sezioni. Risulta però consuetudine all'epoca che il passo tra le staffe non variasse all'interno della stessa trave; per questo si è deciso, nell'elaborazione grafica delle staffe, di rappresentarle tutte a distanza uguale, corrispondente alla minore tra quelle determinate nella trave stessa.

Si riporta un passo del saggio *Resistenza sismica di telai in c.a. progettati con il R.D. 2229/397* a conferma delle scelte effettuate: *“Non sono presenti indicazioni sull'eventuale infittimento delle staffe nelle zone di estremità e sulla presenza di staffe all'interno dei nodi, come confermato anche da saggi effettuati su edifici esistenti. (...) Il passo delle staffe era molto variabile in funzione del compito ad esse affidato (assorbimento della sollecitazione tagliante o meno) mentre il diametro era tipicamente di 6 mm, raramente di 8 mm. Le armature adoperate sia nei pilastri che nelle travi erano sempre di tipo liscio”*.

Per quanto riguarda le sezioni in cui è sufficiente l'armatura minima ci si è basati sulle seguenti limitazioni:

- a) Sezione complessiva non inferiore a $3 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- b) Minimo 3 staffe ogni metro;
- c) Passo minore uguale allo 0,8 dell'altezza utile della sezione (h').

Si è scelto quindi in queste sezioni di adottare staffe ϕ 8 a due braccia ogni 33 cm. Per il calcolo del passo delle staffe nelle sezioni in cui risulta non sufficiente l'armatura minima è stata utilizzata una formula data dal prontuario di calcolo LeMonnier:

$$S_s = n f_s \sigma_a N_s \quad [3.16]$$

Con S_s lo sforzo totale agente in quel determinato concio di trave, n il numero dei bracci delle staffe, f_s l'area della sezione resistente e N_s il numero di staffe.

Sapendo che $S_s = \frac{A_T}{Z}$ si può ricavare dalla formula il numero di staffe N_s . Il passo tra le staffe è poi uguale al rapporto tra la lunghezza del tratto di trave interessato e il numero di staffe presenti in quel tratto. Nella formula A_T corrisponde all'area del taglio nel concio di trave, mentre Z equivale a $0,9 h'$.

I risultati ottenuti dal foglio di calcolo mostrano che il passo necessario, anche per le sezioni più sollecitate, varia nell'intervallo tra i 26 e i 31 cm; si è quindi ipotizzato che il passo tenuto nell'esecuzione delle travi sia stato di norma 25 cm. Si evidenzia, comunque, che una parte del taglio viene con probabilità assorbita dai ferri piegati, come previsto dalla consuetudine e dalla normativa dell'epoca, per un massimo del 50% dello sforzo tagliante agente.

Per determinare la quantità di sforzo di taglio assorbita dai ferri piegati si moltiplica l'area della sezione resistente dei ferri per la corrispondente tensione ammissibile dell'acciaio $\sigma_{a,amm}$. L'area dei ferri piegati viene ridotta di un fattore $\sqrt{2}$ dovuto all'inclinazione a 45° supposta.

Tabella 3-6: Progetto armatura longitudinale telaio A.

Progetto simulato armatura travi Telaio A												
Trave	B [cm]	H [cm]	h' [cm]	Ms [KN*m]	(+/-)	As [cm ²]	As,min [cm ²]	nf/φ [mm]	As,d [cm ²]	y asse neutro [cm]	σ _{c,max}	σ _{a,max}
1-2 I	26	74	70	17,64	-	1,75	4,81	2φ12	2,26	10,20	20,37	1195,03
1-2 C	26	74	70	25,51	+	2,53	4,81	3φ12	3,39	12,27	24,75	1164,43
1-2 E	26	74	70	32,56	-	3,23	4,81	3φ12	3,39	12,27	31,58	1485,96
2-3 I	26	74	70	30,78	-	3,05	4,81	3φ12	3,39	12,27	29,85	1404,52
2-3 C	26	74	70	15,71	+	1,56	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,15	1064,46
2-3 E	26	74	70	27,50	-	2,73	4,81	3φ12	3,39	12,27	26,67	1255,03
3-4 I	26	74	70	31,30	-	3,10	4,81	3φ12	3,39	12,27	30,36	1428,34
3-4 C	26	74	70	20,04	+	1,99	4,81	2φ12	2,26	10,20	23,15	1357,55
3-4 E	26	74	70	32,00	-	3,17	4,81	3φ12	3,39	12,27	31,04	1460,52
4-5 I	26	74	70	33,15	-	3,29	4,81	3φ12	3,39	12,27	32,15	1512,93
4-5 C	26	74	70	20,25	+	2,01	4,81	2φ12	2,26	10,20	23,40	1372,17
4-5 E	26	74	70	36,30	-	3,60	4,81	4φ12	4,52	13,96	31,22	1253,20
5-6 I	26	74	70	37,66	-	3,74	4,81	4φ12	4,52	13,96	32,39	1300,30
5-6 C	26	74	70	28,22	+	2,80	4,81	3φ12	3,39	12,27	27,37	1287,81
5-6 E	26	74	70	21,81	-	2,16	4,81	2φ12	2,26	10,20	25,19	1477,60
19-20 I	26	74	70	23,38	-	2,32	4,81	3φ12	3,39	12,27	22,68	1066,95
19-20 C	26	74	70	24,72	+	2,45	4,81	3φ12	3,39	12,27	23,97	1127,96
19-20 E	26	74	70	29,11	-	2,89	4,81	3φ12	3,39	12,27	28,23	1328,47
20-21 I	26	74	70	28,37	-	2,81	4,81	3φ12	3,39	12,27	27,52	1294,79
20-21 C	26	74	70	16,31	+	1,62	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,84	1105,17
20-21 E	26	74	70	30,92	-	3,07	4,81	3φ12	3,39	12,27	29,99	1411,14
21-22 I	26	74	70	37,36	-	3,71	4,81	4φ12	4,52	13,96	32,12	1289,66
21-22 C	26	74	70	25,62	+	2,54	4,81	3φ12	3,39	12,27	24,85	1169,04
21-22 E	26	74	70	39,89	-	3,96	4,81	4φ12	4,52	13,96	34,30	1377,16
22-23 I	26	74	70	41,82	-	4,15	4,81	4φ12	4,52	13,96	35,96	1443,61
22-23 C	26	74	70	26,34	+	2,61	4,81	3φ12	3,39	12,27	25,55	1202,15
22-23 E	26	74	70	42,89	-	4,25	4,81	4φ12	4,52	13,96	36,88	1480,60
23-24 I	26	74	70	43,67	-	4,33	4,81	4φ12	4,52	13,96	37,56	1507,76
23-24 C	26	74	70	34,29	+	3,40	4,81	4φ12	4,52	13,96	29,48	1183,66
23-24 E	26	74	70	32,03	-	3,18	4,81	3φ12	3,39	12,27	31,06	1461,58
37-38 I	26	74	70	24,82	-	2,46	4,81	3φ12	3,39	12,27	24,08	1132,88
37-38 C	26	74	70	24,80	+	2,46	4,81	3φ12	3,39	12,27	24,06	1131,93
37-38 E	26	74	70	27,35	-	2,71	4,81	3φ12	3,39	12,27	26,53	1248,15
38-39 I	26	74	70	28,25	-	2,80	4,81	3φ12	3,39	12,27	27,40	1289,40
38-39 C	26	74	70	16,29	+	1,62	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,82	1103,60
38-39 E	26	74	70	31,28	-	3,10	4,81	3φ12	3,39	12,27	30,34	1427,36
39-40 I	26	74	70	38,44	-	3,81	4,81	4φ12	4,52	13,96	33,05	1326,96
39-40 C	26	74	70	26,42	+	2,62	4,81	3φ12	3,39	12,27	25,63	1205,80
39-40 E	26	74	70	40,28	-	4,00	4,81	4φ12	4,52	13,96	34,63	1390,44
40-41 I	26	74	70	43,10	-	4,28	4,81	4φ12	4,52	13,96	37,06	1487,85
40-41 C	26	74	70	27,41	+	2,72	4,81	3φ12	3,39	12,27	26,58	1250,84
40-41 E	26	74	70	43,27	-	4,29	4,81	4φ12	4,52	13,96	37,21	1493,99
41-42 I	26	74	70	42,28	-	4,19	4,81	4φ12	4,52	13,96	36,35	1459,49
41-42 C	26	74	70	35,31	+	3,50	4,81	4φ12	4,52	13,96	30,37	1219,12
41-42 E	26	74	70	34,57	-	3,43	4,81	4φ12	4,52	13,96	29,73	1193,53
55-56 I	26	74	70	11,75	-	1,17	4,81	2φ12	2,26	10,20	13,57	795,86
55-56 C	26	74	70	15,71	+	1,56	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,15	1064,30
55-56 E	26	74	70	12,66	-	1,26	4,81	2φ12	2,26	10,20	14,62	857,69
56-57 I	26	74	70	14,60	-	1,45	4,81	2φ12	2,26	10,20	16,86	989,04
56-57 C	26	74	70	10,13	+	1,01	4,81	2φ12	2,26	10,20	11,71	686,56
56-57 E	26	74	70	15,67	-	1,55	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,10	1061,80
57-58 I	26	74	70	18,64	-	1,85	4,81	2φ12	2,26	10,20	21,53	1262,54
57-58 C	26	74	70	11,52	+	1,14	4,81	2φ12	2,26	10,20	13,30	780,21
57-58 E	26	74	70	16,50	-	1,64	4,81	2φ12	2,26	10,20	19,06	1117,86
58-59 I	26	74	70	18,19	-	1,80	4,81	2φ12	2,26	10,20	21,02	1232,58
58-59 C	26	74	70	13,91	+	1,38	4,81	2φ12	2,26	10,20	16,06	942,12
58-59 E	26	74	70	15,95	-	1,58	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,42	1080,30
59-60 I	26	74	70	13,68	-	1,36	4,81	2φ12	2,26	10,20	15,81	927,07
59-60 C	26	74	70	17,88	+	1,77	4,81	2φ12	2,26	10,20	20,65	1211,07
59-60 E	26	74	70	15,91	-	1,58	4,81	2φ12	2,26	10,20	18,38	1077,76

Tabella 3-7: Progetto armatura longitudinale telaio B.

Progetto simulato armatura travi Telaio B												
Trave	B [cm]	H [cm]	h' [cm]	M _s [KN*m]	(+/-)	As [cm ²]	As,min [cm ²]	nf/φ [mm]	As,d [cm ²]	y asse neutro [cm]	σ _{c,max}	σ _{a,max}
7-8 I	40	64	60	25,27	-	2,93	6,40	2φ14	3,08	8,87	25,46	1466,88
7-8 C	40	64	60	32,56	+	3,77	6,40	3φ14	4,62	10,67	27,56	1273,44
7-8 E	40	64	60	37,96	-	4,39	6,40	3φ14	4,62	10,67	32,12	1484,40
8-9 I	40	64	60	36,60	-	4,24	6,40	3φ14	4,62	10,67	30,97	1431,29
8-9 C	40	64	60	22,59	+	2,61	6,40	2φ14	3,08	8,87	22,75	1310,88
8-9 E	40	64	60	35,21	-	4,08	6,40	3φ14	4,62	10,67	29,80	1376,86
9-10 I	40	64	60	38,19	-	4,42	6,40	3φ14	4,62	10,67	32,32	1493,34
9-10 C	40	64	60	26,95	+	3,12	6,40	3φ14	4,62	10,67	22,80	1053,79
9-10 E	40	64	60	40,67	-	4,71	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,52	1203,09
10-11 I	40	64	60	41,62	-	4,82	6,40	4φ14	6,16	12,14	31,24	1231,27
10-11 C	40	64	60	27,59	+	3,19	6,40	3φ14	4,62	10,67	23,35	1078,98
10-11 E	40	64	60	44,80	-	5,19	6,40	4φ14	6,16	12,14	33,62	1325,39
11-12 I	40	64	60	45,52	-	5,27	6,40	4φ14	6,16	12,14	34,17	1346,75
11-12 C	40	64	60	36,06	+	4,17	6,40	3φ14	4,62	10,67	30,52	1410,31
11-12 E	40	64	60	28,78	-	3,33	6,40	3φ14	4,62	10,67	24,35	1125,28
25-26 I	40	64	60	33,68	-	3,90	6,40	3φ14	4,62	10,67	28,50	1317,07
25-26 C	40	64	60	32,62	+	3,78	6,40	3φ14	4,62	10,67	27,61	1275,65
25-26 E	40	64	60	32,44	-	3,75	6,40	3φ14	4,62	10,67	27,45	1268,46
26-27 I	40	64	60	33,96	-	3,93	6,40	3φ14	4,62	10,67	28,74	1327,86
26-27 C	40	64	60	24,39	+	2,82	6,40	2φ14	3,08	8,87	24,57	1415,42
26-27 E	40	64	60	36,08	-	4,18	6,40	3φ14	4,62	10,67	30,54	1411,06
27-28 I	40	64	60	39,37	-	4,56	6,40	3φ14	4,62	10,67	33,32	1539,50
27-28 C	40	64	60	27,29	+	3,16	6,40	3φ14	4,62	10,67	23,10	1067,37
27-28 E	40	64	60	40,47	-	4,68	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,37	1197,19
28-29 I	40	64	60	42,63	-	4,93	6,40	4φ14	6,16	12,14	31,99	1261,07
28-29 C	40	64	60	29,62	+	3,43	6,40	3φ14	4,62	10,67	25,07	1158,34
28-29 E	40	64	60	41,95	-	4,86	6,40	4φ14	6,16	12,14	31,49	1241,22
29-30 I	40	64	60	39,48	-	4,57	6,40	4φ14	6,16	12,14	29,63	1168,02
29-30 C	40	64	60	35,98	+	4,16	6,40	3φ14	4,62	10,67	30,45	1407,05
29-30 E	40	64	60	37,92	-	4,39	6,40	3φ14	4,62	10,67	32,09	1482,73
43-44 I	40	64	60	40,11	-	4,64	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,11	1186,76
43-44 C	40	64	60	32,24	+	3,73	6,40	3φ14	4,62	10,67	27,29	1260,92
43-44 E	40	64	60	28,03	-	3,24	6,40	3φ14	4,62	10,67	23,72	1096,25
44-45 I	40	64	60	31,75	-	3,67	6,40	3φ14	4,62	10,67	26,87	1241,43
44-45 C	40	64	60	25,09	+	2,90	6,40	2φ14	3,08	8,87	25,28	1456,43
44-45 E	40	64	60	36,71	-	4,25	6,40	3φ14	4,62	10,67	31,07	1435,53
45-46 I	40	64	60	40,12	-	4,64	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,11	1186,87
45-46 C	40	64	60	26,89	+	3,11	6,40	3φ14	4,62	10,67	22,76	1051,59
45-46 E	40	64	60	40,30	-	4,66	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,25	1192,41
46-47 I	40	64	60	43,38	-	5,02	6,40	4φ14	6,16	12,14	32,56	1283,31
46-47 C	40	64	60	30,56	+	3,54	6,40	3φ14	4,62	10,67	25,86	1194,87
46-47 E	40	64	60	39,51	-	4,57	6,40	3φ14	4,62	10,67	33,44	1545,13
47-48 I	40	64	60	34,65	-	4,01	6,40	3φ14	4,62	10,67	29,32	1354,92
47-48 C	40	64	60	35,58	+	4,12	6,40	3φ14	4,62	10,67	30,11	1391,38
47-48 E	40	64	60	44,91	-	5,20	6,40	4φ14	6,16	12,14	33,70	1328,56
61-62 I	40	64	60	23,69	-	2,74	6,40	2φ14	3,08	8,87	23,86	1374,94
61-62 C	40	64	60	36,61	+	4,24	6,40	3φ14	4,62	10,67	30,99	1431,80
61-62 E	40	64	60	31,19	-	3,61	6,40	3φ14	4,62	10,67	26,40	1219,84
62-63 I	40	64	60	33,78	-	3,91	6,40	3φ14	4,62	10,67	28,59	1320,95
62-63 C	40	64	60	21,74	+	2,52	6,40	2φ14	3,08	8,87	21,90	1261,94
62-63 E	40	64	60	36,83	-	4,26	6,40	3φ14	4,62	10,67	31,17	1440,21
63-64 I	40	64	60	38,94	-	4,51	6,40	3φ14	4,62	10,67	32,95	1522,59
63-64 C	40	64	60	25,40	+	2,94	6,40	2φ14	3,08	8,87	25,58	1473,99
63-64 E	40	64	60	40,53	-	4,69	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,42	1199,11
64-65 I	40	64	60	42,31	-	4,90	6,40	4φ14	6,16	12,14	31,76	1251,79
64-65 C	40	64	60	27,54	+	3,19	6,40	3φ14	4,62	10,67	23,31	1076,96
64-65 E	40	64	60	41,67	-	4,82	6,40	4φ14	6,16	12,14	31,27	1232,73
65-66 I	40	64	60	38,70	-	4,48	6,40	3φ14	4,62	10,67	32,75	1513,26
65-66 C	40	64	60	40,33	+	4,67	6,40	4φ14	6,16	12,14	30,27	1193,04
65-66 E	40	64	60	26,91	-	3,11	6,40	3φ14	4,62	10,67	22,77	1052,25

Tabella 3-8: Progetto armatura longitudinale telaio C.

Progetto simulato armatura travi Telaio C												
Trave	B [cm]	H [cm]	h' [cm]	M _s [KN*m]	(+/-)	As [cm ²]	As,min [cm ²]	nf/φ [mm]	As,d [cm ²]	y asse neutro [cm]	σ _{c,max}	σ _{a,max}
13-14 I	26	74	70	20,50	-	2,03	4,81	2φ12	2,26	10,20	23,68	1388,70
13-14 C	26	74	70	29,98	+	2,97	4,81	3φ12	3,39	12,27	29,08	1368,12
13-14 E	26	74	70	38,40	-	3,81	4,81	4φ12	4,52	13,96	33,02	1325,57
14-15 I	26	74	70	35,99	-	3,57	4,81	4φ12	4,52	13,96	30,95	1242,40
14-15 C	26	74	70	18,67	+	1,85	4,81	2φ12	2,26	10,20	21,57	1264,86
14-15 E	26	74	70	32,23	-	3,20	4,81	3φ12	3,39	12,27	31,26	1471,07
15-16 I	26	74	70	36,54	-	3,63	4,81	4φ12	4,52	13,96	31,42	1261,52
15-16 C	26	74	70	23,70	+	2,35	4,81	3φ12	3,39	12,27	22,99	1081,51
15-16 E	26	74	70	37,50	-	3,72	4,81	4φ12	4,52	13,96	32,25	1294,67
16-17 I	26	74	70	38,80	-	3,85	4,81	4φ12	4,52	13,96	33,37	1339,62
16-17 C	26	74	70	23,93	+	2,37	4,81	3φ12	3,39	12,27	23,21	1092,19
16-17 E	26	74	70	42,57	-	4,22	4,81	4φ12	4,52	13,96	36,61	1469,78
17-18 I	26	74	70	44,45	-	4,41	4,81	4φ12	4,52	13,96	38,22	1534,50
17-18 C	26	74	70	33,16	+	3,29	4,81	3φ12	3,39	12,27	32,16	1513,32
17-18 E	26	74	70	25,18	-	2,50	4,81	3φ12	3,39	12,27	24,43	1149,38
31-32 I	26	74	70	27,04	-	2,68	4,81	3φ12	3,39	12,27	26,22	1233,83
31-32 C	26	74	70	29,12	+	2,89	4,81	3φ12	3,39	12,27	28,25	1329,10
31-32 E	26	74	70	34,61	-	3,43	4,81	4φ12	4,52	13,96	29,76	1194,72
32-33 I	26	74	70	33,34	-	3,31	4,81	3φ12	3,39	12,27	32,34	1521,74
32-33 C	26	74	70	19,45	+	1,93	4,81	2φ12	2,26	10,20	22,47	1317,64
32-33 E	26	74	70	35,78	-	3,55	4,81	4φ12	4,52	13,96	30,77	1235,20
33-34 I	26	74	70	42,78	-	4,24	4,81	4φ12	4,52	13,96	36,78	1476,77
33-34 C	26	74	70	29,35	+	2,91	4,81	3φ12	3,39	12,27	28,46	1339,25
33-34 E	26	74	70	45,35	-	4,50	4,81	5φ12	5,65	15,40	35,60	1261,87
34-35 I	26	74	70	47,61	-	4,72	4,81	5φ12	5,65	15,40	37,38	1324,74
34-35 C	26	74	70	30,22	+	3,00	4,81	3φ12	3,39	12,27	29,31	1379,16
34-35 E	26	74	70	48,89	-	4,85	4,81	5φ12	5,65	15,40	38,38	1360,45
35-36 I	26	74	70	49,99	-	4,96	4,81	5φ12	5,65	15,40	39,25	1391,05
35-36 C	26	74	70	39,18	+	3,89	4,81	4φ12	4,52	13,96	33,69	1352,75
35-36 E	26	74	70	36,28	-	3,60	4,81	4φ12	4,52	13,96	31,20	1252,60
49-50 I	26	74	70	29,14	-	2,89	4,81	3φ12	3,39	12,27	28,27	1330,11
49-50 C	26	74	70	29,05	+	2,88	4,81	3φ12	3,39	12,27	28,18	1325,77
49-50 E	26	74	70	32,42	-	3,22	4,81	3φ12	3,39	12,27	31,45	1479,68
50-51 I	26	74	70	33,04	-	3,28	4,81	3φ12	3,39	12,27	32,05	1507,96
50-51 C	26	74	70	19,48	+	1,93	4,81	2φ12	2,26	10,20	22,50	1319,66
50-51 E	26	74	70	36,17	-	3,59	4,81	4φ12	4,52	13,96	31,11	1248,86
51-52 I	26	74	70	43,99	-	4,36	4,81	4φ12	4,52	13,96	37,83	1518,86
51-52 C	26	74	70	30,11	+	2,99	4,81	3φ12	3,39	12,27	29,21	1374,22
51-52 E	26	74	70	45,66	-	4,53	4,81	5φ12	5,65	15,40	35,84	1270,37
52-53 I	26	74	70	49,02	-	4,86	4,81	5φ12	5,65	15,40	38,49	1364,06
52-53 C	26	74	70	31,38	+	3,11	4,81	3φ12	3,39	12,27	30,44	1432,19
52-53 E	26	74	70	48,99	-	4,86	4,81	5φ12	5,65	15,40	38,46	1363,07
53-54 I	26	74	70	48,13	-	4,77	4,81	5φ12	5,65	15,40	37,78	1339,19
53-54 C	26	74	70	40,05	+	3,97	4,81	4φ12	4,52	13,96	34,44	1382,71
53-54 E	26	74	70	39,52	-	3,92	4,81	4φ12	4,52	13,96	33,98	1364,33
67-68 I	26	74	70	14,40	-	1,43	4,81	2φ12	2,26	10,20	16,63	975,64
67-68 C	26	74	70	20,65	+	2,05	4,81	2φ12	2,26	10,20	23,85	1398,94
67-68 E	26	74	70	17,89	-	1,77	4,81	2φ12	2,26	10,20	20,66	1211,83
68-69 I	26	74	70	19,62	-	1,95	4,81	2φ12	2,26	10,20	22,67	1329,48
68-69 C	26	74	70	12,93	+	1,28	4,81	2φ12	2,26	10,20	14,93	875,67
68-69 E	26	74	70	20,65	-	2,05	4,81	2φ12	2,26	10,20	23,85	1398,85
69-70 I	26	74	70	24,08	-	2,39	4,81	3φ12	3,39	12,27	23,35	1098,77
69-70 C	26	74	70	15,00	+	1,49	4,81	2φ12	2,26	10,20	17,33	1016,34
69-70 E	26	74	70	21,98	-	2,18	4,81	2φ12	2,26	10,20	25,39	1489,12
70-71 I	26	74	70	23,99	-	2,38	4,81	3φ12	3,39	12,27	23,27	1094,93
70-71 C	26	74	70	17,53	+	1,74	4,81	2φ12	2,26	10,20	20,24	1187,38
70-71 E	26	74	70	21,95	-	2,18	4,81	2φ12	2,26	10,20	25,35	1486,72
71-72 I	26	74	70	19,84	-	1,97	4,81	2φ12	2,26	10,20	22,91	1343,77
71-72 C	26	74	70	23,05	+	2,29	4,81	3φ12	3,39	12,27	22,36	1051,93
71-72 E	26	74	70	19,00	-	1,88	4,81	2φ12	2,26	10,20	21,94	1286,90

Tabella 3-9: Progetto armatura a taglio Telaio A.

Progetto simulato armatura a taglio travi Telaio A										
Trave	B [cm]	H [cm]	h' [cm]	Ted [KN]	τ [kg/cm ²]	τ_{amm} [kg/cm ²]	$\tau_c < \tau_{amm}$	nstaffe/ φ [mm]	Astaffe [cm ²]	s [cm]
1-2 I	26	74	70	44,96	2,80	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
1-2 E	26	74	70	52,00	3,24	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
2-3 I	26	74	70	45,17	2,81	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
2-3 E	26	74	70	43,46	2,71	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
3-4 I	26	74	70	48,42	3,01	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
3-4 E	26	74	70	48,61	3,03	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
4-5 I	26	74	70	49,23	3,06	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
4-5 E	26	74	70	50,42	3,14	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
5-6 I	26	74	70	55,33	3,44	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
5-6 E	26	74	70	48,21	3,00	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
19-20 I	26	74	70	47,09	2,93	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
19-20 E	26	74	70	50,00	3,11	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
20-21 I	26	74	70	44,20	2,75	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
20-21 E	26	74	70	45,05	2,80	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
21-22 I	26	74	70	59,91	3,73	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
21-22 E	26	74	70	60,52	3,77	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
22-23 I	26	74	70	61,55	3,83	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
22-23 E	26	74	70	61,61	3,84	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
23-24 I	26	74	70	66,75	4,16	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	30,5
23-24 E	26	74	70	61,50	3,83	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
37-38 I	26	74	70	47,79	2,98	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
37-38 E	26	74	70	49,26	3,07	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
38-39 I	26	74	70	44,00	2,74	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
38-39 E	26	74	70	45,27	2,82	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
39-40 I	26	74	70	61,52	3,83	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
39-40 E	26	74	70	61,79	3,85	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
40-41 I	26	74	70	63,31	3,94	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
40-41 E	26	74	70	62,92	3,92	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
41-42 I	26	74	70	67,40	4,20	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	30,2
41-42 E	26	74	70	63,86	3,98	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
55-56 I	26	74	70	25,75	1,60	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
55-56 E	26	74	70	26,44	1,65	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
56-57 I	26	74	70	23,65	1,47	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
56-57 E	26	74	70	24,11	1,50	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
57-58 I	26	74	70	26,74	1,66	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
57-58 E	26	74	70	25,60	1,59	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
58-59 I	26	74	70	27,57	1,72	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
58-59 E	26	74	70	26,11	1,63	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
59-60 I	26	74	70	27,66	1,72	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
59-60 E	26	74	70	28,45	1,77	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0

Tabella 3-10: Progetto armature a taglio Telaio B.

Progetto simulato armatura a taglio travi Telaio B										
Trave	B [cm]	H [cm]	h' [cm]	Ted [KN]	τ [kg/cm ²]	τ_{amm} [kg/cm ²]	$\tau_c < \tau_{amm}$	nstaffe/ ϕ [mm]	Astaffe [cm ²]	s [cm]
7-8 I	40	64	60	58,06	2,74	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
7-8 E	40	64	60	63,55	3,00	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
8-9 I	40	64	60	55,60	2,62	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
8-9 E	40	64	60	55,07	2,60	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
9-10 I	40	64	60	60,15	2,84	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
9-10 E	40	64	60	60,90	2,88	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
10-11 I	40	64	60	61,68	2,91	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
10-11 E	40	64	60	62,67	2,96	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
11-12 I	40	64	60	68,32	3,23	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
11-12 E	40	64	60	61,59	2,91	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
25-26 I	40	64	60	61,18	2,89	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
25-26 E	40	64	60	60,67	2,86	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
26-27 I	40	64	60	54,69	2,58	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
26-27 E	40	64	60	56,25	2,66	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
27-28 I	40	64	60	60,49	2,86	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
27-28 E	40	64	60	60,64	2,86	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
28-29 I	40	64	60	62,65	2,96	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
28-29 E	40	64	60	61,80	2,92	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
29-30 I	40	64	60	65,37	3,09	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
29-30 E	40	64	60	64,78	3,06	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
43-44 I	40	64	60	63,70	3,01	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
43-44 E	40	64	60	58,05	2,74	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
44-45 I	40	64	60	53,96	2,55	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
44-45 E	40	64	60	57,06	2,69	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
45-46 I	40	64	60	60,69	2,87	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
45-46 E	40	64	60	60,43	2,85	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
46-47 I	40	64	60	63,45	3,00	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
46-47 E	40	64	60	61,06	2,88	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
47-48 I	40	64	60	62,69	2,96	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
47-48 E	40	64	60	67,36	3,18	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
61-62 I	40	64	60	58,44	2,76	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
61-62 E	40	64	60	62,46	2,95	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
62-63 I	40	64	60	54,36	2,57	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
62-63 E	40	64	60	56,42	2,66	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
63-64 I	40	64	60	60,06	2,84	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
63-64 E	40	64	60	60,65	2,86	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
64-65 I	40	64	60	62,40	2,95	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
64-65 E	40	64	60	61,70	2,91	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
65-66 I	40	64	60	67,37	3,18	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
65-66 E	40	64	60	61,58	2,91	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0

Tabella 3-11: Progetto armatura a taglio Telaio C.

Progetto simulato armatura a taglio travi Telaio C										
Trave	B [cm]	H [cm]	h' [cm]	Ted [KN]	τ [kg/cm ²]	τ_{amm} [kg/cm ²]	$\tau_c < \tau_{amm}$	nstaffe/ ϕ [mm]	Astaffe [cm ²]	s [cm]
13-14 I	26	74	70	52,54	3,27	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
13-14 E	26	74	70	60,97	3,80	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
14-15 I	26	74	70	52,81	3,29	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
14-15 E	26	74	70	50,88	3,17	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
15-16 I	26	74	70	56,63	3,53	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
15-16 E	26	74	70	56,89	3,54	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
16-17 I	26	74	70	57,58	3,58	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
16-17 E	26	74	70	59,01	3,67	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
17-18 I	26	74	70	64,89	4,04	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	31,4
17-18 E	26	74	70	56,33	3,51	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
31-32 I	26	74	70	54,91	3,42	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
31-32 E	26	74	70	58,77	3,66	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
32-33 I	26	74	70	51,73	3,22	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
32-33 E	26	74	70	52,58	3,27	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
33-34 I	26	74	70	68,17	4,24	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,9
33-34 E	26	74	70	68,76	4,28	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,6
34-35 I	26	74	70	70,01	4,36	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,1
34-35 E	26	74	70	70,11	4,36	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,0
35-36 I	26	74	70	76,08	4,74	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	26,8
35-36 E	26	74	70	69,90	4,35	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,1
49-50 I	26	74	70	55,85	3,48	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
49-50 E	26	74	70	57,78	3,60	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
50-51 I	26	74	70	51,43	3,20	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
50-51 E	26	74	70	52,88	3,29	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
51-52 I	26	74	70	69,82	4,35	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,2
51-52 E	26	74	70	69,98	4,36	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	29,1
52-53 I	26	74	70	71,87	4,47	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	28,3
52-53 E	26	74	70	71,32	4,44	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	28,6
53-54 I	26	74	70	76,47	4,76	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	26,6
53-54 E	26	74	70	72,50	4,51	4,00	X	$\phi 8$ a 2br	1,01	28,1
67-68 I	26	74	70	33,38	2,08	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
67-68 E	26	74	70	35,39	2,20	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
68-69 I	26	74	70	31,19	1,94	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
68-69 E	26	74	70	31,70	1,97	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
69-70 I	26	74	70	35,01	2,18	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
69-70 E	26	74	70	33,89	2,11	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
70-71 I	26	74	70	36,06	2,24	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
70-71 E	26	74	70	34,64	2,16	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
71-72 I	26	74	70	37,23	2,32	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0
71-72 E	26	74	70	36,55	2,28	4,00	v	$\phi 8$ a 2br	1,01	33,0

Tabella 3-12: Progetto armatura longitudinale e trasversale pilastri.

Progetto simulato armatura longitudinale e trasversale pilastri											
Pilastro	B [cm]	H [cm]	I [cm]	A [cm ²]	N _{max} [KN]	A _{s,min} [cm ²]	nf/φ	A _{s,d} [cm ²]	s [cm]	σ _{c,max} [kg/cm ²]	σ _{c,max} < σ _{c,amm}
Pil-1	40	40	270	1600	276,10	5,63	4φ14	6,16	14,0	16,94	v
Pil-2	40	40	270	1600	409,01	8,34	6φ14	9,24	14,0	24,64	v
Pil-3	40	40	270	1600	430,30	8,78	6φ14	9,24	14,0	25,93	v
Pil-4	40	40	270	1600	476,79	9,72	8φ14	12,32	14,0	28,21	v
Pil-5	40	40	270	1600	494,93	10,09	8φ14	12,32	14,0	29,29	v
Pil-6	40	40	270	1600	313,38	6,39	6φ14	9,24	14,0	18,88	v
Pil-7	40	40	270	1600	463,15	9,45	4φ18	10,16	18,0	27,75	v
Pil-8	40	40	270	1600	578,83	11,80	6φ18	15,24	18,0	33,68	v
Pil-9	40	40	270	1600	574,66	11,72	6φ18	15,24	18,0	33,44	v
Pil-10	40	40	270	1600	609,42	12,43	6φ18	15,24	18,0	35,46	v
Pil-11	40	40	270	1600	637,77	13,01	6φ18	15,24	18,0	37,11	v
Pil-12	40	40	270	1600	484,43	9,88	4φ18	10,16	18,0	29,03	v
Pil-13	40	40	270	1600	339,65	6,93	6φ14	6,16	14,0	20,84	v
Pil-14	40	40	270	1600	486,49	9,92	8φ14	12,32	14,0	28,79	v
Pil-15	40	40	270	1600	507,41	10,35	8φ14	12,32	14,0	30,03	v
Pil-16	40	40	270	1600	558,65	11,39	8φ14	12,32	14,0	33,06	v
Pil-17	40	40	270	1600	580,50	11,84	8φ14	12,32	14,0	34,35	v
Pil-18	40	40	270	1600	380,01	7,75	6φ14	9,24	14,0	22,90	v
Pil-19	40	40	280	1600	200,35	4,09	4φ14	6,16	14,0	12,30	v
Pil-20	40	40	280	1600	294,01	6,00	4φ14	6,16	14,0	18,04	v
Pil-21	40	40	280	1600	320,76	6,54	6φ14	9,24	14,0	19,33	v
Pil-22	40	40	280	1600	361,23	7,37	6φ14	9,24	14,0	21,76	v
Pil-23	40	40	280	1600	371,66	7,58	6φ14	9,24	14,0	22,39	v
Pil-24	40	40	280	1600	234,36	4,78	4φ14	6,16	14,0	14,38	v
Pil-25	40	40	280	1600	330,31	6,74	6φ14	9,24	14,0	19,90	v
Pil-26	40	40	280	1600	429,01	8,75	6φ14	9,24	14,0	25,85	v
Pil-27	40	40	280	1600	430,99	8,79	6φ14	9,24	14,0	25,97	v
Pil-28	40	40	280	1600	456,78	9,32	8φ14	12,32	14,0	27,03	v
Pil-29	40	40	280	1600	474,03	9,67	8φ14	12,32	14,0	28,05	v
Pil-30	40	40	280	1600	346,87	7,07	6φ14	9,24	14,0	20,90	v
Pil-31	40	40	280	1600	245,64	5,01	4φ14	6,16	14,0	15,07	v
Pil-32	40	40	280	1600	351,41	7,17	6φ14	9,24	14,0	21,17	v
Pil-33	40	40	280	1600	378,61	7,72	6φ14	9,24	14,0	22,81	v
Pil-34	40	40	280	1600	422,60	8,62	6φ14	9,24	14,0	25,46	v
Pil-35	40	40	280	1600	435,24	8,88	6φ14	9,24	14,0	26,22	v
Pil-36	40	40	280	1600	282,06	5,75	4φ14	6,16	14,0	17,31	v

3.7. Valutazioni finali

La progettazione della struttura in oggetto è stata svolta con i criteri delle tensioni ammissibili che prevedono di rimanere nei limiti del comportamento elastico dell'acciaio di armatura. Le verifiche svolte applicano quindi tensioni ammissibili dell'acciaio in fase elastica, prima dello snervamento.

La struttura così progettata acquisisce perciò delle riserve di resistenza che potrebbero intervenire nel caso di verifica allo stato limite ultimo nei confronti delle sollecitazioni sismiche, quali previste dalla normativa successiva all'epoca di realizzazione del fabbricato.

Questa riserva può essere sfruttata per quanto riguarda l'armatura longitudinale delle travi che entrando in fase plastica rispettano comunque la gerarchia delle resistenze prevista dalle verifiche agli stati limite; non è invece utile per quanto riguarda l'armatura a taglio che risulterà quindi con probabilità insufficiente. Le dimensioni della sezione resistente dei bracci delle staffe sono infatti minime e il passo tra esse, come definito dalla normativa vigente all'epoca di costruzione, è insufficiente ad attribuire alle staffe una adeguata capacità di resistenza a taglio come sarà richiesta dal calcolo sismico.

4. MODELLAZIONE STRUTTURALE

4.1. Azioni agenti sulla costruzione

In accordo con le NTC sono state valutate tre categorie di azioni agenti, classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo (§2.5.1.3):

- a) **Permanenti (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - G_1 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
 - G_2 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- b) **Variabili (Q)**: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - Di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - Di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) **Eccezionali (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
 - Incendi;
 - Esplosioni;
 - Urti e impatti;
- d) **Sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti.

I carichi permanenti G, strutturali e non strutturali, sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi a partire dalla geometria della struttura, già nel capitolo dedicato al progetto simulato (cap.3.3).

In accordo con quanto esposto nel §3.1.4 delle NTC 2008, i carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- Carichi verticali uniformemente distribuiti - q_k ;
- Carichi verticali concentrati - Q_k ;
- Carichi orizzontali lineari - H_k .

I valori nominali e/o caratteristici sono riportati nella tabella; tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purchè non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta della struttura.

In particolare per questa analisi ci interessano i carichi verticali uniformemente distribuiti q_k che risultano avere i seguenti valori:

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
B	Uffici.			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	secondo categoria di appartenenza		
		—	—	—

Figura 4.1: Tabella 3.1.II-NTC 08, valori dei carichi d'esercizio per le categorie di edificio interessate.

- Uffici aperti al pubblico, Cat. B₂ 3,00 kN/m²
- Copertura accessibile per sola manutenzione, Cat. H₁ 0,50 kN/m²

Tra i carichi accidentali rientra anche il carico dovuto all'eventuale neve in copertura, che sarà valutato mediante l'espressione delle NTC:

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_t \quad [4.1]$$

Dove q_s è il carico neve sulla copertura; μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al §3.4.5 delle NTC; q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo espresso in kN/m^2 , fornito al §3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni; C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.3 delle NTC e C_t è il coefficiente termico di cui al §3.4.4 delle NTC.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

- **Coefficiente di forma μ_i**

La struttura in esame presenta una copertura piana, per cui si assume per tutto il fabbricato coefficiente di forma μ_i pari a 0,8 (Figura 4.2).

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 4.2: Tabella 3.4.II-NTC 2008, valori del coefficiente di forma.

- **Carico di riferimento neve al suolo q_{sk}**

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quote inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate al §3.4.2 delle NTC, cui corrispondono i valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Montemarciano si trova in zona I (Mediterranea) e la sua altitudine a_s è di 92 m s.l.m.; poiché a_s è minore del valore limite di 200 m s.l.m. fissato, il q_{sk} previsto è di $1,50 \text{ kN/m}^2$ (Figura 4.3).

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{array}{ll}
 q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m}
 \end{array}
 \quad [3.4.3]$$

Figura 4.3 Valori di riferimento carico di neve al suolo NTC 2008.

- **Coefficiente di esposizione C_E**

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Figura 4.4.

Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 4.4: Tabella 3.4.1 NTC2008, valori di C_E per le diverse classi di topografia.

- **Coefficiente termico C_t**

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Sostituendo quindi i valori determinati si ottiene:

$$q_s = 1,5 \times 0,8 \times 1 \times 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

4.2. Azione sismica

Ai fini delle NTC2008, l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Salvo quando specificato nel §7.11 delle NTC2008, la componente verticale generalmente viene trascurata.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico su di un punto della superficie è lo spettro di risposta elastico. Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- 1) La vita di riferimento V_R , si ricava moltiplicando la vita nominale della costruzione per il coefficiente d'uso, questo a sua volta individuato a partire dalla classe d'uso: $V_R = V_N \times C_u$.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (Figura 4.5).

Nel caso specifico si tratta di un'opera ordinaria di normale importanza con $V_N \geq 50$ anni.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 4.5: Tabella 2.4.I NTC2008, vita nominale V_N per diversi tipi di opere.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (Figura 4.6):

- *Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;*
- *Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;*
- *Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;*
- *Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n°6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 4.6: Tabella 2.4.II NTC2008, valori del coefficiente d'uso C_U .

L'edificio oggetto di studio ha destinazione pubblica di ufficio comunale con funzioni strategiche rilevanti per cui si è deciso di farlo rientrare nella classe d'uso IV a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 2,0$.

La vita di riferimento dell'edificio risulta quindi essere $VR = 50 \times 2,0 = 100$ anni.

- 2) La probabilità di superamento P_{VR} per lo stato limite considerato; nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia ultimi che d'esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Per gli edifici esistenti la normativa (NTC §8.3 valutazione della sicurezza) prevede di effettuare la verifica allo stato limite ultimo. Gli stati limite sono:
- **Stato Limite di Operatività (SLO):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*
 - **Stato Limite di Danno (SLD):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur l'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;*
 - **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*
 - **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali*

ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 4.7: Tabella 3.2.I NTC2008 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

- 3) Il tempo di ritorno dell'azione sismica T_R : considerando l'analisi allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), che da normativa prevede una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R del 10%, il tempo di ritorno risulterà essere:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 950 \text{ anni} \quad [4.2]$$

- 4) La pericolosità sismica di base: definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

La collocazione della costruzione sulla mappa di pericolosità sismica è a sua volta funzione dei parametri indipendenti:

- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_0 : 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.

I parametri del sito vengono ricavati dalle tabelle normative.

(Sito: Montemarciano, latitudine 43°38'24'' - longitudine 13°18'37'').

- 5) Categoria di sottosuolo: nel caso in esame, la categoria di sottosuolo del sito non è stata determinata attraverso indagini, ma considerata di tipo C perché tale è la classificazione dei terreni limitrofi.

Alla categoria C corrispondono i “depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti” (Figura 4.8).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 4.8: Tabella 3.2.II NTC2008 - Categorie di sottosuolo.

- 6) Categoria topografica: la superficie topografica dove sorge il fabbricato oggetto di studio è pianeggiante, rientra quindi nella categoria T1 come si vede in Figura 4.9, con un coefficiente di amplificazione pari a $S_T = 1,0$.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 4.9: Tabella 3.2.IV NTC2008 - Categorie topografiche.

4.3. Pericolosità sismica di base del sito

La determinazione dell'azione sismica è stata condotta attraverso il foglio di calcolo "Spettri NTC" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per un generico sito posto all'interno del territorio nazionale.

Inserendo i dati relativi all'area geografica in esame vengono direttamente forniti la variabilità dei parametri a_g , F_0 e T_c^* (rispettivamente accelerazione orizzontale massima al sito, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, e periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) in funzione del periodo di ritorno T_R .

Inserendo successivamente la strategia progettuale, ovvero la vita nominale e la classe d'uso si ricavano i parametri a_g , F_0 , e T_c^* relativi ai periodi di ritorno per ciascun stato limite di seguito riportati in Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Valori di progetto a_g , F_0 e T_c^* per gli stati limite considerati.

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (sec)
SLO	60	0,068	2,530	0,281
SLD	101	0,093	2,433	0,284
SLV	949	0,235	2,515	0,310
SLC	1950	0,305	2,502	0,319

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri elastici sono due: uno per le componenti orizzontali dell'azione sismica ed uno per le componenti verticali. Nel caso in esame si è tenuto conto soltanto

della presenza soltanto della componente orizzontale mentre non sono state considerate le azioni verticali poiché la struttura non presenta determinate caratteristiche che rendono obbligatoria la valutazione di tale azione.

4.4. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot \gamma_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot \gamma_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \gamma_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza utilizzati nella combinazione fondamentale sono quelli dell'approccio progettuale A1 per lo “*stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione*”, riportati in Tabella 4-2:

Tabella 4-2: Tab.2.6.I NTC2008 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Con γ_{G1} è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti; γ_{G2} è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali e γ_{Qi} è il coefficiente parziale delle azioni variabili.

In Tabella 4-3 i coefficienti di combinazione vengono espressi in funzione della categoria di azione variabile cui si riferiscono:

Tabella 4-3: Tab.2.5.1 NTC2008 - Valori dei coefficienti di combinazione.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Dove ψ_{0j} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili utilizzato nella combinazione fondamentale; ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili utilizzato nella combinazione sismica che nel caso in esame corrisponde a 0,3 in quanto tutto l'edificio rientra nella categoria B - Uffici.

4.5. Definizione del modello strutturale

La modellazione e analisi della struttura è stata condotta con riferimento a un modello tridimensionale agli elementi finiti rappresentativo del comportamento globale della struttura realizzato utilizzando il software di calcolo SAP2000 v.20.0.0. Il software esegue l'analisi della struttura mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e

spostamenti. Da queste relazioni il programma assembla quindi la matrice delle rigidezze e calcola la risposta dell'intera struttura.

Si è ritenuto opportuno inoltre modellare la sola struttura fuori terra, trascurando la sua interazione con il terreno. Tale scelta risulta giustificata dal fatto che degli elementi costituenti la fondazione si hanno poche e incerte informazioni di carattere geometrico derivanti dal rilievo effettuato.

Il modello tridimensionale della struttura, riportato in Figura 4.10, è stato implementato nel programma di calcolo considerando gli elementi strutturali principali, quali travi e pilastri, che sono stati modellati tenendo conto del loro effettivo contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema.

La geometria dell'edificio viene pertanto riprodotta attraverso elementi finiti ai quali sono attribuite le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale assegnato. Per l'edificio oggetto di studio il primo passo è stato tracciare gli assi degli elementi strutturali a partire dalla pianta dell'edificio schematizzata con il programma di disegno autoCAD, ai fini di individuare i punti di intersezione.

Gli elementi strutturali secondari, quali tamponature e tramezzi sono stati rappresentati unicamente in termini di massa. L'incidenza dei tramezzi sul solaio è stata calcolata tenendo conto della altezza netta degli stessi, trasformando il peso al metro lineare in un peso a metro quadrato.

Gli elementi costituenti la struttura implementati nel programma di calcolo sono stati inseriti schematizzandoli come elementi monodirezionali (*frame*) nella posizione corrispondente al baricentro geometrico dell'elemento. A ciascun elemento monodirezionale è stata assegnata la geometria della sezione trasversale, il materiale ed i vincoli corrispondenti con la modellazione effettuata.

Per modellare il solaio come elemento infinitamente rigido sono stati assegnati ai nodi appartenenti ad ogni impalcato dei vincoli di piano di tipo “*diaphragm*” differenti per ciascun livello. Questo tipo di vincolo crea dei collegamenti tra i nodi in modo tale che essi si muovano simultaneamente. Questo tipo di modellazione risulta favorevole in quanto migliora l'efficienza computazionale

dell'analisi evitando problemi che si vengono a creare quando si modellano i solai con rigidità troppo elevate.

Nell'elaborare il modello sono state tuttavia adottate alcune semplificazioni in seguito a precise considerazioni circa il metodo di calcolo del programma. Gli orizzontamenti non sono stati rappresentati, il loro peso proprio è stato però computato nei carichi lineari agenti sulle rispettive travi d'ambito. Sono state poi applicate delle masse traslazionali di piano che includono i pesi strutturali e non strutturali dei solai come da combinazione sismica, necessarie per il corretto svolgimento delle analisi modale e spettrale.

Definita la geometria, sono state fissate opportune condizioni di vincolo per limitare il movimento della struttura nello spazio. A tutti i nodi inferiori degli elementi del piano terra è stata assegnata la condizione di incastro perfetto con l'opzione *Restraint*, che impedisce tutti e sei i gradi di libertà di tali nodi: non è permessa nessuna traslazione né rotazione. Questa operazione è permessa dall'ipotesi di avere fondazione infinitamente rigida a partire dalla quota del piano campagna.

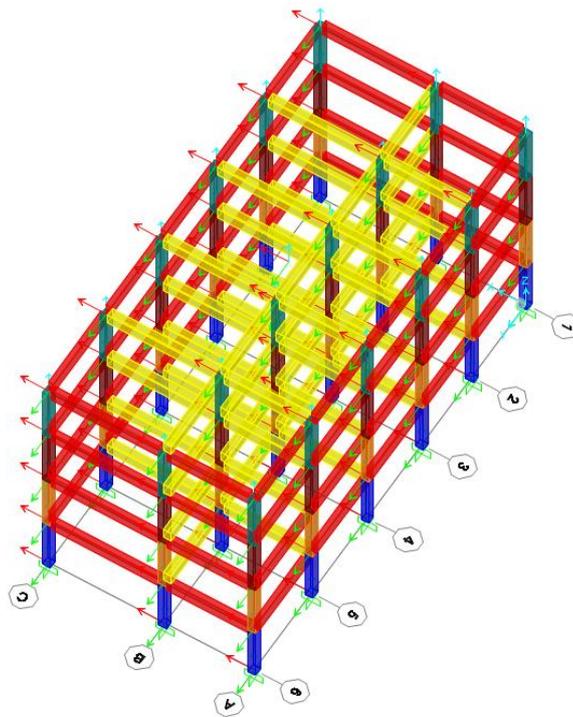


Figura 4.10: Modello tridimensionale implementato nel software Sap2000.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per la definizione dei vari elementi sono quelle definite al paragrafo §2.6 della presente tesi.

Si è attribuita una resistenza al calcestruzzo pari alla resistenza media ricavata dalle prove in situ. Di seguito, in Figura 4.11, si riportano le schermate di definizioni di tali materiali nel programma.

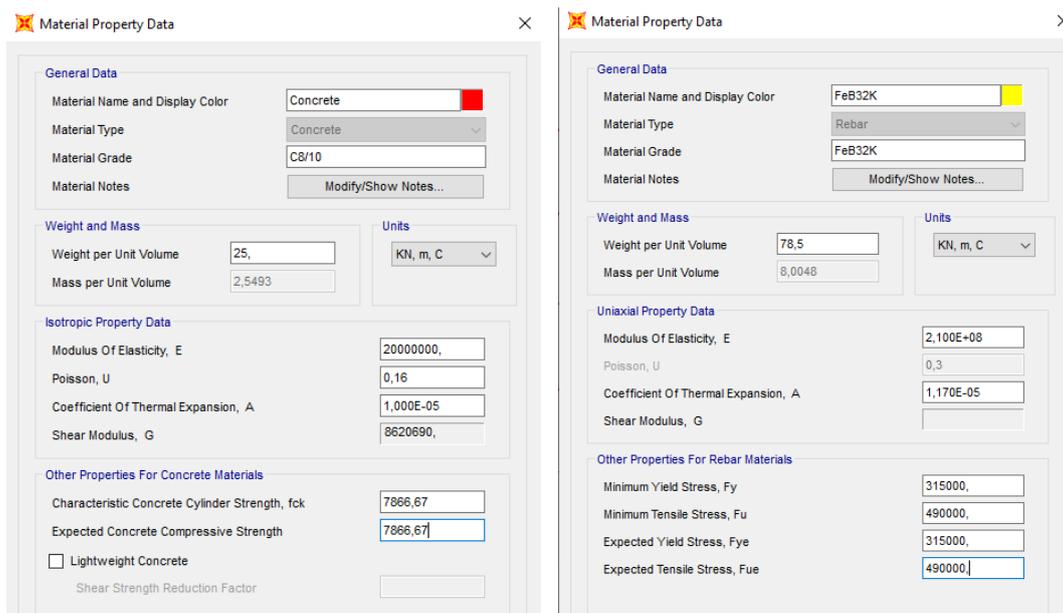


Figura 4.11: Finestra del programma Sap2000 per l'inserimento delle proprietà dei materiali.

Le sezioni sono state implementate dal programma definendo le sole proprietà geometriche per le travi, e definendo anche le armature, longitudinali e staffe, derivanti dal progetto simulato per quanto riguarda i pilastri.

I collegamenti tra tutti i nodi, sono stati irrigiditi tramite il comando “*end-offset*” (Rigid zone factor = 0,85) che consente di schematizzare elementi flessibili lungo il loro sviluppo, ma rigidi nei nodi d’intersezione, riducendo così, la lunghezza di libera inflessione.

I carichi, sia permanenti che accidentali, sono stati assegnati sotto forma di forze uniformemente distribuite gravanti sulle travi di ogni solaio. Sono state poi create attraverso la funzione linear load case combination le combinazioni di carico necessarie allo svolgimento delle analisi.

L'azione sismica, in Figura 4.12, è stata inserita nel programma di calcolo definendo lo spettro di risposta tramite il comando “*Response Spectrum Function*” agli stati limite di Operatività (SLO), di Danno (SLD), Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC).

In corrispondenza dei nodi situati alla fine dei pilastri del piano terra la struttura è stata vincolata mediante degli incastri.

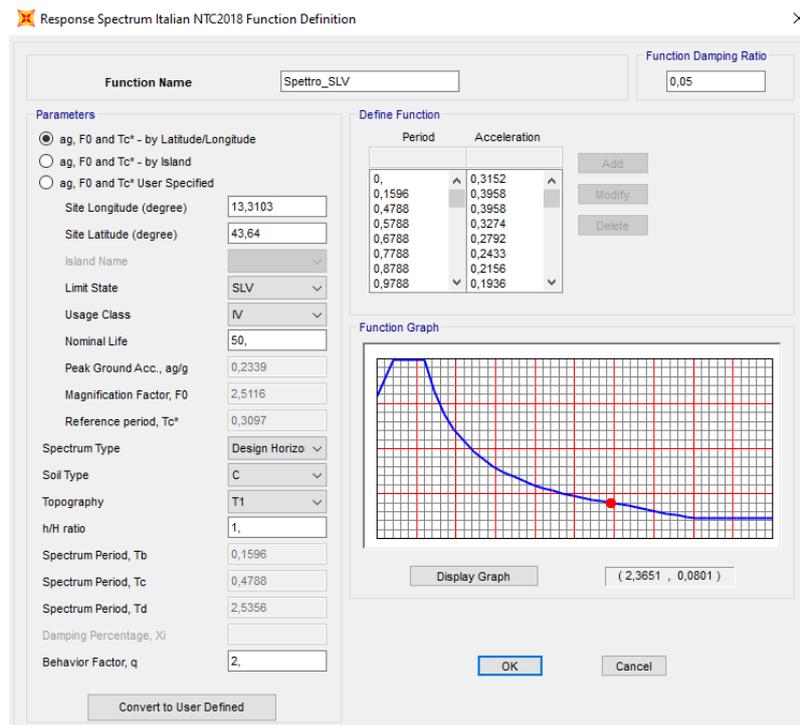


Figura 4.12: Esempio di definizione dello spettro di risposta allo SLV.

5. ANALISI E VERIFICHE

5.1. Metodi di analisi

L'analisi sismica degli edifici può essere condotta mediante quattro diversi metodi raggruppabili in due categorie:

- lineari o non lineari;
- statici o dinamici.

L'applicabilità di ognuno di questi metodi risiede essenzialmente nella sua capacità di predire adeguatamente la risposta di una determinata struttura sottoposta ad azioni sismiche, individuando in particolare le sollecitazioni e gli spostamenti indotti nei singoli elementi considerati nel modello di calcolo. Inoltre la possibilità di utilizzare metodi di analisi lineari o non lineari dipende dalla conoscenza che si ha della costruzione; infatti, la possibilità di poter definire un modello di calcolo non lineare in grado di fornire risultati affidabili e rappresentativi della costruzione in esame suppone una conoscenza approfondita delle proprietà meccaniche dei materiali. Per tale ragione sia l'EC8 sia le NTC2008 legano i vari metodi di analisi a determinati livelli di conoscenza per lo studio delle costruzioni in cemento armato.

I metodi di analisi elastica (metodi lineari), *analisi statica equivalente* o *analisi dinamica modale*, sono approcci mutuati direttamente dalla progettazione delle nuove costruzioni in zona sismica in cui viene utilizzato un valore dell'azione sismica di progetto opportunamente ridotto per mezzo di un fattore di struttura che dipende dalla tipologia dell'edificio.

Per l'applicazione di tale metodo, perciò, assieme alle verifiche di resistenza, eseguite sulle sollecitazioni di calcolo, troviamo prescrizioni riguardanti la geometria (regolarità e simmetria), la realizzazione dei dettagli costruttivi e la

qualità dei materiali impiegati, in modo da ottenere un edificio che si comporti in campo plastico secondo schemi prevedibili con metodi di analisi elastici. Possono quindi essere utilizzati per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi, sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Un tale approccio non è però direttamente applicabile alle costruzioni esistenti, caratterizzate spesso da configurazioni strutturali, dettagli costruttivi e proprietà meccaniche dei materiali scadenti e non conformi a quelli richiesti per le nuove costruzioni e distribuzioni di massa e rigidezza irregolari. Inoltre risulta piuttosto complicato definire in modo affidabile il fattore di struttura q che la caratterizza per poter considerare implicitamente l'assorbimento in campo non lineare, essendo tale fattore dipendente fortemente dalle proprietà post-elastiche dei materiali, dalla localizzazione delle deformazioni plastiche nonché dalla configurazione morfologica della costruzione.

Secondo le NTC 2008 i metodi di analisi lineare possono essere applicati utilizzando lo spettro elastico o quello di progetto, indicando per quest'ultimo un fattore di struttura q compreso tra 1,5 e 3, ed eseguendo, in entrambi i casi le verifiche di deformabilità sugli elementi a comportamento duttile e verifiche di resistenza sugli elementi a comportamento fragile, considerati nella condizione di collasso, ovvero in cui tutti gli elementi duttili ad essi collegati hanno raggiunto la loro resistenza plastica.

I metodi di analisi lineare però, a parte il caso in cui una costruzione possieda la resistenza necessaria ad assorbire il sisma in campo elastico, non sono in grado di rappresentare adeguatamente la richiesta del sisma a livello di ogni singolo elemento strutturale. Questo tipo di approccio non è, infatti, in grado di cogliere i cambiamenti nella risposta della struttura che si verificano man mano che i singoli elementi si snervano.

I metodi di analisi non lineare al contrario, tenendo conto di tutti quei fenomeni che contribuiscono al comportamento globalmente non lineare della struttura (grandi spostamenti/rotazioni, effetti del secondo ordine, deformazioni

irreversibili, degrado della rigidità etc.) riescono a fornire utili informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità nella struttura.

Anche in questo caso le equazioni di equilibrio possono essere trattate in maniera “statica” (analisi statica non lineare o, più comunemente, *pushover*) o tenendo conto delle caratteristiche dinamiche della struttura (analisi dinamica non lineare).

Essendo ovviamente in questo caso la modellazione più complessa rispetto ad un approccio di tipo lineare, è necessaria una conoscenza più approfondita delle caratteristiche strutturali dell’edificio in esame: proprietà meccaniche dei materiali, condizione dei vari elementi strutturali, dettagli costruttivi, configurazioni geometriche.

Tanto più la conoscenza dell’edificio in esame è approfondita, tanto più accurate ed attendibili potranno essere le informazioni ottenute dal modello di calcolo, risultando quindi giustificato l’utilizzo di un metodo di analisi più raffinato.

5.2. Analisi lineare statica

Il metodo è basato sulla rappresentazione dell’azione sismica tramite un sistema di forze statiche orizzontali e sul calcolo delle sollecitazioni indotte da tali forze su un sistema elastico lineare.

Il metodo prevede di prendere in considerazione, in entrambe le due direzioni principali della struttura, solo il primo modo di vibrare (modo fondamentale). Calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni, è possibile ricavare le massime forze di taglio alla base dell’edificio nelle due direzioni, ricavare i loro contributi lungo l’altezza dell’edificio e quindi, con questi carichi, svolgere un’analisi statica.

Un’analisi di questo genere è in grado di dare risultati soddisfacenti nel caso di strutture la cui risposta non è significativamente influenzata da modi elevati di vibrare. Ciò avviene certamente quando sono verificate le condizioni di regolarità in altezza e ciascun periodo proprio fondamentale nelle due direzioni principali è

minore di 2,5 TC, essendo TC uno dei parametri dello spettro di risposta elastico. Con il rispetto di quest'ultima condizione si è sicuri che l'accelerazione spettrale del primo modo è paragonabile a quella dei modi più alti di vibrare (che avendo periodi minori, possono cadere nella zona dello spettro prossima alla risonanza) e quindi il contributo di questi ultimi è trascurabile (avendo essi massa partecipante molto minore rispetto a quella associata al modo fondamentale).

Il periodo fondamentale può essere calcolato, in una fase preliminare di progetto, utilizzando formule approssimate. Le norme, per edifici con altezza inferiore a 40 metri e la cui massa sia approssimativamente distribuita uniformemente lungo l'altezza, suggeriscono di utilizzare la relazione:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} \quad [5.1]$$

Dove H è l'altezza della costruzione calcolata dal piano di fondazione ed espressa in metri e C_1 è una costante che vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza di taglio massimo alla base è pari a:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)}{g} \times W \times \lambda \quad [5.2]$$

Dove:

- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo fondamentale T_1 ;
- W è il peso dell'intera struttura;
- λ è un coefficiente correttivo minore di uno che tiene conto del numero di piani e del periodo proprio.

Il taglio alla base è distribuito lungo i piani proporzionalmente alle forze d'inerzia corrispondenti al modo fondamentale.

La forza da applicare a ciascuna massa è pari a:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad [5.3]$$

Dove:

- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

5.3. Analisi lineare dinamica

Questo tipo di analisi è considerato il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto e deve essere applicato usando un modello tridimensionale della struttura. La maggiore differenza con l'analisi statica equivalente consiste nel fatto che nel calcolo dei parametri di risposta del sistema si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare. L'analisi dinamica lineare si articola in tre passi:

- 1) Determinazione dei modi di vibrare della costruzione (*analisi modale*);
- 2) Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. La normativa suggerisce di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi la normativa prevede di utilizzare una combinazione quadratica completa (**CQC** - *Complete Quadratic Combination*) indicata nell'espressione seguente:

$$E = \sqrt{\left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j\right)} \quad [5.4]$$

Con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]} \quad [5.5]$$

Con:

- ξ coefficiente di smorzamento viscoso che generalmente si assume costante per i vari modi;
- β_{ij} rapporto tra le frequenze dei due modi considerati.

5.4. Metodi di analisi non lineari

Il limite maggiore delle analisi lineari, sia statiche sia dinamiche, è, come visto, che non sono in grado di fornire informazioni sul comportamento post-elastico delle strutture, se non in modo diretto e approssimato tramite il fattore di struttura q . I metodi non lineari consentono, invece, l'esame diretto del danneggiamento strutturale e di come si evolve, coinvolgendo progressivamente i vari elementi.

I fenomeni che contribuiscono al comportamento globalmente non lineare di una struttura, e che solo questo tipo di analisi è in grado di cogliere, sono di due tipi:

- 1) *Non linearità geometrica* (grandi spostamenti/rotazioni, effetti del secondo ordine, effetto trave colonna), introdotta quando la risposta sismica della struttura porta al raggiungimento di livelli di spostamento molto elevati, i quali non variano più in modo proporzionale ai carichi, rendendo non più valida l'ipotesi dell'elasticità lineare secondo la quale è possibile, in un processo deformativo, confondere configurazione iniziale e finale.
- 2) *Non linearità del materiale* (deformazioni irreversibili, comportamento ciclico, degrado della rigidezza e della resistenza, etc.), introdotta quando la risposta sismica della struttura porta i suoi materiali costituenti superare i limiti del comportamento elastico.

Le non linearità di tipo geometrico possono essere colte nel modello solo se si utilizza, per ogni elemento, un sistema di riferimento locale che sia effettivamente solidale all'elemento stesso e che quindi ruoti con esso.

In questo modo è possibile tenere conto dell'influenza della configurazione deformata nel calcolo delle sollecitazioni. Ovviamente questo prevede un onere computazionale più elevato in quanto la matrice di rigidezza della struttura va aggiornata ad ogni passo di integrazione. Questo onere è quindi giustificato solo in presenza di strutture sufficientemente flessibili, per le quali le deformazioni giocano un ruolo importante, o per configurazioni di carico che possono dar luogo a effetti del secondo ordine non più trascurabili.

Per quanto riguarda le non linearità del materiale, i moderni codici di calcolo permettono due tipi di approcci per le strutture a telaio: una modellazione tramite cerniere plastiche detta "*a plasticità concentrata*" ed una modellazione tramite fibre detta "*a plasticità diffusa*".

Nella modellazione a plasticità concentrata gli elementi della struttura (travi e pilastri) sono rappresentati con modelli a comportamento lineare, concentrando in alcune zone (di solito all'estremità di travi e pilastri) elementi puntiformi a comportamento non lineare (*cerniere plastiche*).

Il vantaggio di questa modellazione è che permette di lavorare principalmente con elementi a comportamento elastico computazionalmente meno onerosi, lasciando a pochi punti della struttura la concentrazione della non linearità del materiale. Inoltre è estremamente versatile in quanto permette, con un'opportuna scelta del legame costitutivo della cerniera, di descrivere diversi fenomeni, oltre al comportamento flessionale, che possono 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. Questo aspetto è particolarmente importante quando si vuole modellare il comportamento di strutture esistenti.

Il limite di questa modellazione è che richiede una certa esperienza dell'operatore per stabilire dove distribuire gli elementi non lineari e per scegliere i parametri e i modelli che permettono di cogliere il reale comportamento delle cerniere plastiche. Infatti, l'accuratezza dell'intera analisi può essere compromessa qualora si sbaglia la calibrazione delle curve di risposta degli elementi cerniera o la loro estensione. 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 i diversi elementi strutturali:

- Stimare in maniera adeguata nella sezione critica il diagramma momento-curvatura in presenza di azione assiale e degrado ciclico, causato dall'azione ciclica del sisma;
- Stimare una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di questa per la curvatura, derivante dal momento scelto, definisca una rotazione prossima a quella reale.

5.5. Analisi non lineare statica – pushover

L'analisi pushover o analisi di spinta è un particolare tipo di analisi non lineare delle strutture sotto carichi orizzontali crescenti, che permette di individuare i cambiamenti nella risposta della struttura man mano che alcuni elementi entrano in fase plastica, l'effettiva distribuzione delle zone plasticizzate e la reale capacità deformativa della struttura, cioè la sua duttilità.

Questo tipo di analisi permette di valutare la coerenza dei fattori di struttura q assunti; è quindi particolarmente utile per lo studio delle strutture esistenti, che, essendo realizzate di solito senza alcuna attenzione alle risorse di duttilità, pongono problemi nella individuazione di un corretto fattore di struttura.

Il metodo è applicabile in modo efficace solo a strutture il cui moto nella direzione del sisma è governato da un modo di vibrare caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. Per condurre le verifiche è necessario che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

La struttura viene descritta da un modello con comportamento non lineare dei materiali. A tale modello si applicano le masse sismiche (pesi propri e permanenti portati, ed un'opportuna aliquota dei sovraccarichi di esercizio), che sono mantenute costanti, ed un profilo di carichi statici orizzontali che traducono l'azione del sisma, il quale è incrementato attraverso un coefficiente moltiplicativo "spingendo" la struttura fino al collasso o fino a che un determinato parametro di controllo della deformazione non raggiunge un prefissato valore limite.

Dal punto di vista matematico si tratta, quindi, di una tecnica di analisi che prevede la soluzione iterativa incrementale delle equazioni di equilibrio statico: ad ogni incremento dei carichi si opera un aggiornamento della matrice di rigidezza proseguendo così, come detto, fino al collasso o al raggiungimento di uno spostamento limite prestabilito.

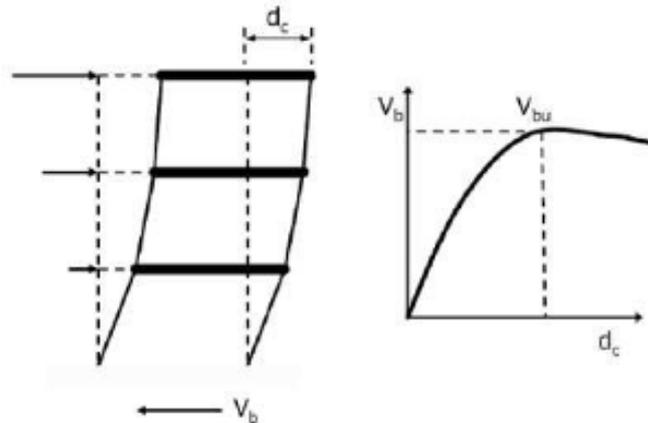


Figura 5.1: Curva di capacità per un sistema reale MDOF.

Il prodotto dell'analisi, rappresentato in Figura 5.1, è un legame scalare forza-spostamento detto “*curva di capacità*”, che correla la risultante del profilo dei carichi orizzontali (cioè il taglio alla base della struttura) con lo spostamento orizzontale di un punto, detto “*punto di controllo*”, tipicamente scelto nel baricentro del piano più alto del modello strutturale. Si tratta quindi di una curva che sintetizza la risposta dell'intera struttura con due soli parametri, uno di forza ed uno di spostamento, e che consente di ricondurre il comportamento del generico sistema reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree of Freedom), e la ricerca del suo punto di spostamento massimo, a quello di un semplice sistema a un grado di libertà (SDOF, Single Degree of Freedom) equivalente.

La curva di capacità è definita senza fare alcun riferimento all'azione sismica, ed infatti rappresenta la *capacità della struttura* di subire deformazioni e spostamenti oltre il campo elastico indipendentemente dalla reale domanda sismica che ad essa viene richiesta. Dalla curva di capacità si possono valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 e di duttilità μ_u/μ_d .

I profili di carico devono essere rappresentativi delle forze di inerzia che sollecitano la struttura durante un sisma, ed anche permettere di valutare l'effettiva evoluzione del suo danneggiamento. Confronti con analisi dinamiche non lineari hanno mostrato che:

- Distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica in campo elastico;
- Distribuzioni proporzionali alle masse rappresentano meglio la risposta dinamica quando si raggiungono grandi deformazioni.

È opportuno quindi ripetere l'analisi per due differenti distribuzioni di forze di inerzia, una ricadente nel gruppo 1 e l'altra nel gruppo 2 come specificato nelle NTC 2008:

1) Gruppo 1

- a) Distribuzione proporzionale alle forze statiche applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di usare come distribuzione secondaria la prima del gruppo 2.
- b) Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%.
- c) Distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi lineare dinamica, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura della struttura è superiore a T_C .

2) Gruppo 2

- a) Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata di una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.
- b) Distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Si riportano di seguito le più comuni distribuzioni invarianti di carico.

1. *Profilo basato sul primo modo di vibrare*: F_i è la forza da applicare all' i -esimo piano, W_i il peso dell' i -esimo piano, e ϕ_{ij} esprime la i -esima componente del j -esimo modo di vibrare, cioè il valore della forma modale in corrispondenza dell' i -esimo piano ($j=1$ quando ci si riferisce al modo fondamentale di vibrazione).

$$F = W_i \cdot \phi_{ij} \quad [5.6]$$

2. *Profilo triangolare invertito*: z_i è la quota dell'i-esimo piano rispetto allo spicco di fondazione, n il numero totale di piani, W_i e W_j rappresentano, rispettivamente, i pesi delle generiche masse i-esima e j-esima.

La risultante dell'azione sismica F_h si calcola utilizzando lo spettro di risposta (in modo analogo per l'analisi statica lineare). La forma del profilo di carico è triangolare nelle ipotesi che i pesi W_i siano costanti ai vari piani.

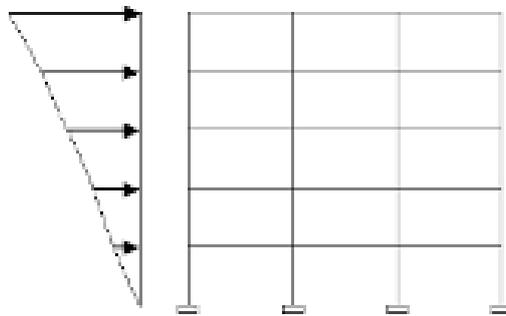


Figura 5.2: Profilo di carico triangolare.

3. *Profilo uniforme*: si tratta di un profilo proporzionale alle masse di ciascun piano; la distribuzione è uniforme quando sono costanti anche i pesi W_i .

$$F = W_i \quad [5.7]$$

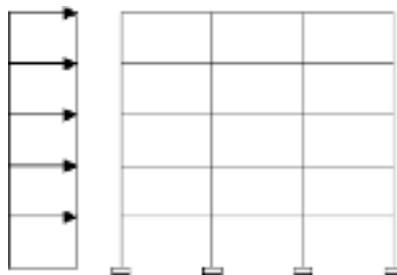


Figura 5.3: Profilo di carico uniforme.

5.6. Metodo di verifica NTC2008

La verifica delle strutture analizzate con questo metodo consiste nel confrontare le capacità della struttura con la domanda, cioè con i livelli di deformazione o spostamento richiesti dai diversi terremoti di progetto; tale domanda è rappresentata da punti sulla curva individuati in corrispondenza dei massimi valori di spostamento che la struttura subirebbe quando fosse soggetta ai terremoti di progetto.

Il metodo descritto nelle “Istruzioni per l’applicazione delle NTC 2008” (Circ. 02/02/2009, n. 617) fa riferimento al metodo **N2** proposto da Fajfar per la prima volta nel 1988. Il metodo si basa sull’ipotesi che la risposta di un sistema MDOF possa essere correlata alla risposta di un sistema SDOF equivalente; tale ipotesi è tanto meglio verificata per edifici regolari in altezza e in pianta.

La trasformazione del sistema MDOF nel sistema SDOF equivalente permette di valutare con semplicità la capacità richiesta al sisma. Infatti per un sistema SDOF, calcolato il periodo proprio equivalente al sistema MDOF, dallo spettro di risposta elastico in spostamento si può ricavare lo spostamento massimo che deve supportare; da questo si risale allo spostamento massimo per il sistema MDOF. Dalla curva di capacità, in corrispondenza dello spostamento massimo calcolato, si ricava la distribuzione di forze corrispondente e da qui sollecitazioni, spostamenti interpiano, etc., necessari per le verifiche.

Il metodo si articola nei passi descritti di seguito:

1. Effettuazione dell’analisi pushover della struttura e determinazione della curva di capacità.
2. Trasformazione del sistema MDOF nel sistema SDOF equivalente e determinazione dello spettro di capacità:
 - a) Si determina il vettore modale ϕ , del modo fondamentale di vibrare nella direzione del sisma considerata, normalizzato ponendo $d_c = 1$;

b) Si calcola il fattore di partecipazione del primo modo di vibrare:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad [5.8]$$

In cui τ vettore di trascinamento e M matrice di massa;

c) Si costruisce la curva F^*-d^* del sistema SDOF, utilizzando la curva di pushover ricavata per il sistema MDOF e scalata secondo:

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad [5.9]$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad [5.10]$$

d) Si sostituisce la curva di capacità del sistema equivalente con una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico: individuato sulla curva di capacità del sistema reale il valore di resistenza massima V_{bu} si valuta $F_{bu} = \frac{V_{bu}}{\Gamma}$; il tratto elastico della bilineare passerà per il punto della curva di ordinata $0,6F_{bu}^*$, il tratto plastico viene determinato in modo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità siano equivalenti, considerando uno spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione del 15% della resistenza F_{bu}^* (Figura 5.4).

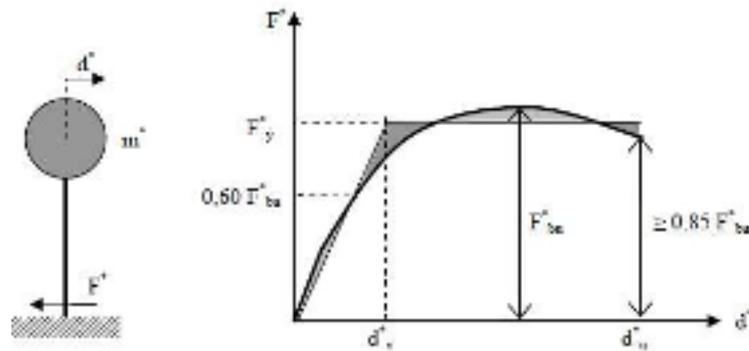


Figura 5.4: Sistema e diagramma bilineare equivalente.

e) Il periodo proprio del sistema SDOF vale:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [5.11]$$

In cui $m^* = \varphi^T M \tau$ è la massa associata al primo modo di vibrare e k^* è la rigidezza del tratto elastico bilineare.

3. Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo di spettro di risposta elastico:

a) Per sistemi con periodo proprio abbastanza grande ($T^* \geq T_C$), il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con uguale periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*) \quad [5.12]$$

b) Se il sistema ha periodo proprio piccolo ($T^* < T_C$), la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore del corrispondente elastico e risulta:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max} \quad [5.13]$$

In cui $q^* = S_{Ae}(T^*) m^* / F_y$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (Figura 5.5);

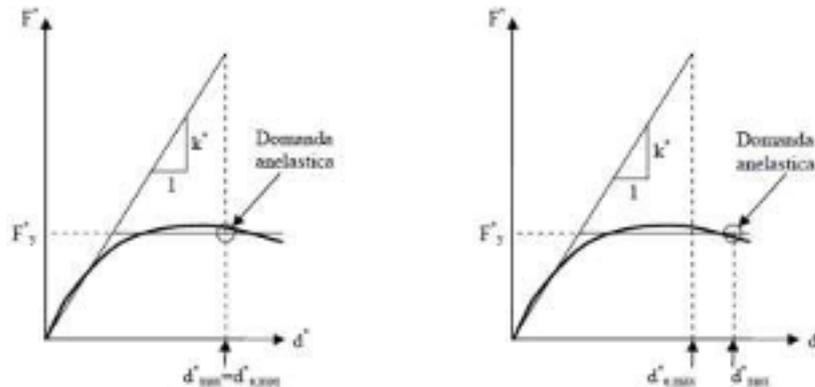


Figura 5.5: Spostamenti di riferimento per $T^* > T_c$ (a sinistra) e $T^* < T_c$ (a destra).

4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica per la struttura MDOF:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* \quad [5.14]$$

5. Trovato lo spostamento del punto di controllo per lo stato limite in esame, si conosce dall'analisi la configurazione deformata ed è quindi possibile eseguire la verifica dell'edificio, in particolare controllando la compatibilità degli spostamenti in quegli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che presentano comportamento fragile.

6. ANALISI PER IL CASO DI STUDIO

L'analisi effettuata sull'edificio in oggetto è un'analisi statica non lineare, preceduta da una analisi modale per valutare la massa partecipante nella direzione considerata e scegliere quindi la distribuzione di forze orizzontali da adottare. L'analisi è stata effettuata basandosi sul modello tridimensionale a macroelementi già definito in precedenza, implementando le definizioni per le cerniere plastiche.

A monte di quest'analisi principale è stata effettuata in via preliminare un'analisi lineare statica in condizioni sia sismiche che solo per carichi gravitazionali, con lo scopo sia di valutare la struttura per quanto concerne la resistenza ai soli carichi verticali, sia per determinare l'eventuale regolarità in pianta e in altezza della struttura, compreso uno studio di massima sulle tamponature e la loro eventuale interazione con la struttura in c.a.

6.1. Caratteristiche generali delle costruzioni

Come riportato nelle NTC2008 al §7.2.2: *“Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. 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 rigidità;*
- 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%);*
- g) *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.*

La nostra struttura può essere quindi assunta come regolare in pianta, in quanto rispetta tutti i requisiti sopra descritti, mentre viene considerata non regolare in altezza poiché non rispetta la condizione f) per quanto riguarda la variazione di rigidezza da un orizzontamento a quello successivo, come mostrato in tabella. La valutazione deve essere condotta nelle due direzioni di analisi (X e Y) ed il risultato più gravoso è assunto come definitivo. La rigidezza convenzionale di piano viene determinata per ciascuna delle due direzioni di analisi come:

$$K_i = \frac{V_i}{\delta_i} = \frac{V_i}{(u_{i+1} - u_i)} \quad [6.1]$$

- V_i : taglio di piano della i-esima elevazione;

- δ_i : drift di piano della i-esima elevazione;
- u_i : spostamento del baricentro di piano della i-esima elevazione.

Per la valutazione dei tagli di piano e, quindi, della rigidezza convenzionale di piano si fa riferimento alla distribuzione di forze statiche equivalenti calcolate allo SLD e applicate ai baricentri di piano, come riportato in Tabella 6-1.

Tabella 6-1: Rigidezza di piano e verifica della regolarità in altezza.

Direzione X							
Joint	OutputCase	U1	δ	SectionCut	V2	Kx	ΔKx
Text	Text	m	m	Text	KN	KN/m	
G1	F.ST.SXD	0,0075	0,0075	V_P1	1553,75	206012,99	0,0%
G2	F.ST.SXD	0,0153	0,0077	V_P2	1397,65	180598,27	12,3%
G3	F.ST.SXD	0,0219	0,0066	V_P3	1065,92	160336,94	11,2%
G4	F.ST.SXD	0,0252	0,0033	V_P4	559,14	169282,47	-5,6%
Direzione Y							
Joint	OutputCase	U2	δ	SectionCut	V3	Ky	ΔKy
Text	Text	m	m	Text	KN	KN/m	
G1	F.ST.SYD	0,0075	0,0075	V_P1	1699,4	227010,42	0,0%
G2	F.ST.SYD	0,0146	0,0071	V_P2	1528,67	216341,64	4,7%
G3	F.ST.SYD	0,0206	0,0061	V_P3	1165,84	192255,94	11,1%
G4	F.ST.SYD	0,0235	0,0029	V_P4	611,55	211462,66	-10,0%

6.2. Influenza delle tamponature

Negli edifici a telaio in c.a. con tamponature, sottoposti ad azioni orizzontali agenti a livello di piano, è importante garantire una deformata quanto più lineare possibile. Una deformata rettilinea in elevazione presenta dei vantaggi, tra i quali:

- Favorisce uno spostamento di interpiano uniforme e quindi una minore possibilità di danneggiamento locale delle tamponature;
- Favorisce la rottura contemporanea delle tamponature e quindi la loro limitata interazione con la struttura in c.a. (ipotesi di telaio nudo in fase di progettazione);
- Favorisce l'attivazione diffusa delle cerniere plastiche alle estremità degli elementi strutturali e di conseguenza garantisce un buon comportamento duttile dell'intera struttura.

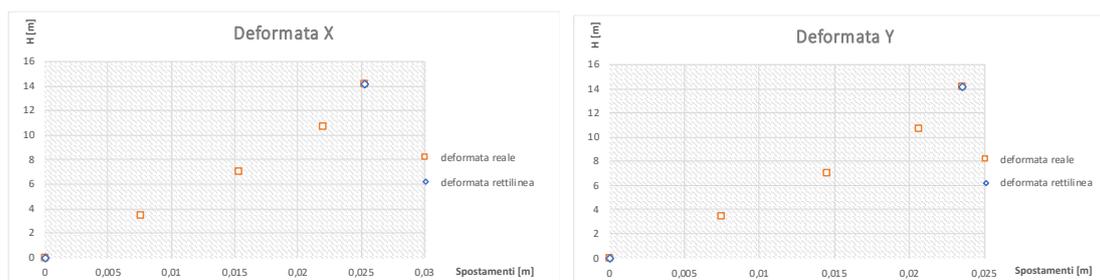
Una deformata non rettilinea del telaio potrebbe comportare pericolosi fenomeni di interazione tra struttura ed elementi non strutturali (piano soffice) che possono essere colti solo modellando le tamponature.

La deformata lineare garantisce la rottura contemporanea delle tamponature e quindi l'assenza di fenomeni di interazione, rendendo lecito modellare la sola struttura e trascurare il contributo in rigidezza e resistenza delle tamponature (solo massa).

All'edificio vengono applicate, nelle due direzioni X e Y e nel baricentro di ogni piano, le forze statiche equivalenti derivanti dall'analisi statica lineare allo SLO.

Tabella 6-2: Spostamenti d'interpiano allo SLO con applicazione di forze statiche equivalenti e deformata della struttura.

Spostamenti d'interpiano				
Joint	OutputCase	CaseType	Ux	Uy
Text	Text	Text	m	m
G1	F.ST.SXO	LinStatic	0,0075	0,0000
G1	F.ST.SYO	LinStatic	0,0000	0,0075
G2	F.ST.SXO	LinStatic	0,0153	0,0000
G2	F.ST.SYO	LinStatic	0,0000	0,0146
G3	F.ST.SXO	LinStatic	0,0219	0,0000
G3	F.ST.SYO	LinStatic	0,0000	0,0206
G4	F.ST.SXO	LinStatic	0,0252	0,0000
G4	F.ST.SYO	LinStatic	0,0000	0,0235



La struttura dimostra di avere una deformata piuttosto rettilinea, come da Tabella 6-2, con una rigidezza maggiore concentrata a livello dell'ultimo impalcato, dovuto molto probabilmente a una mancata rastremazione degli elementi strutturali. Si è pertanto deciso di definire un modello "a telaio nudo" senza modellare le tamponature, ma di tenerne conto soltanto in termini di massa e quindi di carico gravante sui vari elementi strutturali, in particolare le travi.

Dopo questa valutazione, e tenendo conto sia della scarsa qualità dei materiali costituenti la struttura, sia le ridotte percentuali di armatura presenti all'interno degli elementi, si è ritenuto necessario affrontare una verifica in termini di rigidità piuttosto che in termini di resistenza, andando a valutare e verificare il comportamento dell'edificio allo stato limite d'esercizio, come riportato al capitolo 7.3.7.2 delle NTC: *“Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.*

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati di seguito:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:”

$$d_r \leq 0,005h$$

Dove:

- d_r è lo spostamento d'interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature;
- h è l'altezza del piano, determinata al netto delle travi e del solaio.

Lo spostamento relativo per ogni punto di ciascun piano è determinato come risultante delle componenti di spostamento u_1 (direzione X) e u_2 (direzione Y).

$$d_{r,j} = \sqrt{d_{1,j}^2 + d_{2,j}^2} = \sqrt{(u_{1,j+1} - u_{1,j})^2 + (u_{2,j+1} - u_{2,j})^2} \quad [6.2]$$

- j = piano dell'edificio.

Quindi la verifica viene effettuata, per ogni punto e per ogni piano, sui quattro spostamenti ottenuti dalla composizione vettoriale degli spostamenti nelle due

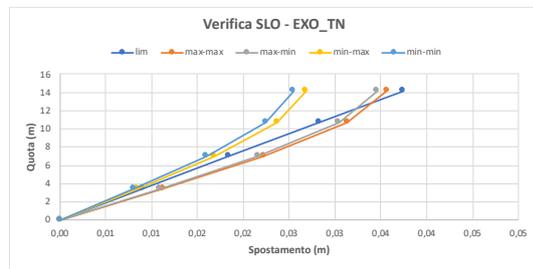
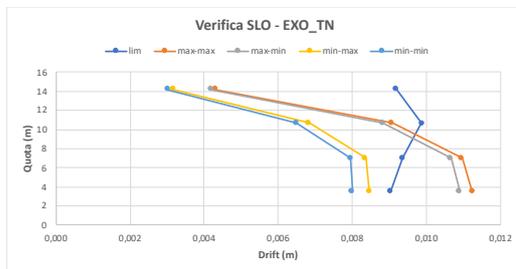
direzioni principali X e Y, poichè il sisma agisce nelle due direzioni e in entrambi i versi. Le verifiche sono state affrontate per gli elementi più eccentrici rispetto al baricentro di piano, quindi per le quattro pilastrate d'angolo.

Si riportano di seguito, in Tabella 6-3, le verifiche effettuate per la pilastrata A-1, come riportata in figura 2.8.

Tabella 6-3: Verifica allo SLO per la pilastrata d'angolo sia per i drift che per gli spostamenti di piano.

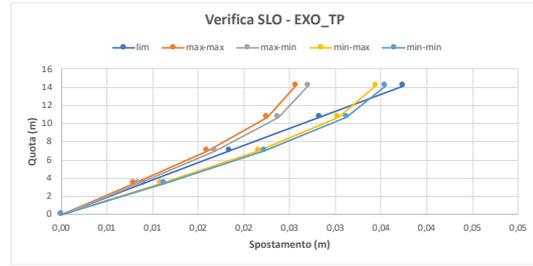
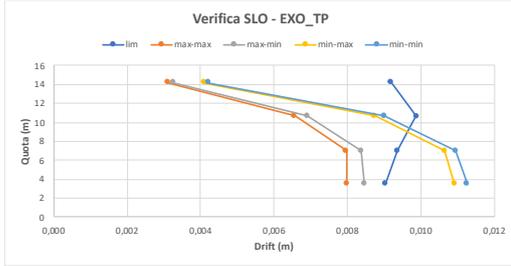
PILASTRATA A1 combinazione EXO_TN							
Joint	OutputCase	dr(Max-Max)	dr(Max-min)	dr(min-Max)	dr(min-min)	dr lim	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
PIL-1°	EXO_TN	0,01126	0,01091	0,00847	0,00800	0,00903	no
PIL-19°	EXO_TN	0,01097	0,01067	0,00836	0,00796	0,00937	no
PIL-37°	EXO_TN	0,00908	0,00883	0,00683	0,00650	0,00987	si
PIL-55°	EXO_TN	0,00433	0,00421	0,00318	0,00302	0,00920	si

PILASTRATA A1 combinazione SLO EXO_TN							
Joint	OutputCase	Ur (max-max)	Ur (max-min)	Ur (min-max)	Ur (min-min)	m	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
PIL-1°	EXO_TN	0,01126	0,01091	0,00847	0,00800	0,00903	no
PIL-19°	EXO_TN	0,02223	0,02157	0,01684	0,01596	0,01840	no
PIL-37°	EXO_TN	0,03131	0,03040	0,02367	0,02246	0,02826	no
PIL-55°	EXO_TN	0,03563	0,03461	0,02685	0,02548	0,03746	si



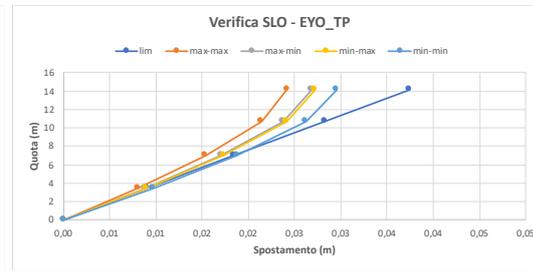
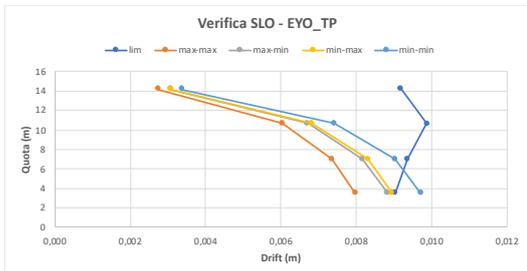
PILASTRATA A1 combinazione EXO_TP							
Joint	OutputCase	dr(Max-Max)	dr(Max-min)	dr(min-Max)	dr(min-min)	dr lim	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
PIL-1°	EXO_TP	0,00799	0,00847	0,01091	0,01126	0,00903	no
PIL-19°	EXO_TP	0,00798	0,00838	0,01065	0,01096	0,00937	no
PIL-37°	EXO_TP	0,00657	0,00691	0,00875	0,00901	0,00987	si
PIL-55°	EXO_TP	0,00313	0,00328	0,00411	0,00422	0,00920	si

PILASTRATA A1 combinazione SLO EXO_TP							
Joint	OutputCase	Ur (max-max)	Ur (max-min)	Ur (min-max)	Ur (min-min)	m	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
PIL-1°	EXO_TP	0,00799	0,00847	0,01091	0,01126	0,00903	no
PIL-19°	EXO_TP	0,01597	0,01685	0,02156	0,02222	0,01840	no
PIL-37°	EXO_TP	0,02253	0,02375	0,03031	0,03123	0,02826	no
PIL-55°	EXO_TP	0,02566	0,02703	0,03442	0,03545	0,03746	si



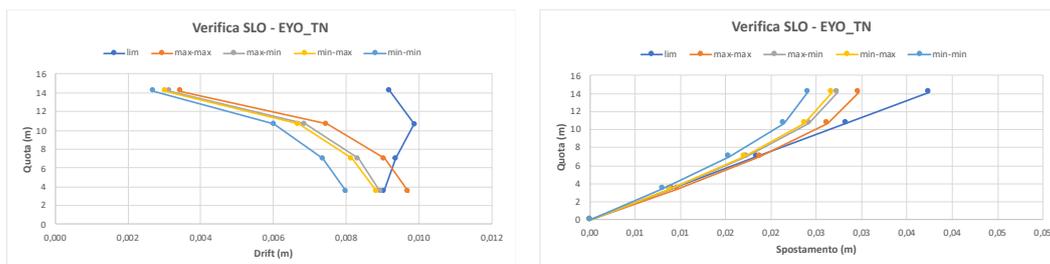
PILASTRATA A1 combinazione EYO_TP							
Joint	OutputCase	dr(Max-Max)	dr(Max-min)	dr(min-Max)	dr(min-min)	dr lim	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
PIL-1°	EYO_TP	0,00799	0,00884	0,00895	0,00972	0,00903	no
PIL-19°	EYO_TP	0,00736	0,00817	0,00832	0,00904	0,00937	si
PIL-37°	EYO_TP	0,00604	0,00672	0,00682	0,00743	0,00987	si
PIL-55°	EYO_TP	0,00276	0,00308	0,00310	0,00339	0,00920	si

PILASTRATA A1 combinazione SLO EYO_TP							
Joint	OutputCase	Ur (max-max)	Ur (max-min)	Ur (min-max)	Ur (min-min)	m	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
PIL-1°	EYO_TP	0,00799	0,00884	0,00895	0,00972	0,00903	no
PIL-19°	EYO_TP	0,01536	0,01701	0,01727	0,01876	0,01840	no
PIL-37°	EYO_TP	0,02139	0,02373	0,02409	0,02619	0,02826	si
PIL-55°	EYO_TP	0,02415	0,02680	0,02719	0,02957	0,03746	si



PILASTRATA A1 combinazione EYO_TN							
Joint	OutputCase	dr(Max-Max)	dr(Max-min)	dr(min-Max)	dr(min-min)	dr lim	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
PIL-1°	EYO_TN	0,00971	0,00895	0,00884	0,00800	0,00903	no
PIL-19°	EYO_TN	0,00905	0,00834	0,00816	0,00736	0,00937	no
PIL-37°	EYO_TN	0,00746	0,00686	0,00669	0,00601	0,00987	si
PIL-55°	EYO_TN	0,00345	0,00316	0,00304	0,00271	0,00920	si

PILASTRATA A1 combinazione SLO EYO_TN							
Joint	OutputCase	Ur (max-max)	Ur (max-min)	Ur (min-max)	Ur (min-min)	m	CHECK
Text	Text	m	m	m	m	m	
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
PIL-1°	EYO_TN	0,00971	0,00895	0,00884	0,00800	0,00903	no
PIL-19°	EYO_TN	0,01876	0,01729	0,01700	0,01536	0,01840	no
PIL-37°	EYO_TN	0,02622	0,02415	0,02369	0,02137	0,02826	si
PIL-55°	EYO_TN	0,02966	0,02731	0,02673	0,02409	0,03746	si



Da questa analisi si nota come la struttura anche in termini di rigidezza risulti inadeguata all'attuale normativa tecnica, evidenziando una rigidezza spesso insufficiente ai piani inferiori contro una rigidezza troppo elevata ai piani superiori, dovuta essenzialmente alla mancata rastremazione in altezza sia di travi che pilastri.

6.3. Cerniere plastiche

La non linearità degli elementi è stata definita mediante una modellazione a plasticità concentrata, assegnando tale non linearità alle estremità delle travi e all'estremità superiore e inferiore dei pilastri.

Le cerniere plastiche definite dal codice di calcolo SAP2000 fanno riferimento alla normativa FEMA 356 "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Gli elementi *hinge* (cerniera) assegnati ai pilastri sono di tipo P-M2-M3 in cui si ha l'interazione tra sforzo normale e momenti flettenti nelle due direzioni principali, mentre quelli assegnati alle travi sono del tipo M3. I diagrammi momento-rotazione e momento-curvatura riportati nella FEMA 356 sono già implementati nel programma e variano in funzione della geometria e dell'armatura della sezione a cui vengono assegnati.

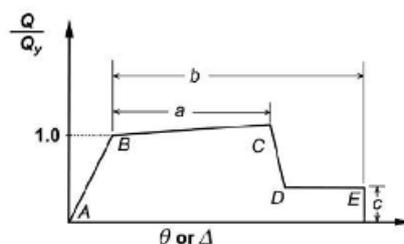


Figura 6.1: Diagramma forza-deformazione o rotazione per cerniere plastiche.

Nella figura sopra è riportato il diagramma Forza-Deformazione come definito nelle FEMA 356, in cui Q è la componente di carico generalizzato, Q_y è la componente di carico generalizzato allo snervamento, θ è la rotazione elastica e plastica dell'elemento e Δ è lo spostamento elastico e plastico dell'elemento.

Il tratto da A a B rappresenta il comportamento in campo lineare, B rappresenta il punto di snervamento caratterizzato da $Q/Q_y = 1$, nel tratto da B a C si ha un comportamento lineare con rigidezza ridotta, nel tratto da C a D si ha una progressiva perdita di resistenza ai carichi orizzontali fino al punto E. La pendenza del tratto B-C può essere presa tra lo 0 e il 10% di quella del tratto A-B a meno di più accurate determinazioni. I valori dei parametri a , b e c che si riferiscono alla deformazione dopo lo snervamento, ovvero alla deformazione plastica, sono definiti, a meno di più accurate determinazioni sperimentali, per mezzo di tabelle (vedi Figura 6.1).

In SAP2000 può solo essere definito il comportamento plastico della cerniera, il comportamento elastico è implicitamente determinato in base alla sezione assegnata all'elemento (Figura 6.2).

Il tratto elastico da A a B del diagramma riportato nelle FEMA 356 viene ignorato dal programma assimilandolo ad un diagramma rigido plastico.

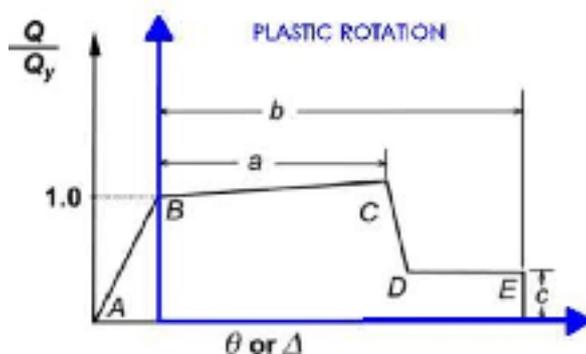


Figura 6.2: Diagramma forza-deformazione semplificata dal programma SAP2000.

Nel tratto B-C vengono individuati tre punti chiamati IO (*Immediate Occupancy*) LS (*Life Safety*) e CP (*Collapse Prevention*) corrispondenti rispettivamente agli stati limite di Operatività, Salvaguardia della Vita e Collasso definiti nelle NTC

2008. Il programma individua lo stato di ogni singola cerniera ad un generico step di carico con un diverso colore come riportato nelle figure sottostanti (Figura 6.3).

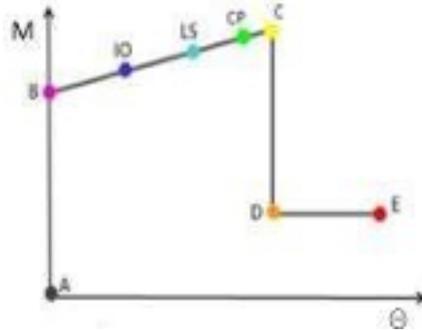


Figura 6.3: Individuazione degli Stati limite nel programma forza-deformazione delle cerniere.

I valori per definire ciascun stato limite sono automaticamente implementati nel programma con riferimento alle tabelle 6.7 e 6.8 “*Modelling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures*” riportate nelle FEMA 356.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type		LS	CP		
Primary					Secondary					
				LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Figura 6.4: Tabella 6.7 riportata nelle FEMA 356, in cui vengono definiti i parametri non lineari per le cerniere plastiche alle travi.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
IO	LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02		
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01		
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02		
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F_p) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Figura 6.5: Tabella 6.8 riportata nelle FEMA 356, in cui vengono definiti i parametri non lineari per le cerniere plastiche alle colonne.

6.4. Distribuzione di forze

Di seguito, in Tabella 6-4, sono riportati i risultati dell'analisi modale ottenuti con la modellazione tridimensionale ad elementi finiti sul Sap2000.

Tabella 6-4: Periodi e masse partecipanti per analisi modale.

Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODALE	Mode	1	0,709	0,8574	0,0004	0,8574	0,0004	0,0174	0,0174
MODALE	Mode	2	0,660	0,0054	0,7614	0,8628	0,7618	0,1573	0,1747
MODALE	Mode	3	0,643	0,0118	0,1230	0,8746	0,8847	0,7064	0,8811
MODALE	Mode	4	0,234	0,0951	0,0001	0,9696	0,8848	0,0014	0,8825
MODALE	Mode	5	0,221	0,0005	0,0794	0,9701	0,9641	0,0114	0,8938
MODALE	Mode	6	0,214	0,0014	0,0115	0,9715	0,9756	0,0796	0,9734
MODALE	Mode	7	0,136	0,0210	0,0000	0,9925	0,9757	0,0005	0,9739
MODALE	Mode	8	0,131	0,0002	0,0174	0,9927	0,9931	0,0014	0,9754
MODALE	Mode	9	0,126	0,0004	0,0014	0,9931	0,9945	0,0185	0,9939
MODALE	Mode	10	0,106	0,0063	0,0002	0,9994	0,9947	0,0005	0,9944
MODALE	Mode	11	0,104	0,0003	0,0051	0,9997	0,9998	0,0001	0,9945
MODALE	Mode	12	0,099	0,0003	0,0002	1,0000	1,0000	0,0055	1,0000

L'85% di massa partecipante in direzione X e in direzione Y si raggiunge al terzo modo di vibrare, tuttavia si ritengono significativi i primi cinque modi di vibrare in quanto hanno massa partecipante maggiore del 5%.

Si riportano di seguito i primi 2 modi di vibrare, nelle direzioni principali X e Y:

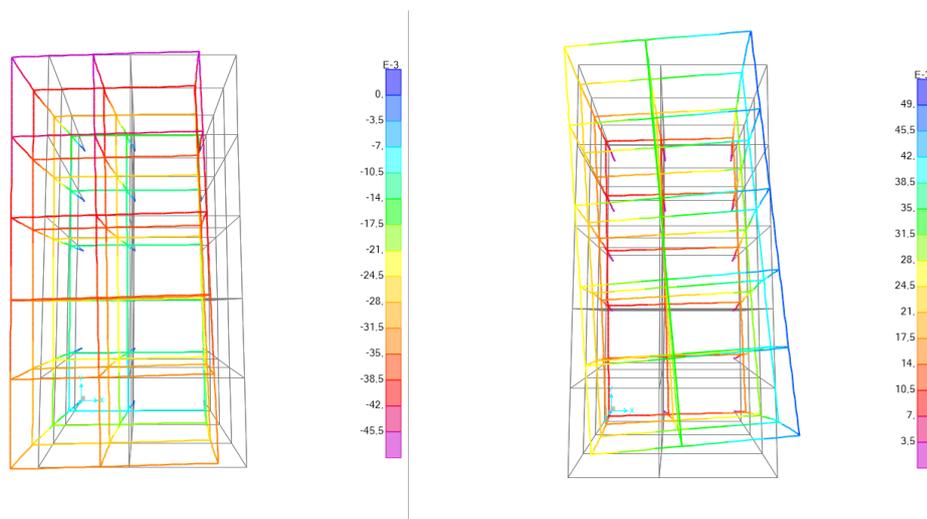


Figura 6.6: Primo modo di vibrare - $T = 0,709s$.

Figura 6.7: Secondo modo di vibrare - $T = 0,666s$.

Dai risultati dell'analisi modale è stato possibile considerare come uniche direzioni per l'analisi pushover le direzioni principali lungo X e Y, lungo le quali si ha maggiore eccitazione di massa, essendo minimo l'accoppiamento rototraslazione per i modi di vibrare principali.

Per ciascuna direzione principale e per ciascun verso (positivo e negativo) della forzante sismica, sono state considerate le seguenti distribuzioni di forze di inerzia, fra quelle possibili indicate dalla normativa al paragrafo §7.3.4.1.:

- *Gruppo 1 – distribuzione principale*: una distribuzione di accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare;
- *Gruppo 2 – distribuzione secondaria*: una distribuzione di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Essendo i primi due modi di vibrare, in direzione x e y, con massa partecipante superiore al 75% si è usata come distribuzione primaria la prima del primo gruppo ovvero una distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2 calcolati con un'analisi statica lineare, e come distribuzione secondaria la prima del secondo gruppo, ovvero una distribuzione uniforme di forze da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. I valori delle forze di piano così ricavati sono stati in seguito applicati, nel baricentro di ciascun impalcato, come distribuzione principale per l'analisi pushover.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo, considerata pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Come punto di controllo per l'analisi pushover è stato considerato il baricentro geometrico dell'ultimo impalcato. In conclusione le distribuzioni di forze di inerzia adottate sono le seguenti:

1. **PUSHOVER n.1** – Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione X positiva, + eccentricità accidentale;
2. **PUSHOVER n.2** – Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione X positiva, - eccentricità accidentale;
3. **PUSHOVER n.3** - Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione X negativa, + eccentricità accidentale;
4. **PUSHOVER n.4** - Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione X negativa, - eccentricità accidentale;
5. **PUSHOVER n.5** - Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione Y positiva, + eccentricità accidentale;
6. **PUSHOVER n.6** - Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione Y positiva, - eccentricità accidentale;
7. **PUSHOVER n.7** - Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione Y negativa, + eccentricità accidentale;
8. **PUSHOVER n.8** - Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione Y negativa, - eccentricità accidentale;
9. **PUSHOVER n.9** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione X positiva, + eccentricità accidentale;
10. **PUSHOVER n.10** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione X positiva, - eccentricità accidentale;
11. **PUSHOVER n.11** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione X negativa, + eccentricità accidentale;
12. **PUSHOVER n.12** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione X negativa, - eccentricità accidentale;
13. **PUSHOVER n.13** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione Y positiva, + eccentricità accidentale;
14. **PUSHOVER n.14** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione Y positiva, - eccentricità accidentale;
15. **PUSHOVER n.15** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione Y negativa, + eccentricità accidentale;
16. **PUSHOVER n.16** - Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione Y negativa, - eccentricità accidentale.

6.5. Risultati del pushover e verifica N2

Le curve di capacità derivanti dalle analisi pushover eseguite mostrano, come ci si aspettava, una maggiore resistenza per le distribuzioni di forza uniformi (*Gruppo 2*). Questo è dovuto al fatto che il baricentro delle forze risulta essere più alto nella distribuzione triangolare, e che quindi risulta essere più severa (Figura 6.8).

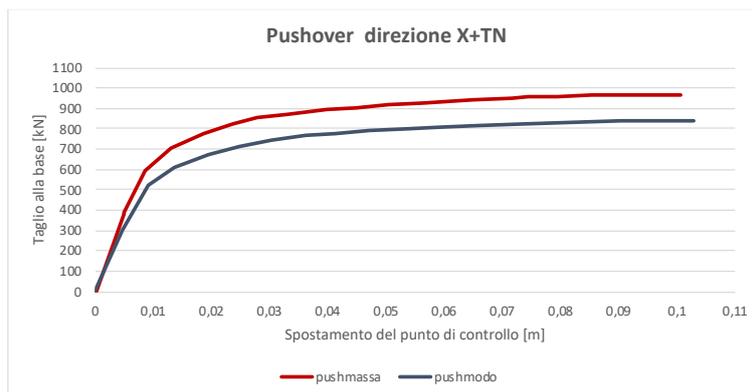


Figura 6.8: Confronto curve di pushover in direzione X positiva con eccentricità negativa.

Ciò si nota anche nell'ordine di formazione delle cerniere plastiche sulla struttura: per la distribuzione triangolare si ha la formazione di cerniere plastiche su tutti i piani dell'edificio e maggiormente concentrate nel telaio A (come si nota nell'immagine sottostante), mentre per la seconda distribuzione uniforme si ha la formazione di cerniere plastiche prima al piano terra e successivamente ai piani superiori omogeneamente distribuite su tutta la pianta della struttura. Come ci aspettavamo, l'ultimo impalcato presenta l'attivazione di poche cerniere plastiche, specie per la distribuzione di forze uniformi, in quanto le sezioni degli elementi strutturali rimangono invariate rispetto ai piani sottostanti.

Inoltre, dalla Figura 6.9, si può notare come manchi del tutto un principio di gerarchia delle resistenze tra travi e pilastri: per entrambe le distribuzioni di forza, i pilastri della prima elevazione raggiungono la loro capacità massima al piede quando nei piani superiori c'è ancora un ampio margine di capacità specialmente nelle travi.

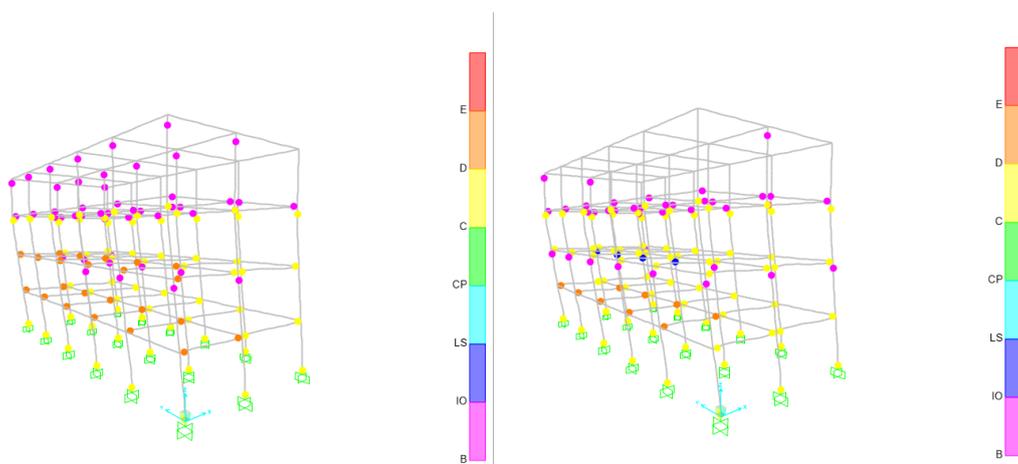


Figura 6.9: Pushover Mode X+TN allo step 77 (a sinistra), Pushover Uniform X+TN allo step 77 (a destra).

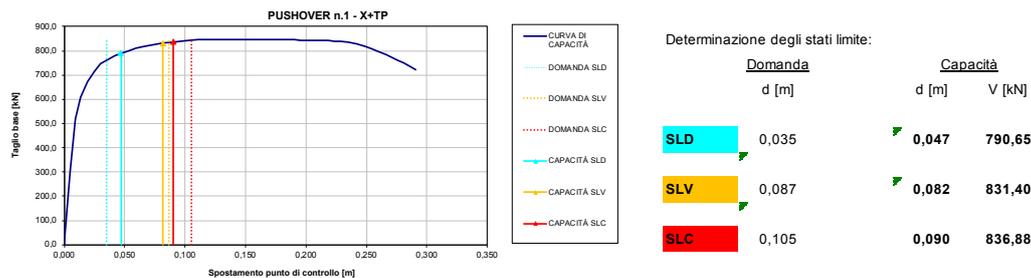
Trascurando la possibilità di una rottura fragile per taglio delle colonne, è possibile applicare il metodo N2 descritto al paragrafo §5.6 della presente tesi in entrambe le direzioni e valutare la richiesta di prestazione sismica per la verifica della struttura.

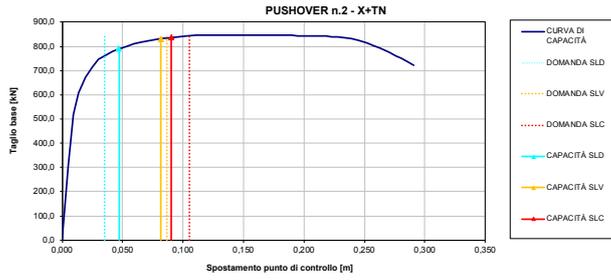
La verifica si ritiene soddisfatta se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$Capacità \geq Domanda$$

Per la determinazione della domanda e della capacità in spostamento sono stati utilizzati dei fogli elettronici messi a disposizione dalla *Computers and Structures* che elaborano in automatico le tabelle di output del programma di calcolo restituendo la capacità della struttura in spostamento per ogni stato limite considerato e la domanda in spostamento richiesta in relazione agli spettri di risposta definiti.

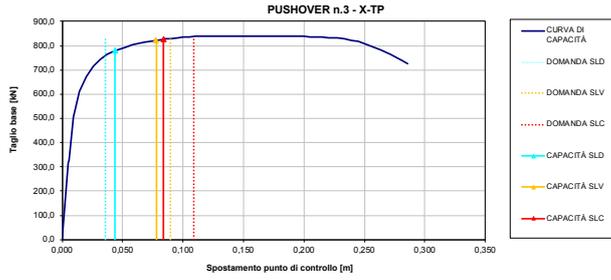
Di seguito si riportano le curve di capacità ottenute per ogni pushover e il risultato delle verifiche in spostamento.





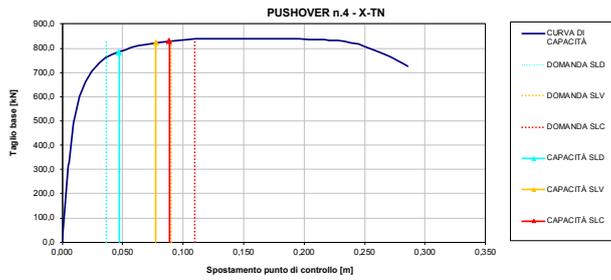
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,035	790,65	0,047	790,65
SLV	0,087	831,35	0,082	831,35
SLC	0,105	836,83	0,090	836,83



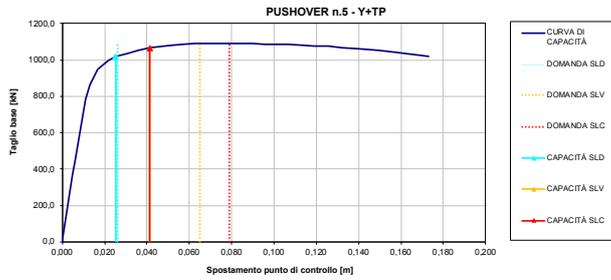
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,036	779,46	0,044	779,46
SLV	0,090	822,43	0,078	822,43
SLC	0,109	826,88	0,084	826,88



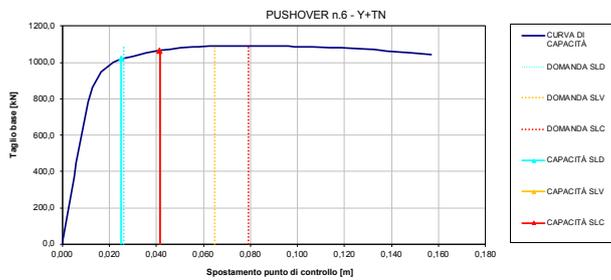
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,036	785,43	0,047	785,43
SLV	0,090	822,01	0,077	822,01
SLC	0,110	829,54	0,088	829,54



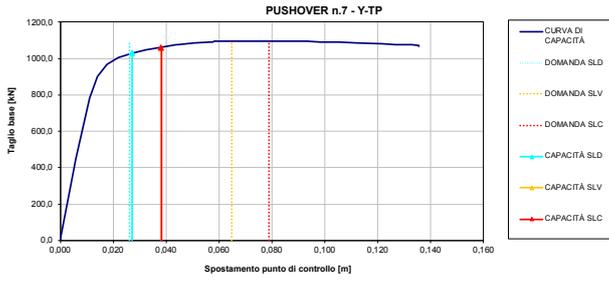
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,026	1019,45	0,025	1019,45
SLV	0,065	1065,57	0,041	1065,57
SLC	0,079	1065,57	0,041	1065,57



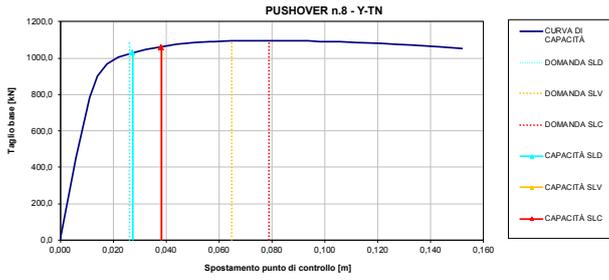
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,026	1019,59	0,025	1019,59
SLV	0,065	1066,11	0,042	1066,11
SLC	0,079	1066,11	0,042	1066,11



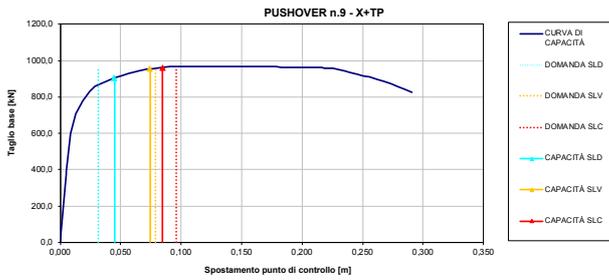
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,026	1030,44	0,027	1030,44
SLV	0,065	1062,01	0,038	1062,01
SLC	0,079	1062,01	0,038	1062,01



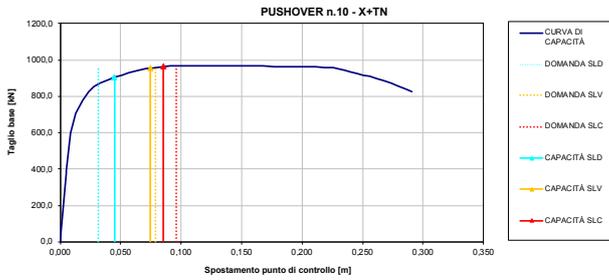
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,026	1030,36	0,027	1030,36
SLV	0,065	1061,86	0,038	1061,86
SLC	0,079	1061,86	0,038	1061,86



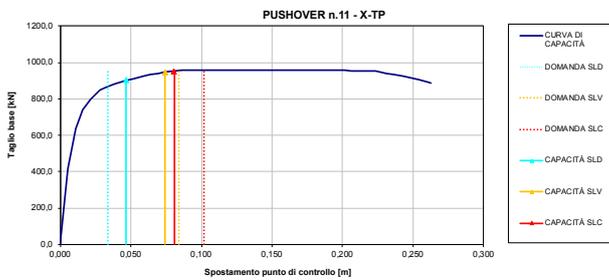
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,032	905,36	0,045	905,36
SLV	0,079	955,59	0,074	955,59
SLC	0,096	962,58	0,084	962,58



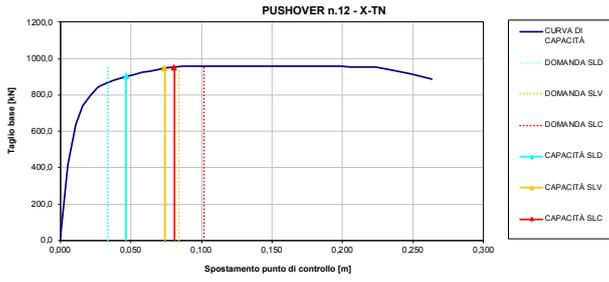
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,032	905,28	0,045	905,28
SLV	0,079	955,51	0,074	955,51
SLC	0,096	962,87	0,085	962,87



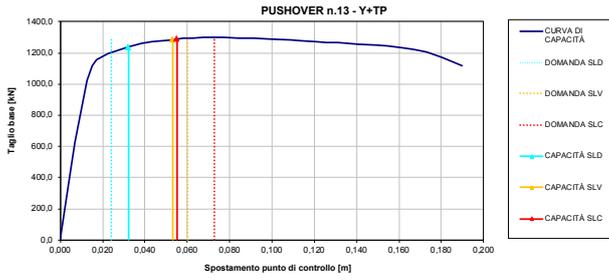
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,034	901,62	0,047	901,62
SLV	0,084	947,66	0,074	947,66
SLC	0,102	952,49	0,081	952,49



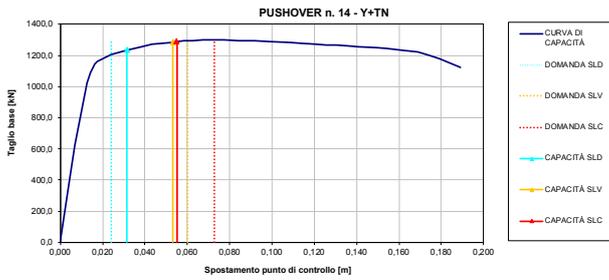
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,034	901,55	0,047	901,55
SLV	0,084	947,51	0,074	947,51
SLC	0,102	952,61	0,081	952,61



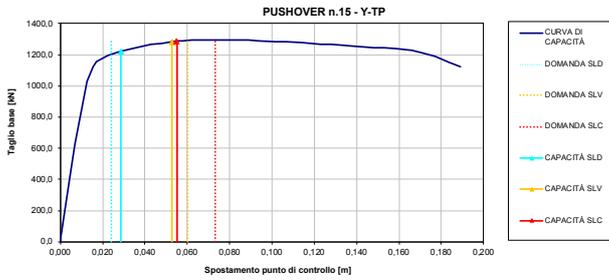
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,024	1237,97	0,032	1237,97
SLV	0,060	1285,67	0,053	1285,67
SLC	0,073	1290,33	0,055	1290,33



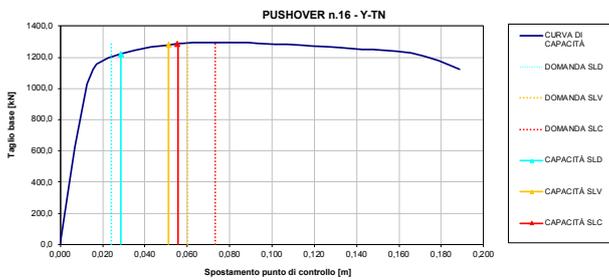
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,024	1235,23	0,032	1235,23
SLV	0,060	1285,55	0,053	1285,55
SLC	0,073	1291,16	0,055	1291,16



Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,024	1221,55	0,029	1221,55
SLV	0,060	1282,43	0,053	1282,43
SLC	0,073	1287,72	0,055	1287,72



Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,024	1221,80	0,029	1221,80
SLV	0,060	1280,51	0,051	1280,51
SLC	0,073	1286,67	0,055	1286,67

Si può notare da queste verifiche come la struttura sia verificata esclusivamente per lo *Stato limite di Danno* (SLD), mentre la capacità della struttura agli stati limite ultimi è nettamente inferiore della domanda in termini di spostamento. Inoltre, per entrambe le distribuzioni di forza, si nota come per la direzione X la capacità in termini di spostamento sia molto maggiore rispetto a quella in Y e contemporaneamente che il taglio alla base presenti dei valori leggermente minori.

Si osserva inoltre che per le distribuzioni di forza proporzionali al modo di vibrare in direzione principale Y, la capacità in spostamento allo SLV coincide con quella allo SLC: da questa osservazione si evince che il comportamento globale della struttura può essere assimilato ad uno elasto-fragile senza la possibilità che possano essere esplicate le risorse anelastiche della struttura. La struttura non è in grado di far fronte al terremoto di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita nè tantomeno per lo stato limite di prevenzione del collasso.

Queste informazioni possono essere utili per pianificare interventi di tipo locale atti ad aumentare sia la resistenza degli elementi più sollecitati, che come mostrato in Figura 6.9 risultano essere travi e pilastri dei primi due impalcati, sia di aumentare la duttilità della nostra struttura.

7. ADEGUAMENTO SISMICO

A causa del crescente deterioramento delle infrastrutture, frequentemente combinato con il bisogno, per il miglioramento strutturale, di soddisfare requisiti di progetto più rigidi (specialmente a riguardo dei carichi sismici), l'adeguamento strutturale è diventato sempre più importante e riscuote oggi rilievo considerevole in tutto il mondo.

La vulnerabilità di molte strutture esistenti può essere dovuta ai difetti del sistema strutturale e ai dettagli non duttili. Le deficienze comuni nel sistema strutturale sono da imputare a:

- discontinuità di forza e di rigidezza;
- irregolarità di massa verticale e orizzontale;
- sistema trave forte, colonna debole;
- eccentricità.

Le strutture esistenti realizzate prima degli anni settanta mostrano i seguenti dettagli non duttili:

- *Inadeguata capacità a taglio della colonna*: questo è dovuto alla mancanza di sufficiente armatura trasversale nelle colonne per offrire resistenza a taglio e confinamento. Le staffe nelle colonne consistono spesso di un solo cappio con un gancio a novanta gradi, e con passo, nella zona centrale, di $300 \div 450$ mm;
- *Inadeguati giunti di sovrapposizione*: la sovrapposizione delle barre di armatura della colonna è localizzata solo sopra il livello di piano per convenienza costruttiva; questa ubicazione è nella regione di momenti massimi e sollecitazioni più alte nella colonna a causa dei carichi laterali. I giunti di sovrapposizione della colonna sono, di solito, progettati in

compressione e tipicamente non confinati con staffe con passo breve; ciò può condurre alla rottura dell'ancoraggio delle barre giuntate;

- *Inadeguata resistenza a taglio del nodo*: questo è dovuto all'insufficienza o all'assenza di armatura trasversale nella regione nodale. È più probabile che si rompano per taglio i nodi trave-colonna esterni rispetto a quelli interni che sono confinati dalle quattro travi connesse alla colonna;
- *Inadeguata resistenza a taglio della trave*: le staffe della trave sono spesso calcolate per il taglio prodotto dai carichi gravitazionali e, quindi, ampiamente distanti. Le cerniere plastiche che si creano agli estremi della trave sono, perciò, poco confinate.

Partendo dal risultato di procedure semplici di valutazione del rischio sismico, gli edifici che non possiedono le caratteristiche di sicurezza per le persone devono essere o demoliti o recuperati. L'obiettivo base del recupero sismico è l'identificazione di solidità e fragilità degli edifici sottostandard esistenti e l'innalzamento a livelli prestazionali compatibili con gli obiettivi dettati dalle normative nazionali.

7.1. Tecniche d'intervento

L'adeguamento, il recupero e il consolidamento di una struttura implicano il miglioramento di uno o più parametri di risposta sismica. A volte essi includono l'aggiunta di elementi strutturali o il cambio del sistema strutturale, al contrario del restauro che, provvedendo al ripristino delle caratteristiche originali, è ristretto ai sistemi così fatti. I metodi dai molteplici effetti rimandano a stabilire criteri di intervento che influenzano più di un parametro di risposta, come avviene per l'incamiciatura di calcestruzzo. I metodi dagli effetti selettivi, invece, rimandano all'uso di tecniche e meccanismi per influenzare un parametro di risposta alla volta, con alcun effetto sugli altri.

L'obiettivo è garantire che, dopo il cambiamento, la domanda sismica sia inferiore alla capacità.

La decisione per quanto riguarda il livello di intervento è complessa ed è governata da considerazioni tecniche, finanziarie e sociali. Idealmente, le decisioni di intervento sono prese all'interno di una completa stima di costi-benefici e di valutazione degli effetti delle varie opzioni.

Va evidenziato che ciascun intervento strutturale costituisce un caso speciale per cui una generalizzazione delle regole per l'applicazione del consolidamento nell'adeguamento non è possibile, né consigliabile.

La strategia di adeguamento (scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento) dovrebbe essere guidata dai risultati di una valutazione dettagliata dell'edificio. Se la valutazione ha identificato deficienze nella capacità deformativa in alcuni componenti isolati (elementi o punti), allora è appropriata una strategia di modifica locale di questi. Se le deficienze sono concentrate in una parte della struttura, possono essere dovute a un'irregolarità della configurazione strutturale: un piano sofficato o una struttura torsionalmente non equilibrata.

Se la configurazione tridimensionale della struttura è fortemente irregolare, si possono perfino introdurre giunture verticali in posizioni scelte del piano, per ridurre il fabbricato in un set di unità strutturalmente indipendenti, ma regolari.

Se la valutazione rivela una deficienza generale in tutto l'edificio, è necessario un intervento più radicale, del tipo di pareti a taglio aggiunte o di sistemi di controventamento.

Le nuove pareti a taglio o i sistemi di controventi in acciaio proteggono gli elementi esistenti con la riduzione degli spostamenti globali sotto le azioni sismiche di progetto a livelli corrispondenti alle capacità deformative delle componenti esistenti. Le nuove pareti a taglio, e, a volte, l'aggiunta di sistemi di controvento, possono richiedere, tuttavia, un intervento al sistema di fondazioni, che è di regola dispendioso, distruttivo e a volte tecnicamente molto impegnativo.

Le tecniche più usate tra le strategie di adeguamento sismico sono:

1. *Tecniche di intervento locale:*
 - a) Incremento di sezione ed armature;
 - b) Rinforzo con incamiciatura di acciaio;
 - c) Rinforzo con materiali fibrorinforzati (FRP);
2. *Tecniche di intervento globale:*
 - a) Inserimento di pareti sismoresistenti in c.a. o prefabbricate: in questo caso, occorre un rinforzo dei plinti isolati di fondazione con travi di collegamento che fanno da fondazione alla parete;
 - b) Inserimento di controventi metallici (concentrici o eccentrici) per avere l'irrigidimento dei telai con strutture reticolari metalliche;
 - c) Tecniche di protezione sismica (isolamento alla base e dissipazione di energia).

Realizzato l'intervento, bisogna verificare la struttura, ovvero gli elementi esistenti, riparati o rinforzati, e quelli di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture.

7.2. Incamiciatura in cemento armato

L'incamiciatura in cemento armato è stata, negli ultimi due o tre decenni, la tecnica maggiormente utilizzata per l'adeguamento sismico degli elementi esistenti. Il suo utilizzo è dovuto a:

- la dimestichezza degli ingegneri e dell'industria costruttrice in tale intervento;
- l'idoneità dell'incamiciatura in c.a. per la riparazione di seri danni sismici, compreso lo schiacciamento del calcestruzzo, locale o esteso, o addirittura l'instabilizzazione delle barre e la frattura delle staffe;
- la versatilità del rinforzo in c.a. e la sua capacità ad adattarsi a quasi tutte le forme desiderate (si possono inglobare completamente gli elementi esistenti e si riesce a garantire la continuità tra elementi);

- la capacità di un'incamiciatura in c.a. di avere, attraverso l'appropriato rinforzo, più effetti sull'elemento: rigidezza, resistenza a flessione, rigidezza a taglio, capacità deformativa e continuità del rinforzo nell'ancoraggio o nelle zone giuntate.

L'incamiciatura di pilastri e pareti è fatta tipicamente con un rivestimento di calcestruzzo gettato in situ. Il ringrosso può alloggiare armature longitudinali e trasversali per incrementare la resistenza a flessione e a taglio degli elementi, aumentare la capacità deformativa attraverso il confinamento e l'azione stabilizzante e migliorare la resistenza delle giunture con sovrapposizione insufficiente.

L'incamiciatura in cemento armato delle colonne per incrementare la resistenza a flessione è un conveniente e comodo metodo per convertire il sistema “*colonna debole - trave forte*” in un sistema “*colonna forte - trave debole*”.

Per l'incremento di resistenza a flessione, l'armatura longitudinale può essere continuata ai piani superiori e inferiori, attraverso fori e aperture nel solaio. Per prevenire la foratura delle travi a tutti i livelli delle sezioni nodali in cui la trave si inserisce all'interno dell'incamiciatura della colonna, l'armatura continua attraverso il solaio deve essere concentrata negli angoli della nuova sezione. L'ancoraggio alla base, o gli elementi di fondazione, del rinforzo longitudinale, per accrescere la capacità flessionale della colonna, si ottiene:

- incrementando la dimensione della base o degli elementi di fondazione per favorire l'ancoraggio delle barre del rinforzo;
- attaccando le barre in fori verticali alla base e sovrapponendo ad essi l'armatura verticale dell'incamiciatura dal fondo della colonna rinforzata fino al di sopra della zona di plasticizzazione.

Per provvedere all'adeguato rivestimento della nuova armatura e per permettere l'alloggiamento delle staffe, lo strato di calcestruzzo deve essere almeno 75-100 mm.

Attorno alle barre longitudinali, si pone una staffatura chiusa perimetrale per provvedere alla resistenza a taglio, a vincolare le barre longitudinali rispetto all'instabilità e confinare il calcestruzzo.

Il ringrosso deve estendersi nella regione nodale trave-colonna, con staffe poste attraverso fori orizzontali nella trave. Tuttavia si può provvedere a un confinamento equivalente nel nodo a mezzo della resistenza a flessione di quattro angolari.

Se lo scopo dell'incamiciatura in c.a. è limitato all'incremento della resistenza a taglio e della capacità deformativa dell'elemento, e al rimedio di insufficienze nelle sovrapposizioni senza alcun ampliamento di resistenza a flessione, allora non è necessario che la camicia continui, attraverso il solaio, al piano superiore.

Da esperimenti realizzati su elementi rinforzati con incamiciatura in c.a. risulta:

- a) l'elemento è considerato monolitico, con completa interazione tra calcestruzzo vecchio e nuovo;
- b) si considera come resistenza del calcestruzzo della sezione quella del calcestruzzo dell'incamiciatura, inclusa la parte in cui sono ancorate le armature vecchie e nuove;
- c) l'armatura longitudinale della colonna incamiciata è considerata, principalmente, quella della camicia;
- d) per il confinamento, bisogna considerare solamente le staffe trasversali nella camicia. Per il calcolo della resistenza a taglio, l'armatura trasversale esistente viene considerata solo nel caso di pareti;
- e) il momento di snervamento e la capacità flessionale degli elementi vengono considerati pari al 90% di quelli dell'elemento monolitico;
- f) la resistenza a taglio degli elementi può essere considerata pari a quella dell'elemento monolitico;
- g) la deformazione dell'elemento in corrispondenza dello snervamento flessionale può essere presa come il 90% di quella dell'elemento monolitico;

- h) le deformazioni flessionali ultime sono prese uguali a quelle dell'elemento monolitico.

Tuttavia, questa tipologia di rinforzo ha indubbi svantaggi rispetto alle altre tecniche di rinforzo degli elementi:

- a) le dimensioni della sezione subiscono un notevole incremento, che può essere un grave inconveniente nel caso di colonne o pareti in edifici di superficie ridotta;
- b) è peggiore di altre tecniche per l'interruzione della fruibilità, la produzione di polveri e macerie.

7.3. Pareti sismoresistenti in c.a.

Uno dei più comuni metodi usati per il consolidamento delle strutture esistenti è l'aggiunta di pareti a taglio. Queste sono estremamente efficienti nel controllo degli spostamenti globali laterali, fino a ridurre i danni negli elementi intelaiati.

Il più conveniente modo di introdurre le nuove pareti a taglio è inserirle tra gli elementi esistenti. Se la parete occupa l'intera lunghezza della campata, incorpora le travi e le due colonne. Vengono, inoltre, usati, per ridurre il tempo e il disturbo, i pannelli prefabbricati.

La completa continuità tra i diversi livelli della parete incrementa la resistenza, mentre il corretto ancoraggio delle barre per delimitare le travi consente grandi deformazioni. È necessario attaccare con connettori speciali il pannello inserito alle travi e alle colonne esistenti, per ancorare il nuovo elemento nell'intelaiatura esistente.

Preferibilmente la nuova parete dovrebbe essere sufficientemente spessa per inglobare le travi e le colonne esistenti. In questo caso devono essere fatti dei buchi nell'impalcato per consentire il passaggio delle armature verticali da un piano all'altro.

Tutte le nuove pareti dovrebbero normalmente essere provviste di una fondazione. Un serio problema da risolvere è il trasferimento dell'elevato momento ribaltante dalla nuova parete alla fondazione. Così, uno svantaggio dell'inserimento di pareti è la necessità di consolidare le fondazioni per resistere all'incremento di momento. Questo tipo di intervento è solitamente costoso e abbastanza distruttivo fino a rendere l'applicazione delle pareti inusuale per gli edifici senza un adeguato sistema di fondazioni.

Ciò può essere ottenuto con uno dei seguenti modi:

- incrementando la dimensione in pianta della nuova fondazione, per accrescere il peso e l'impedenza del suolo sottostante e/o per inglobare le fondazioni delle colonne limitrofe e mobilizzare i carichi verticali al di sopra dell'innalzamento;
- connettendo il nuovo elemento di fondazione a quelli esistenti attraverso travi rigide e forti;
- prevedendo micropali o altri ancoraggi tensionali come dispositivi per fissare la nuova fondazione.

L'implementazione di uno di questi metodi è piuttosto costosa e distruttiva e agisce come un ostacolo contro l'aggiunta di nuove pareti in edifici che non hanno travi di fondazione rigide e resistenti lungo il perimetro, in cui la nuova parete dovrebbe essere convenientemente ancorata.

Il progetto della sezione dei setti è determinato dal valore della rigidità richiesta. Le pareti aggiunte sono tipicamente progettate come per le nuove strutture, in modo da avere cerniere plastiche a flessione solo alla loro base. Le pareti, inoltre, hanno capacità a taglio lungo la loro altezza e sono sovradimensionate a flessione sopra la regione della cerniera plastica, per garantire che l'inelasticità o la prematura rottura non abbia luogo altrove nella parete prima della plasticizzazione della cerniera alla base e che la nuova parete rimanga elastica oltre la zona della cerniera plastica.

Bisogna assicurare il passaggio delle forze di inerzia dai piani alle nuove pareti a mezzo di elementi connettori. L'applicazione di questa tecnica a un singolo o a più piani danneggiati, può causare rischiose irregolarità di resistenza.

7.4. Interventi proposti

Per l'edificio oggetto di tesi, si è pensato di intervenire adottando un sistema combinato di opere, basato sulla realizzazione di setti controventanti in cemento armato e aumento di sezione di alcuni elementi resistenti attraverso un'incamiciatura in c.a.

Considerando la forma in pianta dell'edificio e la disposizione degli ambienti interni, si prevede la realizzazione di setti ad L disposti agli angoli dell'edificio, con dimensioni in pianta variabili per soddisfare al meglio le esigenze di regolarità della struttura dal punto di vista dinamico, che si estendono per tre piani e sono adeguatamente collegate alla struttura esistente e fondate su batterie di micropali. Oltre a questo intervento, visto che la maggior parte del danno è concentrato negli elementi strutturali della prima elevazione, si andrà ad operare sui pilastri centrali di quest'ultima per andare ad aumentare la sezione resistente e quindi la capacità dell'intera struttura. Si andranno a realizzare quindi quattro camicie di 75 mm per lato che andranno ad avvolgere completamente i pilastri esistenti (vedi Figura 7.1).



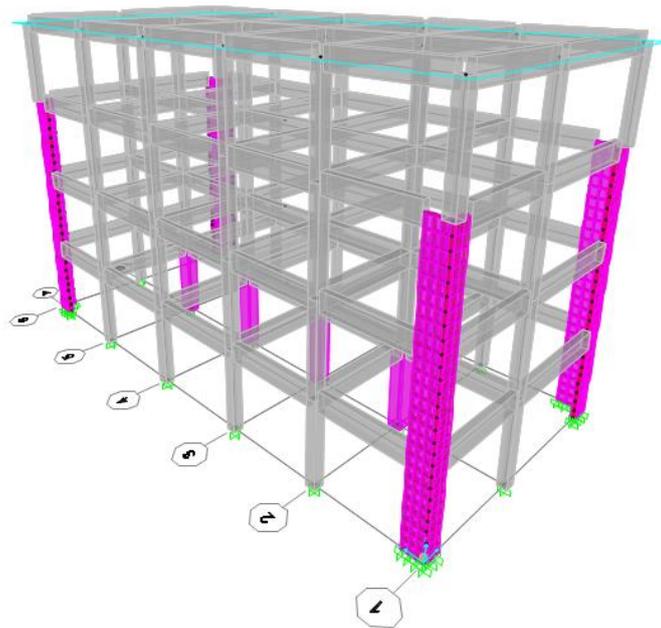


Figura 7.1: Carpenteria del piano terra e modello tridimensionale con evidenziati gli interventi proposti.

L'armatura della camicia è stata predimensionata attraverso una verifica a pressoflessione mediante l'adozione dei domini di resistenza M-N calcolati con il software gratuito *VcaSlu* del Prof. Piero Gelfi. La sollecitazione di progetto è stata determinata attraverso un'analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1,5$.

Oltre ad aumentare la resistenza degli elementi strutturali e la capacità in termini di risposta all'azione sismica della struttura a livello globale, gli interventi proposti sono stati pensati e predimensionati anche per migliorare il comportamento dinamico globale della struttura, cercando di rendere i primi due modi di vibrare puramente traslazionali nelle due direzioni principali dell'edificio, con un periodo di vibrazione quasi uguale tra loro (vedi Tabella 7-1).

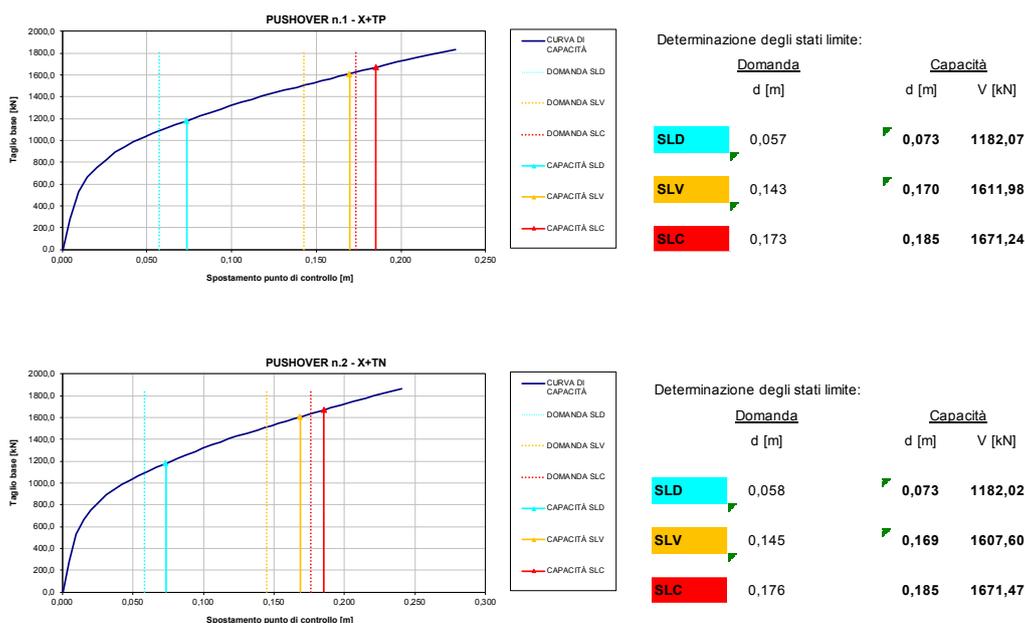
Sia per le camicie che per i setti si è ipotizzato l'utilizzo di un calcestruzzo C25/30 e di un B450C per quanto riguarda le armature che nei pilastri in seguito al predimensionamento precedentemente descritto risultano essere $12\varnothing 20$ le armature longitudinali e $\varnothing 8//20$ le staffe. Per i pilastri si è tenuto conto del calcestruzzo esistente andando a definire un modulo elastico medio E_m assunto pari a 24 GPa.

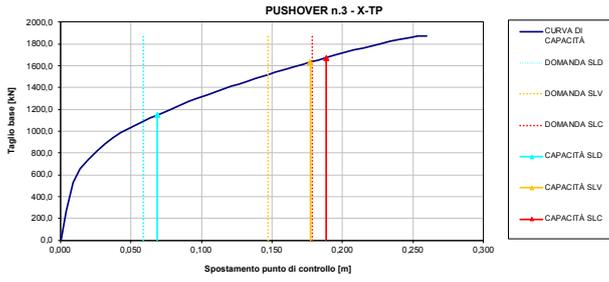
Tabella 7-1: Periodi e masse partecipanti da analisi modale per modello post-intervento.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODALE	Mode	1	0,653	0,7734	0,0002	0,7734	0,0002	0,0205	0,0205
MODALE	Mode	2	0,578	0,0032	0,7511	0,7766	0,7513	0,0702	0,0907
MODALE	Mode	3	0,557	0,0175	0,0716	0,7941	0,7929	0,6790	0,7696
MODALE	Mode	4	0,199	0,1187	0,0000	0,9128	0,7929	0,0016	0,7712
MODALE	Mode	5	0,178	0,0002	0,0892	0,9130	0,8922	0,0043	0,7755
MODALE	Mode	6	0,166	0,0024	0,0090	0,9154	0,9051	0,0919	0,8674
MODALE	Mode	7	0,122	0,0432	0,0000	0,9586	0,9051	0,0017	0,8691
MODALE	Mode	8	0,112	0,0002	0,0479	0,9589	0,9530	0,0010	0,8701
MODALE	Mode	9	0,099	0,0008	0,0045	0,9596	0,9575	0,0812	0,9513
MODALE	Mode	10	0,078	0,0359	0,0000	0,9955	0,9575	0,0002	0,9515

Per la determinazione della domanda e della capacità in spostamento sono stati utilizzati dei fogli elettronici messi a disposizione dalla Computers and Structures che elaborano in automatico le tabelle di output del programma di calcolo restituendo la capacità della struttura in spostamento per ogni stato limite considerato e la domanda in spostamento richiesta in relazione agli spettri di risposta definiti.

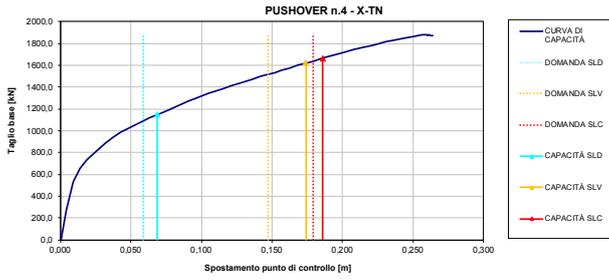
Di seguito si riportano le curve di capacità ottenute per ogni pushover e il risultato delle verifiche in spostamento.





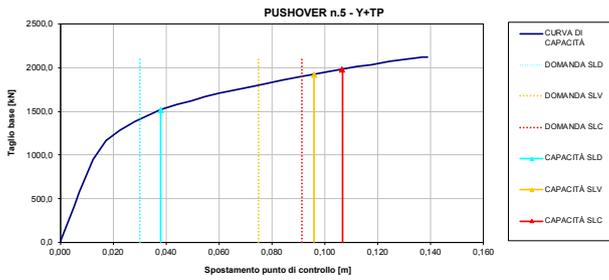
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,059	1148,00	0,069	1148,00
SLV	0,147	1633,00	0,177	1633,00
SLC	0,179	1674,87	0,188	1674,87



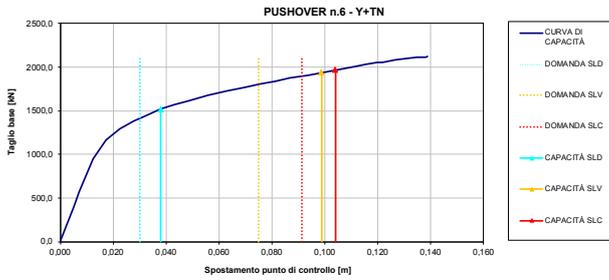
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,059	1148,07	0,069	1148,07
SLV	0,147	1621,77	0,174	1621,77
SLC	0,179	1665,72	0,186	1665,72



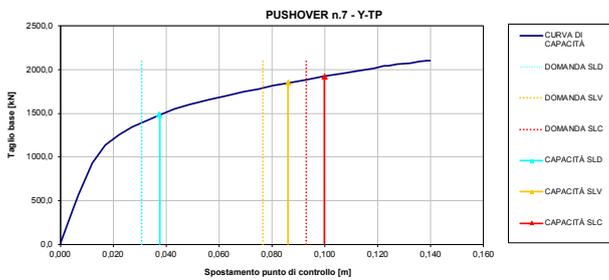
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,030	1520,11	0,038	1520,11
SLV	0,075	1925,16	0,096	1925,16
SLC	0,091	1983,31	0,107	1983,31



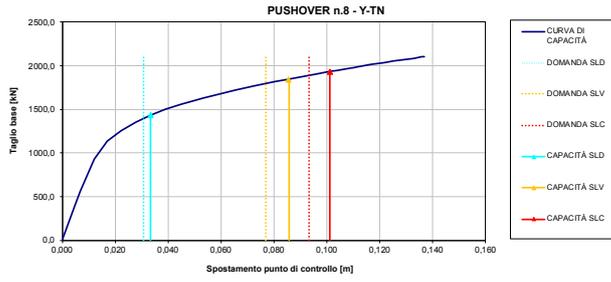
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,030	1519,54	0,038	1519,54
SLV	0,075	1941,27	0,099	1941,27
SLC	0,091	1969,83	0,104	1969,83



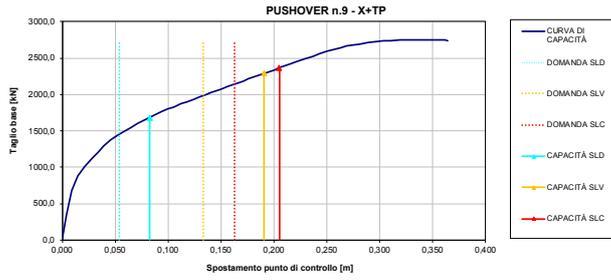
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,031	1484,91	0,038	1484,91
SLV	0,077	1848,96	0,086	1848,96
SLC	0,093	1922,49	0,100	1922,49



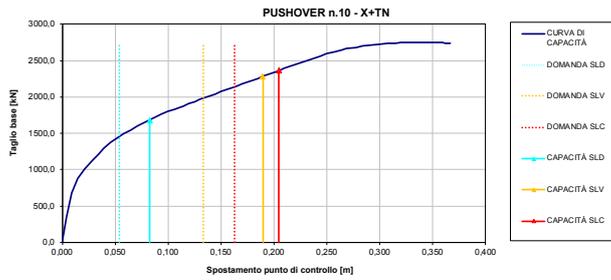
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0,031		0,033	1434,21
SLV	0,077		0,086	1847,68
SLC	0,093		0,101	1933,78



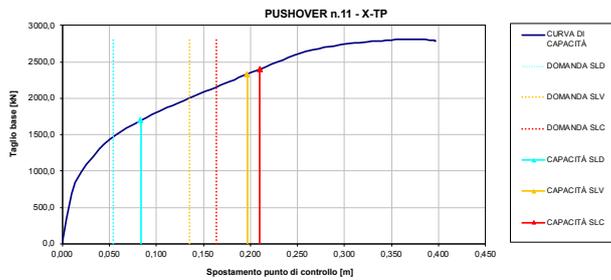
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0,054		0,083	1684,43
SLV	0,134		0,191	2291,54
SLC	0,162		0,205	2368,10



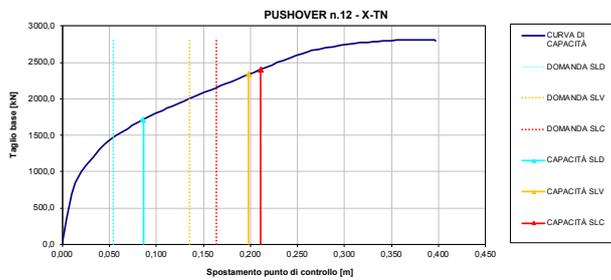
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0,054		0,083	1684,22
SLV	0,134		0,190	2285,55
SLC	0,162		0,205	2364,07



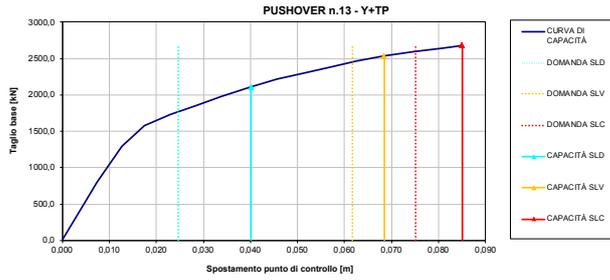
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0,054		0,083	1697,67
SLV	0,135		0,197	2330,64
SLC	0,164		0,210	2400,20



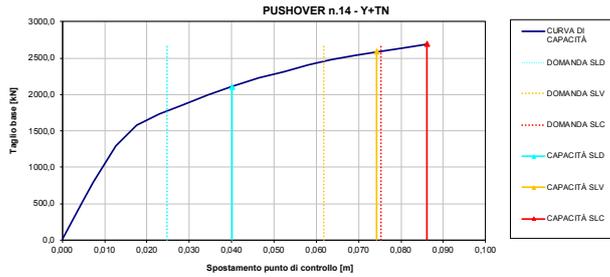
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0,054		0,086	1717,86
SLV	0,135		0,198	2337,48
SLC	0,164		0,211	2406,65



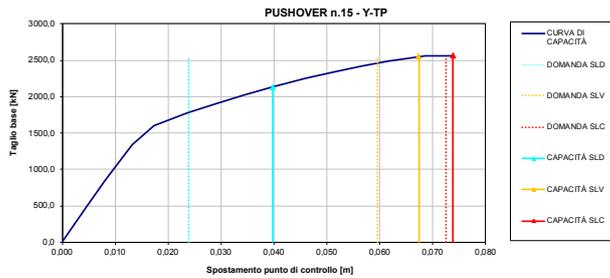
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,025	1500	0,040	2110,68
SLV	0,062	2500	0,068	2531,85
SLC	0,075	2600	0,085	2683,05



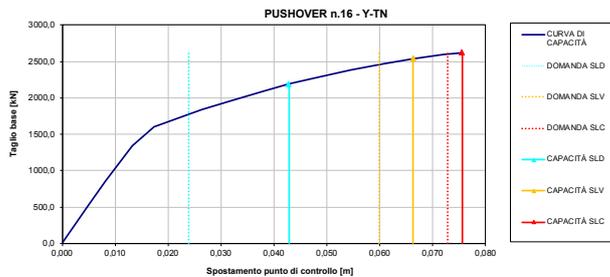
Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,025	1500	0,040	2110,15
SLV	0,062	2500	0,074	2587,76
SLC	0,075	2600	0,086	2691,45



Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,024	1500	0,040	2134,11
SLV	0,060	2500	0,067	2550,95
SLC	0,072	2600	0,074	2562,35



Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,024	1500	0,043	2193,73
SLV	0,060	2500	0,066	2541,23
SLC	0,073	2600	0,076	2621,78

La struttura risulta verificata con il metodo N2 per tutti gli stati limite considerati; gli interventi hanno contribuito ad aumentare la capacità della struttura sia in termini di spostamento sia in termini di resistenza misurata in termini di taglio alla base. Da notare come per la direzione di applicazione delle distribuzioni di forza in Y la capacità della struttura in termini di spostamento sia ancora nettamente inferiore rispetto a quella in X.

7.5. Indici di rischio

L'indice di rischio sismico è un parametro che permette di quantificare il livello di "esposizione" di un edificio al pericolo derivante da un evento sismico di progetto.

Tale indice è stato creato allo scopo di fornire un utile strumento di catalogazione degli edifici esistenti per quanto riguarda la priorità di intervento su di essi per la mitigazione del rischio.

Valori dell'indice di rischio maggiori di 1 indicano che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica prevista nella zona, valori inferiori all'unità indicano invece che la struttura non ha la capacità sufficiente ad affrontare l'impegno richiesto dal sisma di progetto, valutato in base al sito di costruzione, alla vita di riferimento del fabbricato ed alla sua classe d'uso, secondo quanto specificato nel capitolo 3 delle NTC 2008.

Gli edifici esistenti, ed in particolare quelli risalenti agli anni antecedenti l'entrata in vigore delle prime leggi in materia antisismica come quello oggetto della presente tesi, difficilmente garantiranno un indice maggiore di 1, in quanto progettati per resistere ai soli carichi statici, ciò non toglie l'importanza di tale indice, che può dare un'idea di quanto il rischio sismico sia più o meno elevato nell'edificio.

Nel presente lavoro verranno stimati gli indici di rischio sismico per l'edificio in esame dedotti dalle analisi non lineari precedentemente effettuate, analizzando la loro mutabilità in seguito all'introduzione degli interventi precedentemente proposti. È possibile calcolare più indici di rischio a seconda del parametro di confronto utilizzato. Si definisce indicatore di rischio sismico il seguente rapporto:

$$I_R = \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right) \quad [7.1]$$

- $PGA_C = a_{g,C} \cdot S$ accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento rigido che può essere sostenuta dall'edificio amplificata del fattore S;
- $PGA_D = a_{g,D} \cdot S$ accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento rigido che ha una probabilità di essere superata pari al 10% ($P_{VR}=10\%$) in un tempo pari al periodo di riferimento dell'opera relativa al T_R , amplificata del fattore S.

Per la valutazione degli indici di rischio si è utilizzata la tabella “*Pushover curve demand capacity – ATC40*” fornita come risultato di calcolo dal programma Sap2000. Si riporta, di seguito, la determinazione dell'indice di rischio, in termini di PGA, per tutti i pushover definiti e per lo stato limite di danno, salvaguardia della vita e del collasso.

Tabella 7-2: Indici di rischio in termini di PGA per lo stato limite di danno.

Indici di rischio SLD stato di fatto				Indici di rischio SLD stato di progetto			
OutputCase	S_e Capacity	S_e Demand	α_{ag_SLD}	S_e Capacity	S_e Demand	α_{ag_SLD}	Δ
Pushmassa X+TN	0,088	0,175	0,502	0,205	0,233	0,879	75,2%
Pushmassa X+TP	0,088	0,175	0,502	0,205	0,234	0,879	75,0%
Pushmassa X-TN	0,087	0,171	0,508	0,210	0,232	0,904	77,9%
Pushmassa X-TP	0,087	0,171	0,509	0,207	0,234	0,883	73,6%
Pushmode X+TN	0,082	0,166	0,498	0,148	0,208	0,710	42,6%
Pushmode X+TP	0,082	0,166	0,498	0,148	0,208	0,710	42,6%
Pushmode X-TN	0,081	0,165	0,493	0,142	0,209	0,678	37,7%
Pushmode X-TP	0,081	0,171	0,472	0,142	0,209	0,678	43,8%
Pushmassa Y+TN	0,115	0,241	0,476	0,245	0,362	0,678	42,5%
Pushmassa Y+TP	0,115	0,239	0,481	0,246	0,362	0,678	40,9%
Pushmassa Y-TN	0,114	0,256	0,443	0,253	0,355	0,711	60,5%
Pushmassa Y-TP	0,113	0,256	0,443	0,245	0,365	0,673	52,0%
Pushmode Y+TN	0,106	0,245	0,432	0,237	0,336	0,704	62,9%
Pushmode Y+TP	0,106	0,245	0,432	0,237	0,337	0,705	63,0%
Pushmode Y-TN	0,108	0,232	0,466	0,224	0,354	0,633	35,7%
Pushmode Y-TP	0,108	0,232	0,466	0,232	0,336	0,692	48,5%

Tabella 7-3: Indici di rischio in termini di PGA per lo stato limite di salvaguardia della vita.

Indici di rischio SLV stato di fatto				Indici di rischio SLV stato di progetto			
OutputCase	S_e Capacity	S_e Demand	α_{ag_SLV}	S_e Capacity	S_e Demand	α_{ag_SLD}	Δ
Pushmassa X+TN	0,093	0,138	0,676	0,287	0,181	1,588	135,0%
Pushmassa X+TP	0,093	0,138	0,675	0,288	0,180	1,594	136,2%
Pushmassa X-TN	0,092	0,137	0,668	0,294	0,179	1,639	145,4%
Pushmassa X-TP	0,092	0,137	0,668	0,293	0,179	1,632	144,5%
Pushmode X+TN	0,086	0,125	0,688	0,206	0,161	1,276	85,4%
Pushmode X+TP	0,086	0,125	0,688	0,210	0,159	1,322	92,0%
Pushmode X-TN	0,084	0,128	0,660	0,206	0,159	1,295	96,2%
Pushmode X-TP	0,084	0,127	0,662	0,208	0,159	1,311	98,0%
Pushmassa Y+TN	0,119	0,179	0,664	0,329	0,282	1,169	76,0%
Pushmassa Y+TP	0,119	0,179	0,663	0,323	0,288	1,121	69,0%
Pushmassa Y-TN	0,118	0,183	0,647	0,308	0,299	1,031	59,3%
Pushmassa Y-TP	0,119	0,180	0,661	0,303	0,303	0,997	51,0%
Pushmode Y+TN	0,107	0,178	0,605	0,319	0,241	1,324	118,9%
Pushmode Y+TP	0,107	0,178	0,603	0,316	0,243	1,299	115,3%
Pushmode Y-TN	0,109	0,187	0,582	0,301	0,251	1,198	105,9%
Pushmode Y-TP	0,109	0,187	0,582	0,301	0,250	1,201	106,4%

Tabella 7-4: Indici di rischio in termini di PGA per lo stato limite di prevenzione del collasso.

OutputCase	Indici di rischio SLC stato di fatto			Indici di rischio SLC stato di progetto			
	S _e Capacity	S _e Demand	α _{ag_SLC}	S _e Capacity	S _e Demand	α _{ag_SLD}	Δ
Pushmassa X+TN	0,094	0,129	0,732	0,297	0,178	1,672	128,5%
Pushmassa X+TP	0,094	0,129	0,727	0,298	0,178	1,675	130,3%
Pushmassa X-TN	0,092	0,131	0,703	0,303	0,177	1,713	143,8%
Pushmassa X-TP	0,092	0,132	0,701	0,302	0,177	1,707	143,4%
Pushmode X+TN	0,086	0,119	0,725	0,214	0,157	1,363	87,9%
Pushmode X+TP	0,086	0,119	0,725	0,214	0,157	1,362	87,8%
Pushmode X-TN	0,085	0,119	0,712	0,212	0,157	1,356	90,4%
Pushmode X-TP	0,085	0,122	0,692	0,213	0,156	1,368	97,6%
Pushmassa Y+TN	0,120	0,176	0,678	0,337	0,276	1,221	80,0%
Pushmassa Y+TP	0,119	0,176	0,678	0,328	0,283	1,159	71,0%
Pushmassa Y-TN	0,119	0,175	0,679	0,312	0,293	1,064	56,7%
Pushmassa Y-TP	0,119	0,176	0,678	0,306	0,297	1,031	52,0%
Pushmode Y+TN	0,107	0,178	0,605	0,324	0,237	1,369	126,3%
Pushmode Y+TP	0,107	0,178	0,603	0,327	0,235	1,390	130,4%
Pushmode Y-TN	0,109	0,187	0,582	0,318	0,239	1,334	129,2%
Pushmode Y-TP	0,109	0,187	0,582	0,316	0,239	1,322	127,1%

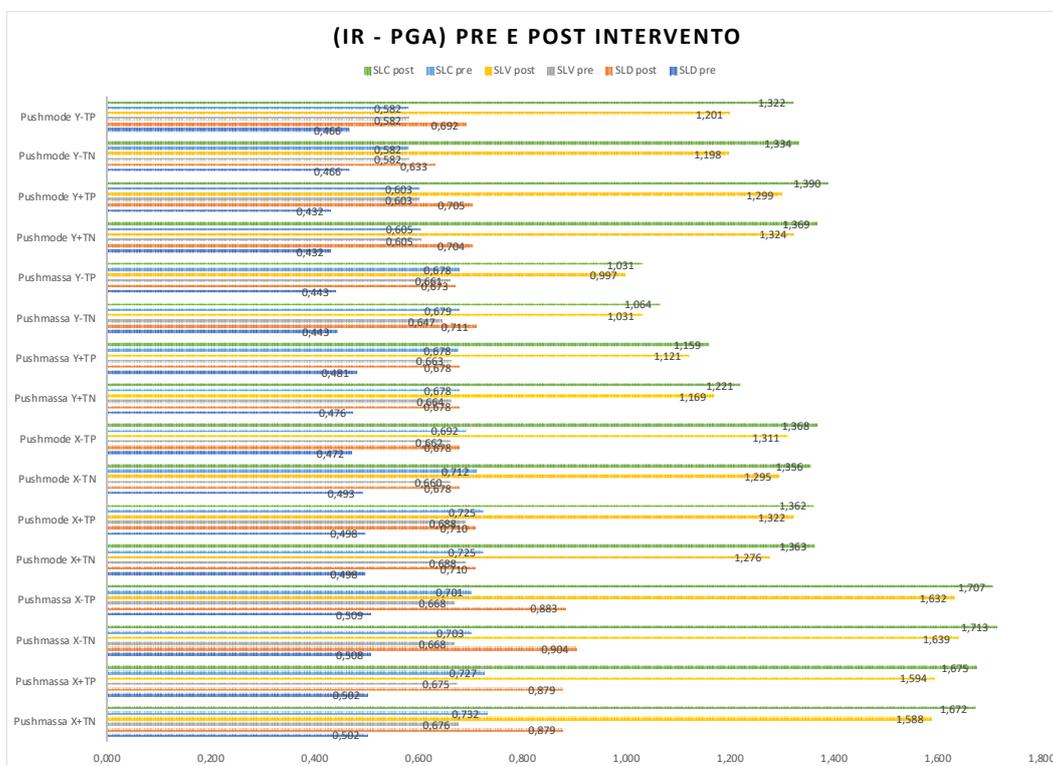


Figura 7.2: Grafico riassuntivo degli indici di rischio per accelerazione di picco al suolo alla base.

8. CONCLUSIONI

Nell'ambito del presente lavoro di tesi è stata condotta la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio C degli uffici comunali di Montemarciano.

Lo studio dello stato di fatto è stato condotto raccogliendo tutta la documentazione tecnica originale disponibile. Essendo però tale documentazione insufficiente è stato necessario ricorrere ad un accurato rilievo geometrico-strutturale seguito da un progetto simulato delle armature secondo le normative dell'epoca. In seguito a queste operazioni è stato assegnato alla struttura un appropriato Livello di Conoscenza pari a LC1 a cui corrisponde un Fattore di Confidenza pari a 1,35. Tale livello è determinato soprattutto dalla completa assenza di prove per caratterizzare le armature dell'edificio. Si ritiene che qualora si decida di effettuare prove in situ anche sulle armature presenti si possa aumentare il livello di conoscenza.

L'edificio è stato modellato attraverso il software SAP2000 v.20.0.0; tramite analisi statiche non lineari (pushover) sono state determinate le capacità dissipative della struttura, limitando le zone dissipative alle estremità dei pilastri e delle travi, ipotizzando un comportamento flessionale degli elementi strutturali e trascurando gli effetti taglianti.

Dalle analisi è risultato che la struttura risulta sensibile sia alla rigidità di piano sia alla resistenza strutturale in entrambe le direzioni X e Y.

Successivamente è stato effettuato uno studio introducendo degli interventi nel modello per migliorare il comportamento sismico globale della struttura, in particolare camicie in calcestruzzo armato e setti controventanti in c.a.

Infine si è proceduto alla stima degli indici di rischio per ogni caso di studio analizzato, da cui emerge che un indice di rischio allo stato attuale pari a 0,43, a fronte di un valore pari ad 1,00 nel caso di edifici sismicamente adeguati.

8.1. Sviluppi futuri

L'edificio oggetto della presente tesi presenta caratteristiche ottime per quanto concerne la risposta ad un evento sismico, specie la regolarità in pianta e parzialmente quella in altezza, denotando problematiche legate a due aspetti principali:

- 1) Il calcestruzzo presenta una resistenza in opera molto bassa, lontana dai minimi richiesti dalla normativa attuale per usi strutturali;
- 2) Le sezioni degli elementi strutturali si mantengono costanti lungo tutta l'altezza della costruzione, con la conseguente concentrazione di rigidità a livello dei vari impalcati.

Il nostro intervento progettuale è stato rivolto soprattutto ad aumentare la resistenza globale della struttura ai piani interessati da sollecitazioni troppo gravose, e in parte ad aumentare la resistenza del calcestruzzo laddove sono state previste opere ex novo, come i setti controventanti.

Prevedere un piano di indagini e prove in situ completo porterebbe ad avere meno incertezze su quelle che sono le caratteristiche della struttura e dei materiali che la compongono, potendo anche ridurre il Fattore di Confidenza per le verifiche previste dalla normativa; inoltre si raccomanda un piano di indagini specifico per quello che è il sistema di fondazione per progettare al meglio gli interventi e per modellare ancora più accuratamente la struttura.

Infine si potrebbe condurre un'analisi costi-benefici, per analizzare anche dal punto di vista socio-economico, quale sia la scelta progettuale migliore da seguire e soprattutto se sia sostenibile l'investimento sulla struttura per un miglioramento/adeguamento sismico oppure se sia preferibile un declassamento, vista la classe d'uso IV, o addirittura, viste le inadeguate caratteristiche meccaniche dei materiali presenti, una demolizione con eventuale ricostruzione.

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura I: Epoca di costruzione di strutture in c.a. (ISTAT).....</i>	<i>2</i>
<i>Figura II: Carta della pericolosità sismica territoriale (INGV).....</i>	<i>2</i>
<i>Figura 1.1: Esempio di collasso dovuto a cedimento del piano soffice (Aquila, 2009).....</i>	<i>3</i>
<i>Figura 1.2: Tipologie strutturali in elevazione: a) sistema a telaio, b) telaio con controventi, c) sistema telaio-parete, d) sistema a pareti accoppiate.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 1.3: Meccanismo di deformazione di un telaio: "travi deboli - colonne forti" (a sinistra), "piano soffice" (a destra).....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2.1: Planimetria d'inquadramento territoriale (fonte Google Earth).</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.2: Edificio C (evidenziato in rosso) degli edifici comunali del comune di Montemarciano.</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.3: Pianta piano terra.</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.4: Pianta piano primo.</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.5: Pianta piano secondo.</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.6: Pianta piano terzo.</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.7: Prospetto nord con ricostruzione del prospetto dell'edificio contiguo.</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.8: Carpenteria piano tipo con indicazione delle maglie strutturali.</i>	<i>13</i>
<i>Figura 3.1: Curva sforzo-deformazione per l'acciaio.</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3.2: Rappresentazione grafica della sezione longitudinale del telaio tipo.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 3.3: Combinazione n°1 dei carichi variabili.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 3.4: Combinazione n°2 dei carichi variabili.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3.5: Combinazione n°3 dei carichi variabili.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3.6: Combinazione n°4 dei carichi variabili.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 3.7: Combinazione n°5 dei carichi variabili.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 3.8: Inviluppo delle sollecitazioni di momento flettente sul telaio A.</i>	<i>46</i>
<i>Figura 3.9: Inviluppo delle sollecitazioni taglianti sul telaio A.</i>	<i>46</i>
<i>Figura 3.10: Inviluppo delle sollecitazioni di sforzo assiale sul telaio A.</i>	<i>47</i>
<i>Figura 4.1: Tabella 3.1.II-NTC 08, valori dei carichi d'esercizio per le categorie di edificio interessate.</i>	<i>61</i>
<i>Figura 4.2: Tabella 3.4.II-NTC 2008, valori del coefficiente di forma.</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4.3 Valori di riferimento carico di neve al suolo NTC 2008.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4.4: Tabella 3.4.I NTC2008, valori di C_E per le diverse classi di topografia.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.5: Tabella 2.4.I NTC2008, vita nominale V_N per diversi tipi di opere.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4.6: Tabella 2.4.II NTC2008, valori del coefficiente d'uso C_U.</i>	<i>65</i>

<i>Figura 4.7: Tabella 3.2.I NTC2008 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.</i>	67
<i>Figura 4.8: Tabella 3.2.II NTC2008 - Categorie di sottosuolo.</i>	68
<i>Figura 4.9: Tabella 3.2.IV NTC2008 - Categorie topografiche.</i>	68
<i>Figura 4.10: Modello tridimensionale implementato nel software Sap2000.</i>	73
<i>Figura 4.11: Finestra del programma Sap2000 per l'inserimento delle proprietà dei materiali.</i>	74
<i>Figura 4.12: Esempio di definizione dello spettro di risposta allo SLV.</i>	75
<i>Figura 5.1: Curva di capacità per un sistema reale MDOF.</i>	85
<i>Figura 5.2: Profilo di carico triangolare.</i>	87
<i>Figura 5.3: Profilo di carico uniforme.</i>	87
<i>Figura 5.4: Sistema e diagramma bilineare equivalente.</i>	89
<i>Figura 5.5: Spostamenti di riferimento per $T^* > T_c$ (a sinistra) e $T^* < T_c$ (a destra).</i>	90
<i>Figura 6.1: Diagramma forza-deformazione o rotazione per cerniere plastiche.</i>	99
<i>Figura 6.2: Diagramma forza-deformazione semplificata dal programma SAP2000.</i>	100
<i>Figura 6.3: Individuazione degli Stati limite nel programma forza-deformazione delle cerniere.</i>	101
<i>Figura 6.4: Tabella 6.7 riportata nelle FEMA 356, in cui vengono definiti i parametri non lineari per le cerniere plastiche alle travi.</i>	101
<i>Figura 6.5: Tabella 6.8 riportata nelle FEMA 356, in cui vengono definiti i parametri non lineari per le cerniere plastiche alle colonne.</i>	102
<i>Figura 6.6: Primo modo di vibrare - $T = 0,709s$. Figura 6.7: Secondo modo di vibrare - $T = 0,66s$.</i>	103
<i>Figura 6.8: Confronto curve di pushover in direzione X positiva con eccentricità negativa.</i>	106
<i>Figura 6.9: Pushover Mode X+TN allo step 77 (a sinistra), Pushover Uniform X+TN allo step 77 (a destra).</i>	107
<i>Figura 7.1: Carpenteria del piano terra e modello tridimensionale con evidenziati gli interventi proposti.</i>	121
<i>Figura 7.2: Grafico riassuntivo degli indici di rischio per accelerazione di picco al suolo alla base.</i>	128

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 2-1: Carico di sicurezza a pressione semplice del conglomerato cementizio.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabella 2-2: Carico di sicurezza a flessione e presso-flessione del conglomerato cementizio.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabella 2-3: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo.</i>	<i>25</i>
<i>Tabella 2-4: Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabella 2-5: Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuti da prove distruttive sull'edificio C.</i>	<i>28</i>
<i>Tabella 2-6: Valori della resistenza a compressione del calcestruzzo da prove di estrazione semi-distruttive con correlazione tra forza di estrazione e resistenza a compressione.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabella 3-1: Analisi dei carichi - solaio di interpiano.</i>	<i>40</i>
<i>Tabella 3-2: Analisi dei carichi - solaio di copertura.</i>	<i>41</i>
<i>Tabella 3-3: Analisi dei carichi - tamponatura esterna.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabella 3-4: Analisi dei carichi - divisori interni.</i>	<i>41</i>
<i>Tabella 3-5: Analisi dei carichi - balcone a sbalzo in c.a.</i>	<i>42</i>
<i>Tabella 3-6: Progetto armatura longitudinale telaio A.</i>	<i>52</i>
<i>Tabella 3-7: Progetto armatura longitudinale telaio B.</i>	<i>53</i>
<i>Tabella 3-8: Progetto armatura longitudinale telaio C.</i>	<i>54</i>
<i>Tabella 3-9: Progetto armatura a taglio Telaio A.</i>	<i>55</i>
<i>Tabella 3-10: Progetto armature a taglio Telaio B.</i>	<i>56</i>
<i>Tabella 3-11: Progetto armatura a taglio Telaio C.</i>	<i>57</i>
<i>Tabella 3-12: Progetto armatura longitudinale e trasversale pilastri.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabella 4-1: Valori di progetto a_g, F_o e T_c^* per gli stati limite considerati.</i>	<i>69</i>
<i>Tabella 4-2: Tab.2.6.I NTC2008 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni. ..</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 4-3: Tab.2.5.I NTC2008 - Valori dei coefficienti di combinazione.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabella 6-1: Rigidezza di piano e verifica della regolarità in altezza.</i>	<i>94</i>
<i>Tabella 6-2: Spostamenti d'interpiano allo SLO con applicazione di forze statiche equivalenti e deformata della struttura.</i>	<i>95</i>
<i>Tabella 6-3: Verifica allo SLO per la pilastrata d'angolo sia per i drift che per gli spostamenti di piano.</i>	<i>97</i>
<i>Tabella 6-4: Periodi e masse partecipanti per analisi modale.</i>	<i>103</i>
<i>Tabella 7-1: Periodi e masse partecipanti da analisi modale per modello post-intervento.</i>	<i>122</i>
<i>Tabella 7-2: Indici di rischio in termini di PGA per lo stato limite di danno.</i>	<i>127</i>

Tabella 7-3: Indici di rischio in termini di PGA per lo stato limite di salvaguardia della vita.... 127

Tabella 7-4: Indici di rischio in termini di PGA per lo stato limite di prevenzione del collasso.. 128

BIBLIOGRAFIA

Riferimenti Normativi:

- Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229, “*Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*”, Gazzetta ufficiale n. 92 del 18/04/1940.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 20 marzo 2003, n.3274, “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”.
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 23/05/1957, n. 1472, “*Armatura delle strutture in cemento armato*”.
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*” (NTC 2008), Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.
- Circolare 2 febbraio 2009 “*Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009.
- UNI EN 1998-1, Eurocodice 8: “*Progettazione delle Strutture per la Resistenza Sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*”.
- Federal Emergency Management Agency, FEMA-356: “*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*” Washington DC, 2000.

Testi e articoli:

- Arosio G., *“La Progettazione di Costruzioni in Cemento Armato”*, Milano, Hoepli, 1970.
- Beconcini M.L., *“Costruzioni in Zona Sismica”*, Pisa, Pisa University Press, 2009.
- Biondi A., *“Analisi Pushover”*, Dario Flaccovio Editore, 2014.
- Calvi G.M., Bommer I.J., Grant D., Pinho R., *“Defining Priorities and Timescales for Seismic Intervention in School Buildings in Italy”*, Pavia, IUSS Press, 2006.
- Colombini S., *“Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura”*, Roma, EPC Editore, 2014.
- Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M., *“Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato”*, Ed. IUSS Press, 2008.
- Santarella L., *“Il Cemento Armato. La tecnica e la Statica”* Milano, Hoepli, 1958.
- SAP2000, *“User Interface Manual, Computers & Structures (CSI)”*, California.
- C. Modena, M.R. Valluzzi, E. Stievanin, *“Edifici esistenti in cemento armato, in: Corso di Problemi strutturali dell’edilizia storica”*, Università degli Studi di Padova, a.a. 2012-2013.
- Fajfar P., Erri M., *“A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Design”*, Earthquake Spectra, Vol. 16, N°3, August 2000.
- Martinelli A., Mannella A., Milano L., Cifani G., Lemme A., Miozzi C., Mancini C., *“The seismic vulnerability of school buildings in Molise (Italy): The “Safe School Project”. From seismic vulnerability studies to an intervention classification”*, 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- Verderame G.M., Stella A., Cosenza E., *“Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60”*, per congresso nazionale “L’ingegneria sismica in Italia”, Potenza Matera 9-13 settembre 2001.