



UNIVERSITÀ DI PISA

Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale

Corso di laurea in

INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI CIVILI

Curriculum STRUTTURALE

tesi di laurea specialistica

Valutazione del rischio sismico di un edificio industriale

Studente: DAVID TAFFETANI

Relatori: Prof. Ing. WALTER SALVATORE

Ing. FRANCESCO MORELLI

Ing. EGIDIO DE PASQUALE (ILVA S.p.A.)

a.a. 2012/2013

Indice

1	Introduzione	1
2	Sicurezza sismica delle strutture industriali	4
2.1	Introduzione	4
2.2	Classificazione degli stabilimenti industriali	5
2.3	Lo stabilimento siderurgico ILVA di Taranto	6
2.4	Gli eventi NaTech	10
2.4.1	Analisi dei rischi	10
2.5	Normativa	12
2.6	Sistemi innovativi di protezione sismica	13
2.6.1	Sistemi di Protezione passiva	14
2.6.2	Dispositivi di isolamento sismico	15
2.6.3	Dispositivi di smorzamento dell'azione sismica	17
2.6.4	Controventi dissipativi	18
2.7	Dispositivi autocentranti	21
2.7.1	Steel self-centering device (SSCD)	22
3	Modalità di svolgimento delle analisi	24
3.1	Introduzione	24
3.1.1	Riepilogo analisi effettuate	26
4	Caso studio: torretta di vagliatura - ILVA di Taranto	27
4.1	Descrizione del fabbricato	27
4.2	Materiali	33
4.3	Funzione all'interno dello stabilimento	33
4.4	Macchinari e sottostrutture	34
5	Analisi Dinamica Lineare	38
5.1	Introduzione	38
5.2	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	38
5.3	Stati Limite associati al sisma	39
5.3.1	Stato Limite di Esercizio	39
5.3.2	Stato Limite Ultimo	41
5.4	Azioni sulla struttura	41
5.4.1	Azioni permanenti	41
5.4.2	Azioni dovute ai nastri trasportatori	42

5.4.3	Azioni variabili	44
5.4.4	Azione sismica	44
5.5	Modellazione della struttura	49
5.5.1	Fattore di struttura	49
5.5.2	Modi propri di vibrare	50
5.5.3	Combinazioni delle azioni	51
5.5.4	Effetti torsionali accidentali	52
5.5.5	Risultati dell'analisi	54
5.6	Valutazione della vulnerabilità sismica	56
6	Modellazione dei controventi compressi	57
6.1	Introduzione	57
6.2	Fase elastica	57
6.2.1	Esempio numerico	60
6.3	Fase plastica	61
6.3.1	Esempio numerico	63
6.4	I portali complessi	65
7	Analisi del comportamento sismico per livelli crescenti di azione sismica	67
7.1	Introduzione	67
7.2	Accelerogrammi	68
7.3	<i>Link</i> non lineari	69
7.3.1	<i>Link</i> MultiLinear Elastic	71
7.3.2	<i>Link</i> MultiLinear Plastic	72
7.4	Analisi Dinamica Incrementale	74
7.4.1	Risultati dell'analisi	74
7.5	Conclusioni	83
8	Analisi Dinamica Incrementale con dispositivi antisismici	84
8.1	Proposte di intervento	84
8.1.1	Controventi dissipativi autocentranti	84
8.1.2	Isolamento del silo	85
8.2	Risultati della IDA per la struttura con isolatori	86
8.3	Conclusioni	96
8.3.1	Confronto con i risultati della struttura non isolata	96
9	Conclusioni	98
A	Predimensionamento dei ponti nastro	102

Capitolo 1

Introduzione

I terremoti del Giappone nel 2011, con la fuoriuscita di acqua radioattiva dalla centrale di Fukushima, e della Turchia nel 2009, con il conseguente incendio di una raffineria, hanno messo in evidenza le carenze progettuali e di prevenzione degli stabilimenti industriali.

Se di per sé il sisma, è un fenomeno difficilmente prevedibile, lo sono ancor di più gli effetti che esso provoca sugli stabilimenti industriali. Questi ultimi sono infatti solitamente caratterizzati da strutture, apparecchiature, materiali, processi, diversi per ogni impianto e sono quindi difficilmente classificabili. Perciò la valutazione del rischio associato agli eventi NaTech (natural-tecnologici) deve essere eseguita con un approccio razionale, mettendo in relazione la probabilità di accadimento di un sisma avente una certa intensità, con la vulnerabilità degli impianti e con gli effetti, sul territorio, di un loro danneggiamento. Devono inoltre essere presi in considerazione tutti i possibili scenari di effetti domino.

Lo studio e la messa a punto di tecniche di protezione degli edifici, ricopre un ruolo centrale nella prevenzione del rischio sismico. L'interesse di molti enti di ricerca, ed aziende, è dovuto alla presenza di diversi stabilimenti industriali in territori ad alta sismicità. La loro protezione rappresenta un argomento di interesse nazionale. Proprio in questo ambito ricade il progetto di ricerca nel quale si è sviluppato questo lavoro di tesi.

Molto spesso gli edifici industriali sono progettati in funzione delle condizioni di funzionamento dei macchinari e degli impianti presenti all'interno, e si allontanano del tutto, come tipologia, dalle civili abitazioni. Inoltre, edifici di questo genere possono ricoprire un ruolo strategico nel processo produttivo e il danneggiamento di macchinari presenti al loro interno causa può determinare costi di riparazione o di mancata produzione spesso superiori al valore dell'edificio stesso. Infine la maggior parte dei codici normativi è incentrata sulla sicurezza della struttura e sulla riduzione dei danni che essa potrebbe subire senza fornire specifiche informazioni a riguardo la

prevenzione del rischio ambientale. Nel presente lavoro di tesi si vuole affrontare le difficoltà che si riscontrano nella modellazione della struttura e nell'applicazione delle norme.

La tesi è stata sviluppata durante un periodo di tirocinio, svolto all'interno dello stabilimento siderurgico ILVA di Taranto, durante il quale è stata individuata una struttura, di particolare importanza per l'azienda, che facesse da caso studio per l'approfondimento dei temi proposti. Si tratta di una torretta di vagliatura, posta nei pressi della cava di calcare. La funzione all'interno dello stabilimento è quella di vagliare il calcare in arrivo, frantumare le pezzature più grandi e indirizzare il materiale verso altri reparti. Il calcare, nel processo di produzione dell'acciaio, è utilizzato insieme ad una miscela di coke e minerali di ferro, per "caricare" l'altoforno dal quale si ottiene la ghisa. La torretta è un edificio in acciaio, intelaiato, di forma irregolare, verso il quale arrivano e partono diverse linee di nastri trasportatori che si appoggiano alla struttura. All'interno è presente un silo di stoccaggio del materiale avente una massa paragonabile a quella della struttura intera, e diversi altri macchinari.

Per valutare la vulnerabilità sismica sono state eseguite una serie di analisi, *in primis* utilizzando le azioni sismiche del sito, e poi per livelli crescenti di azione sismica. Questa seconda serie di analisi ha mostrato un quadro della risposta strutturale in funzione dell'azione sismica. L'Analisi Dinamica Incrementale è il risultato di una serie di analisi *time history* non lineari, condotte utilizzando accelerogrammi artificiali scalati per intensità.

L'individuazione degli stati limite di danno è stata svolta analizzando tutti i macchinari presenti nell'edificio, ipotizzando possibili scenari di danno che coinvolgessero le apparecchiature.

Un problema parallelo, ma non secondario, affrontato durante la tesi, è quello della modellazione del comportamento a compressione delle aste di controvento. La struttura, infatti, presenta controventi a "V" di rigidezza notevole che svolgono una funzione portante anche per i carichi di esercizio. Nelle analisi non lineari tali elementi vengono sovente modellati come non reagenti a compressione, oppure viene posto un limite pari al carico di rottura. In questo caso si è scelto di affrontare il problema per via teorica e modellare le aste a partire da problema della trave caricata di punta con un'imperfezione iniziale. La soluzione, in forma chiusa, ha permesso di ricavare il diagramma $P - \delta$ della trave. Per entrare nel campo elasto-plastico della trave compressa, le equazioni sono state modificate, ed è stato ricavato il diagramma $P - \delta$ anche in fase elasto-plastica. Questo approccio permette di tenere in considerazione le inevitabili perdite di rigidezza dell'asta per incipiente instabilità, e modellare il comportamento dei controventi a compressione in modo più razionale.

Infine sono stati proposti e studiati degli interventi di protezione passiva dell'edificio, ed è stata effettuata una seconda analisi dinamica incrementale. È stato dimostrato che l'installazione di isolatori elasto-plastici tra il silo e la struttura, migliora il comportamento globale e permette di raggiungere livelli di intensità sismica molto maggiori: la struttura è protetta da eventi sismici con tempi di ritorno più grandi.

Il presente lavoro di tesi si inquadra nel più ampio progetto di ricerca, finanziato dalla Commissione Europea, PROINDUSTRY (*Seismic PROtection of INDUSTRIal plants by enhanced steel based sYstems*) coordinato dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa in collaborazione con altre università europee e alcune aziende come SOLVAY e ILVA S.p.A.. Lo scopo della ricerca è quello di studiare e mettere a punto sistemi di protezione antisismica innovativi, per edifici industriali esistenti e di nuova progettazione.

Capitolo 2

Sicurezza sismica delle strutture industriali

2.1 Introduzione

Quando si parla di protezione sismica degli impianti industriali si possono purtroppo annoverare eventi sismici del recente passato che hanno causato ingenti danni non solo in termini di vite umane ma anche in termini ambientali produttivi e socio-economici. Il terremoto in Giappone del 2011, per esempio, danneggiò la centrale nucleare di Fukushima (figura 2.1) dalla quale fuoriuscirono centinaia di tonnellate di acqua radioattiva che si riversarono in mare. In Turchia nel 1999, invece, il sisma provocò la fuoriuscita di carburante da alcuni serbatoi della raffineria Tüpras che si incendiò provocando ingenti danni ambientali e problemi di approvvigionamento. In Italia, il terremoto di Mirandola del 2012 distrusse moltissimi capannoni mettendo in ginocchio l'economia dell'intera provincia.

È evidente allora che parlare sicurezza sismica delle strutture industriali significhi guardare non solo alla sicurezza degli occupanti, ma anche alla salvaguardia dell'ambiente e alla prevenzione di danni economici e sociali. Christopoulos in *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation* [1] prova a ridefinire l'ingegneria sismica in questi termini:

L'ingegneria sismica ha come scopo quello di ridurre il pericolo potenziale, derivante dal terremoto, nelle strutture concepite non come isolate dal contesto, ma inserite nel proprio ambiente, perseguendo livelli di rischio economicamente e socialmente accettabili.

La complessità del problema è data anche dalla estrema eterogeneità degli impianti industriali che si differenziano per tipologia di struttura, per lavorazione e materiali



Figura 2.1: Incendio nella centrale nucleare di Fukushima a seguito del terremoto

contenuti, per il tessuto urbano in cui sono inseriti.

Per questo motivo la tendenza recente è quella di trattare la valutazione del rischio sismico degli impianti industriali con le stesse modalità della valutazione del *rischio di incidente rilevante* [2], cioè attraverso l'individuazione dei pericoli e degli scenari possibili dovuti all'azione del sisma sulle strutture e sugli impianti.

2.2 Classificazione degli stabilimenti industriali

È utile cercare di inquadrare gli edifici industriali, in base ai livelli di rischio sismico associato: in questo modo si possono definire delle procedure standard per l'individuazione degli stati limite. Qui si riporta una classificazione fatta da Ciampi [5].

- **Stabilimenti meccanici**

Stabilimenti caratterizzati dalla presenza di macchinari molto pesanti. Un terremoto produce effetti circoscritti all'interno dello stabilimento e nel peggior dei casi causa il collasso di tutta la struttura. Il rilascio nell'ambiente di sostanze pericolose, di solito, è limitato a liquidi infiammabili che producono solamente incendi localizzati.

- **Stabilimenti per la produzione di energia**

Impianti di produzione dell'energia elettrica che utilizzino combustibili fossili o materiale nucleare. Anche in questo caso apparati e macchinari con masse notevoli sono largamente presenti nello stabilimento. I danni del sisma sono ancora ristretti

all'interno dello stabilimento con la possibilità di collasso di tutta la struttura. Il rischio di rilasci di sostanze pericolose nell'ambiente dipende dai combustibili utilizzati. Nel caso di centrali che utilizzano combustibili liquidi o gassosi la rottura di una linea di tubazione può provocare la fuoriuscita di sostanze infiammabili e l'inizio di un incendio di importanti dimensioni, sia nelle zone operative che in quelle di stoccaggio: le conseguenze sono importanti ma comunque circoscritte. Nel caso invece di centrali nucleari il danneggiamento del reattore può far strada al rilascio di materiale radioattivo che facilmente contaminerebbe una vasta area di territorio circostante: per questa ragione impianti di questo genere sono stati fin dal principio progettati dopo approfonditi studi di vulnerabilità sismica. L'effetto del sisma, in entrambi i casi, può provocare conseguenze indirette ma comunque gravi come interruzioni di energia elettrica e una serie di effetti domino.

- **Stabilimenti di processo**

Questa categoria include tutti gli stabilimenti che operano processi chimici o chimico-fisici di trasformazione dei materiali. Le tipologie di impianti e apparati presenti sono estremamente eterogenee e complesse inoltre sono caratterizzate da una vasta gamma di configurazioni, di condizioni operative e sostanze trattate.

Non è quindi facile determinare delle categorie poiché esse variano da caso a caso e dipendono da i parametri caratteristici del processo: pressioni, temperature, masse in gioco. Inoltre è possibile che stabilimenti diversi producano lo stesso prodotto a partire da differenti sequenze di operazioni, si hanno quindi strutture e configurazioni differenti.

Durante il sisma le condizioni operative dei macchinari e delle tubazioni, inducono stati di sollecitazione variabili che vanno a sommarsi a quelli eccezionali. Le conseguenze delle azioni indotte dal sisma su apparati e tubazioni, in un impianto di processo, sono molteplici e variano per ogni situazione specifica. Non di rado si hanno però conseguenze molto critiche come il rilascio di sostanze pericolose e l'estensione di tali danni può accrescere per via di una serie di effetti domino e riguardare aree a diversi chilometri dallo stabilimento.

2.3 Lo stabilimento siderurgico ILVA di Taranto

Il presente lavoro di tesi è stato sviluppato durante un periodo di tirocinio, svolto all'interno dello stabilimento siderurgico ILVA di Taranto. Esso è sicuramente ascrivibile alla categoria degli stabilimenti di processo considerate le lavorazioni presenti.

Lo stabilimento di Taranto è il principale impianto produttivo del gruppo ILVA. Il ciclo di produzione dell'acciaio è integrale, cioè i prodotti finiti (tubi, coils, lamiere) vengono realizzati a partire dal minerale di ferro secondo lo schema di figura 2.4.

Lo stabilimento occupa un superficie di 1500 ettari e al suo interno sono presenti 50 km di strade, 200 km di ferrovia, 190 km di nastri trasportatori. Sono presenti inoltre 2 centrali termoelettriche, 5 altoforni (ad oggi solo 3 in funzione), 2 acciaierie, 2 treni nastro per la produzione dei coils, 2 laminatoi per le grosse lamiere, 2 impianti di zincatura, 2 tubifici. Nel 2012 la produzione annua era di 8,2 milioni di tonnellate di acciaio.

Da questi dati si può comprendere la complessità del ciclo produttivo. Ogni fase del processo è inoltre divisibile in sotto-fasi ciascuna con peculiarità specifiche che dipendono dalle materie utilizzate, dalle temperature, dalle pressioni, dagli eventuali prodotti di scarto.



Figura 2.2: Il convertitore a ossigeno

Per cercare di fare un esempio, si consideri la fase di conversione della ghisa in acciaio. Dall'altoforno arriva la ghisa, ancora allo stato liquido, in acciaieria per mezzo dei carri siluro, viene caricata nel convertitore insieme ai rottami e poi viene insufflato ossigeno (v. figura 2.2) per decarburare la ghisa e ottenere acciaio dolce. La reazione è esotermica e le temperature all'interno del convertitore raggiungono i 1700 °C. Successivamente l'acciaio viene spillato in una siviera che viene sollevata e trasportata alla colata continua (v. figura 2.3) dalla quale il materiale esce solidificato sotto forma di bramme.

I rischi legati a questo particolare sotto-processo sono molteplici e non si vuole in questa sede essere esaustivi. Tuttavia si possono indicare quelli più importanti che sono l'incendio e all'esplosione. Nella fase di caricamento del convertitore, uno dei rischi più importanti è quello di contaminazione del bagno di fusione con acqua; a quelle



Figura 2.3: Siviere caricate sul braccio mobile della colata continua

temperature l'espansione immediata del vapore acqueo può provocare forti deflagrazioni che diventano distruttive se si raggiunge il punto di scissione dell'acqua.

Inoltre, le masse in gioco raggiungono le centinaia di tonnellate, per cui un'azione sismica di una certa importanza può provocare rotture locali e crolli o addirittura la fuoriuscita di materiale fuso.

Per individuare degli stati limite ultimi, allora, bisognerà fare riferimento al rischio per il personale durante le diverse fasi del processo, ma anche al rischio di incidente rilevante; per quanto riguarda gli stati limite di operatività e di danno, si dovrà mettere in relazione la perdita di produttività con differenti scenari di danno o dei macchinari, o delle strutture, o entrambi.

In conclusione le procedure utilizzate per l'analisi dei rischi possono essere trasposte per l'individuazione degli stati limite. Si studiano gli scenari di danno e si assegna un valore in base alla gravità del danno atteso, il quale andrà correlato alla probabilità di accadimento misurata in base alla P_{V_R} del sisma che provoca quel danno.

2.3. LO STABILIMENTO SIDERURGICO ILVA DI TARANTO

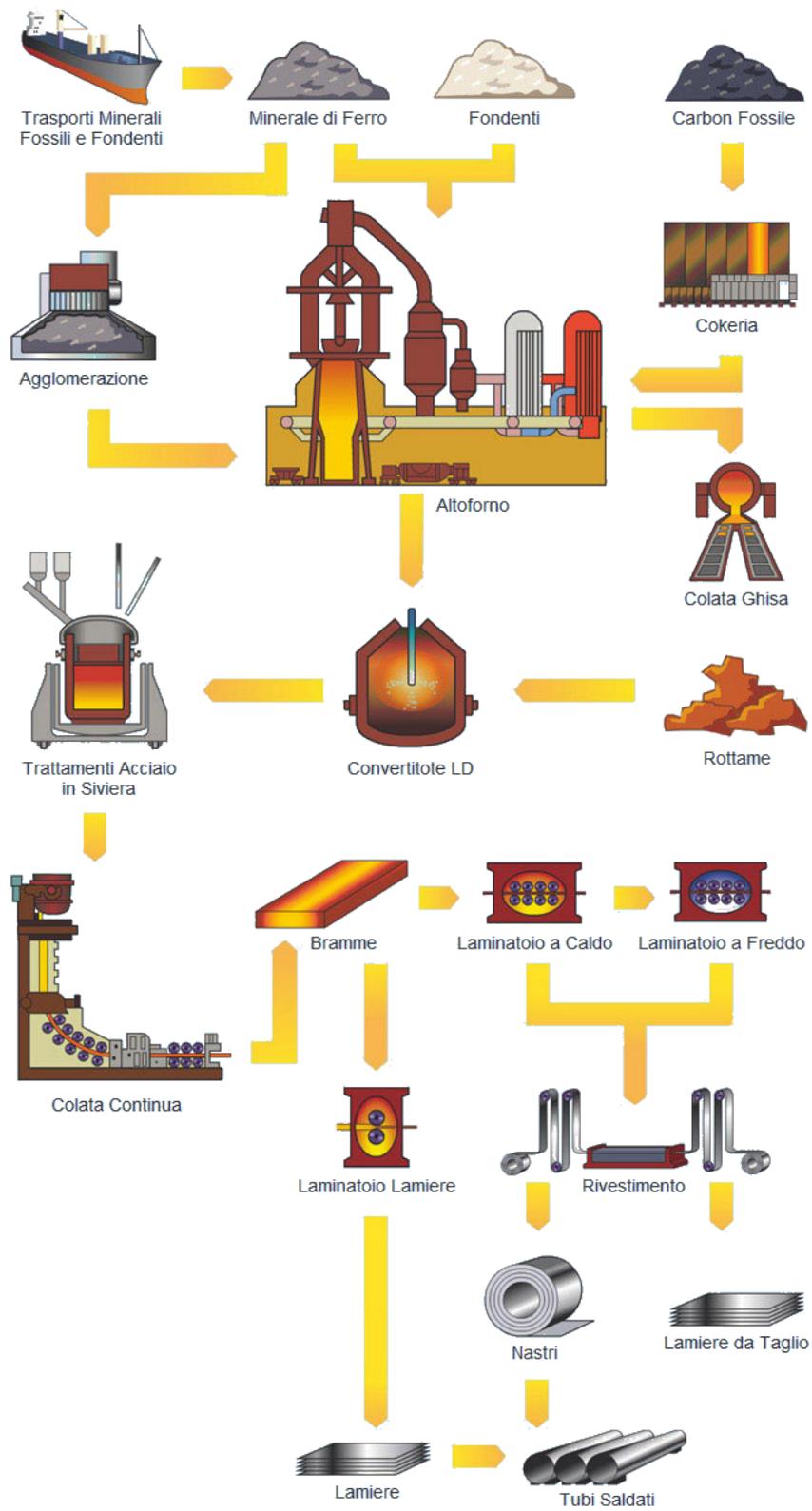


Figura 2.4: Processo produttivo dello stabilimento ILVA di Taranto

2.4 Gli eventi NaTech

Le catastrofi naturali possono comportare un rischio che non è determinato solo dalle conseguenze dirette su persone o strutture, ma anche come serie di effetti a catena che potrebbero generarsi in un impianto industriale (rilasci di sostanze pericolose, l'interruzione di energia elettrica).

Si definiscono NaTech [3] (*Natural - Technological event*) gli eventi naturali catastrofici che comportano un rischio tecnologico.

L'impatto di un sisma su un impianto industriale può comportare il rilascio di ingenti quantità di prodotti pericolosi e il conseguente rischio di incendi, esplosioni, dispersioni tossiche o inquinamento delle falde acquifere. Se si considera, inoltre, il possibile e contemporaneo fuori servizio di impianti di mitigazioni, è chiaro che la gravità, cioè la magnitudo, di tali rischi aumenta considerevolmente. Non è da tralasciare, infine, il danno economico derivante dal blocco della produzione di un impianto.

Il terremoto del 1999 in Turchia di magnitudo 7,4 sulla scala Richter, provocò un incendio alla raffineria Tüpras, che durò per 5 giorni e fu spento anche grazie ad un intervento internazionale. In quel caso si verificò il crollo della ciminiera (115 m) del forno Topping le cui macerie resero impossibile l'intercettazione le valvole di l'alimentazione del forno; in quella zona divampò il primo grande incendio. Il secondo incendio si innescò, nella zona di stoccaggio, a partire da quattro serbatoi della nafta, a causa delle scintille provocate dallo sfregamento del tetto scorrevole dei serbatoi con le guarnizioni metalliche della parte interna dei serbatoi; l'incendio si propagò in breve ad altri serbatoi (v. 2.5).

L'intensità del sisma fu tale da interrompere la fornitura elettrica, ciò rese difficoltoso l'utilizzo delle pompe antincendio installate nell'impianto che dovevano funzionare con generatori diesel, assolutamente insufficienti allo scopo. Inoltre i serbatoi d'acqua, che non avevano il tetto, persero parte del contenuto a causa dello sloshing del liquido.

2.4.1 Analisi dei rischi

Il rischio è solitamente espresso come

$$R = p \cdot M$$

cioè il prodotto della probabilità di accadimento per la magitudo del danno atteso.

Per gli eventi NaTech, invece, ci esso è esprimibile come:

$$R_{NT} = f(p, F, E) \tag{2.1}$$



Figura 2.5: Serbatoi dopo l'incendio nella raffineria

cioè come una funzione

- della probabilità p associata all'evento naturale di determinata intensità
- della vulnerabilità V , delle tubazioni e delle apparecchiature critiche
- dell'esposizione E , ossia l'estensione dei danni (numero di persone, beni e infrastrutture, servizi coinvolti).

Le metodologie di calcolo del rischio NaTech, per il sisma, comportano allora i seguenti passaggi:

1. stabilire la probabilità che un determinato valore di picco dell'accelerazione (PGA) superi un valore assegnato, nell'arco di un periodo di tempo determinato (generalmente legato alla vita della costruzione o dell'impianto).
2. In funzione della PGA , si stimano i danni provocati su ogni apparecchiatura critica. (Descrizione delle curve di fragilità [2]).
3. Per ogni apparecchiatura critica, fissata la PGA , si stimano le conseguenze del danno.
4. Si identificano tutte le combinazioni credibili di eventi, e le relative probabilità di accadimento (effetti domino).

5. Si stimano i danni delle combinazioni di eventi e si valuta la vulnerabilità dell'impianto.
6. A questo punto, riprendendo la (2.1), si può stimare il rischio R_{NT} associato al sisma di una certa intensità (PGA), che provoca un effetto di magitudo E per un dato impianto che ha vulnerabilità V .

Analisi di questo tipo hanno bisogno di molte informazioni che non sono sempre immediatamente reperibili dai tecnici progettisti, come ad esempio le definizioni delle curve di fragilità legate al sisma, per le diverse apparecchiature.

Alcuni autori, come Cruz e Okada [4], hanno proposto metodi semplificati, di approccio al problema della valutazione del rischio NaTech e si rimanda a essi per approfondimenti ulteriori.

2.5 Normativa

I vigenti codici normativi (Norme Tecniche per le Costruzioni [19], Eurocodice 8 [21]), contengono, nella teoria, le metodologie di analisi sopra esposte, ma la loro applicazione non sempre è caratterizzata per gli impianti industriali.

Ad esempio, la procedura di individuazione degli stati limite dovuti all'azione sismica, proposta nella normativa italiana, è discutibile quando la si applica ad un edificio industriale. Lo stato limite di danno (SLD) per una tubazione, potrebbe essere più gravoso, in termini di rischio, rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) associato alla rottura di una membratura. Potrebbe essere opportuno, in quel caso, determinare lo SLD con una azione sismica avente un tempo di ritorno molto maggiore.

Per maggior chiarezza si riporta la definizione di SLU indicata nella normativa italiana [19] al paragrafo 2.1:

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

Gli SLU associati al sisma invece sono descritti come:

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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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.

Quindi, dato che gli SLU associati al sisma sono calcolati per tempi di ritorno maggiori, si ipotizza che i danneggiamenti degli impianti siano, in termini di rischio, meno gravosi rispetto al danneggiamento della struttura.

Come già esposto in [2], la difficoltà di valutare il rischio sismico negli stabilimenti industriali è anche dovuta al fatto che, la maggior parte dei codici normativi è incentrata sulla sicurezza della struttura e sulla riduzione dei danni che essa potrebbe subire; ricopre invece minor importanza la prevenzione del rischio di fuoriuscite e degli effetti a catena che potrebbero conseguire.

Inoltre, per quei processi non pericolosi per l'ambiente, potrebbe essere importante per l'azienda, salvaguardare i macchinari e i prodotti.

2.6 Sistemi innovativi di protezione sismica

Per quanto esposto in precedenza, è chiaro che la protezione sismica, ricopre un ruolo fondamentale, non solo per la salvaguardia della vita degli occupanti, ma anche per la difesa dell'integrità delle apparecchiature contenute.

L'ingegneria sismica è stata per molti anni guidata dal presupposto di progettare strutture che resistessero alle azioni sismiche, senza crollare, facendo unicamente affidamento sulla duttilità delle membrature. Tale modo di procedere accetta che la struttura, gli impianti e le finiture, si danneggino, tanto che potrebbe essere più economica la ricostruzione che la riparazione di essi.

Le tecniche di protezione sismica sono volte, non tanto ad aumentare la resistenza delle strutture, ma a ridurre l'azione trasmessa ad esse.

I benefici economici di un edificio progettato con tali criteri non sono immediati, perché l'investimento iniziale è maggiore, ma nel lungo periodo la struttura si mantiene integra. Inoltre le tecniche di protezione sismica sono state utilizzate in tutti quei casi

in cui la non installazione avrebbe impedito, di fatto, la realizzazione, come per alcuni ponti, o per le costruzioni in zone ad alto rischio sismico.

Gli approcci sono sostanzialmente due: l'isolamento sismico e la dissipazione di energia. Il primo punta ad ridurre l'energia cinetica in arrivo, disaccoppiando i movimenti del terreno da quelli dell'edificio; il secondo invece punta a concentrare l'energia su dispositivi che hanno il solo scopo di assorbirla e salvaguardare così il fabbricato.

Tali dispositivi possono essere suddivisi in tre grandi categorie:

- Sistemi attivi
- Sistemi semi-attivi
- Sistemi passivi

I sistemi attivi, sono formati da un complesso di sensori che controllano lo stato dinamico della struttura, un calcolatore che processa i dati, e degli attuatori che applicano delle forze in punti opportuni. Si riesce così a coprire una banda di frequenza sismica molto ampia e possono essere ottimizzati anche per le pulsazioni dovute al vento. D'altro canto, il sistema è molto complesso da progettare e costoso da realizzare; inoltre funziona solamente in presenza di energia elettrica.

I sistemi semi-attivi, invece, l'apporto di energia è ridotto e il controllo dello stato della struttura non è fatto a livello globale ma solamente a livello dei dispositivi che sono in grado di variare alcuni parametri meccanici in funzione della velocità o degli spostamenti.

I sistemi passivi, invece hanno un comportamento che dipende solamente dalle caratteristiche fisico-meccaniche del dispositivo. Funzionano senza apporto di energia ma offrono una risposta non adattiva.

2.6.1 Sistemi di Protezione passiva

Tra i sistemi di protezione, quelli passivi sono i più utilizzati perché la loro progettazione è più semplice e il costo contenuto; inoltre hanno una affidabilità molto maggiore dato che non utilizzano sorgenti esterne di energia e, generalmente, sfruttano meccanismi e materiali stabili nel tempo.

In figura 2.6 è riportata un'efficace rappresentazione dei sistemi passivi proposta in [6]

L'isolamento solitamente è fatto alla base dell'edificio e ha come scopo quello di disaccoppiare la fondazione dal resto dell'edificio. Vengono installati, alla base delle colonne, dei dispositivi che "tagliano" l'azione sismica e modificano il periodo proprio della struttura allontanandolo dalle frequenze di risonanza (v. figura 2.7). Gli isolatori

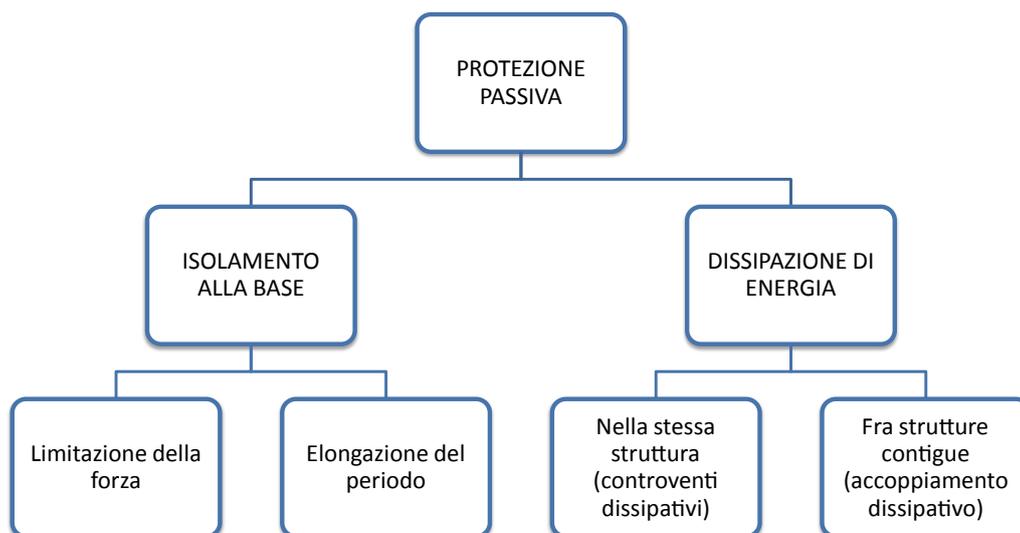


Figura 2.6: Tecniche di protezione passiva

vanno progettati in modo che gli spostamenti dell'edificio siano compatibili con i valori di fine corsa dei dispositivi stessi.

La dissipazione, invece, consiste nel convogliare l'energia di scuotimento del sisma verso appositi dispositivi che funzionano da “fusibile”; in questo modo gli elementi strutturali portanti sono preservati dal danneggiamento. L'effetto sullo spettro di risposta è quello di ridurre i valori di accelerazione (v. figura 2.7).

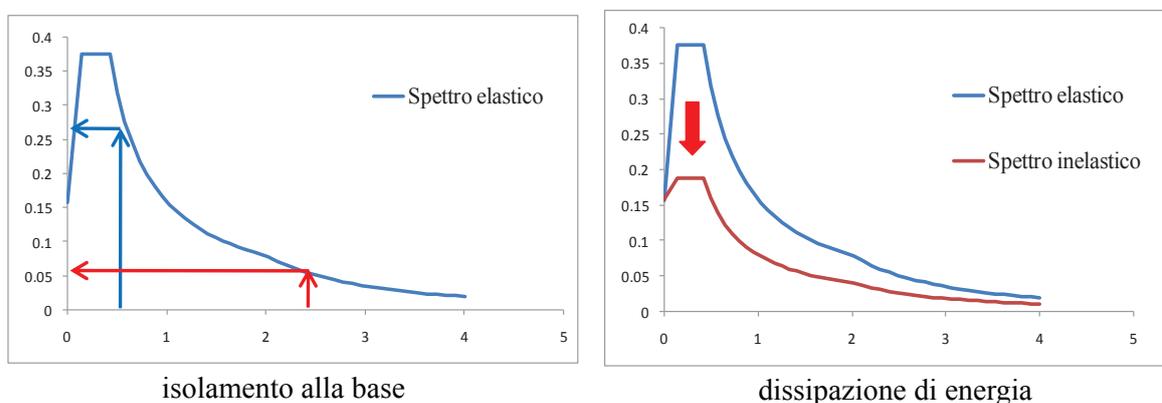


Figura 2.7: Effetto sugli spettri di risposta elastici

Le due tecniche sopra esposte possono anche essere accoppiate installando dispositivi di natura diversa in modo da realizzare un sistema che sfrutti entrambe le potenzialità.

2.6.2 Dispositivi di isolamento sismico

I dispositivi di isolamento più comuni sono:

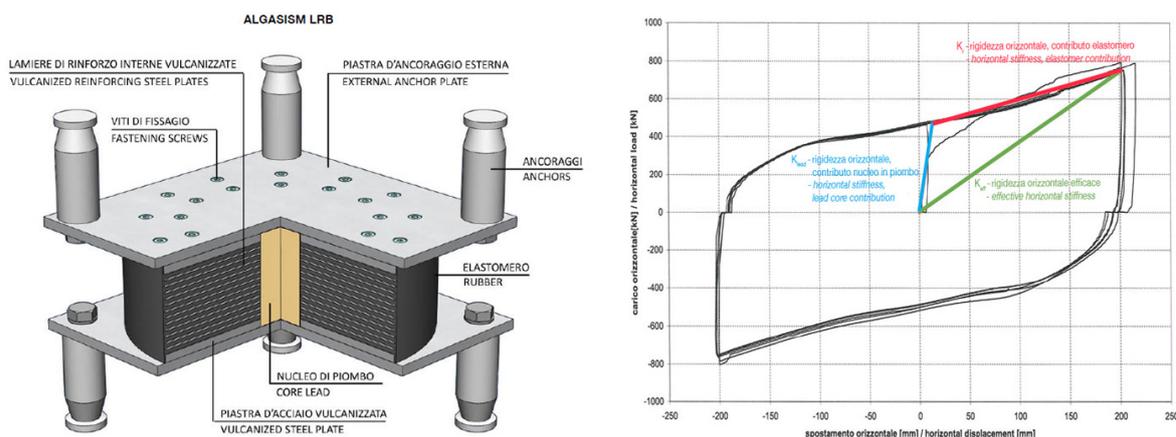


Figura 2.8: Schema e diagramma forza-spostamento del *LRB* della ditta ALGA S.p.A.

- Isolatori in gomma
 - Isolatori in gomma (*Rubber Bearing – RB*);
 - Isolatori in gomma ad alta dissipazione (*High-Damping Rubber Bearing – HDRB*);
 - Isolatori in gomma con nucleo in piombo (*Lead Plug Rubber Bearing – LRB* v. figura 2.8);
- Isolatori a scorrimento
 - Isolatori a scorrimento a superficie piana
 - Isolatori ad attrito con superficie sferica (*Friction Pendulum System – FPS* v. figura 2.9)

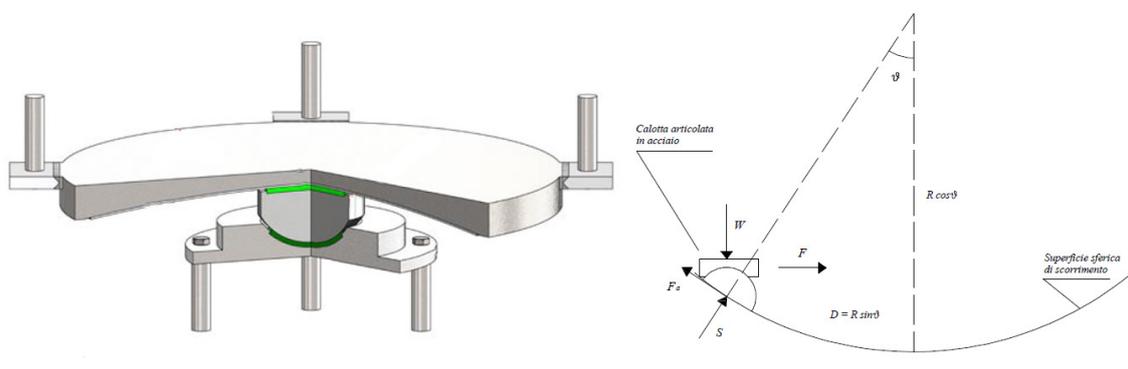


Figura 2.9: Schema e modello di funzionamento del *FPS* della ditta ALGA S.p.A.

Gli isolatori sono per lo più utilizzati nelle nuove costruzioni anche se recentemente sono state adottate tecniche che permettono di installarli su edifici esistenti, mediante

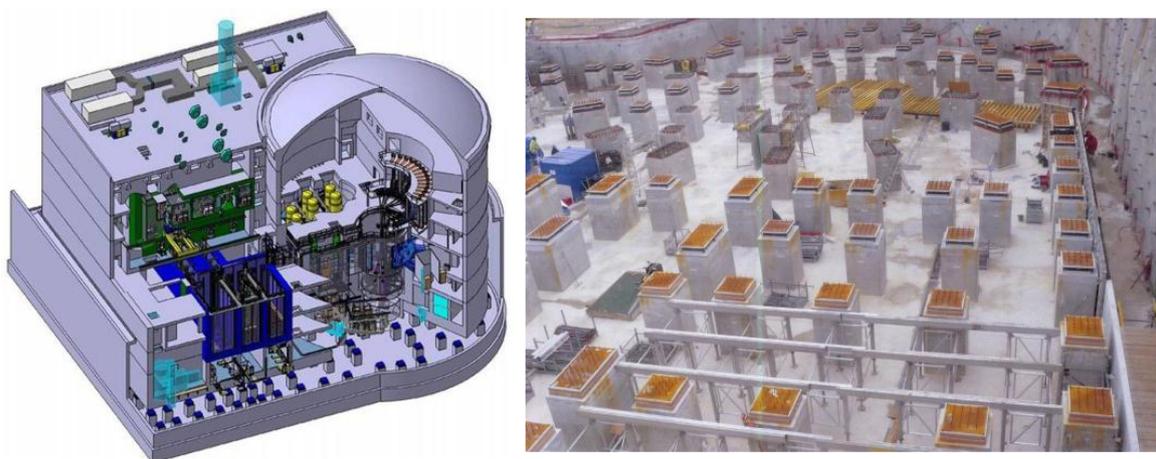


Figura 2.10: Isolatori alla base del reattore Jules Horowitz

taglio delle colonne, oppure, per gli edifici in muratura, creando una sottofondazione rigida sulla quale disporre gli isolatori. Offrono ottimi risultati quando il periodo della struttura è basso, e si è in presenza di un terreno rigido; in strutture leggere e flessibili non aumentano significativamente la sicurezza.

Per fare alcuni esempi in ambito industriale, possiamo citare l'installazione di isolatori alla base del reattore della centrale nucleare Jules Horowitz a Cadarache in Francia (v. figura 2.10). La stessa tecnica è stata usata per proteggere i serbatoi di stoccaggio di gas naturali liquefatti (*LNG*) presenti in diversi impianti di raffinazione.

2.6.3 Dispositivi di smorzamento dell'azione sismica

I dissipatori sismici si suddividono in base al principio di funzionamento:

- viscosità
- isteresi
- attrito

Nella prima categoria possiamo annoverare i dispositivi fluido-viscosi che, generalmente, sfruttano la reazione a compressione e alla laminazione di un fluido siliconico; il liquido presente in un pistone, nel passaggio attraverso la valvola di laminazione, dissipa energia sotto forma di calore (v. figura 2.11). Sono dispositivi che lavorano in funzione della velocità degli spostamenti.

Per isteresi, invece, lavorano tutti i dissipatori che sfruttano l'alternativa plasticizzazione dell'acciaio (v. figura 2.12), o di un altro materiale, che di solito ha una forma particolare così da concentrare le tensioni in determinate zone. Sono dispositivi che lavorano in funzione degli spostamenti.

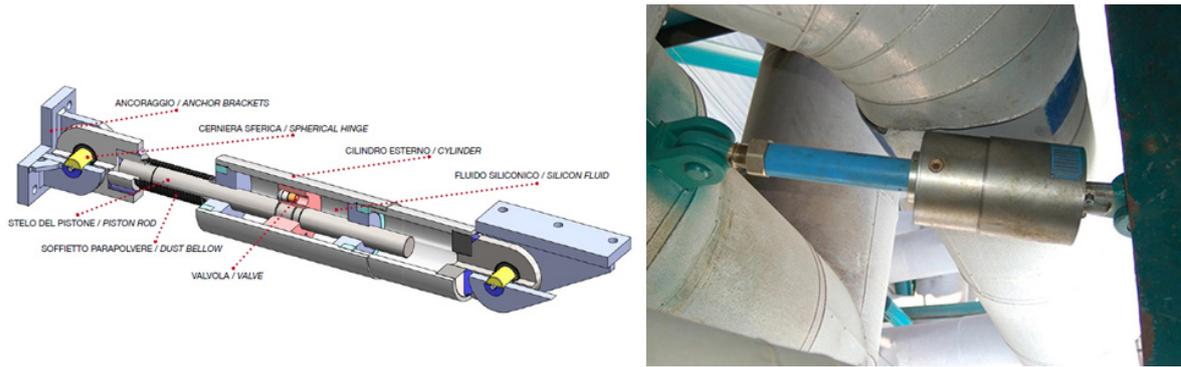


Figura 2.11: Dissipatore fluido-viscoso

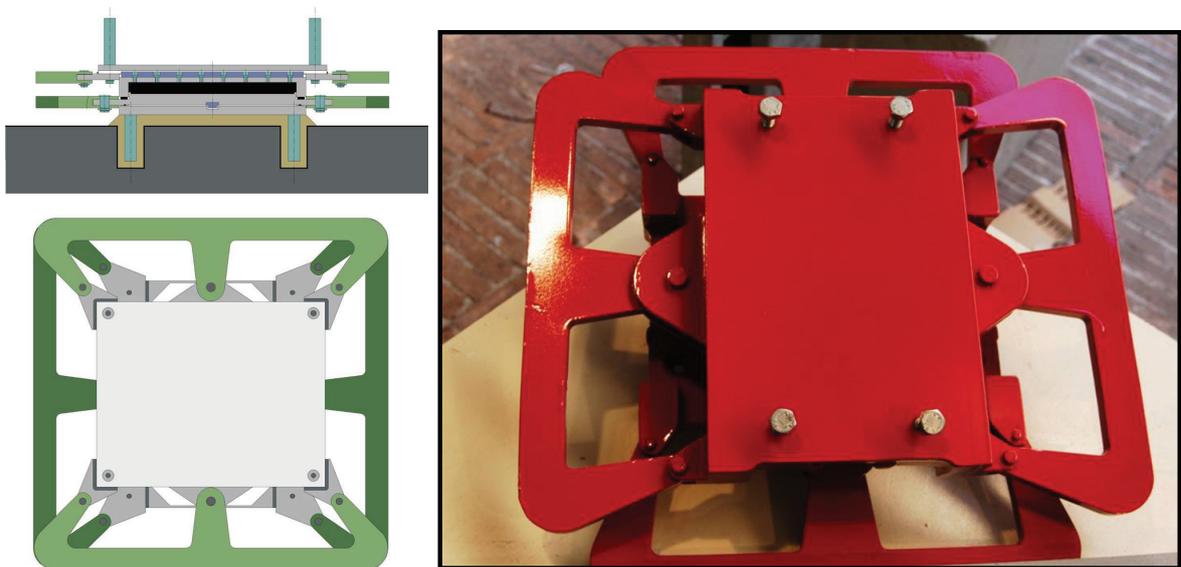


Figura 2.12: Dissipatori elastoplastici montati su un isolatore a scorrimento

Altri dispositivi, sfruttano invece l'attrito tra due superfici per dissipare energia sotto forma di calore. In questa categoria si possono anche considerare quelli che sfruttano l'attrito elettromagnetico.

Generalmente i dissipatori si trovano direttamente accoppiati agli isolatori, ma recentemente hanno trovato una ottima applicazione nei controventi dissipativi.

2.6.4 Controventi dissipativi

Quella dei controventi dissipativi, è una tecnica che offre particolari vantaggi nelle strutture intelaiate. A differenza dell'isolamento alla base, aumenta la rigidità dell'edificio ma veicola la forza dovuta al sisma, su smorzatori installati in punti opportuni. Il fabbricato ne beneficia vedendo ridotte le deformazioni negli elementi strutturali che

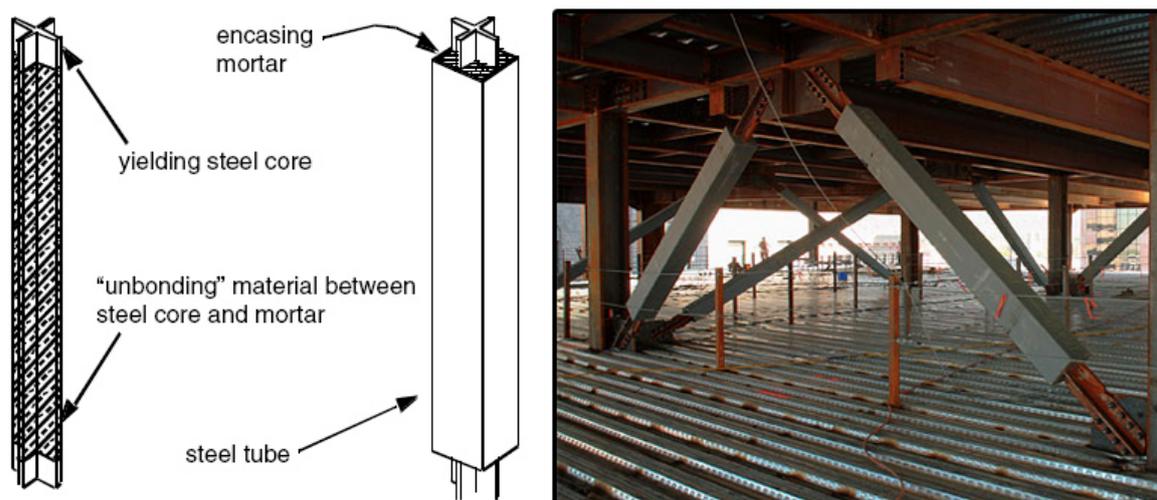


Figura 2.13: Controventi a instabilità impedita

risultano salvaguardati; inoltre il sistema strutturale nel complesso aumenta in rigidezza, resistenza e capacità di smorzamento.

Hanno avuto una vasta applicazione nell'adeguamento sismico di strutture esistenti, anche in calcestruzzo armato, poiché la loro installazione non comporta l'utilizzo di tecnologie particolari come succede invece per gli isolatori sismici.

Uno dei primi esempi di installazione su edificio esistente, in Italia, è la scuola Gentile Fermi a Fabriano, con dissipatori viscoelastici elastomerici (v. figura 2.14). Nelle strutture industriali, i controventi dissipativi, sono stati utilizzati, per esempio, nell'adeguamento sismico di serbatoi di stoccaggio del gas (v. figura 2.15); le masse notevoli, in questo caso, non erano compensate con adeguate riserve di duttilità.

Una tecnologia molto simile è quella smorzatori metallici a instabilità impedita (*Buckling Restrained Brace* o BRB). Sono aste di controvento rivestite con un tubo di acciaio scollegato da esse, che quindi non entra in compressione, ma serve solamente a contenere lo sbandamento laterale del controvento (v. figura 2.13). Se viene applicata una forza ciclica, l'asta così formata ha una buona capacità di plasticizzazione anche in compressione e quindi dissipa energia.

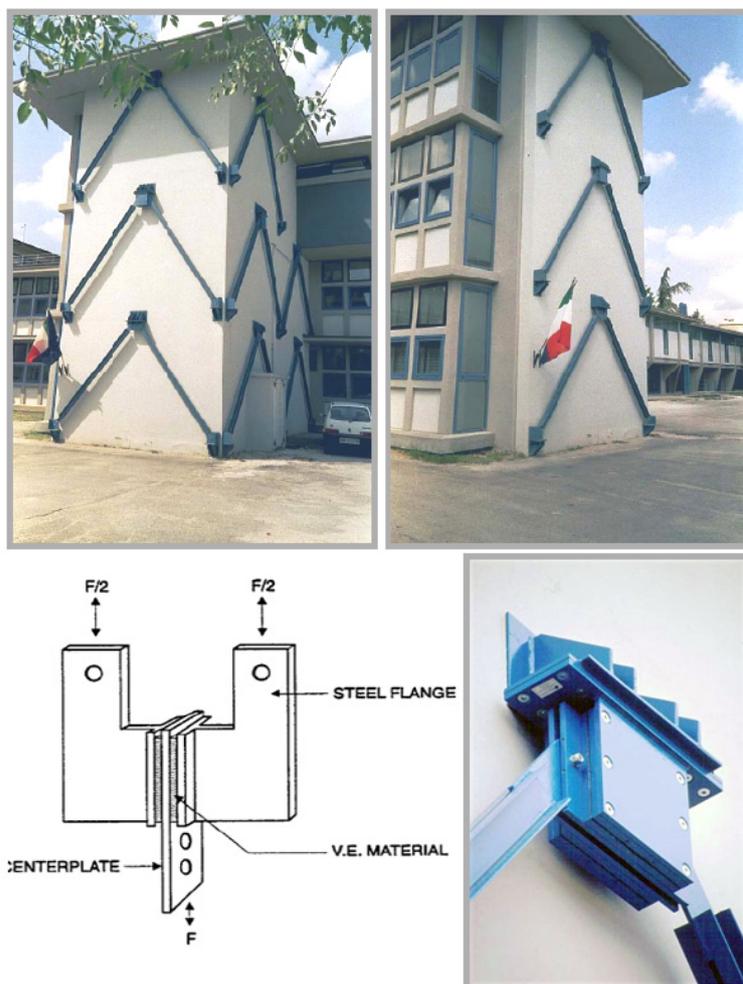


Figura 2.14: Controventi dissipativi della scuola G. Fermi a Fabriano

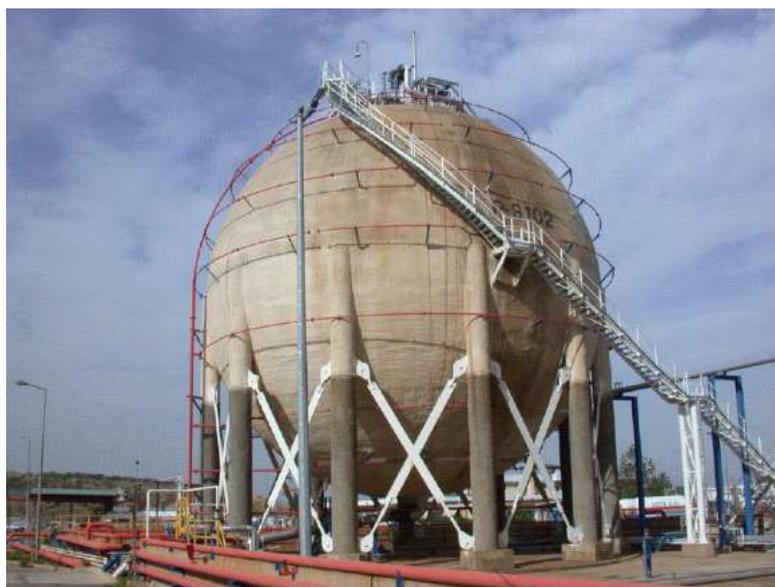


Figura 2.15: Controventi dissipativi applicati ad un serbatoio di gas liquido

2.7 Dispositivi autocentranti

I dispositivi protezione sismica passivi, non essendo dotati di attuatori o sensori per il monitoraggio dello stato della struttura, hanno il grosso svantaggio che, a seconda di come sono costruiti, tendono a presentare delle deformazioni residue una volta che il sisma ha esaurito la sua azione. Se, come detto in precedenza, l'obbiettivo è quello di salvaguardare l'integrità della struttura, non si può prescindere da tale fattore. Eccessivi spostamenti interpiano, possono mettere a rischio la capacità portante dei pilastri facendo insorgere in essi effetti del secondo ordine ($P - \Delta$) non previsti in fase di progetto. Tale condizione comporta notevoli costi di riparazione e la perdita di funzionalità della struttura. L'edificio, infine, si presenta molto più vulnerabile nei confronti delle scosse successive.

La progettazione di edifici con dispositivi antisismici, perciò deve tenere in considerazione la capacità dissipativa del sistema, che deve essere notevole, e la capacità di ricentraggio dei dispositivi, che influisce parimenti sulla sicurezza finale.

Solo recentemente sono stati sviluppati dei dispositivi passivi autocentranti che hanno al loro interno dei meccanismi di ricentraggio in posizione di riposo. Dispositivi di questo genere sono stati denominati *flag shaped* per il caratteristico diagramma a bandiera riportato in figura 2.16 che, per sollecitazioni nulle dà deformazioni nulle. L'energia dissipata è pari all'area racchiusa dal grafico, ed è inevitabilmente minore, al più la metà, rispetto ad un dissipatore isteretico tradizionale.

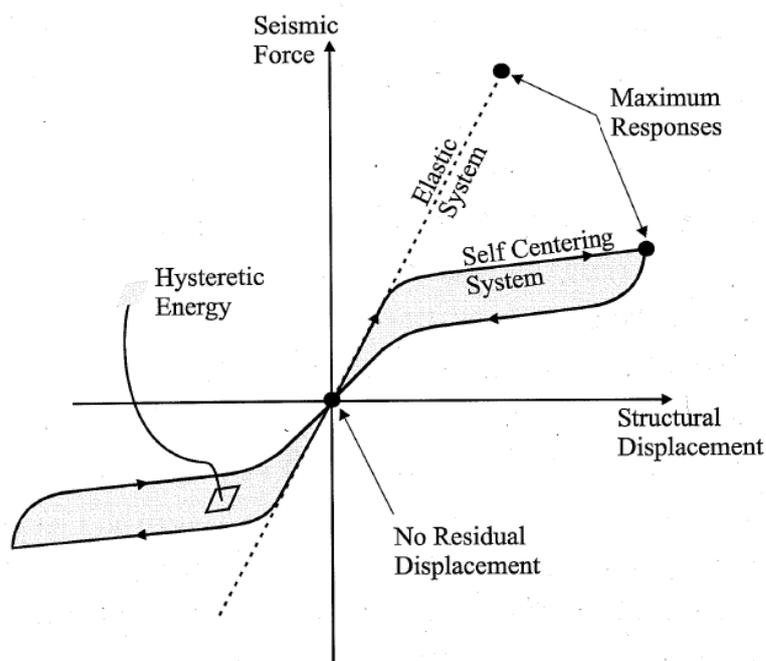


Figura 2.16: Diagramma *flag shaped* di un dispositivo autocentrante [1]

2.7.1 Steel self-centering device (SSCD)

Il Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa insieme con l'ILVA S.p.A, ha sviluppato, sullo schema proposto da da Christopoulos in [7](v. figura 2.17), un dispositivo autocentrante innovativo [8] (v. figura 2.18).

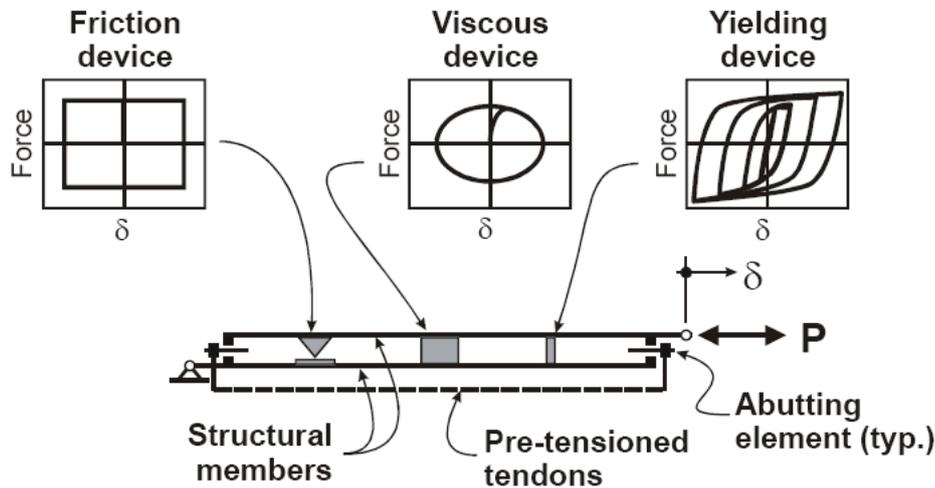


Figura 2.17: Schema di funzionamento dello SCED da [7]

Si tratta di un elemento ad un grado di libertà, da installare come un controvento; al suo interno ospita un telaio mobile collegato a cavi post-tesi calibrati per avere il ricentraggio ad ogni ciclo di carico; collegati al telaio mobile, ci sono degli elementi di acciaio dolce che, per determinati livelli di carico, plasticizzano e dissipano energia. La figura 2.19 descrive chiaramente lo stato di sollecitazione delle varie parti per ogni fase del ciclo di carico. In compressione, la piastra di supporto degli elementi dissipativi di B entra in contatto con il carter, e gli elementi dissipativi incassano l'azione esterna fino alla plasticizzazione; gli elementi dissipativi del lato A sono scarichi perchè la piastra non è in contatto. In trazione la situazione è opposta e gli elementi plasticizzati sono in A. Il ricentraggio è dato dai cavi post-tesi, costruiti con acciaio ad alto snervamento.



Figura 2.18: SSCD sviluppato dall'Università di Pisa

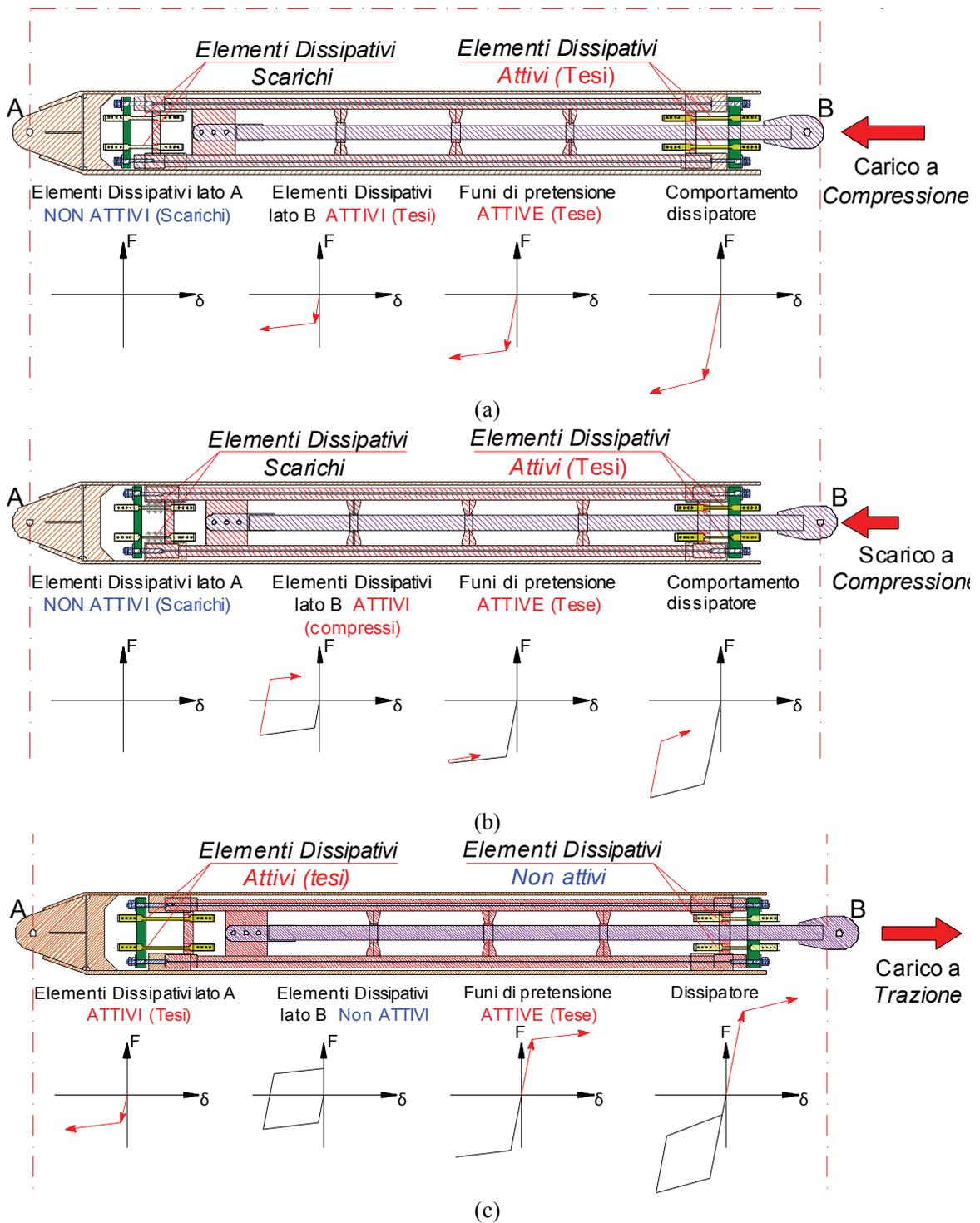


Figura 2.19: Comportamento dispositivo dissipativo in compressione (a), durante la fase di scarico (b) ed in trazione (c) (da [9])

Capitolo 3

Modalità di svolgimento delle analisi

3.1 Introduzione

Per quanto espresso fino ad ora, la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio industriale, è un processo multidisciplinare che richiede numerose informazioni e diverse fasi di analisi. Per meglio comprendere le problematiche che tale tipo di edifici manifesta, si intende affrontare un caso studio che faccia da esempio applicativo ai concetti espressi precedentemente.

Si ricorda che lavoro di tesi rientra in un più ampio progetto di ricerca, portato avanti dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa, dal nome PROINDUSTRY (*Seismic PROtection of INDUSTRial plants by enhanced steel based sYstems*) del quale fa parte anche ILVA S.p.A..

Attraverso tale collaborazione è stato individuato un edificio adatto allo scopo. Si tratta di una torretta di vagliatura situata all'interno dello stabilimento ILVA di Taranto. È un edificio in acciaio intelaiato, di forma irregolare, e presenta le seguenti caratteristiche:

- al suo interno ospita un silo di accumulo del calcare, ad un'altezza di circa 10 m dal suolo, il cui peso è paragonabile a quello della struttura intera
- da essa arrivano e partono diverse linee di nastri trasportatori che sono vincolati all'edificio
- presenta una pianta irregolare e degli orizzontamenti flessibili e discontinui
- i carichi si possono considerare concentrati a livello dei macchinari ospitati
- è isolata
- non sono presenti lavorazioni o materiali pericolosi per l'ambiente

- non sono presenti maestranze a lavoro

Una prima analisi verrà fatta seguendo le prescrizioni della normativa italiana e utilizzando i valori di sisma propri del sito in cui sorge la torretta. Si tratta di una analisi a spettro di risposta, condotta utilizzando gli spettri e i criteri di verifica ricavabili dalle norme.

Lo scopo del progetto di ricerca PROINDUSTRY è quello di sviluppare mettere a punto sistemi di protezione sismica, per gli stabilimenti industriali di nuova progettazione e per quelli già esistenti, attraverso tecniche innovative come l'isolamento sismico e la dissipazione di energia. Si è ritenuto perciò interessante indagare quale fosse il comportamento di un edificio di questo tipo per livelli crescenti di sisma, e valutare la massima azione che esso poteva incassare. Infine sono stati ipotizzati degli interventi con alcune tecniche innovative, che mitigassero gli effetti del terremoto e, contestualmente, sono stati valutati il livelli di sismicità massimi per la struttura modificata.

Tale tipo di analisi è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Dinamica Incrementale (IDA), cioè attraverso una serie di analisi non lineari fatte con livelli crescenti di intensità sismica. Il parametro di controllo dell'azione sismica scelto è la *PGA*.

L'analisi dinamica non lineare produce risultati più raffinati, a patto di modellare coerentemente le non linearità degli elementi. In questo lavoro si è scelto di utilizzare l'algoritmo *Fast Non-Linear Analysis* (FNA) di SAP2000[®] perché permette tempi di calcolo ridotti. La *FNA* accetta non linearità nel modello concentrate solo in specifici elementi *link*. Tale limitazione permette però di controllare i parametri di rigidità e plasticità con maggior efficacia.

Per ottenere un modello che fosse più aderente alla realtà, è stato utilizzato un metodo innovativo per la descrizione del comportamento a compressione delle aste. La struttura presenta infatti diversi controventi che solitamente, nelle analisi non lineari, vengono modellati come aste non reagenti a compressione. Tale semplificazione non è ammissibile in questo caso poiché alcuni controventi svolgono la funzione di puntoni e sono notevolmente sollecitati sotto il carico di esercizio. Non considerare il loro contributo a compressione avrebbe condotto a risultati poco plausibili. Altresì considerare un limite di compressione non avrebbe tenuto in conto delle inevitabili perdite di rigidità per incipiente instabilità.

Il problema è stato affrontato in maniera analitica a partire dal problema dell'asta caricata di punta, avente un'imperfezione iniziale. Con la curva carico-spostamento ricavata dalle equazioni, sono stati modellati dei *link* MultiLinear Elastic (MLE) e inseriti nel modello a sostituzione dei controventi. Per affinare ancora più i risultati ci si è spinti ad di là del limite elastico dell'asta. Dopo aver esplicitato le equazioni fino alla prima plasticizzazione (P_I), quella del lato compresso, il modello è stato modificato,

seguendo la teoria di travi presso-inflesse plasticizzate, fino alla plasticizzazione del lato teso della sezione (P_{II}). I risultati hanno permesso di modellare dei *link* MultiLinear Plastic.

3.1.1 Riepilogo analisi effettuate

La tabella 3.1 riassume le analisi che verranno affrontate in questa tesi.

1. ANALISI DINAMICA LINEARE		
ANALISI	Spettro di risposta	PGA calcolata in base allo spettro elastico di Taranto
MODELLO	Elastico lineare	
INPUT SISMICO	Spettro di risposta elastico del sito	
2. ANALISI DINAMICA INCREMENTALE		
ANALISI	Dinamica non lineare (FNA)	PGA crescente da un minimo di $0.01\cdot g$ a un massimo di $0.13\cdot g$
MODELLO	Adattivo con elementi non lineari, i controventi sono sostituiti con: <i>link</i> MLE per $P < P_I$; <i>link</i> MLP per $P > P_I$	
INPUT SISMICO	Accelerogrammi artificiali spettrocompatibili, normalizzati in funzione di PGA	
3. ANALISI DINAMICA INCREMENTALE CON ISOLATORI		
ANALISI	Dinamica non lineare (FNA)	PGA crescente da un minimo di $0.08\cdot g$ a un massimo di $0.24\cdot g$
MODELLO	Adattivo con elementi non lineari, i controventi sono sostituiti con: <i>link</i> MLE per $P < P_I$; <i>link</i> MLP per $P > P_I$; l'isolatore ha una risposta elasto-plastica	
INPUT SISMICO	Accelerogrammi artificiali spettrocompatibili, normalizzati in funzione di PGA	

Tabella 3.1: Riepilogo analisi effettuate

Capitolo 4

Caso studio: torretta di vagliatura - ILVA di Taranto



Figura 4.1: Esterno della torretta di vagliatura

4.1 Descrizione del fabbricato

L'oggetto di questo lavoro di tesi, è un edificio industriale in acciaio, situato all'interno dello stabilimento delle acciaierie ILVA di Taranto. Si tratta di una torretta di vagliatura (v. figura 4.1) del calcare posizionata nella zona della cava e costruita nell'anno 2003.

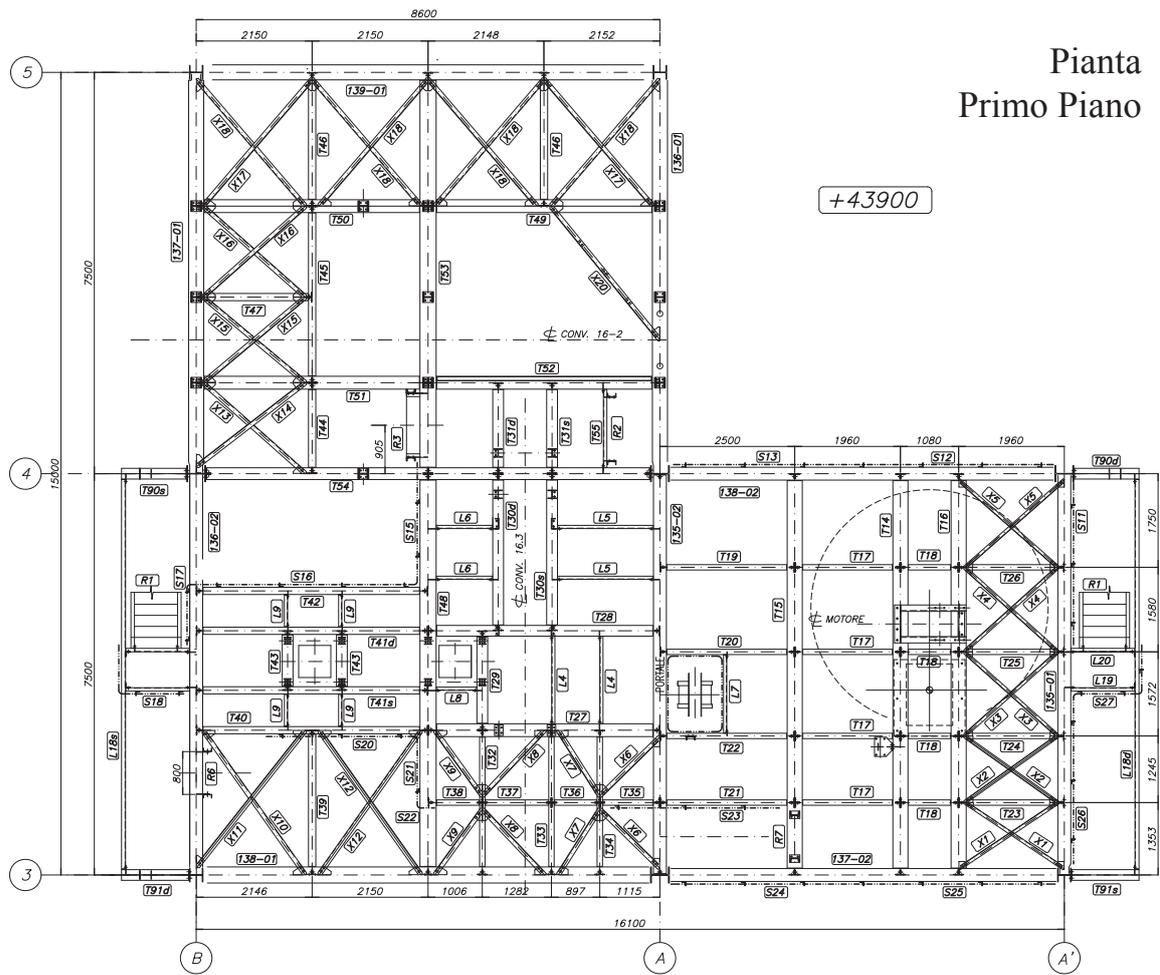


Figura 4.2: Pianta del piano a quota 43,90 m

Ha un'altezza massima 21,45 m mentre la pianta a forma di "L" può essere iscritta in un rettangolo di $16,10 \times 15,00$ m (v. figura 4.2). Sono presenti 3 orizzontamenti che occupano tutta la pianta e altri 3 che occupano parte di essa (v. figura 4.4). La fondazione è superficiale su plinti di calcestruzzo.

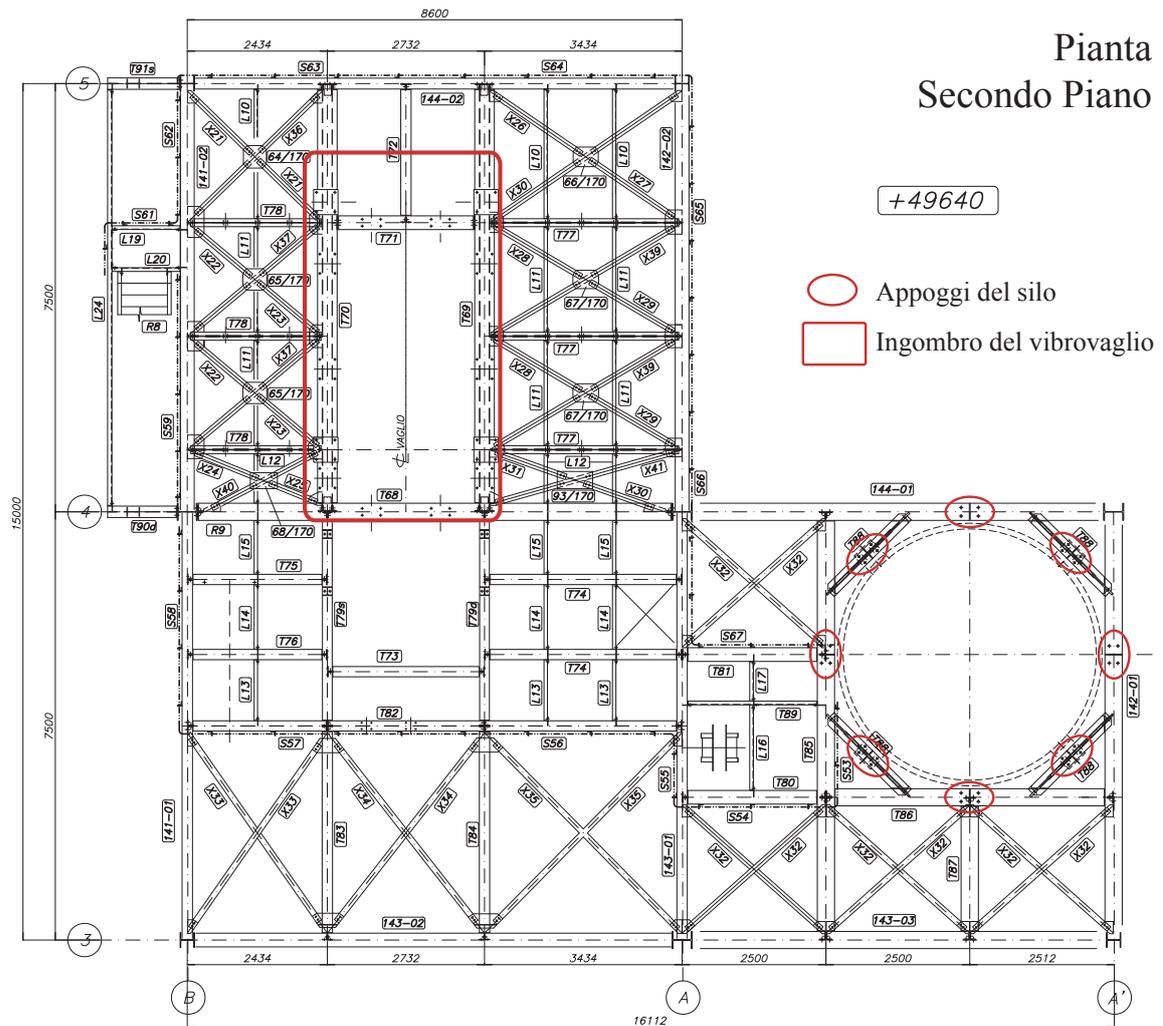


Figura 4.3: Pianta piano a quota 49,64 m

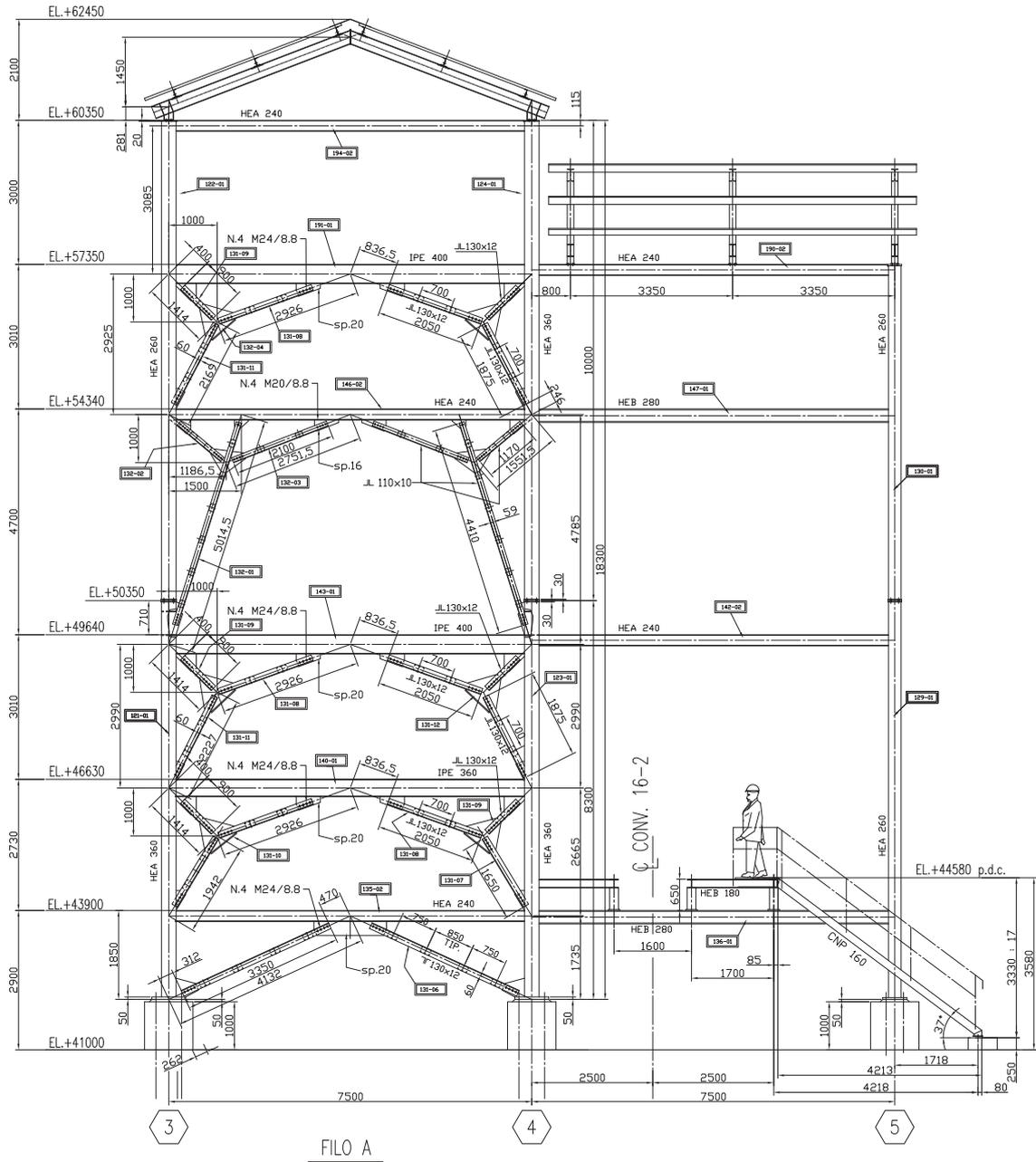
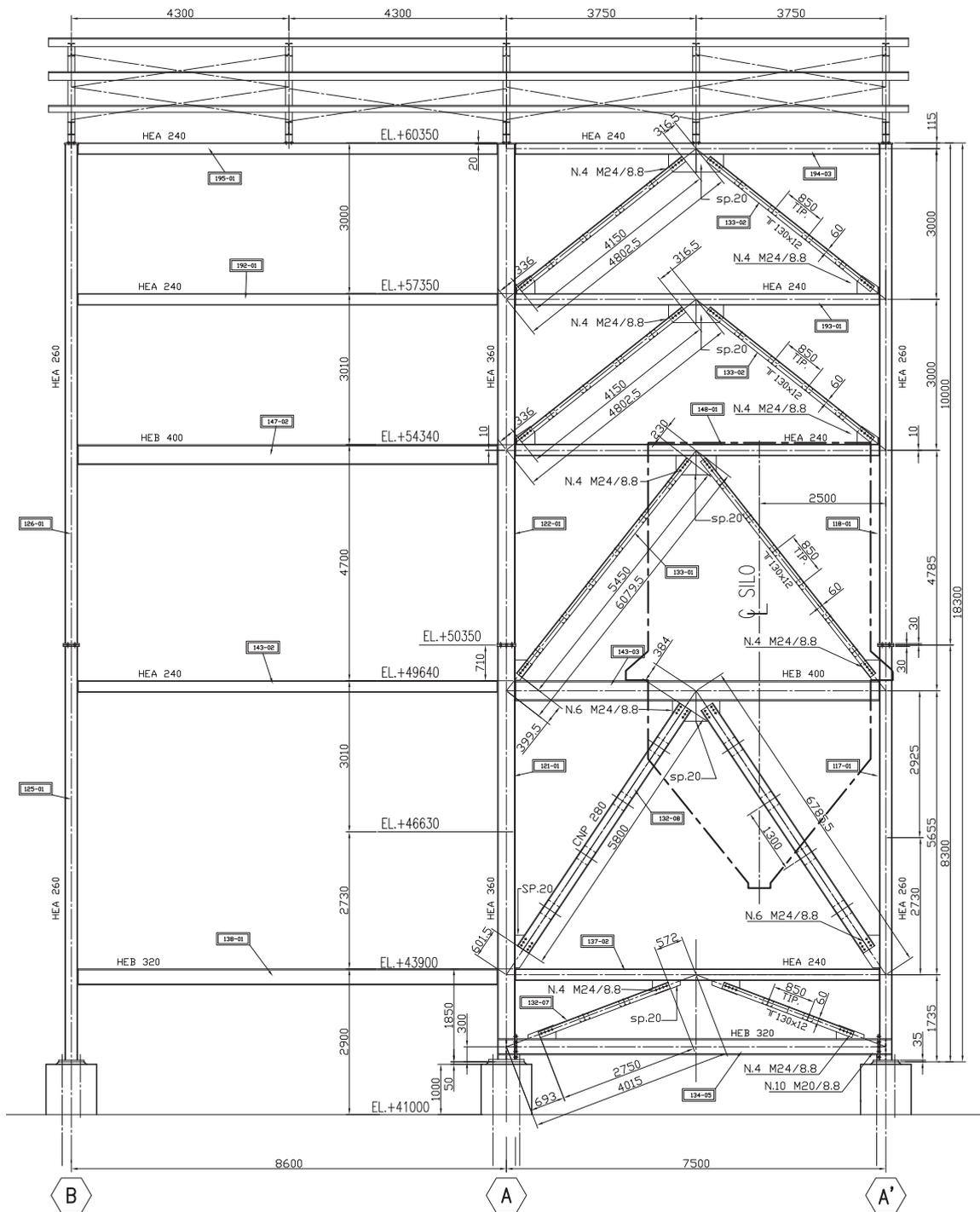
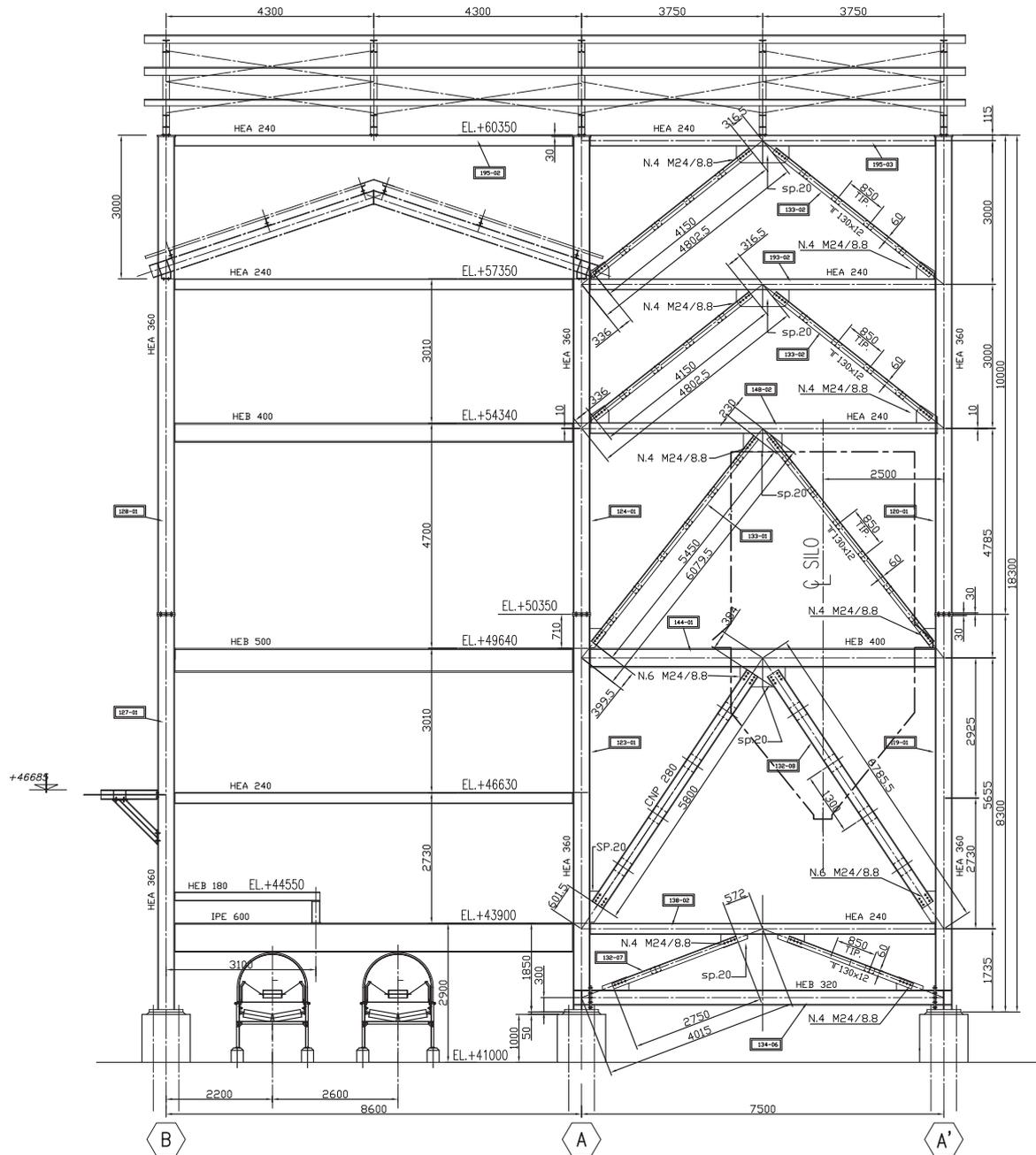


Figura 4.4: Sezione dell'edificio - Filo A



PICCH. 3

Figura 4.5: Sezione dell'edificio - Picchetto 3



PICCH. 4

Figura 4.6: Sezione dell'edificio - Picchetto 4

4.2 Materiali

La struttura è composta da aste d'acciaio Fe 430 B e imbullonate con bulloni Classe 8.8. Si considerano integre le caratteristiche meccaniche dell'acciaio, dato che la struttura è di recente costruzione e lavora in un ambiente ricco di calcare, roccia costituita da elementi basici che creano condizioni sfavorevoli all'ossidazione dell'acciaio.

4.3 Funzione all'interno dello stabilimento

La funzione della torretta all'interno del processo produttivo è quella di vagliare il materiale in arrivo e dividerlo in due pezzature da inviare a diversi cumuli. Le pezzature più grandi vengono stoccate in un silo interno alla struttura, passano poi in un frantoio e infine ritornano al vibrovaglio. Il materiale raggiunge e lascia l'edificio attraverso un sistema di nastri trasportatori appoggiati ad essa. La Figura 4.7 mostra lo schema dei flussi di materiale nella torretta: il convoglio 16.1 apporta materiale di pezzatura varia che viene passato nel vibrovaglio (VV) dove viene diviso in pezzature da 0-5 mm da mandare nel cumulo T1, tramite il convoglio 16.3, e da 5-11 mm da mandare nel cumulo T2 tramite il convoglio 16.2; il materiale più grosso passa attraverso una ventola deviatrice (VD) che può indirizzare il materiale direttamente sul nastro a tazze NT1 che va al silo, oppure ad una tramoggia (TM2) che scarica o sul nastro E21 oppure sul nastro W22; nel silo il materiale viene stoccato e passa in un frantoio (FT) per ritornare in nel VV passando prima dal nastro a tazze NT2 e poi dal nastro 16.5.

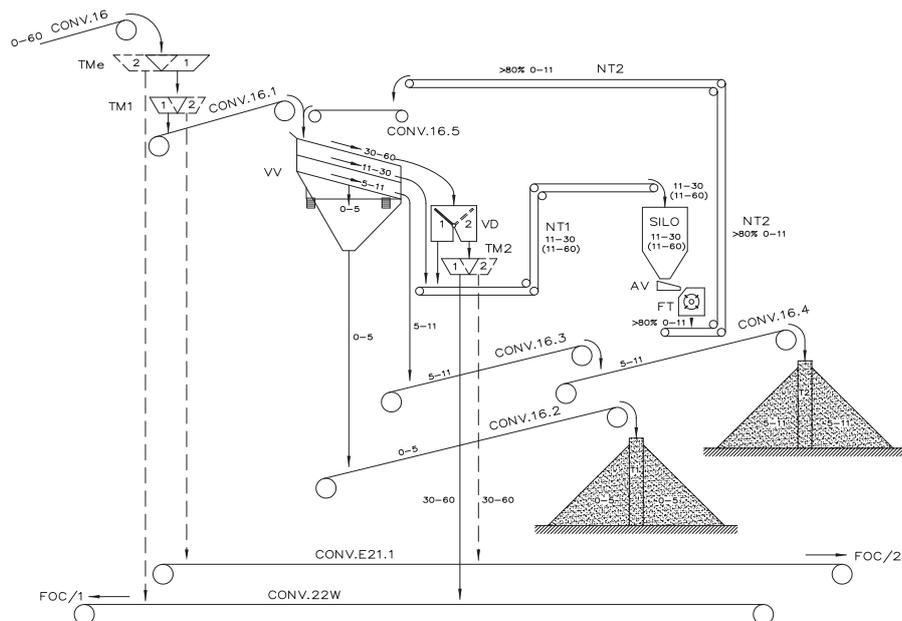


Figura 4.7: Schema di flusso dei materiali

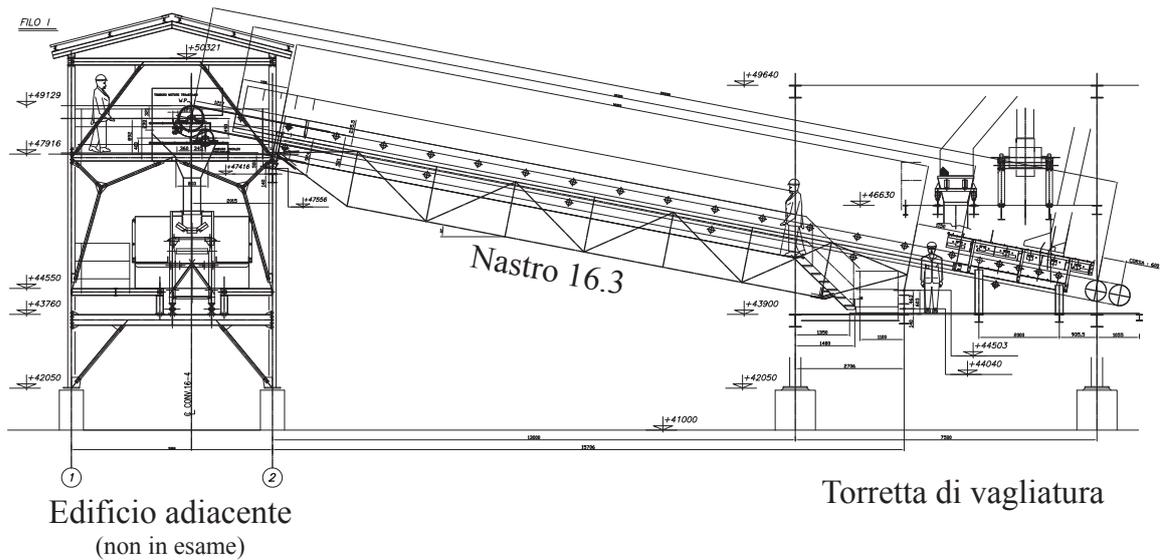


Figura 4.8: Schema del ponte nastro 16.3

4.4 Macchinari e sottostrutture

Il silo (v. figura 4.9) interno è sostenuto da otto appoggi imbullonati che insistono sul piano a quota +49,640 m. I portali adiacenti sono notevolmente rinforzati (v. figure 4.6 e 4.5) perché la massa a pieno carico è paragonabile a quella dell'intera struttura.

I ponti nastro che si appoggiano sull'edificio sono costituiti da diverse parti: la struttura in acciaio di sostegno, i rulli di andata e di ritorno, il nastro in gomma e la copertura in lamiera; nelle zone di testa sono presenti le stazioni di andata o di rinvio. Nelle figure 4.8 e 4.10 è possibile vedere alcuni disegni esecutivi relativi al ponte nastro 16.3.

Il vibrovaglio è il macchinario che separa il materiale di diversa pezzatura ed è posto al piano a quota +54,340 m. Come è possibile vedere da figura 4.12 ha un ingombro e una massa notevoli. Il funzionamento a massa oscillante provoca delle vibrazioni alla struttura i cui effetti, data la frequenza, non interagiscono con le oscillazioni dovute al sisma.

In una fase successiva alla realizzazione della torretta è stata progettata e montata la baraccatura esterna con la funzione di limitare la fuoriuscita delle polveri dovute ai processi produttivi. Essa è costituita da profili a "C" saldati alle aste esistenti sui quali è imbullonata la lamiera.

I giunti tra le aste sono imbullonati: i giunti trave-colonna sono a squadretta e in alcuni casi con un elemento di rinforzo sulla trave (v. figura 4.11), i giunti colonna-colonna sono flangiati, i giunti dei controventi imbullonati su fazzoletti saldati alle altre aste.

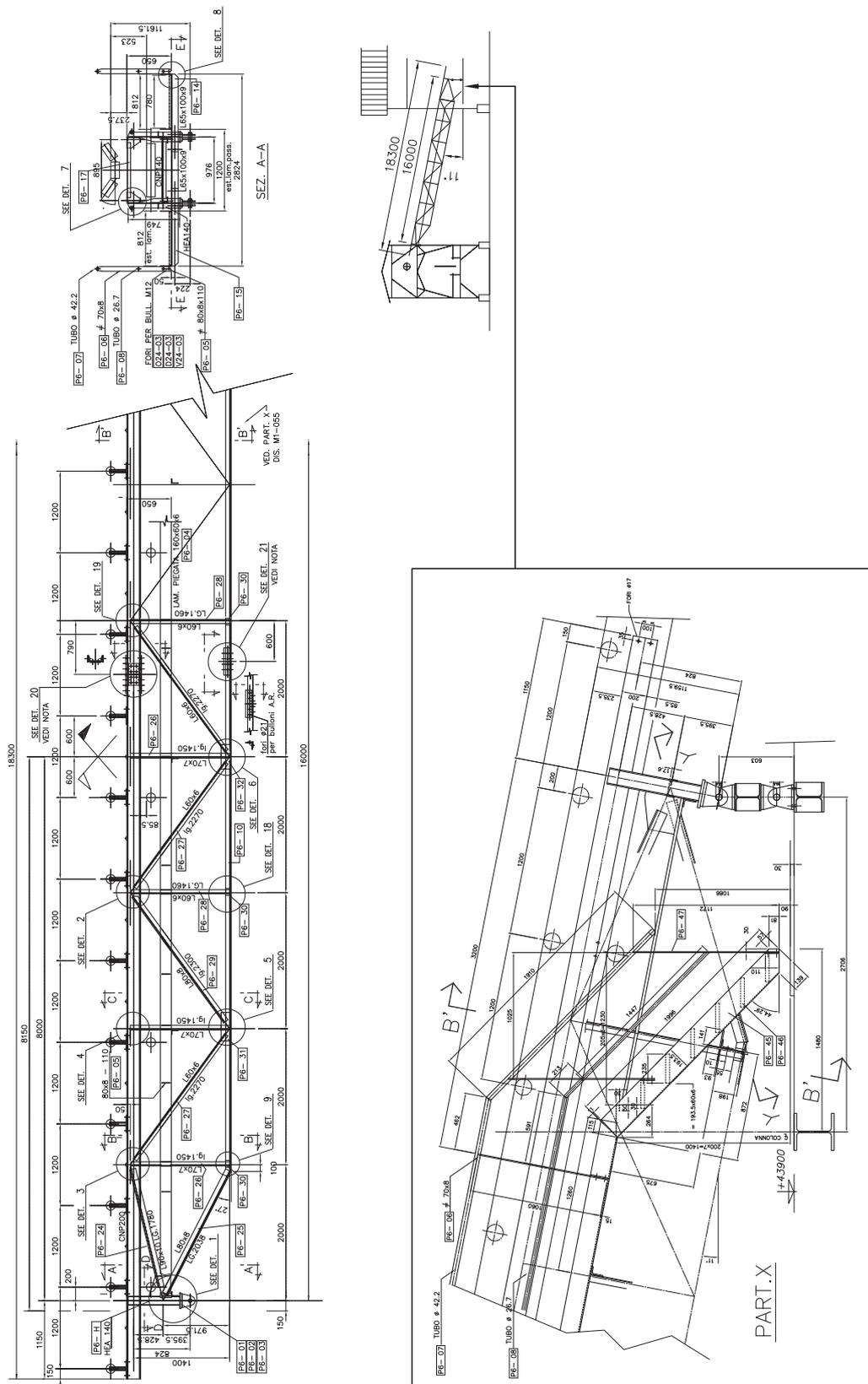


Figura 4.10: Particolari costruttivi del ponte nastro 16.3



Figura 4.11: Particolare giunto trave-colonna



Figura 4.12: Vibrovaglio

Capitolo 5

Analisi Dinamica Lineare

5.1 Introduzione

L'edificio ha una pianta irregolare e non sono presenti orizzontamenti rigidi, anche le masse sono distribuite in maniera irregolare lungo l'altezza. Esso, dunque non rientra nei parametri di regolarità fissati dalla normativa italiana per cui non è possibile condurre l'*analisi statica lineare*.

L'edificio è da considerarsi irregolare. Si conduce fin da subito una *analisi dinamica lineare* con il metodo dell'analisi a spettro di risposta.

5.2 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Per gli edifici esistenti, la normativa indica l'utilizzo di fattori di confidenza da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. La determinazione di tali fattori passa attraverso l'individuazione dei livelli di conoscenza dell'edificio in esame che sono tre:

- LC1: Conoscenza limitata
- LC2: Conoscenza adeguata
- LC3: Conoscenza accurata

e possono essere valutati secondo la tabella C8A.1.2 della Circolare M.I.T. [20] che riportiamo in figura 5.1.

Per uno studio preliminare è stato scelto di riferirsi ad LC3 in quanto sono presenti tutti i disegni costruttivi completi di tutti i dettagli e per quanto riguarda i materiali è possibile ricavare dai documenti a disposizione la classe di tutti i dettagli; inoltre non

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 prove in-situ	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 prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 5.1: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile

c'è motivo di pensare che ci sia stato un degrado del materiale base visto l'ambiente in cui opera.

5.3 Stati Limite associati al sisma

Come premessa all'individuazione degli stati limite bisogna dire che la torretta è un edificio industriale non soggetto ad affollamento e non rappresenta un elemento immediatamente indispensabile per il funzionamento dell'impianto dell'ILVA.

5.3.1 Stato Limite di Esercizio

La norma italiana al 7.3.7 prescrive:

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

Si tralasciano le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in quanto riferibili alle strutture in *Classe III* e *IV*; si considerino invece il contenimento del danno per gli elementi non strutturali e il mantenimento della funzionalità per gli impianti.

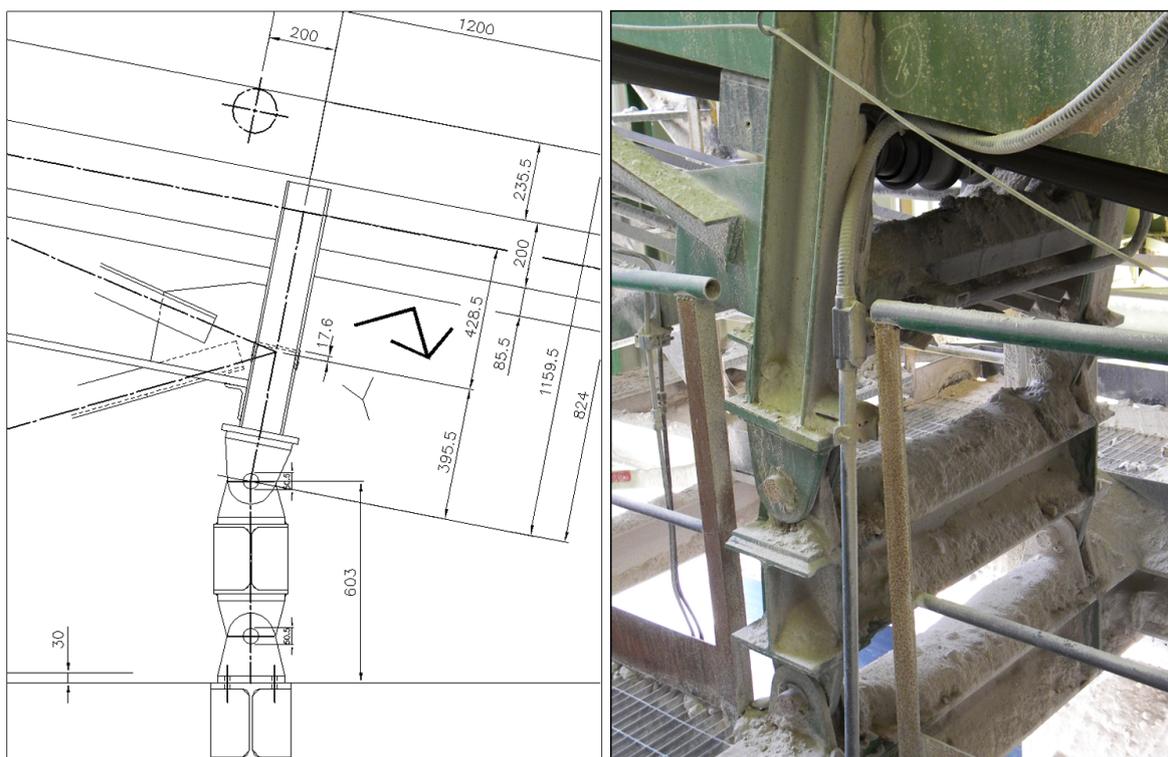


Figura 5.2: Appoggi dei ponti nastro

L'individuazione degli stati limite relativi agli impianti e macchinari è compito tutt'altro che semplice. Per prima cosa si nota che rotture a livello degli appoggi dei ponti nastro dovuti a eccessive deformazioni sono difficili da realizzarsi; essi sono solitamente appoggiati alla struttura attraverso bielle mobili (figura 5.2) che trasferiscono il solo carico verticale: sono quindi possibili gli spostamenti relativi tra ponte nastro e struttura.

Un altro scenario possibile è quello della rottura di parti meccaniche dei macchinari. Dato che le macchine sono progettate per lavorare in presenza di vibrazioni e sono soggette a una manutenzione continua, si decide di trascurare questo fattore.

È altresì poco plausibile la rottura del giunto che collega il frantoio al silo dato che è costruito appositamente in gomma per permettere gli spostamenti relativi.

Il vibrovaglio è posto su appoggi a molla progettati per assorbire le vibrazioni dovute all'esercizio, l'effetto del sisma è sicuramente minore rispetto a tali vibrazioni.

La baraccatura esterna è composta da lamiere imbullonate che nei confronti del sisma offrono una scarsa rigidezza nel piano e tendono ad assorbire gli spostamenti relativi con plasticizzazioni locali.

In definitiva lo stato limite di esercizio al quale si fa riferimento è quello del contenimento del danno degli elementi non strutturali. In questo caso è preferibile

utilizzare l'Eurocodice 8 [21] dato che la normativa italiana non è sufficientemente precisa a riguardo. Al 4.4.3 *Limitazione del danneggiamento* troviamo la seguente espressione valida per *per edifici che hanno elementi non-strutturali duttili* (4.32):

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h$$

dove:

d_r = spostamento interpiano

ν = il coefficiente di riduzione, per la classe d'uso *II* si pone $\nu = 0.5$

h = altezza del piano

5.3.2 Stato Limite Ultimo

La normativa italiana al 7.3.6 dice:

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

Si parla in questo caso di instabilità delle aste compresse, formazione di cerniere plastiche in quelle inflesse o comunque di meccanismi che provocano perdita di capacità portante.

Non si hanno a disposizione le relazioni di calcolo del progetto dell'edificio, si suppone allora che esso non sia stato progettato secondo i criteri del *capacity design*; è possibile che esistano dei meccanismi fragili che portano al collasso la struttura senza riserve di duttilità.

5.4 Azioni sulla struttura

La struttura è caricata principalmente dai pesi permanenti delle aste, dei macchinari e del materiale stoccato e viaggiante sui nastri. I carichi accidentali dovuti alla folla, sono molto modesti: i macchinari lavorano in maniera automatica e i lavoratori occupano le zone dell'edificio solo per le operazioni di manutenzione. In direzione orizzontale, oltre al carico del vento, vanno tenuti in considerazione i tiri dei nastri trasportatori.

5.4.1 Azioni permanenti

I pesi complessivi delle varie parti, sono stati ricavati dalle distinte base dei disegni esecutivi a disposizione.

Peso delle aste. Il peso specifico dell'acciaio è stato considerato pari a $\gamma_s = 76,982 \text{ kN/m}^3$. Nel programma di calcolo agli elementi finiti sono state definite e assegnate le sezioni dei profilati per ogni asta e in modo automatico, avendo definito γ_s , viene calcolato il peso delle aste che in totale è 1145 kN.

Tavole di riferimento: da C025-M1-101 a C025-M1-198.

Peso della baraccatura. Il peso complessivo di struttura e lamiera è pari a 362 kN.

Peso del silo. Il silo è in acciaio e ha una capienza di 95 m^3 e il calcare contenuto, ha un peso specifico di $\gamma_{\text{calcare}} = 14,234 \text{ kN/m}^3$; si ricava il peso del silo 125 kN, quello del materiale contenuto 1352 kN per un peso complessivo di 1487 kN. Il carico del calcare è variabile ma considerata la funzione all'interno del processo produttivo, la probabilità che il silo sia pieno è preponderante.

Peso del vibrovaglio. l'azione complessiva sugli appoggi è di 94 kN.

Peso dello scivolo di caricamento E21-W22. il peso complessivo è 23 kN e insiste sui piani a quote +43,9 m e +46,63 m.

Peso della ventola deviatrice. il peso complessivo è 38,6 kN e insiste sul piano a quota +49,64 m .

Peso dello scivolo di carico 16.3. il peso complessivo è 13,7 kN e insiste sui piani a quota +49,64 m e +46,63 m.

Peso della pavimentazione. La pavimentazione è realizzata con griglie di acciaio ed è discontinua sui piani. Avendo ricavato il peso per metro quadro pari a 255 N/m^2 e la superficie pari a 390 m^2 abbiamo trovato il peso complessivo di 99,5 kN.

Peso delle scale interne. Sono presenti nella torretta sette rampe di scale per un peso complessivo di 42 kN.

Peso dei bulloni dei piatti e delle squadrette. Tale peso è stato calcolato in rapporto al peso delle aste. Il calcolo esatto è stato fatto per le travi perimetrali ottenendo il risultato di 3,68%. In maniera cautelativa è stato fissato pari a 5%.

5.4.2 Azioni dovute ai nastri trasportatori

Nella struttura sono presenti tre nastri trasportatori che vanno verso l'esterno (16.1, 16.2, 16.3) e tre nastri interni (16.5, NT1, NT2). I nastri NT1 e NT2 sono nastri a tazze.

I nastri E21-1 e W22-1 presenti nei disegni, sono completamente esterni alla struttura e per questo non sono stati presi in considerazione.

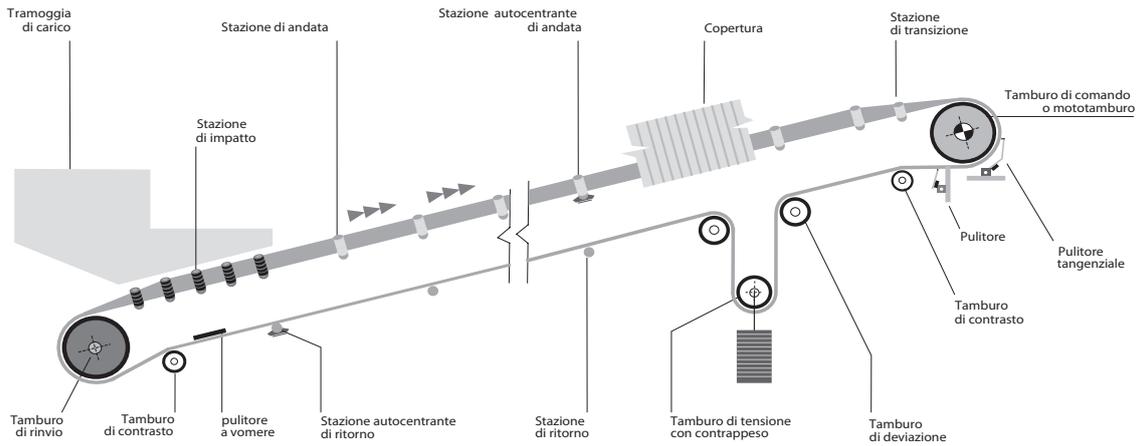


Figura 5.3: Schematizzazione delle parti costituenti un nastro trasportatore [14]

Peso del nastro

Il peso dei nastri trasportatori può essere suddiviso in varie parti in funzione degli elementi costituenti (v. figura 5.3):

- la struttura del ponte nastro
- le stazioni di andata e rinvio
- il complesso di rulli di acciaio sul lato lento e sul lato teso
- il nastro di gomma (semplice o a tazze)
- il materiale trasportato

I pesi della struttura e delle stazioni sono stati ricavati dai disegni esecutivi, gli altri valori sono ricavati in parte dai disegni esecutivi e in parte seguendo le procedure di predimensionamento della ditta Rulmecca [14] riportate in Appendice.

Azione orizzontale

Per poter lavorare efficientemente i nastri devono rimanere in tensione: la forza applicata è direttamente proporzionale alle resistenze meccaniche, alla quantità di materiale trasportato e al dislivello da superare.

L'edificio incassa l'azione orizzontale e la trasferisce alla fondazione attraverso il tamburo motore (o di rinvio) installato sulla testata di comando (o di rinvio) a sua volta fissata alla struttura con giunti bullonati. Per mantenere in tensione il nastro sono presenti dei tenditori a vite oppure a contrappeso.

In tabella 5.1 sono riportati i valori dei carichi verticali V e orizzontali H trasferiti dai nastri alla struttura.

Nastro	Lunghezza [m]	V_{tot} [kN]	H_{tot} [kN]	appoggi
16.1	20,2	103,5	28	4
16.2	20	70,2	3	4
16.3	18,3	61,3	1,5	4
16.5	9	44	1	4
NT1	19,5	45,6	35,5	6
NT2	25,4	40,3	32,3	6

Tabella 5.1: Azioni dei nastri sulla struttura

5.4.3 Azioni variabili

I carichi variabili agenti sulla struttura in esame sono: i carichi accidentali, l'azione del vento, l'azione della neve e il sisma. Data la natura del lavoro di tesi verrà presa in considerazione solamente l'azione del sisma in combinazione con il carico accidentale come peraltro prescrivono le norme vigenti.

Carico Accidentale

Il sovraccarico accidentale applicato alle pavimentazioni è pari 0,50 kN/m², adeguato per ambienti poco affollati e utilizzati solamente per la manutenzione dei macchinari. Sulle falde del tetto è stato considerato lo stesso carico distribuito. Tale valore, se moltiplicato per la superficie totale, dà un carico complessivo di 195,4 kN. Tale scelta è giustificata anche dalla prassi che viene seguita all'interno dell'azienda.

5.4.4 Azione sismica

La vita nominale dell'edificio è pari a 50 anni. Si tratta infatti di un'opera ordinaria che non ha nessun ruolo strategico sia all'interno dell'impianto che a livello generale.

Seguendo le definizioni delle NTC [19] al 2.4.2, la classe d'uso da considerare, se si considera lo stabilimento ILVA nel suo insieme, è *Classe III*. Tuttavia per l'edificio in esame si è scelto di utilizzare la *Classe II* perché è isolato e non contiene sostanze pericolose per l'ambiente.

Il periodo di riferimento è perciò:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50$$

L'azione sismica è stata descritta sia attraverso gli spettri di risposta dell'accelerazione, definiti secondo la normativa, sia con l'impiego di accelerogrammi spettro-compatibili.

Spettro di risposta orizzontale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione dell'azione orizzontale è definito attraverso le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

T = periodo di vibrazione

S_e = accelerazione spettrale orizzontale

S = coefficiente di sottosuolo

η = fattore alterazione spettro elastico = $1/q$ dove q è il fattore di struttura

F_0 = fattore amplificazione spettrale massima

T_C = periodo di inizio del tratto velocità costante dello spettro

T_B = periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro

T_D = periodo di inizio del tratto spostamento costante dello spettro

T_R	a_g	F_0	T_C
[anni]	[g]		[s]
30	0,026	2,386	0,233
50	0,033	2,413	0,292
72	0,038	2,463	0,324
101	0,044	2,472	0,346
140	0,050	2,503	0,359
201	0,056	2,584	0,369
475	0,072	2,682	0,405
975	0,087	2,780	0,419
2475	0,115	2,772	0,440

Tabella 5.2: Dati spettrali

I valori a_g , F_0 e T_C^* (tabella 5.2) dipendono dal sito e sono indicati dalla normativa

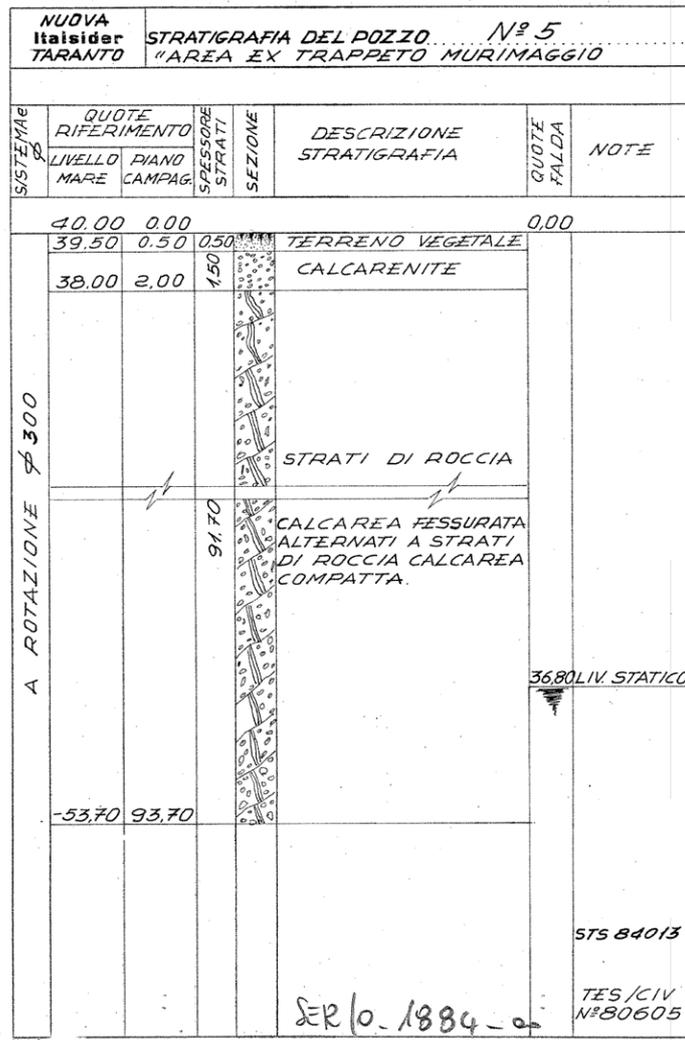


Figura 5.4: Stratigrafia della zona

in funzione del tempo di ritorno (T_R) il quale è definito in funzione della probabilità di superamento come

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La probabilità di superamento (P_{V_R}) va scelta in base agli stati limite da verificare.

La stratigrafia del sottosuolo, riportata in figura 5.4, rivela che nella zona vicina alla torretta, il terreno è principalmente roccioso, ma in mancanza di una caratterizzazione più precisa della resistenza, si è deciso di ascrivere il suolo nella categoria **B** della normativa.

I dati caratteristici degli spettri di progetto orizzontali per $P_{V_R} = 10\%$, cioè per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, e per $P_{V_R} = 63\%$, cioè per lo Stato Limite di Danno, sono riportati nella tabella 5.3.

	P_{VR}	T_R [anni]	S_S	a_g [m/s ²]	F_0	T_C^* [s]	PGA [g]
SLD	63%	50	1,2	0,033	2,413	0,292	0,040
SLV	10%	475	1,2	0,072	2,683	0,405	0,084

Tabella 5.3: Dati spettri di progetto

Spettro di risposta verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione dell'azione verticale è definito invece attraverso le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

$$S = 1$$

$$T_B = 0,05 \text{ s}$$

$$T_C = 0,15 \text{ s}$$

$$T_D = 1,0 \text{ s}$$

I grafici degli spettri elastici, cioè con $q = 1 \rightarrow \eta = 1/q = 1$, sono riportati nelle figure 5.5 e 5.6

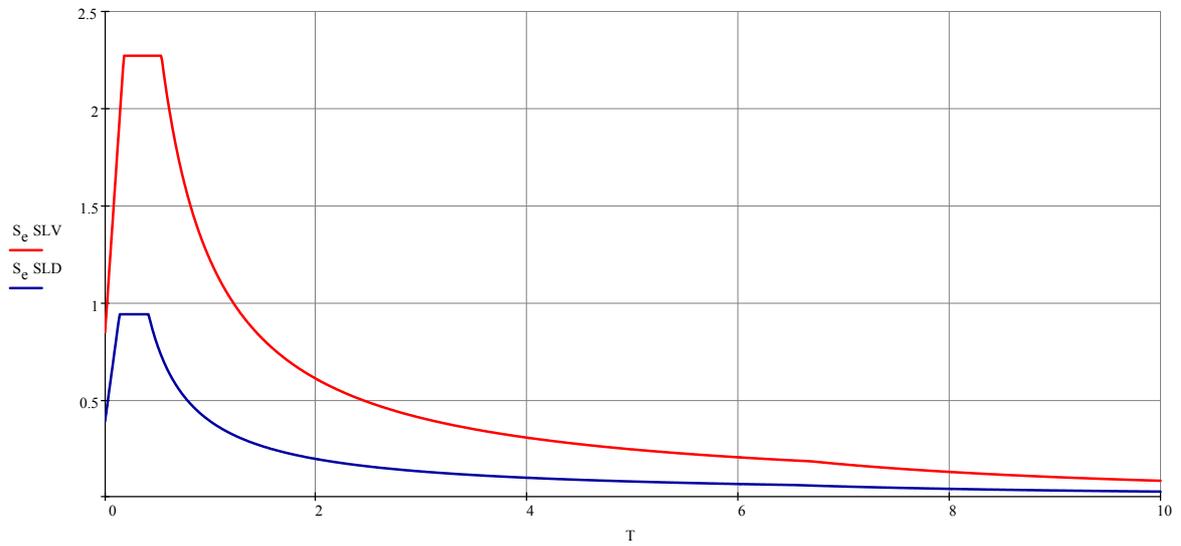


Figura 5.5: Spettro elastico orizzontale

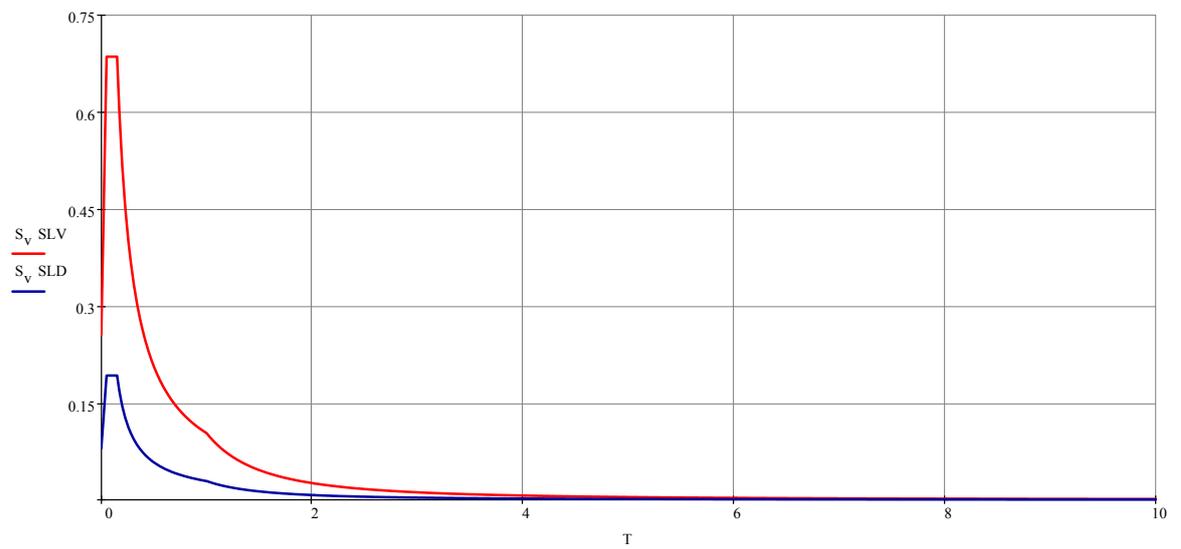


Figura 5.6: Spettro elastico verticale

5.5 Modellazione della struttura

A partire dai disegni esecutivi messi a disposizione dall'azienda, è stato costruito il modello tridimensionale ad aste (v. figura 5.7), con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000®. Per ricalcare il comportamento dei nodi, sono state assegnate delle sconnessioni rispetto al momento flettente su tutti i nodi a squadretta; i nodi flangiati delle colonne sono stati invece modellati come degli incastrati tra aste; i giunti in fondazione sono stati modellati come degli incastrati.

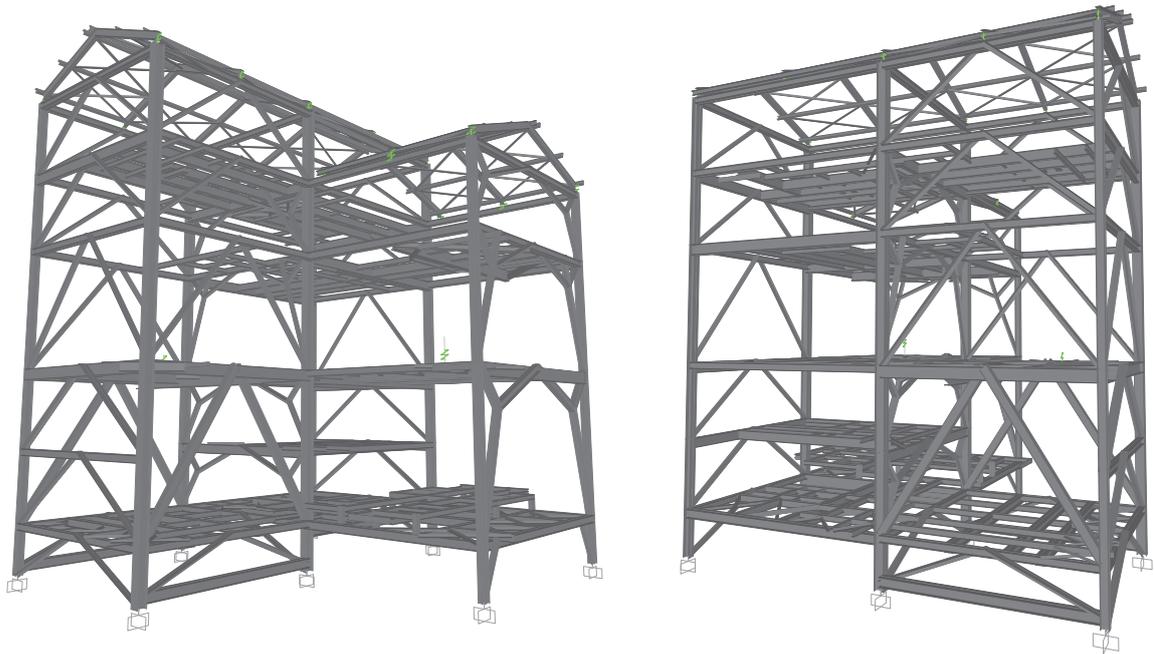


Figura 5.7: Modello tridimensionale della struttura

Il materiale acciaio, è lineare isotropo, ha modulo elastico di 210 GPa e peso specifico pari a $\gamma_s = 76,982 \text{ kN/m}^3$.

Le aste rispecchiano le sezioni indicate nei progetti e su di esse sono stati applicati i carichi concentrati significativi quali: il silo, i vibrovaglio, le azioni dovute ai nastri, la ventola deviatrice e gli scivoli di carico. I carichi dovuti alla baraccatura, alle scale e alla pavimentazione sono stati applicati alle sole colonne come carichi linearmente distribuiti; tale semplificazione non altera in maniera significativa la posizione del centro di massa.

5.5.1 Fattore di struttura

Il fattore di struttura scala lo spettro di risposta di una quantità proporzionale alla duttilità globale dell'edificio nei confronti del sisma. Tale duttilità dipende dalla

tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e non tiene conto delle non linearità dei materiali.

Come visto nei paragrafi precedenti, si suppone che la struttura non sia stata progettata secondo il criterio del *capacity design* per cui non è possibile stimare a priori la duttilità globale: è necessario affrontare l'analisi in termini puramente elastici. Si adotta come fattore di struttura

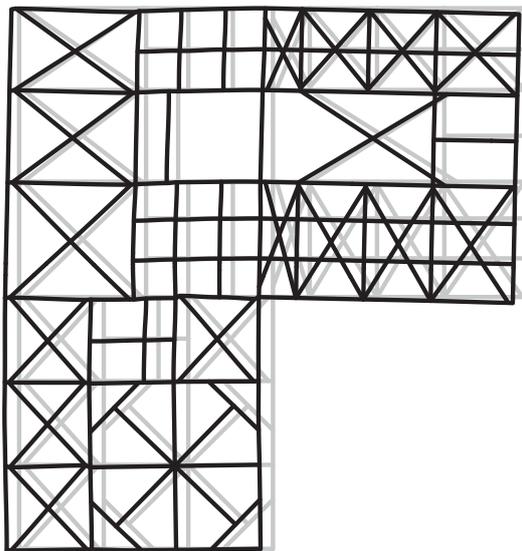
$$q = 1$$

Gli spettri riportati nelle figure 5.5 e 5.6 coincidono con gli spettri utilizzati nell'analisi.

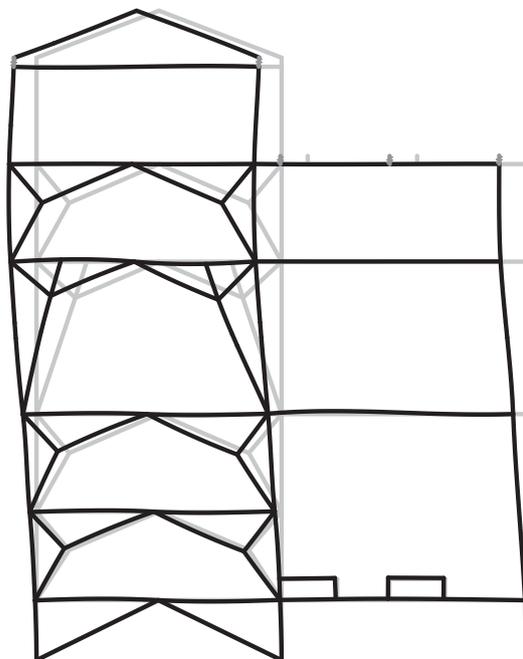
5.5.2 Modi propri di vibrare

Il calcolo dei modi propri di vibrare, è stato fatto tramite l'analisi con i vettori di Ritz. È stato dimostrato [12] che tale analisi, a differenza dell'analisi classica, basata sull'estrazione delle radici dal polinomio caratteristico, produce risultati più attendibili. In breve si può dire che se da una parte i vettori di Ritz producono frequenze proprie approssimate, i fattori di partecipazione della massa tendono al 100% anche per un numero di autovalori modesto. Nelle figure 5.8 e 5.9 si riportano i primi due modi propri di vibrare, $T_1 = 0,373s$ e $T_2 = 0,305s$ che coinvolgono rispettivamente il 72,4% di massa lungo x e il 72,7% di massa lungo y .

$$T_1 = 0,373 \text{ s}$$

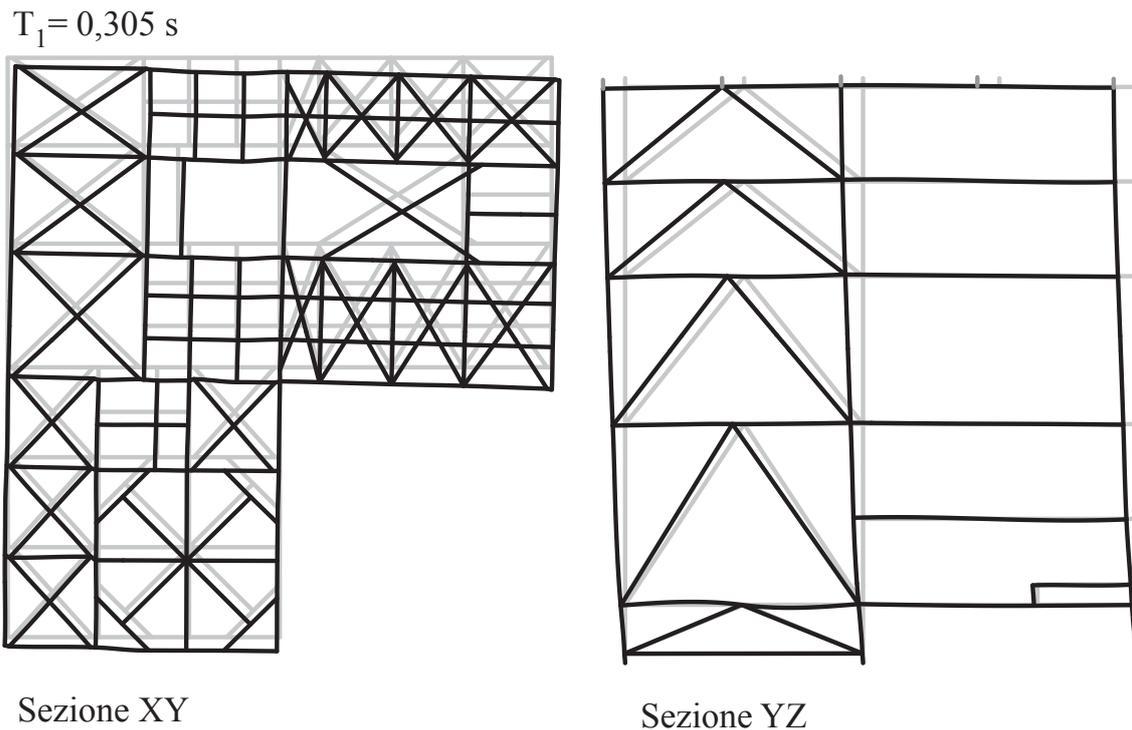


Sezione XY



Sezione XZ

Figura 5.8: Modo di vibrare relativo a T_1

Figura 5.9: Modo di vibrare relativo a T_2

5.5.3 Combinazioni delle azioni

Nei calcoli è stata utilizzata la combinazione sismica indicata dalla normativa italiana:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

L'unico carico variabile dominante Q_{k1} , plausibile per i calcoli, è quello accidentale.

Avendo scelto, seguendo la prassi interna all'azienda, un valore di sovraccarico pari a quello della categoria *H1* di *Tabella 3.1.II* della normativa, indicato come *Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione*, si dovrebbe parimenti scegliere il coefficiente di combinazione $\psi_{2j} = 0$ indicato in *Tabella 2.5.I*. Considerato che il contributo del carico accidentale sul totale dei carichi permanenti è molto modesto, si preferisce rimanere a favore di sicurezza e utilizzare un coefficiente $\psi_{2j} = 1$.

L'effetto E dovuto al sisma è dato dalle due combinazioni:

$$E = E_x + 0,3E_y$$

$$E = E_y + 0,3E_x$$

A loro volta E_x ed E_y sono gli effetti dell'applicazione dello spettro di progetto, sommati agli effetti torsionali accidentali che verranno descritti di seguito.

Quota [m]	Direzione sisma	F_x [kN]	F_y [kN]	M_t [kN·m]
43,90	x	661,58	100,47	607,93
43,90	y	100,44	705,31	609,84
49,64	x	621,97	89,20	567,59
49,64	y	91,87	635,49	550,57
54,34	x	281,74	41,89	258,21
54,34	y	72,36	272,10	262,33
57,35	x	164,37	21,11	148,16
57,35	y	34,62	155,01	144,13
60,35	x	37,80	6,21	35,09
60,35	y	10,24	41,04	39,03

Tabella 5.4: Effetti torsionali accidentali

5.5.4 Effetti torsionali accidentali

La normativa prescrive, nel capitolo 7.2.6, che si tenga conto della variabilità spaziale del moto sismico e delle incertezze nella localizzazione delle masse, considerando una eccentricità del centro di massa pari al 5% della lunghezza perpendicolare alla direzione del moto sismico.

Operativamente tale contributo è stato calcolato come fosse un momento torcente, applicato ai piani e inserito nel software di calcolo come distribuzione di forze applicate nei nodi trave-colonna. Gli orizzontamenti interessati sono solamente quelli che risultano significativi nella ripartizione dei carichi tra le colonne e in particolare sono quelli di quota 43,9 m, 49,64 m, 54,34 m, 57,35 m e 60,35 m.

Nella tabella 5.4 sono stati riportati, per ogni orizzontamento, la risultante delle forze di inerzia per il sisma lungo x e lungo y e il momento torsionale che ne consegue ottenuto come

$$M_t = F_x \cdot e_y + F_y \cdot e_x$$

dove:

$$e_x = 5\% \cdot 15 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$$

$$e_y = 5\% \cdot 16,1 \text{ m} = 0,805 \text{ m}$$

Una volta trovato il valore del momento torcente è facile distribuirlo sulle colonne come sistema di forze imponendo l'equilibrio attorno al centro di rigidità K delle colonne, calcolato per ogni piano. A titolo di esempio si riportano i valori delle forze dovute al sisma in direzione x applicate a quota 43,90 m nella tabella 5.5 e lo schema dei nodi in figura 5.10.

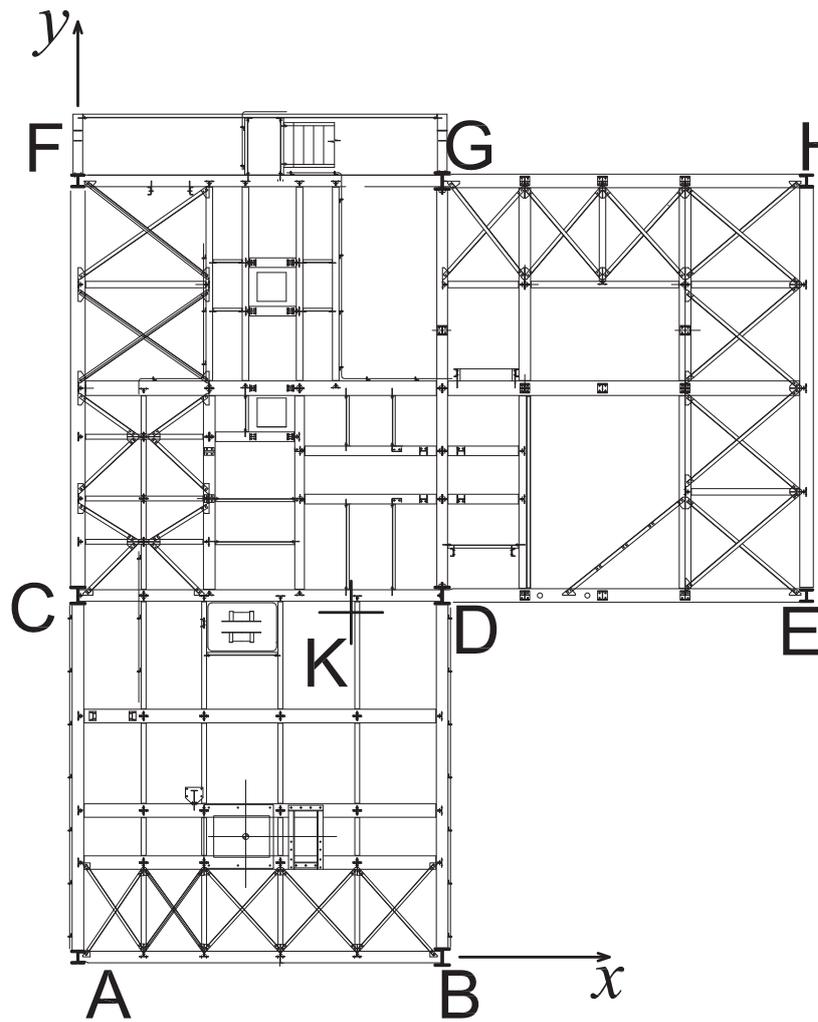


Figura 5.10: Nodi delle colonne a quota 43,9 m

Nodo	$ F $	F_x	F_y
[m]	[kN]	[kN]	[kN]
A	51,27	-41,35	30,31
B	128,83	-127,00	-21,64
C	93,89	-12,28	93,08
D	24,88	-12,28	-21,64
E	44,57	-4,00	-44,39
F	49,25	38,83	30,31
G	121,21	119,26	-21,64
H	58,98	38,83	-44,39

Tabella 5.5: Forze ripartite sulle colonne

Occorre notare che questo modo di procedere porta a una sovrastima degli effetti accidentali: l'eccentricità può giustamente considerarsi proporzionale alle dimensioni in pianta quando si parla di edifici che concentrano la maggior parte della massa a livello degli orizzontamenti, come gli edifici di civile abitazione. Nel caso in esame la massa del silo è paragonabile a quella dell'intera struttura, ma esso ha una dimensione in pianta di soli 2,2 m rispetto ai 15 m del lato corto. Se l'eccentricità fosse calcolata rispetto al diametro del silo stesso, si avrebbe $e_x = e_y = 11$ cm invece che 80,5 cm e un momento torcente, dovuto alla massa del silo, ridotto dell'80% .

Nonostante le considerazioni di cui sopra e in mancanza di uno studio approfondito, ci si limita ad applicare le prescrizioni della normativa.

5.5.5 Risultati dell'analisi

Come ci si poteva aspettare, le aste più sollecitate sono quelle adiacenti al silo; inoltre i controventi a V lavorano come puntoni, risultano quindi notevolmente caricati a compressione anche in esercizio.

Sono stati verificati gli spostamenti per gli **SLD** e la resistenza delle membrature per gli **SLV**.

Di seguito si riporta la verifica di resistenza alla instabilità per i controventi più sollecitati in tabella 5.6, dove nella colonna *Asta* viene indicato il numero dell'asta assegnato dal software di calcolo e β_{l_0} è il coefficiente moltiplicativo della lunghezza di libera inflessione pari a 0,8, se l'asta è incernierata alle estremità (si tiene conto della lunghezza dei collegamenti) e pari 1,6, se l'asta è vincolata ad un solo estremo.

Asta	Posizione	Profilo	Area [cm ²]	Lung [m]	β_{l_0}	Caso	P [kN]	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
559	Picch. 4	2UPN280	106,8	6.86	0,8	SLV-Y	-936,5	1,154
554	Picch. 4	2UPN280	106,8	6.86	0,8	SLV-Y	-932,1	1,149
584	Picch. 5	2UPN280	106,8	4.44	1,6	SLV-Y	-535,8	1,017
441	Filo A'	2L 140x13	69,4	4.81	0,8	SLV-X	-929,1	0,879
605	Picc. 5	2L 130x12	59,5	3.63	1,6	SLV-Y	-340,8	0,760
488	Filo B	2L 130x12	59,5	4,64	0,8	SLV-X	-475,5	0,544
434	Filo A'	2L 110x10	42,3	4,18	0,8	SLV-X	-536,6	0,954
495	Filo B	2L 110x10	42,3	4,81	0,8	SLV-X	-468,2	1,012
601	Filo A'	2L 110x10	42,3	4,64	0,8	SLV-X	-505,4	1,036
498	Filo B	2L 110x10	42,3	6,01	0,8	SLV-X	-281,3	0,867

Tabella 5.6: Verifica a instabilità dei controventi

Asta	Posizione	Profilo	Area [cm ²]	Lung [m]	Caso	P [kN]	M_{max} [kN·m]	Formula C4.2.36
146	F	HEA260	86,8	2,73	SLV-X	-661,9	31,1	0,946
146	F	HEA260	86,8	2,73	SLV-Y	-592,3	29,0	0,868
184	A	HEA260	86,8	2,73	SLV-X	-789,6	24,9	0,992
184	A	HEA260	86,8	2,73	SLV-Y	-730,9	20,7	0,897
189	F	HEA260	86,8	3,01	SLV-X	-430,8	31,5	0,812
187	B	HEA360	143	2,73	SLV-X	-962,3	27,4	0,583
147	G	HEA360	143	2,08	SLV-X	-785,1	35,4	0,525

Tabella 5.7: Verifica a instabilità presso-flessionale delle colonne

Nella tabella 5.7 con lo stesso significato si riportano i risultati della verifica a instabilità per presso-flessione dei pilastri, per i quali il coefficiente β_{tot} è stato preso pari a 0,7 seguendo la letteratura tecnica [13] che consiglia di usare un coefficiente maggiore (quindi cautelativo) rispetto a quello teorico, per le aste doppiamente incastrate. Per tale verifica è stata utilizzato il *Metodo A* riportato nella Circolare [20], relativo ai profili soggetti a fenomeni di instabilità flesso-torsionale. Per le posizioni dei pilastri si faccia riferimento alla figura 5.10

Nelle verifiche di instabilità per presso-flessione dei pilastri, sono state trascurate le aste poste al di sotto della quota 43,9 m perché sono pilastri che nel modello di calcolo, basato sulle linee d'asse, hanno una altezza di 1,85 m ma, come si può vedere nella figura 5.11, non possono di certo avere un comportamento alla De Saint Venant; per esse andrebbe studiato il comportamento locale.

È tuttavia possibile verificare la sola componente assiale come riportato nella tabella 5.8.

Asta	Posizione	Profilo	Area [cm ²]	Lung [m]	Caso	P [kN]	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$
1	A	HEA260	86,8	2,73	SLV-X	-1030,3	0,453
10	F	HEA260	86,8	2,73	SLV-X	-971,2	0,427
5	B	HEA360	143	3,01	SLV-X	-1553,3	0,414
6	D	HEA360	143	3,01	SLV-Y	-1607,9	0,429

Tabella 5.8: Verifica a compressione delle colonne tozze

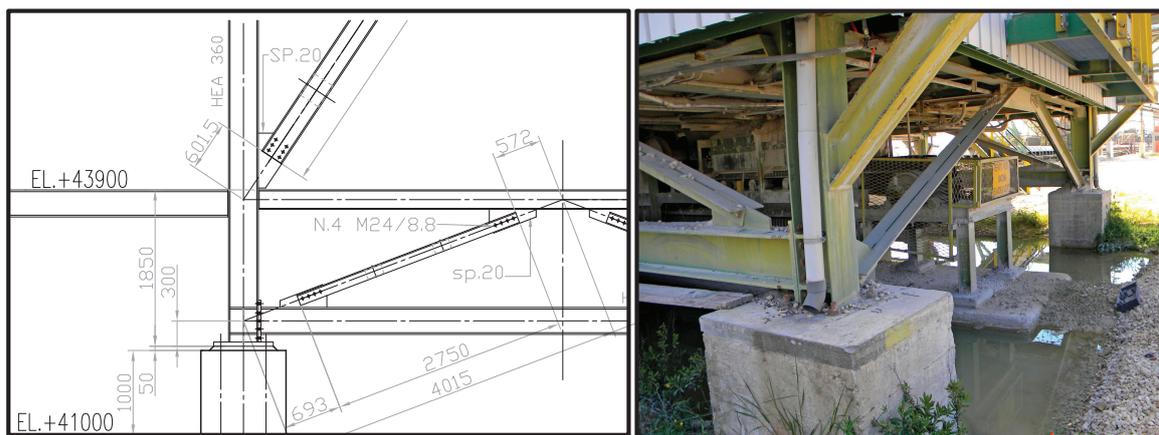


Figura 5.11: Colonne a quota 43,9 m

5.6 Valutazione della vulnerabilità sismica

È immediato osservare che la struttura, in alcune sue parti, supera il limite di sollecitazione imposto dalla normativa. Andando nel dettaglio, si conclude che durante un evento sismico avente un T_R di 475 anni, alcuni controventi raggiungono l'instabilità per eccessiva compressione.

Bisogna dire che non si è tenuto in conto delle riserve di duttilità che la struttura possiede. Se infatti si utilizza un fattore $q = 1,5$, come del resto la normativa permette, si ottengono risultati più confortanti. Si riporta in tabella 5.9 il confronto tra l'analisi con $q = 1$ e $q = 1,5$ per le aste più sollecitate.

Asta	Tipo	Verifica	Verifica
		$q = 1$	$q = 1,5$
559	Controvento	1,154	0,923
554	Controvento	1,149	0,921
584	Controvento	1,017	0,721
495	Controvento	1,012	0,692
601	Controvento	1,036	0,692
146	Colonna	0,946	0,638
184	Colonna	0,992	0,601
189	Colonna	0,812	0,565

Tabella 5.9: Verifiche delle aste con $q = 1$ e con $q = 1,5$

Capitolo 6

Modellazione dei controventi compressi

6.1 Introduzione

Il sisma provoca un'azione ciclica e transitoria, perciò in un portale, i controventi adiacenti sono alternativamente compressi e tesi. Se il comportamento di un'asta tesa è sicuramente modellabile come elastico lineare, quello dell'asta compressa lo è fino ad un certo livello di tensione. Solitamente nelle analisi non lineari di questo tipo i controventi vengono modellati come elementi elasto-plastici perfetti, con un limite sullo sforzo normale anche pari a zero. Trascurando il contributo dei controventi compressi si rimane a favore di sicurezza ma si tralasciano riserve che, nel caso in esame, sono notevoli. D'altro canto, stabilire che le aste abbiano come limite in compressione $N_{b,Rd}$ ricavato dalla normativa, presuppone che la rigidezza in compressione sia pari a quella in trazione, cosa quantomeno discutibile.

È interessante perciò studiare il legame forza-spostamento fino al raggiungimento del carico ultimo.

6.2 Fase elastica

Per sostituire i controventi con dei *link* non lineari è necessario ricavare la relazione che c'è tra il carico P e lo spostamento assiale δ . L'approccio proposto è quello riportato da Timoshenko in [16].

Si consideri un'asta incernierata di lunghezza L caricata in punta da un carico P avente un abbassamento in mezzzeria iniziale pari a e_0 come in figura 6.1.

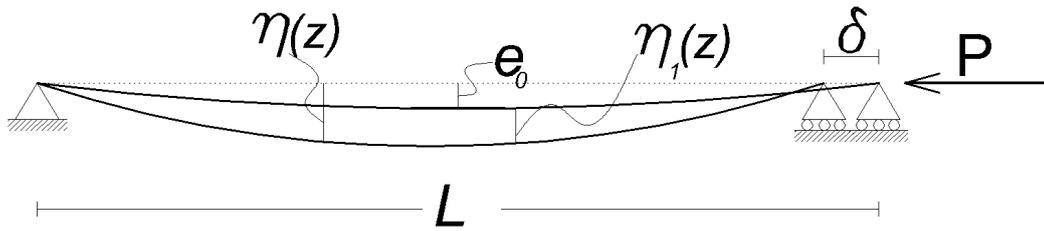


Figura 6.1: Asta caricata di punta con imperfezione iniziale

Si consideri inoltre la deformata iniziale descritta da una funzione seno.

$$\eta_0(z) = e_0 \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (6.1)$$

Si indichi con η_1 la deformata dovuta al carico P e si scriva l'equilibrio dei momenti

$$M - P \cdot (\eta_0 + \eta_1) = 0$$

Allora

$$-\frac{d^2\eta_1}{dz^2} EJ = P e_0 \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right) + P \eta_1$$

sostituendo $k^2 = P/EJ$

$$\frac{d^2\eta_1}{dz^2} + k^2\eta_1 = -k^2 e_0 \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right)$$

La soluzione dell'equazione differenziale è:

$$\eta_1 = A \sin(kz) + B \cos(kz) + \frac{1}{\frac{\pi^2}{k^2 L^2} - 1} e_0 \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right)$$

e le condizioni al contorno sono

$$\eta_1|_{z=0} = 0 \Rightarrow B = 0$$

$$\eta_1|_{z=L} = 0 \Rightarrow A = 0$$

Si ponga infine

$$\alpha(P) = \frac{P}{P_{cr}} = \frac{P}{\frac{\pi^2 EJ}{L^2}} = \frac{k^2 L^2}{\pi^2}$$

Allora l'espressione di η_1 diviene

$$\eta_1(z, P) = \frac{\alpha}{1 - \alpha} e_0 \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (6.2)$$

L'espressione finale della linea d'asse sarà data dalla somma della deformata iniziale più quella dovuta al carico P , cioè $\eta = \eta_0 + \eta_1$

$$\eta(z, P) = \frac{e_0}{1 - \alpha(P)} \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (6.3)$$

Le caratteristiche della sollecitazione si ottengono da semplici considerazioni di equilibrio dato che l'asta è semplicemente appoggiata. Perciò dalla (6.3) si hanno:

$$\begin{aligned} M(z, P) &= P \cdot \eta(z, P) \\ N(z, P) &= P \cdot \cos\left(\frac{d}{dz}\eta(z, P)\right) \\ T(z, P) &= P \cdot \sin\left(\frac{d}{dz}\eta(z, P)\right) \end{aligned} \quad (6.4)$$

Si faccia ora l'equilibrio tra il lavoro interno e quello esterno tralasciando il contributo del taglio

$$\mathcal{L}_{int} = \mathcal{L}_{est}$$

si ottiene allora

$$\delta(P) = \frac{\int_0^L \frac{[M(z, P)]^2}{EJ} dz + \int_0^L \frac{[N(z, P)]^2}{EA} dz}{P} \quad (6.5)$$

La relazione $P - \delta$ è data dalla (6.5) ma non può essere esplicitata perché non è possibile risolvere l'integrale in cui compare N ; tuttavia utilizzando il software MathCad è stato risolto per via numerica.

Tale espressione è valida finché l'asta rimane in campo elastico cioè per valori di tensione minori della tensione di snervamento.

$$\sigma(z, P) = \frac{N(z, P)}{A} \pm \frac{M(z, P)}{W} \leq f_{yk} \quad (6.6)$$

Per come è stato costruito il problema, inevitabilmente la sezione di mezzeria risulta la più caricata. Ponendo $z = L/2$ nella (6.6) si ricava il carico P_I che produce la plasticizzazione sul lato compresso della sezione.

La curva $P - \delta$ va linearizzata per poterla utilizzare nel programma di calcolo.

6.2.1 Esempio numerico

Per fare un esempio numerico si faccia riferimento ad un'asta di lunghezza 5,50 m costituita da 2 UPN280 accostati e solidali.

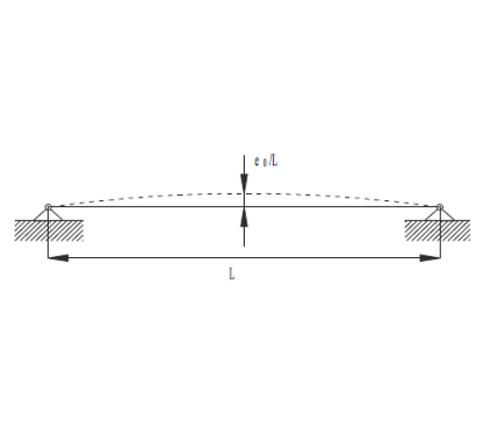
	Curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VI NTC)	e_0/L (analisi globale elastica)	e_0/L (analisi globale plastica)
	a ₀	1/350	1/300
a	1/300	1/250	1/250
b	1/250	1/200	1/200
c	1/200	1/150	1/150
d	1/150	1/100	1/100

Figura 6.2: Valore massimo delle imperfezioni locali

Per stabilire il valore di e_0 è possibile utilizzare la normativa italiana che al capitolo C4.2.3.5 tratta gli *effetti delle imperfezioni*; la tabella C.4.2.I della Circolare 02/09 riportata nella figura 6.2 indica per questo tipo di profili un valore di $e_0 = L/200$ cioè $e_0 = 27.5\text{mm}$. La linearizzazione della curva $P - \delta$ è stata fatta con due rette seguendo

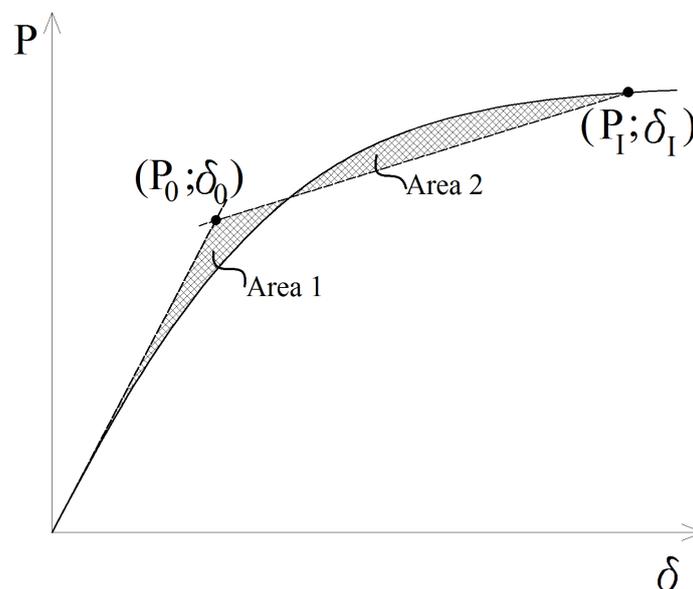


Figura 6.3: Esempio di linearizzazione della curva $P - \delta$

il criterio dell'equivalenza delle aree sottese al grafico (v. figura 6.3) cioè le rette sono state ricavate in modo che l'**Area 1** sia equivalente all'**Area 2**.

Nell'esempio riportato i valori che descrivono la curva bilineare equivalente sono:

$$\begin{aligned} P_0 &= 347 \text{ kN} \quad ; \quad \delta_0 = 1,05 \text{ mm} \\ P_I &= 643 \text{ kN} \quad ; \quad \delta_I = 3,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

È bene chiarire che la rigidezza del primo tratto non è EA/L , cioè la rigidezza di un'asta rettilinea, ma data la curvatura iniziale essa è ricavata in modo da coincidere con la tangente alla curva. La rigidezza per definizione è

$$k = \frac{P}{\delta(P)}$$

e varia al variare di P quindi per ricavare il valore iniziale si calcoli

$$k_0 = \lim_{P \rightarrow 0} k(P)$$

Riportiamo l'espressione completa di tale valore.

$$k_0 = \frac{1}{\int_0^L \frac{\cos^2\left(\frac{\pi e_0 \cos(\lambda)}{L}\right)}{AE} dz + \frac{e_0^2 L}{2EJ}} \quad (6.7)$$

dove

$$\lambda = \frac{\pi z}{L}$$

Il primo valore a denominatore è dovuto allo sforzo normale mentre il secondo è dovuto al momento flettente. Per l'asta in esame $k_0 = 333 \text{ kN/mm}$ mentre $EA/L = 411 \text{ kN/mm}$.

6.3 Fase plastica

Al di là del limite elastico la sezione si presenta parzializzata perciò le equazioni precedenti non sono più descrittive di questa fase.

È stato seguito il procedimento proposto da Belluzzi [11] per l'analisi di una sezione in fase elasto-plastica.

In questo paragrafo faremo riferimento, nelle formule e nelle figure, ad una sezione rettangolare in modo da poter esplicitare le espressioni a favore di chiarezza.

Si consideri una trave sottoposta a un carico di presso-flessione tale da superare la tensione di snervamento nel materiale che si ipotizza essere elastico-perfettamente plastico. Se si ipotizza inoltre che le sezioni rimangono piane, allora la distribuzione

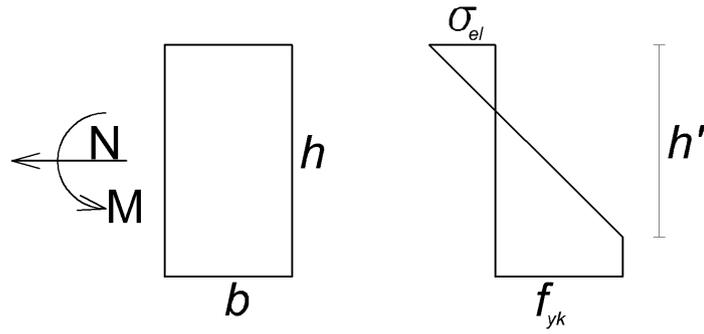


Figura 6.4: Andamento delle tensioni nella sezione nella fase plastica

delle tensioni in una sezione plasticizzata segue il grafico di figura 6.4 dove con h' si indica l'altezza della fase elastica e con σ_{el} la tensione sul lato ancora elastico.

Facendo l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione del diagramma delle tensioni si ottiene:

$$N = f_{yk}bh - \frac{f_{yk}\sigma_{el}}{2}bh' \quad (6.8)$$

$$M = \frac{f_{yk}\sigma_{el}}{2}bh' \left(\frac{h}{2} - \frac{h'}{3} \right) \quad (6.9)$$

Dalle quali si ricava:

$$h' = 1.5h - \frac{M}{f_{yk}bh - N} \quad (6.10)$$

$$\sigma_{el} = f_{yk} \left(1 - \frac{h}{h'} \right) + 2 \frac{N}{bh'} \quad (6.11)$$

Sostituendo le espressioni di $M(z, P)$ e $N(z, P)$ si ricavano $h'(z, P)$ e $\sigma_{el}(z, P)$; N è stato posto costante e pari a P così da semplificare notevolmente il calcolo.

La curvatura della trave, in fase elasto-plastica assume la seguente espressione

$$\chi_{pl}(z, P) = \frac{f_{yk} - \sigma_{el}(z, P)}{E \cdot h'(z, P)} \quad (6.12)$$

Essa serve per poter riscrivere l'equilibrio tra il lavoro esterno e quello interno che ora assumerà la forma:

$$\begin{aligned} \delta_{pl} \cdot P = & \int_0^{Z_{pl}} \frac{[M(z, P)]^2}{EJ} dz + \int_{Z_{pl}}^{L/2-Z_{pl}} \chi_{pl}(z, P) \cdot M(z, P) dz \\ & + \int_{L/2-Z_{pl}}^L \frac{[M(z, P)]^2}{EJ} dz + \int_0^L \frac{[N(z, P)]^2}{EA} dz \end{aligned} \quad (6.13)$$

dove Z_{pl} è l'ascissa per la quale la σ calcolata con la (6.6) è pari a f_{yk}

Le espressioni ora trovate sono valide fino al raggiungimento del limite di plasticizzazione sul lato ancora elastico (v. figura 6.5), cioè fino a quando

$$\sigma_{el}(z, P) \leq f_{yk}$$

Il carico che provoca la plasticizzazione del lato elastico, che corrisponde al lato teso, è stato denominato P_{II}

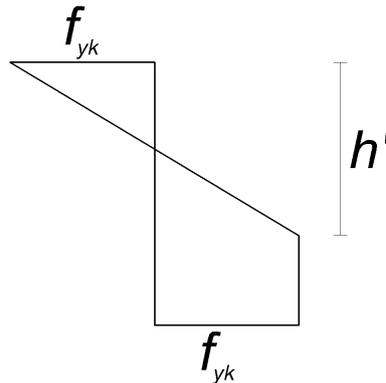


Figura 6.5: Limite di plasticizzazione del lembo superiore

6.3.1 Esempio numerico

Riprendendo l'asta dell'esempio precedente si descrive ora la metodologia usata per calcolare i diversi valori.

Le equazioni (6.8), (6.9), (6.10) e (6.11) sono esplicitate per le sezioni rettangolari e sono state adattate per i profili a "C".

Per prima cosa è stata definita la grandezza b_{rid} funzione di h (v. figura 6.6):

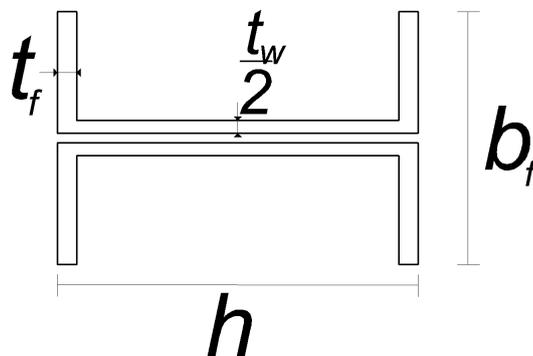


Figura 6.6: Sezione dell'asta

$$\begin{aligned}
b_{rid}(h') &= 2t_f \quad \text{per} \quad 0 < h' < \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} \\
h &\quad \text{per} \quad \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} \leq h' < \frac{b_f}{2} + \frac{t_w}{2} \\
2t_f &\quad \text{per} \quad \frac{b_f}{2} + \frac{t_w}{2} < h' < h
\end{aligned} \tag{6.14}$$

Facendo l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione della sezione è possibile scrivere l'equazione, seppur implicita, che governa il problema:

$$P \cdot \eta(z, P) \cdot Int_1(h') + Int_2(h') (P - f_{yk}A) = 0 \tag{6.15}$$

nella quale le due funzioni Int_1 e Int_2 sono:

$$Int_1(h') = \int_0^{h'} \frac{h' - \zeta}{h'} \cdot b_{rid}(\zeta) d\zeta \tag{6.16}$$

$$Int_2(h') = \int_0^{h'} \frac{h' - \zeta}{h'} \cdot \left[b_{rid}(\zeta) \left(\frac{b_f}{2} - \zeta \right) \right] d\zeta \tag{6.17}$$

Sebbene le variabili del problema si possono ridurre a due solamente (z e P) ma nella (6.15) è stata aggiunta anche h' come variabile perché la complessità, in termini di calcolo, delle equazioni è notevole. Per questo motivo sono stati fissati diversi valori di $P > P_I$ ed è stata risolta la (6.15) con algoritmi estrazione delle radici.

Le funzioni da inserire nella (6.13) sono qui riportate:

$$\sigma_{el} = f_{yk} + \frac{P - Af_{yk}}{Int_1(h')}$$

$$M_{pl} = (f_{yk} - \sigma_{el}) \cdot Int_2(h')$$

Si riportano allora i valori che descrivono il diagramma elastoplastico dell'asta in esame

	P	δ
	[kN]	[mm]
P_0	347,523	1,045
P_I	643,885	3,347
P_{II}	749,885	5,451

Tabella 6.1: Valori nel diagramma $P - \delta$

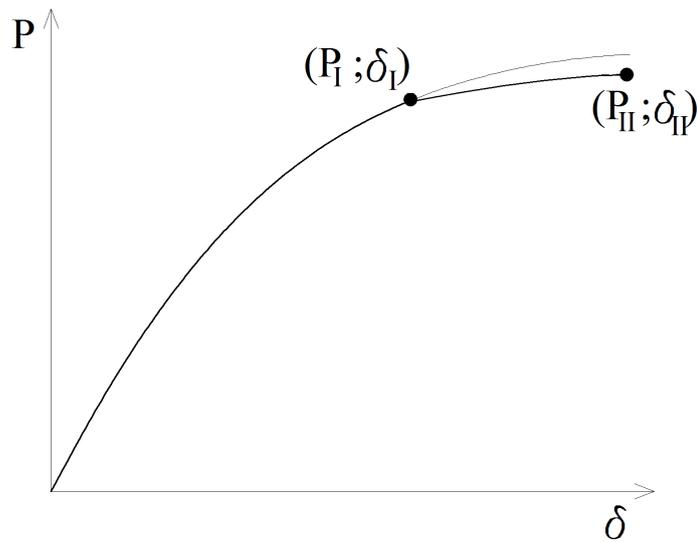


Figura 6.7: Andamento al di là del limite elastico

6.4 I portali complessi

Alcuni portali della struttura sono controventati con diverse aste e hanno una configurazione che non può essere direttamente assimilata a quella ipotizzata al paragrafo 6.2 (v. figura 6.9).

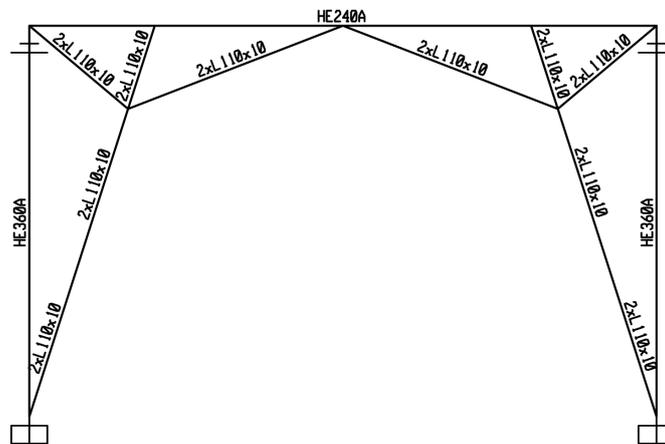


Figura 6.8: Portale controventato con più aste

L'analisi FNA si basa sulla sovrapposizione modale, si ha perciò la necessità nella modellazione di tali controventi, di mantenere inalterato il risultato dell'analisi modale. Uno dei fattori principali che incidono su di essa è la rigidezza delle aste. Sostituire una configurazione complessa come quella in figura 6.8 con una a V avente uguali sezioni, vuol dire raddoppiare la rigidezza del portale nel suo piano.



Figura 6.9: Foto all'interno della struttura

Inoltre modificare la configurazione significa modificare il flusso delle tensioni sulle altre aste.

Per tutti questi si è proceduto a sostituire l'asta più debole del gruppo con un *link* non-lineare. Si intende con “asta più debole”, l'asta che ha la maggior probabilità di instabilizzare rispetto alle altre, cioè l'asta che più snella del gruppo. La lunghezza dell'asta, per il i calcoli dei punti 6.2 e 6.3, è stata presa pari alla lunghezza di libera inflessione a seconda dei casi.

Capitolo 7

Analisi del comportamento sismico per livelli crescenti di azione sismica

7.1 Introduzione

Il progetto PROINDUSTRY intende sviluppare mettere a punto sistemi di protezione sismica per gli stabilimenti industriali, allora si è scelto di utilizzare l'edificio situato nello stabilimento ILVA di Taranto, come esempio, estrapolandolo dal contesto, per indagare quale fosse il comportamento per livelli crescenti di sisma e valutare la massima azione possibile.

Il metodo di analisi per questa fase è quello della *Analisi Dinamica Incrementale* o IDA (*Incremental Dynamic Analysis*). Si procede con una serie di analisi dinamiche non lineari, condotte utilizzando accelerogrammi scalati per intensità; i risultati offrono uno specchio di quale sia l'andamento sollecitazioni e degli spostamenti al crescere dell'azione sismica. Il concetto di IDA era già stato concepito alla fine degli anni '70, ma si è diffusa recentemente ed è stata standardizzata da Vamvatsikos, in [15].

In generale questo tipo di analisi viene condotta per valutare

- l'intervallo entro cui ricade la risposta della struttura in funzione di livelli di intensità sismica crescenti
- il comportamento nei confronti di eventi con un periodo di ritorno più grande.
- i cambiamenti nel comportamento della struttura al crescere dell'intensità del sisma (es. riduzione degli spostamenti interpiano con l'altezza, degrado della rigidità in presenza di plasticizzazioni).
- la capacità dinamica della struttura nella sua globalità

- la variazione della risposta al variare dell'input sismico.

Per condurre le analisi dinamiche non lineari, si utilizza il software SAP2000[®] che propone due metodi di calcolo: integrazione diretta delle equazioni del moto oppure la sovrapposizione modale. In questo lavoro si è scelto di utilizzare il metodo della sovrapposizione modale, chiamato *Fast Non-Linear Analysis* perché permette tempi di calcolo molto ridotti rispetto all'integrazione diretta. In aggiunta, i parametri non lineari, come la plasticizzazione degli elementi, sono molto più controllabili nella *FNA*.

Tale metodo concentra la non linearità solo in elementi *link* e considera lineari elastici tutti gli elementi *beam*.

Come esposto nel capitolo 6 per i controventi sono state ricavate le curve $P - \delta$ a compressione, oltrepassando la prima plasticizzazione P_I e arrivando ad una seconda P_{II} cioè quella del lato teso. In questo capitolo si parametrizzeranno tali curve per adattarle agli elementi *link* di SAP2000[®]. Lo stato limite ultimo di collasso dell'asta, è stato stabilito per P_{II} . In teoria si potrebbero modificare ancora le espressioni così da descrivere il comportamento fino alla formazione della cerniera plastica vera e propria, cioè fino ad arrivare ad un'altezza della zona elastica nulla ($h' = 0$). Ciò non è stato fatto perché i valori di seconda plasticizzazione sono paragonabili al carico ultimo $N_{b,Rd}$ calcolato come da normativa [19].

Gli effetti torsionali accidentali, non sono stati presi in considerazione.

7.2 Accelerogrammi

Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi dinamiche non lineari sono stati generati con il programma SIMQKE_GR sviluppato dal prof. Gelfi [17].

L'Eurocodice 8 indica:

Quando è richiesto un modello spaziale, si deve assumere che il moto sismico sia composto da tre accelerogrammi agenti simultaneamente. Il medesimo accelerogramma non può essere utilizzato simultaneamente lungo le due direzioni orizzontali.

Per quanto riguarda la generazione degli accelerogrammi, la normativa italiana prescrive che:

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di S_g . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s.

La parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $\langle 0, 15 \text{ s} : 2, 0 \text{ s} \rangle$ e $\langle 0, 15 \text{ s} : 2 T \rangle$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $\langle 0, 15 \text{ s} : 1, 5 T \rangle$, per le verifiche agli stati limite di esercizio.

il programma di generazione degli accelerogrammi utilizzato è coerente con queste prescrizioni.

A partire dagli spettri di risposta elastica verticale e orizzontale relativi allo SLV, sono stati generati gli accelerogrammi orizzontali e verticali. Il software permette la generazione di accelerogrammi diversi a partire dallo stesso spettro.

7.3 *Link* non lineari

Il programma calcolo SAP2000[®] propone diverse tipologie di *link* non lineari ma quelle più convincenti per le considerazioni fin qui fatte sono:

- *link* MultiLinear Elstic (MLE)
- *link* MultiLinear Plastic (MLP)

In entrambi i casi è possibile descrivere per punti la curva carico-spostamento per ogni grado di libertà. I simboli riportati fanno riferimento al capitolo 6.

Si è proceduto nel seguente modo:

1. Calcolo dei valori di $(P_0; \delta_0)$, $(P_I; \delta_I)$ e $(P_{II}; \delta_{II})$ per ogni controvento modellato in funzione delle grandezze geometriche della sezione (A, J_{min}) , di l_0 e e_0 .
2. Definizione di due *link* per ogni controvento uno MLE e uno MLP, che abbiano in trazione un comportamento classico con rigidezza $K_{el} = EA/L$ e in compressione un comportamento descritto:

- per MLE da $[(P_0; \delta_0) (P_I; \delta_I)]$
- per MLP da $[(P_I; \delta_I) (P_{II}; \delta_{II})]$.

3. Sostituzione degli elementi *beam*, elastici, con i *link* MLE qualora, per ogni step della *IDA*

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \geq 0,5$$

dove N_{Ed} proviene dai calcoli e $N_{b,Rd}$ è il carico in compressione che provoca instabilità, calcolato da normativa [19].

Si è scelto 0,5 perché, per valori maggiori, il legame $P - \delta$ non può più considerarsi lineare.

4. Sostituzione dei *link* MLE con *link* MLP qualora, per ogni step della *IDA*

$$\frac{N_{Ed}}{P_I} \geq 0,95$$

cioè quando il controvento è prossimo alla prima plasticizzazione.

Nome <i>link</i>	profilo	P_0 [kN]	δ_0 [mm]	P_I [kN]	δ_I [mm]	P_{II} [kN]	δ_{II} [mm]	l_0 [m]	K_{el} [kN/m]	$N_{b,Rd}$ kN
434-435	2L110x10	194,25	0,767	414,05	1,923	531,05	6,759	3,15	212486	-563
600-601	2L110x10	171,64	0,828	344,28	2,202	435,28	8,562	3,71	191552	-488
494-495	2L110x10	166,48	0,841	329,41	2,285	414,91	9,218	3,85	184775	-463
497-498	2L110x10	134,93	0,918	245,83	3,063	300,73	14,091	4,81	422502	-324
274-353*	2L110x10	131,06	0,927	236,39	3,206	287,99	14,811	4,94	178512	-218
483-488	2L130x12	275,09	0,904	586,87	2,265	753,27	7,895	3,71	269468	-868
470-471*	2L130x12	224,29	1,015	434,79	2,865	544,29	11,926	4,80	520519	-610
441-442	2L140x13	328,68	0,953	710,60	2,373	914,60	8,107	3,85	303170	-1057
554-559	2UPN280	347,52	1,045	643,89	3,347	749,89	5,451	5,49	327111	-812
610-611	2UPN280	347,52	1,045	643,89	3,347	749,89	5,451	5,49	327111	-812
607-605*	2L130x12	220,13	1,023	423,46	2,936	528,66	12,312	5,03	254948	-449
584-587*	2UPN280	261,29	1,149	442,16	5,366	485,16	8,329	7,10	396630	-527
464-465*	2L130x12	224,82	1,014	436,27	2,856	546,27	11,810	4,78	521911	-613
572-576*	2L130x12	223,95	1,016	433,87	2,870	543,07	12,012	4,78	259826	-556
552-553*	2L130x12	299,87	0,841	671,44	2,078	865,94	6,543	3,24	385570	-999
443-444*	2L110x10	134,93	0,918	245,83	3,063	300,73	14,091	4,81	183561	-324

Tabella 7.1: Valori utilizzati per definire i *link*

Si riportano nella tabella 7.1 i dati inseriti nel software di calcolo per definire i *link*. I nomi con l'asterisco, si riferiscono ai controventi dei portali complessi.

Si noti che i valori di P_{II} si avvicinano molto ai valori $N_{b,Rd}$.

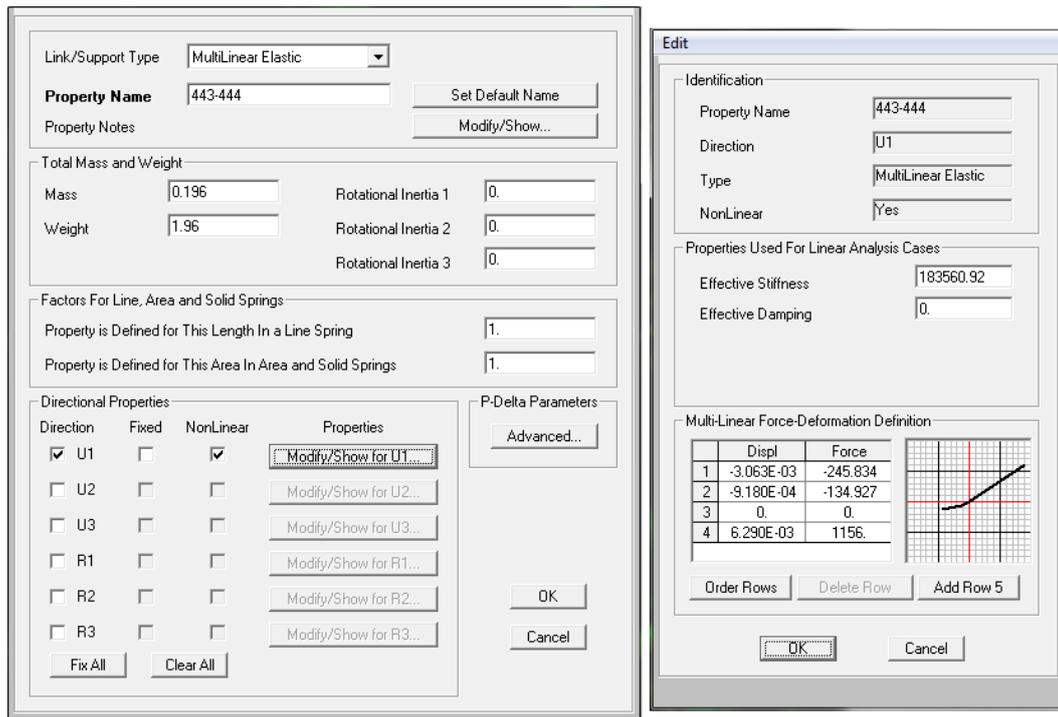


Figura 7.1: Schermata di SAP2000[®] di definizione dei MLE

7.3.1 Link MultiLinear Elastic

Gli elementi MultiLinear Elastic possono avere una curva carico-deformazione specifica per ogni grado di libertà, con un comportamento a compressione diverso da quello a trazione, purché essa rispetti le seguenti condizioni:

- un punto deve essere l'origine (0, 0);
- devono essere definiti almeno un punto con deformazione positiva e uno con deformazione negativa;
- la deformazione in un punto specifico deve essere monotona crescente, non si possono definire due valori uguali;
- le forze possono assumere qualsiasi valore;

Riportiamo in figura 7.1 la schermata del programma utilizzata per la definizione dei *link*. È possibile notare che oltre ai parametri per l'analisi non lineare sono stati definiti il peso e la rigidezza dell'analisi elastica; in particolare quest'ultima è utilizzata per l'analisi modale ed è stata posta, come già detto, pari alla rigidezza del controvento sostituito in modo da mantenere costante il risultato.

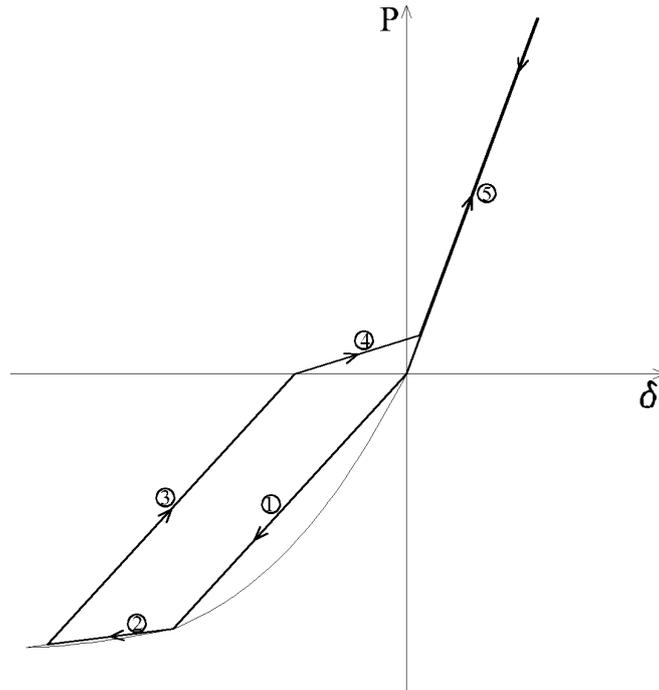


Figura 7.2: Ciclo di isteresi del MLP

7.3.2 *Link MultiLinear Plastic*

Gli elementi MultiLinear Plastic sono analoghi agli MLE ma hanno un comportamento plastico funzione delle deformazioni che è schematizzabile in con tre modelli. È stato scelto il modello di incrudimento *Pivot* poiché il ciclo di isteresi è completamente adattabile.

Il passaggio dalla compressione che provoca plasticizzazione a trazione è stato semplificato e schematizzato come in figura 7.2. Sempre in riferimento a figura 7.2 i tratti numerati hanno le seguenti rigidzze:

- $K_1 = \frac{P_I}{\delta_I}$;
- $K_2 = \frac{P_{II} - P_I}{\delta_{II} - \delta_I}$;
- $K_3 = K_1$;
- $K_4 = \frac{0.07 \cdot F_{y,t}}{\delta_{II} - \delta_I}$;
- $K_5 = \frac{EA}{L}$

dove $F_{y,t}$ è la forza che provoca lo snervamento in trazione.

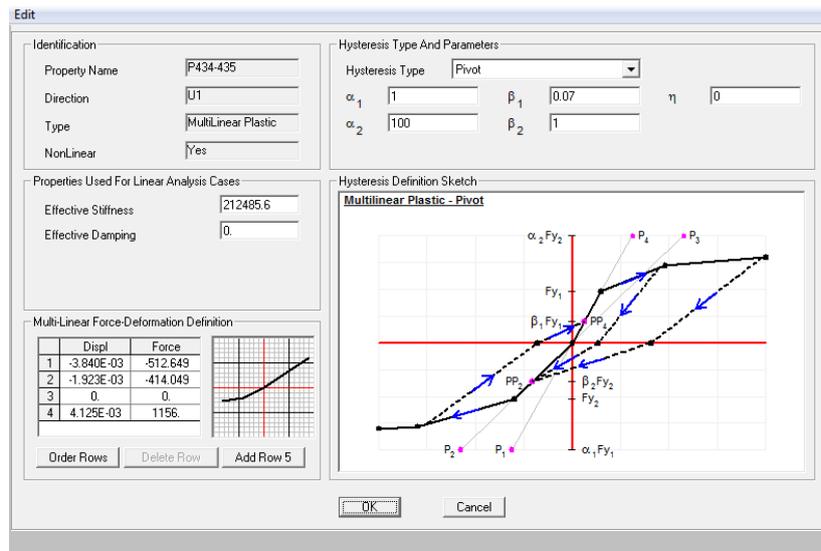


Figura 7.3: Schermata di SAP2000® di definizione dei MLP

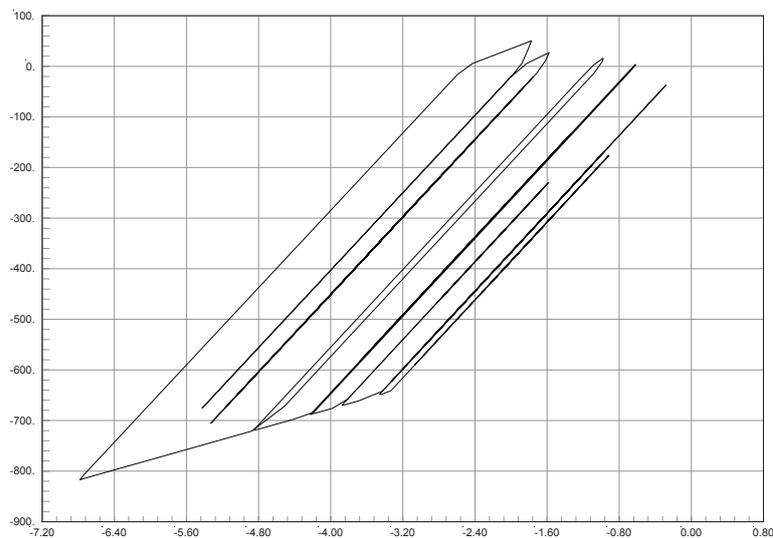


Figura 7.4: Ciclo di isteresi di un controvento prevalentemente compresso

È stato possibile ottenere tale configurazione assegnando i seguenti parametri al MLP Pivot di SAP2000® (v. figura 7.3): $\alpha_1 = 1$, $\alpha_2 = 100$, $\beta_1 = 0.07$, $\beta_2 = 1$.

Nel *link* MultiLinear Plastic la fase elastica può essere descritta da una sola retta: il raggiungimento del carico di snervamento in questo caso segue la secante e non la bilatera di figura 6.3. A causa di questa limitazione l'analisi incrementale è stata condotta aggiornando di volta in volta gli elementi non lineari sostituendo i MLE con MLP solo al raggiungimento di $0.95 \cdot P_I$. Nella figura 7.4 è possibile osservare il ciclo di isteresi di un controvento prevalentemente compresso. Le plasticizzazioni si accumulano perché non ci sono fasi in trazione.

7.4 Analisi Dinamica Incrementale

In mancanza di accelerogrammi naturali coerenti con il sito in esame, si è scelto di utilizzare accelerogrammi simulati generati con il software SIMQE e basati sugli spettri di progetto.

Come unità di misura dell'intensità dell'accelerogramma è stata utilizzata l'accelerazione di picco al suolo (*PGA* Peak Ground Acceleration); gli accelerogrammi sono stati normalizzati ponendo il picco massimo pari a $1 \cdot g$ e scalando gli altri valori rispetto ad esso. Una volta caricati nel software di calcolo, ad ogni analisi dinamica, gli accelerogrammi sono stati moltiplicati per un coefficiente partendo da $0,01 \cdot g$ fino a $0,130 \cdot g$ con un passo di $0,01 \cdot g$.

Ad ogni passo della *IDA* sono state condotte tre analisi *FNA* basate a loro volta su tre accelerogrammi agenti contemporaneamente uno per ogni direzione. Come prescrive la normativa, con questo modo di procedere, si utilizzano per le verifiche i valori massimi di sollecitazione risultanti dalle analisi.

I risultati delle varie analisi sono stati processati in modo da costruire diversi grafici che esprimessero i valori degli spostamenti, o delle caratteristiche della sollecitazione, in funzione della *PGA*.

7.4.1 Risultati dell'analisi

La serie di *FNA* è stata condotta adattando il modello ad ogni incremento. Non è possibile stabilirlo a priori perché dipende dalle sollecitazioni nelle aste. In tabella 7.2 viene riportata la sequenza di *link* utilizzata ad ogni step, e si indica con **E** il MultiLinear Elastic, con **P** il MultiLinear Plastic e **R** indica un *link* che ha superato P_{II} ma che non ha ancora superato $N_{b,Rd}$.

Di seguito si riportano nelle figure 7.5, 7.6, 7.7 e 7.8 i risultati della *IDA* in termini di resistenza.

Nelle figure 7.11, 7.12, 7.13, 7.14, 7.15, 7.16, 7.17, 7.18 e 7.19 sono riportati gli spostamenti dei piani. Si faccia riferimento, per la posizione delle colonne alla figura 5.10.

Nome <i>link</i>	PGA												
	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13
434-435	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
600-601	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
494-495	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
497-498	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
274-353*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
483-488	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
470-471*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
441-442	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	P	P	P
554-559	E	E	E	E	E	E	P	P	P	P	R	R	R
610-611	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
607-605*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
584-587*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
464-465*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
572-576*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
552-553*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
443-444*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E

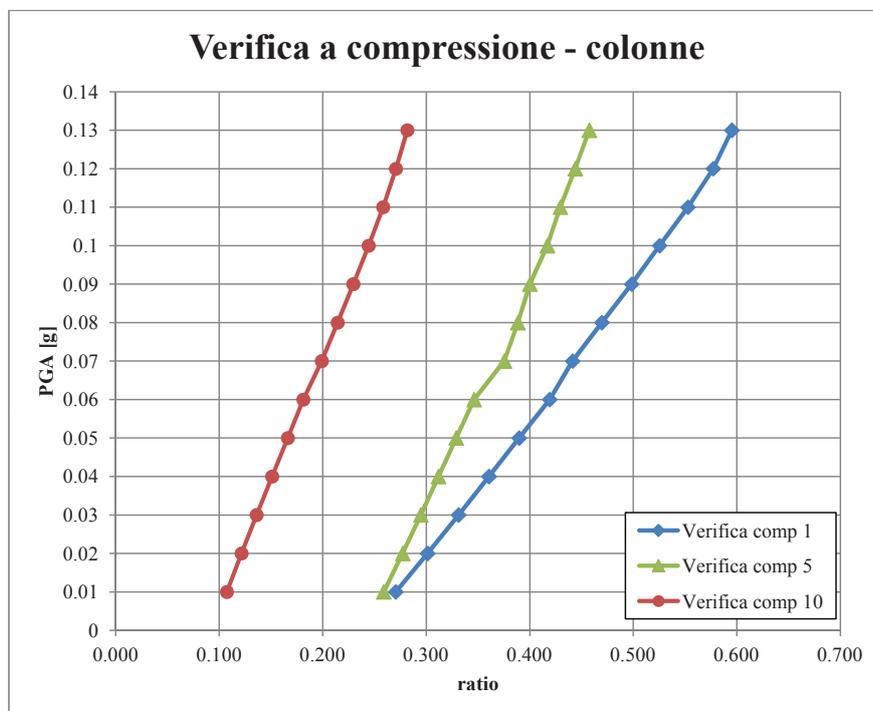
Tabella 7.2: Tipo di *link* per ciascun step della *IDA*

Figura 7.5: Verifica a compressione delle colonne più sollecitate

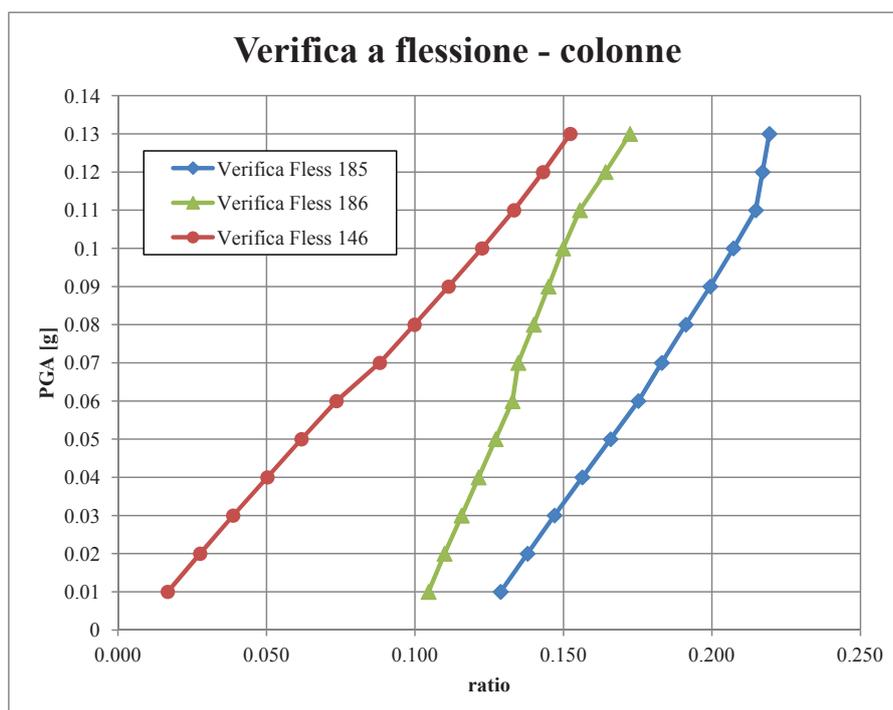


Figura 7.6: Verifica a flessione deviata delle colonne più sollecitate

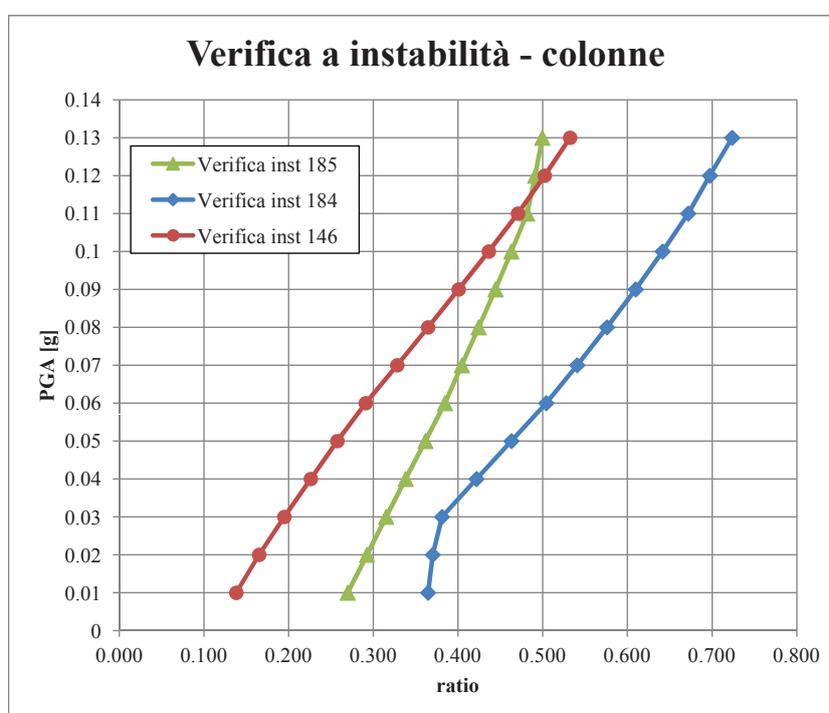


Figura 7.7: Verifica a instabilità presso-flesso-torsionale delle colonne più sollecitate

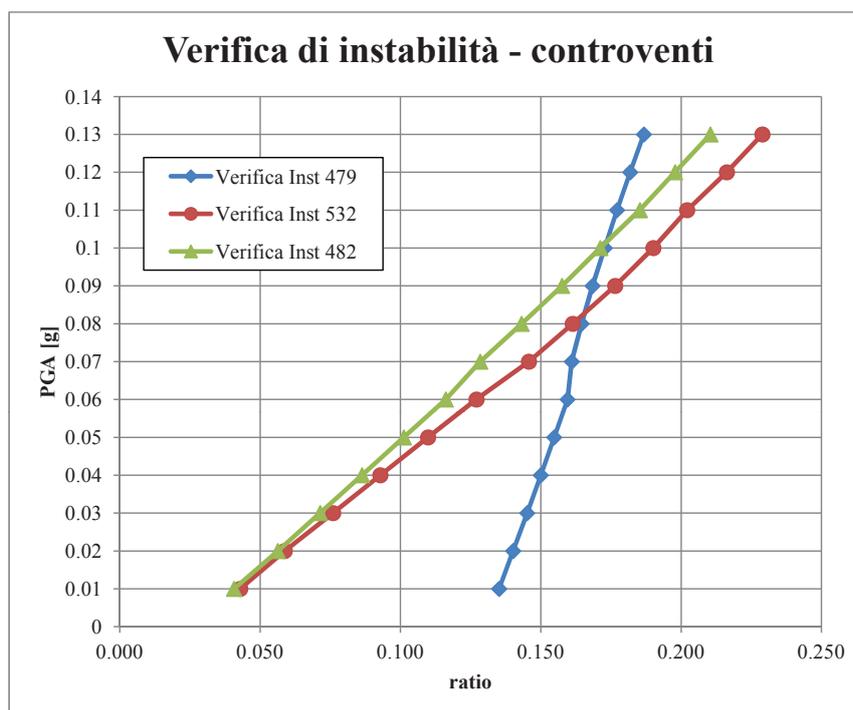


Figura 7.8: Verifica a instabilità dei controventi (*beam*) più sollecitati

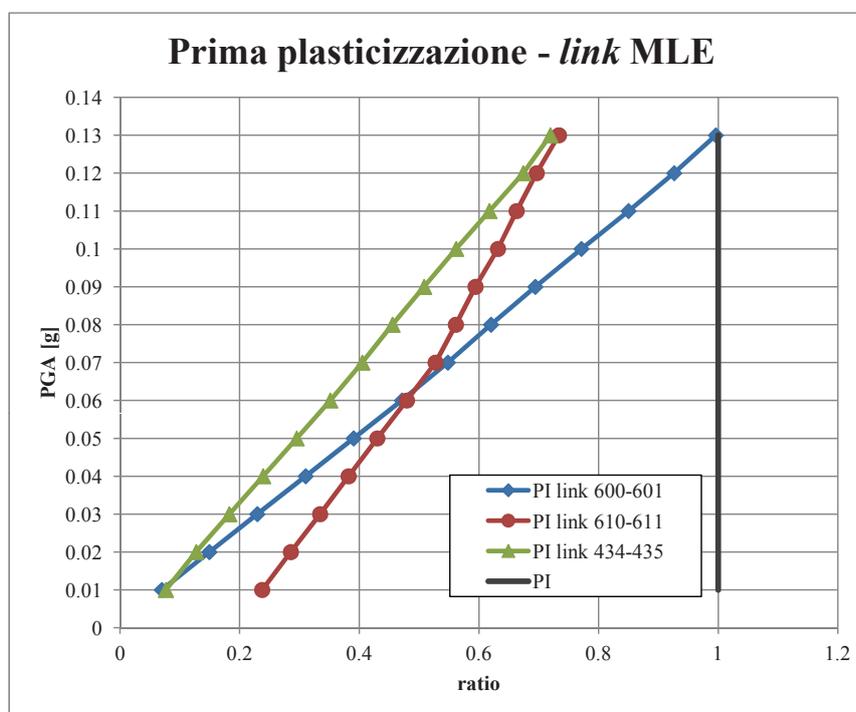


Figura 7.9: Verifica di superamento del valore P_I per i *link* MLE

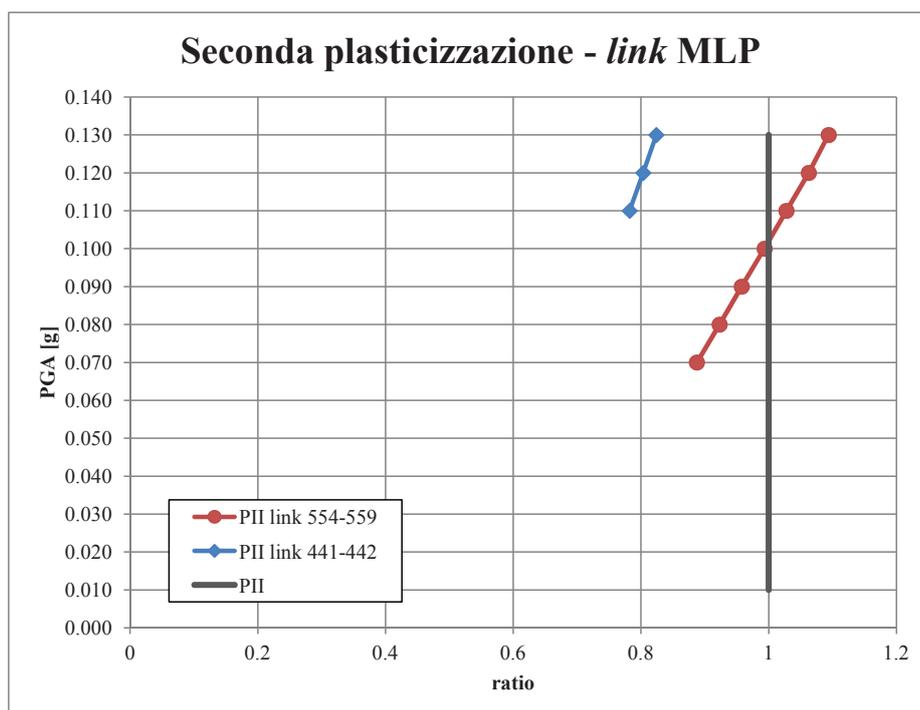
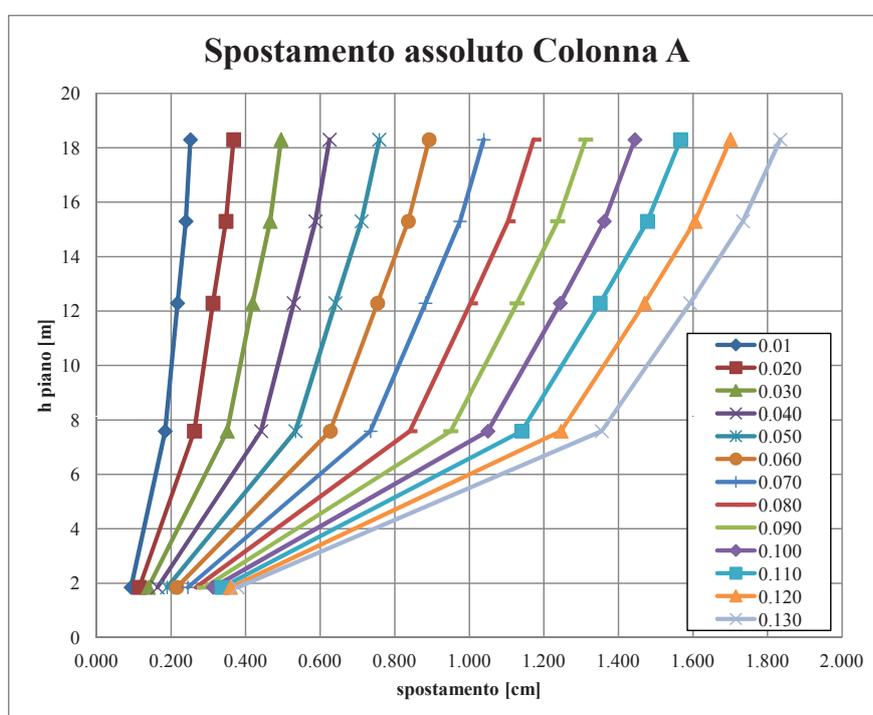
Figura 7.10: Verifica di superamento del valore P_{II} per i *link* MLP

Figura 7.11: Spostamenti assoluti per ogni piano della colonna A

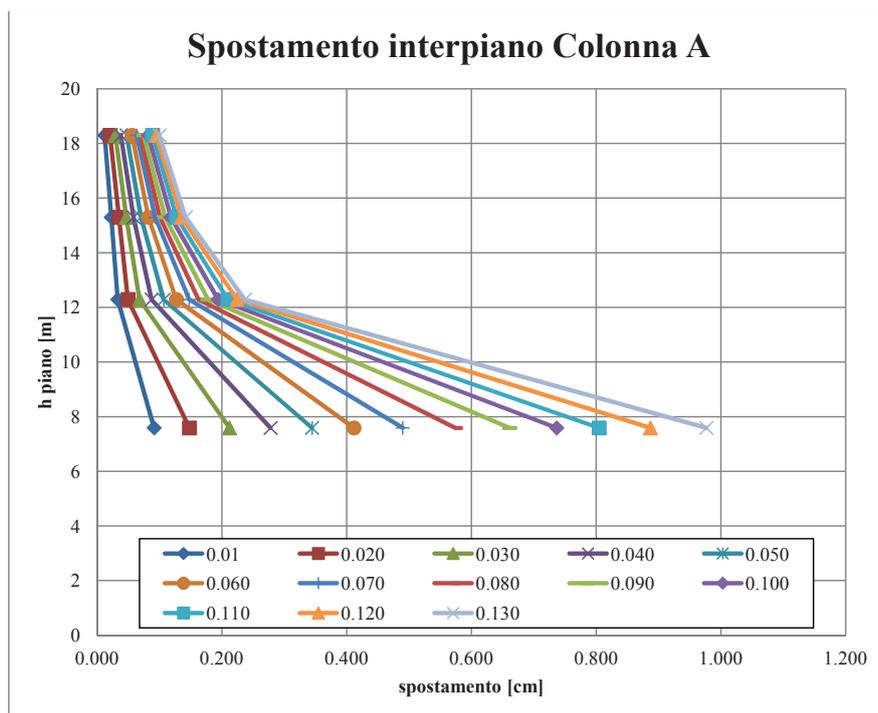


Figura 7.12: Spostamenti interpiano per ogni piano della colonna A

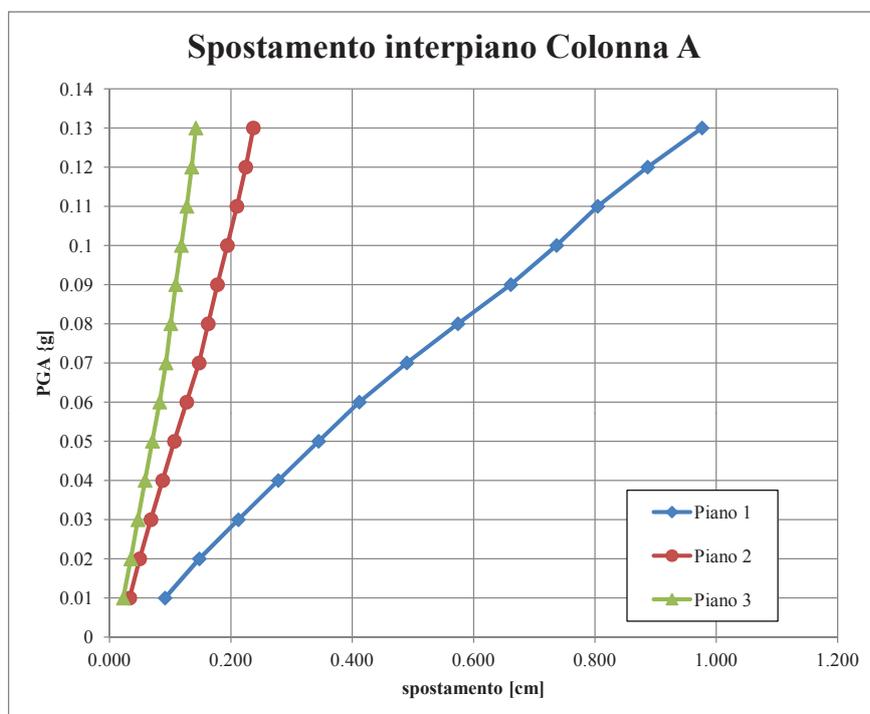


Figura 7.13: Spostamenti interpiano della colonna A

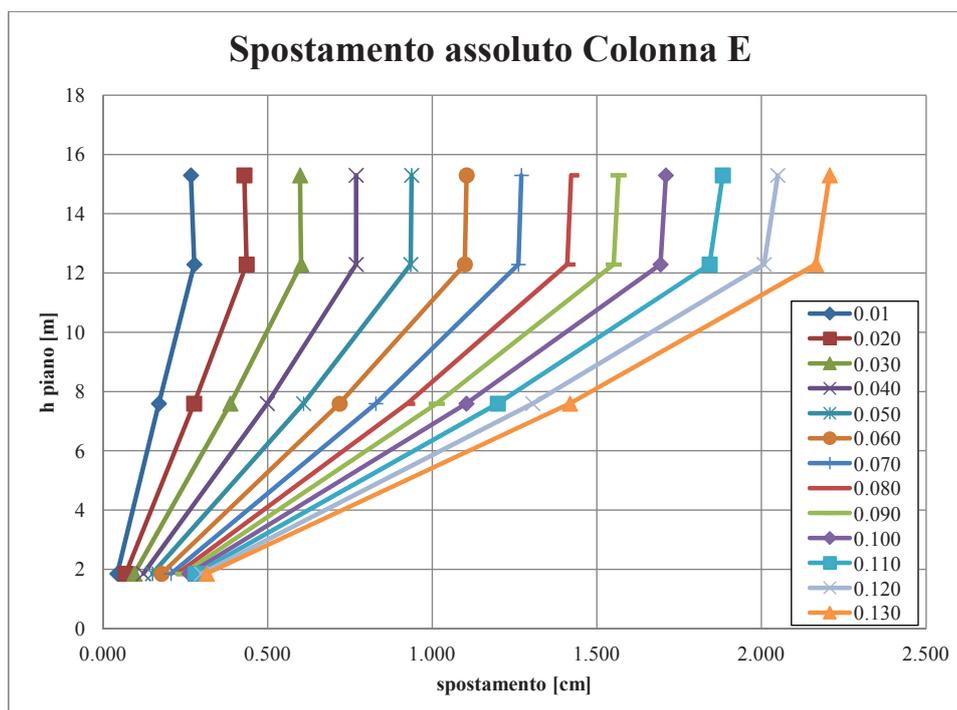


Figura 7.14: Spostamenti assoluti per ogni piano della colonna E

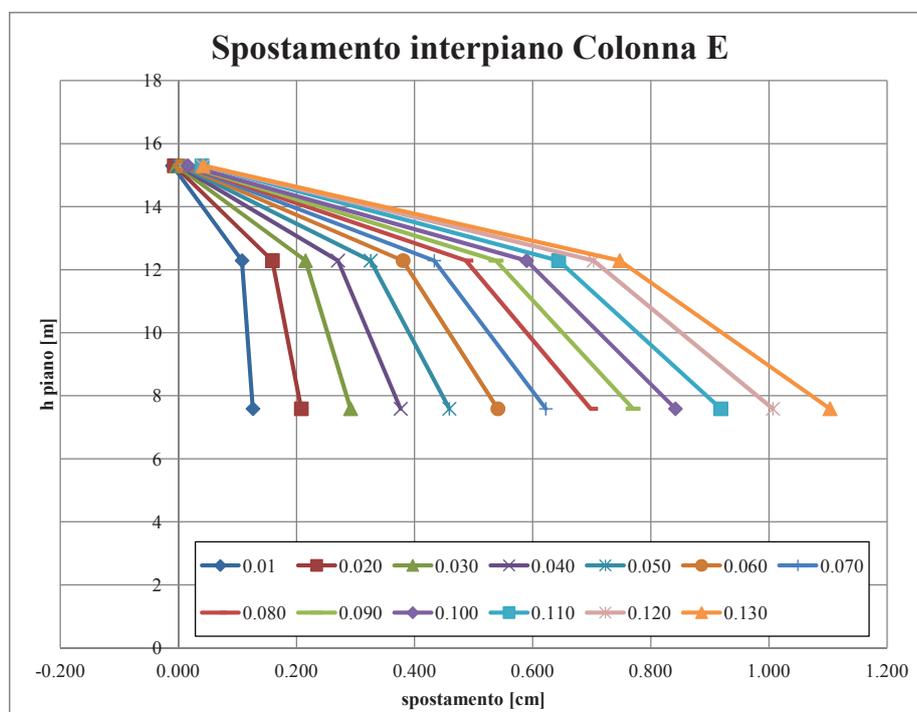


Figura 7.15: Spostamenti interpiano per ogni piano della colonna E

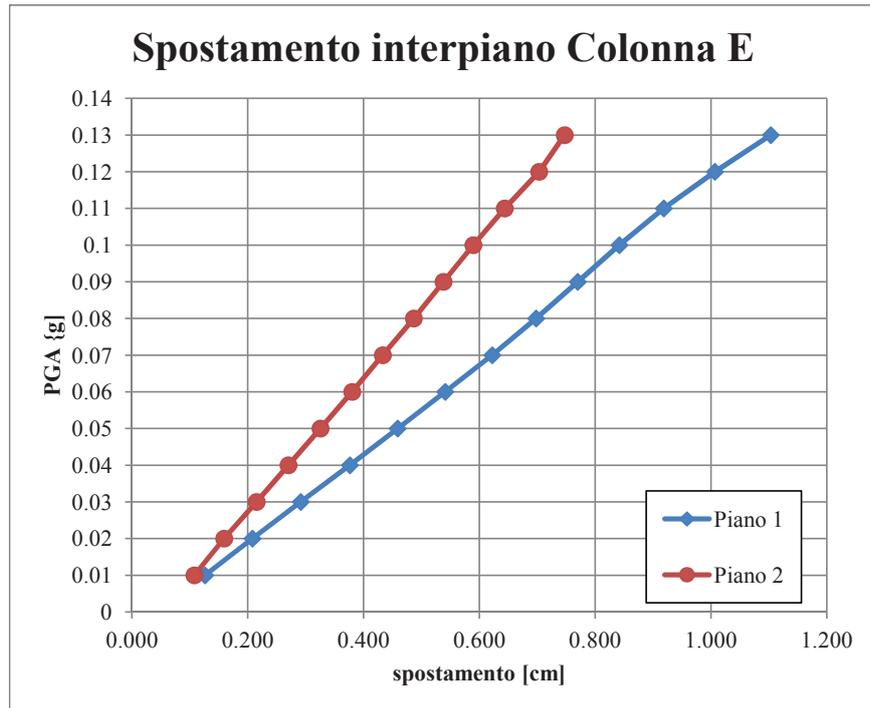


Figura 7.16: Spostamenti interpiano della colonna E

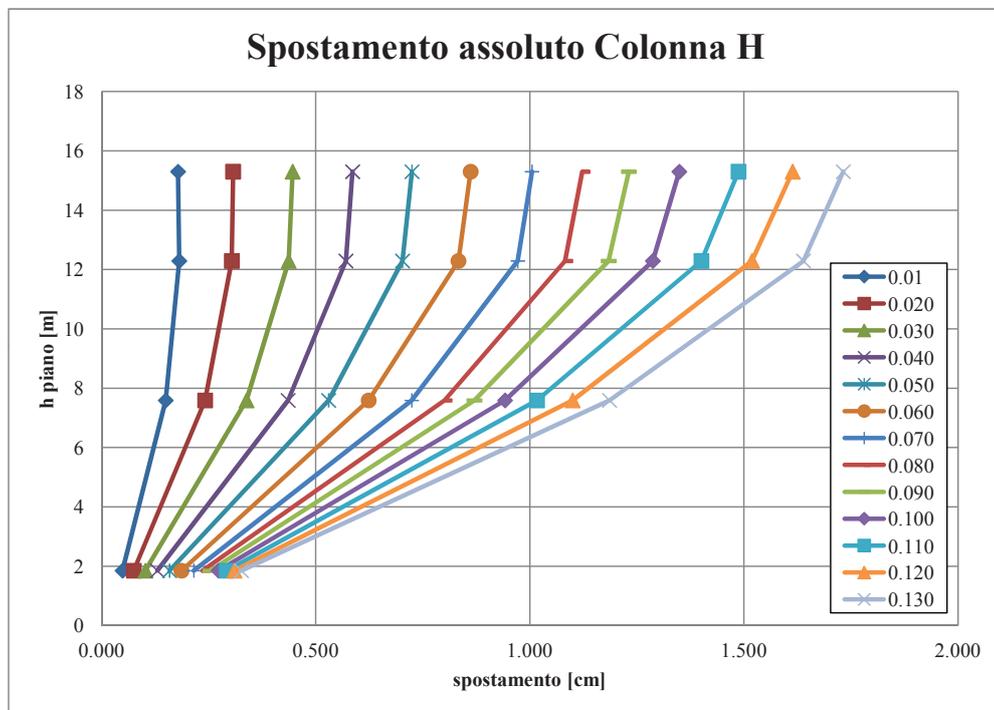


Figura 7.17: Spostamenti assoluti per ogni piano della colonna H

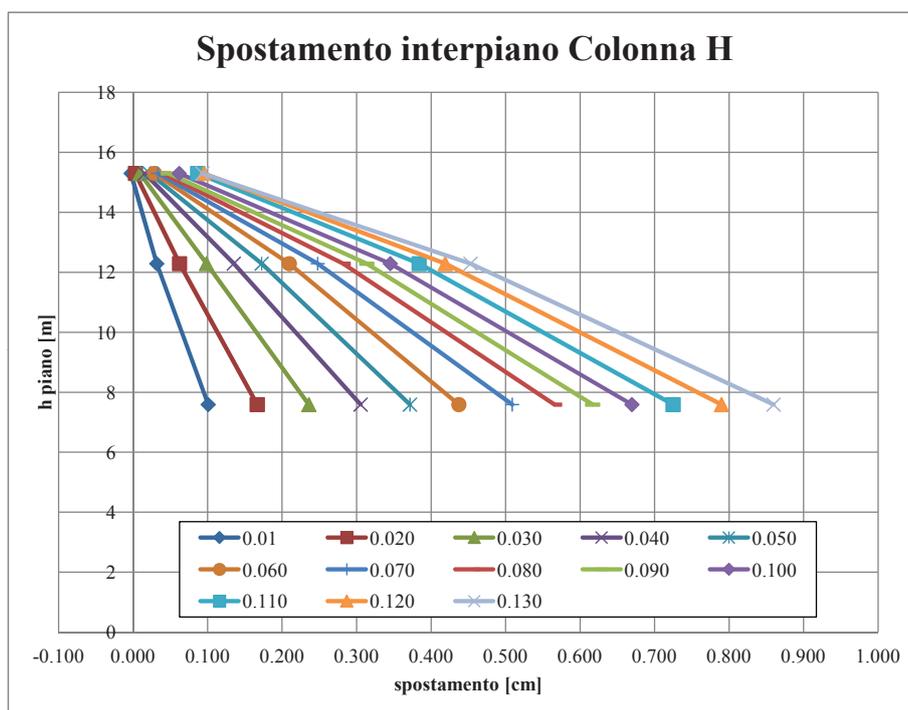


Figura 7.18: Spostamenti interpiano per ogni piano della colonna H

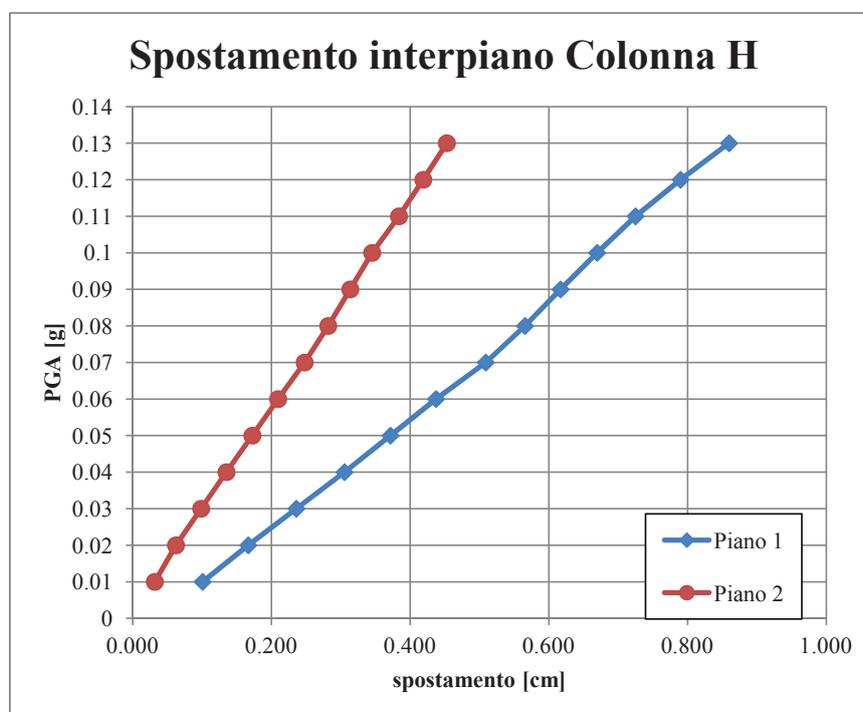


Figura 7.19: Spostamenti interpiano della colonna H

7.5 Conclusioni

Dalle simulazioni si è visto che la PGA massima raggiungibile dalla struttura è $0,11\cdot g$ (v. figura 7.10). Per tale valore, il controvento 554-559 raggiunge P_{II} . Le analisi sono state spinte oltre questo limite fino a raggiungere il valore di $N_{b,Rd}$.

Le colonne raggiungono un rapporto di verifica di 0,7 per quanto riguarda l'instabilità flessione-torsionale (v. figura 7.7).

Per quanto riguarda gli spostamenti si evince che, il primo orizzontamento a 7,59 m da terra, è quello che subisce i maggiori spostamenti interpiano, soprattutto nella zona del silo (Colonna **A**). Inoltre se nella zona del vibrovaglio (Colonna **H**), gli spostamenti hanno un andamento abbastanza lineare, in quella del silo, gli spostamenti interpiano sono molto più marcati sul primo piano, dove si concentra la massa maggiore. Si confronti per questo le figure 7.15 e 7.18 con la figura 7.12. In tutti i casi invece l'ultimo piano subisce spostamenti limitati perché presenta una massa molto modesta.

Nell'analisi dinamica lineare, condotta nel capitolo 5, si raggiungeva lo stato limite ultimo con una PGA pari a $0,084\cdot g$ relativa a un sisma con $T_R=475$ anni (v. tabella 5.3). L'aumento della PGA massima raggiungibile è dovuto principalmente all'inserimento dei *link* non lineari che, essendo meno rigidi a compressione rispetto ai *beam* elastici, incassano meno sforzo normale e quindi riescono a raggiungere valori di PGA più elevati. Inoltre, in questa analisi, non sono stati presi in considerazione gli effetti torsionali accidentali come fatto per l'analisi dinamica lineare.

Capitolo 8

Analisi Dinamica Incrementale con dispositivi antisismici

8.1 Proposte di intervento

Sempre considerando la struttura avulsa dal sito di costruzione, e ipotizzando si trovi in zone a più alta sismicità, sono state studiate due proposte di intervento che mitigassero le azioni dovute al sisma:

- inserimento di controventi dissipativi autocentranti SSCD
- isolamento il silo dal resto della struttura

8.1.1 Controventi dissipativi autocentranti

Quella dei controventi dissipativi autocentranti è una tecnologia di recente concezione, della quale si propone una realizzazione nata dalla collaborazione tra ILVA S.p.A e Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa [8].

Si vuole studiare l'effetto della sostituzione dei 4 controventi che giacciono sulle sezioni indicate con i Picchetti 4 e 3 (v. figure 4.5, 4.6), sottostanti il silo, con degli SSCD. In questo modo si intende smorzare l'energia trasmessa dal sisma alla struttura.

Per sfruttare tutta la capacità dissipativa, però, è necessario che i dispositivi siano montati con la seguente procedura

1. scarico del silo
2. smontaggio dei controventi
3. carico del silo

4. montaggio dei SSCD

In questo modo il controvento SSCD è scarico per i carichi di esercizio. Questa procedura è necessaria se si vogliono sfruttare a pieno le proprietà dissipative e ricentranti del dispositivo.

Tale procedura, però, induce nelle travi, sollecitazioni molto maggiori rispetto alla configurazione iniziale, che non sono compatibili con le aste esistenti.

Conclusione La trave che giace a quota +49,640 (v. figura 4.6), pur essendo un profilo HEB400, sotto il carico di esercizio raggiunge un rapporto di verifica a flessione di 0,992. Tale condizione è incompatibile con il corretto esercizio della struttura. Si decide perciò di non continuare con l'analisi e si sconsiglia questo tipo di intervento

8.1.2 Isolamento del silo

Si propone di isolare il silo dal resto della struttura, perché avendo una massa paragonabile a quella dell'intero edificio, è l'elemento più sensibile alle azioni sismiche.

L'isolamento alla base, in questo caso, non è praticabile perché la presenza dei ponti nastro e delle forze da essi applicate alla struttura, comporterebbe degli spostamenti iniziali che non sono compatibili con i dispositivi

Si propone di inserire sugli otto appoggi bullonati (v. figura 4.3) una serie di isolatori elastoplastici che abbiano una rigidezza laterale ridotta, e una apprezzabile capacità di smorzamento. Dato che l'ambiente di lavoro presenta una grande quantità di polveri sottili disperse, si consiglia di adottare dei dispositivi interamente costruiti in metallo che offrono ottime garanzie di prestazioni nel tempo.

I dispositivi di isolamento sono stati modellati con un unico *link* non lineare Plastic (Wen) [18] avente un comportamento a taglio di tipo elasto-plastico coerente con i dispositivi proposti.

I parametri caratteristici del *link* sono:

- rigidezza laterale $K_{lat} = 10000kN/m$
- forza di snervamento $F_y = 100kN$
- rapporto tra rigidezza *pre* e *post* snervamento $\alpha = 0,1$

Con tale configurazione è stata condotta un'altra IDA questa volta partendo da un valore di $0.08 \cdot g$ fino a un massimo di $0.24 \cdot g$ e un passo di $0.02 \cdot g$.

8.2 Risultati della IDA per la struttura con isolatori

La serie di FNA è stata condotta, come prima, adattando il modello ad ogni incremento. In tabella 8.1 viene riportate e si indica con **E** il MultiLinear Elastic, con **P** il MultiLinear Plastic e **R** indica un *link* che ha superato P_{II} ma che non ha ancora superato $N_{b,Rd}$.

Un altro parametro da controllare non superare è di tipo costruttivo: per come sono costruite le travi di supporto del silo, esso non può avere uno spostamento maggiore di 70 mm.

Nome <i>link</i>	PGA									
	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	
434-435	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
600-601	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
494-495	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
497-498	E	E	E	E	E	E	E	E	E	P
274-353*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
483-488	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
470-471*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
441-442	E	E	E	E	P	P	P	P	P	P
554-559	E	E	P	P	P	P	R	R	R	R
610-611	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
607-605*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
584-587*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
464-465*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
572-576*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
552-553*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
443-444*	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E

Tabella 8.1: Tipo di *link* per ciascun step della IDA con isolatori

Di seguito si riportano nelle figure 8.1, 8.2, 8.3 e 8.4 i risultati della IDA in termini di resistenza.

Nelle figure 8.7, 8.8, 8.9, 8.10, 8.11, 8.12, 8.13, 8.14 e 8.15 sono riportati gli spostamenti dei piani. Si faccia riferimento, per la posizione delle colonne alla figura 5.10.

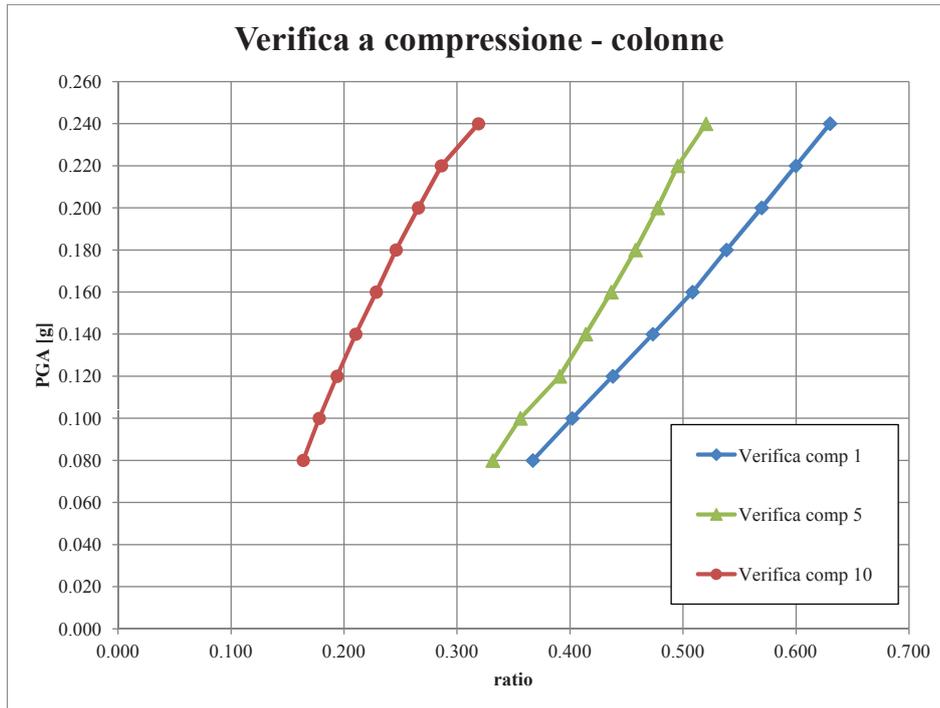


Figura 8.1: Verifica a compressione delle colonne più sollecitate

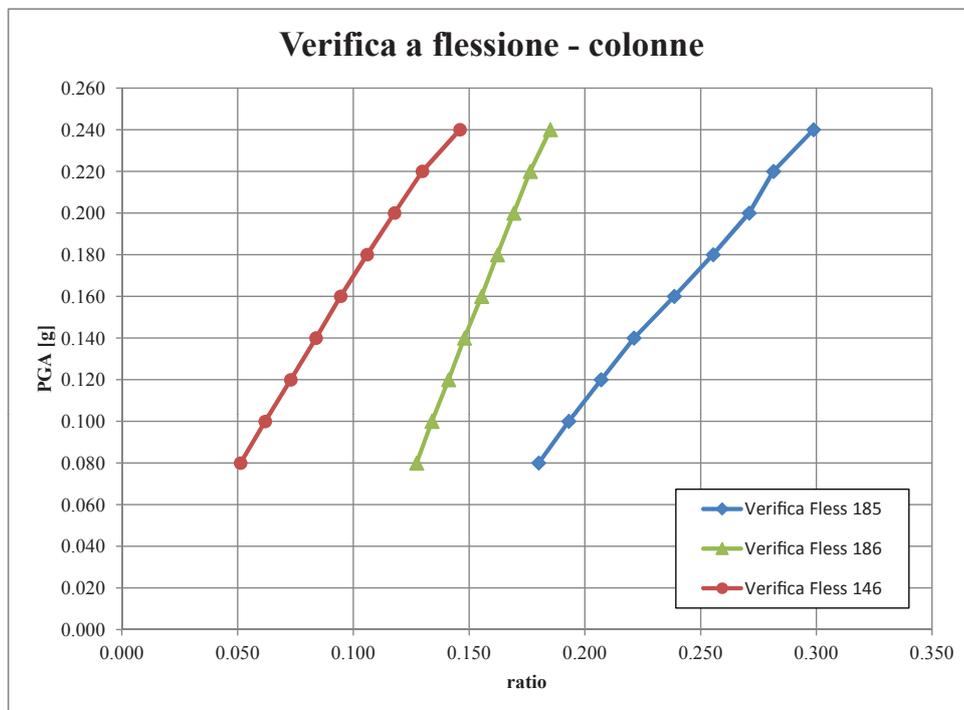


Figura 8.2: Verifica a flessione deviata delle colonne più sollecitate

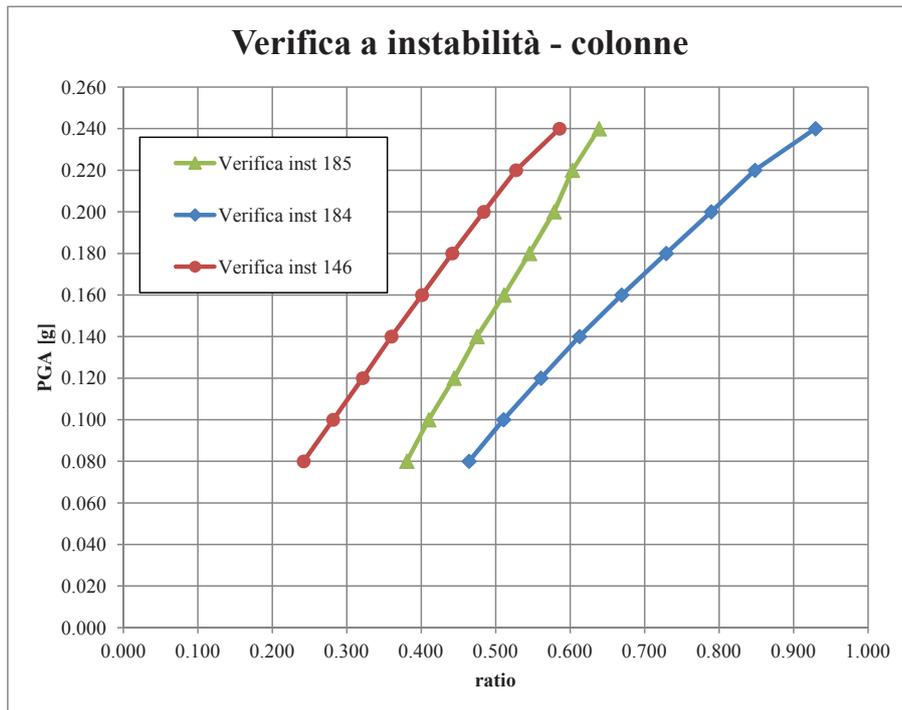
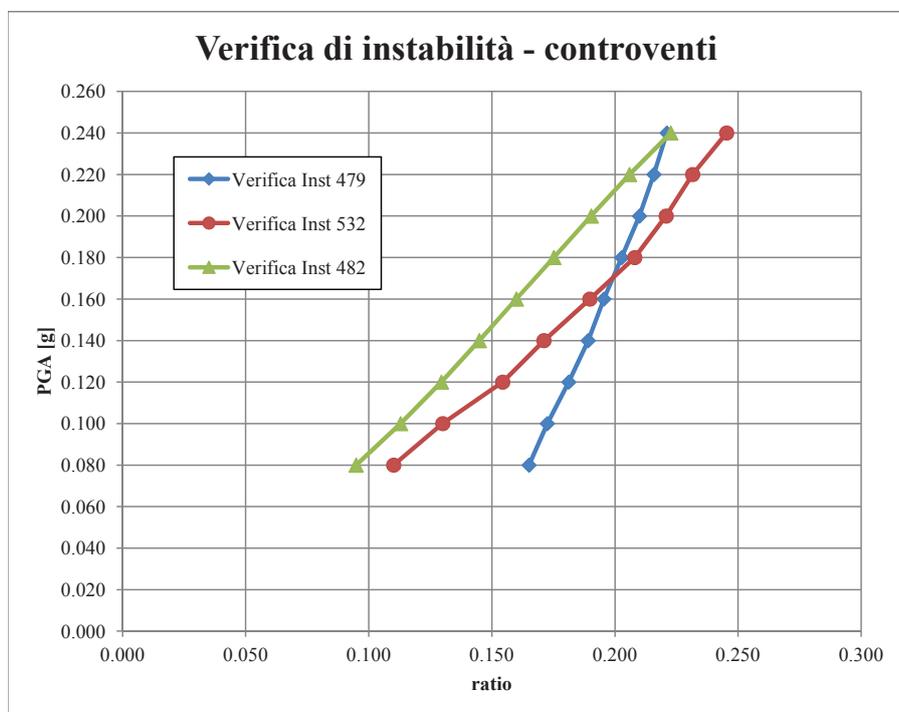
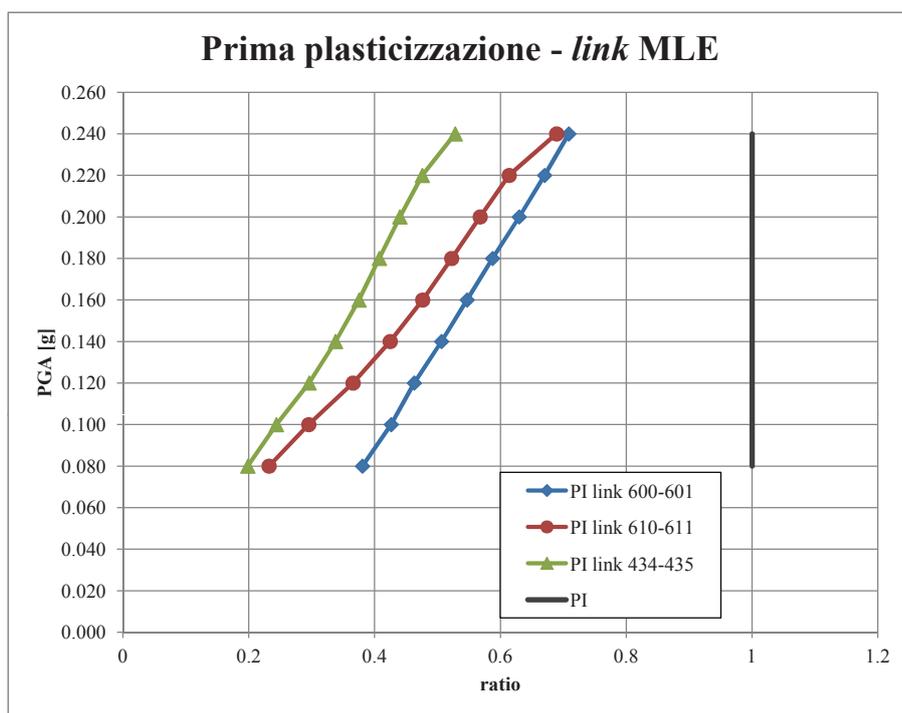
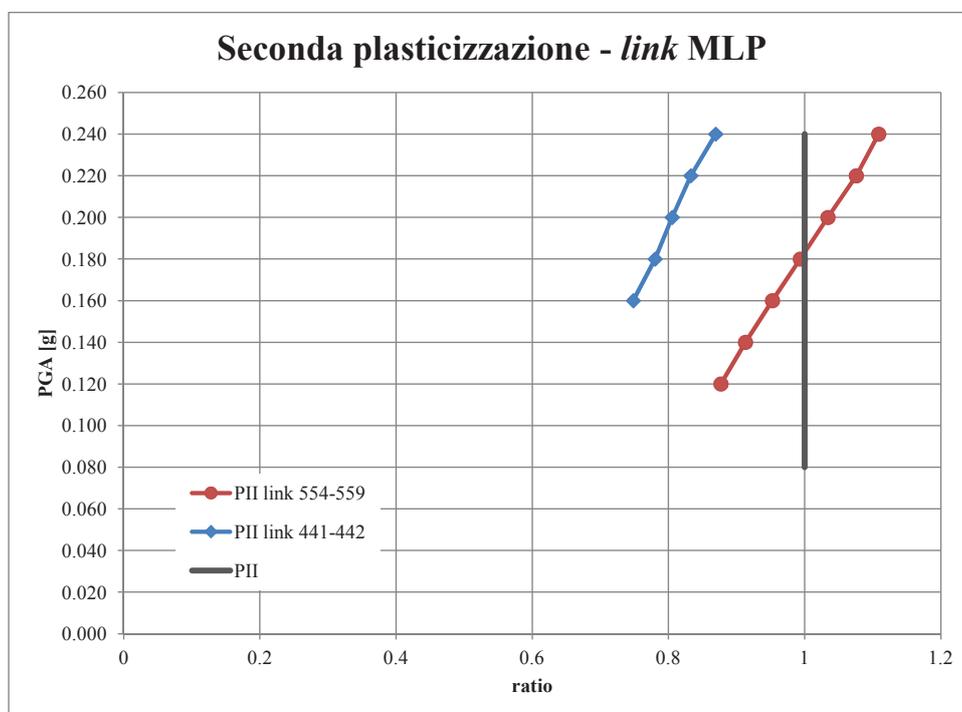


Figura 8.3: Verifica a instabilità presso-flesso-torsionale delle colonne più sollecitate

Figura 8.4: Verifica a instabilità dei controventi (*beam*) più sollecitati

Figura 8.5: Verifica di superamento del valore P_I per i *link* MLEFigura 8.6: Verifica di superamento del valore P_{II} per i *link* MLP

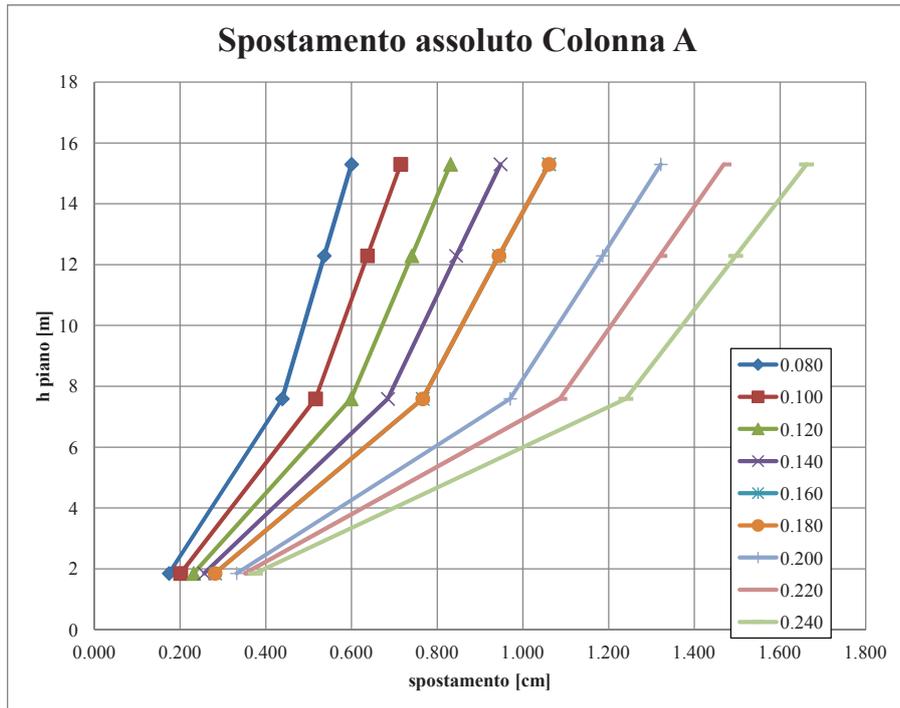


Figura 8.7: Spostamenti assoluti per ogni piano della colonna A

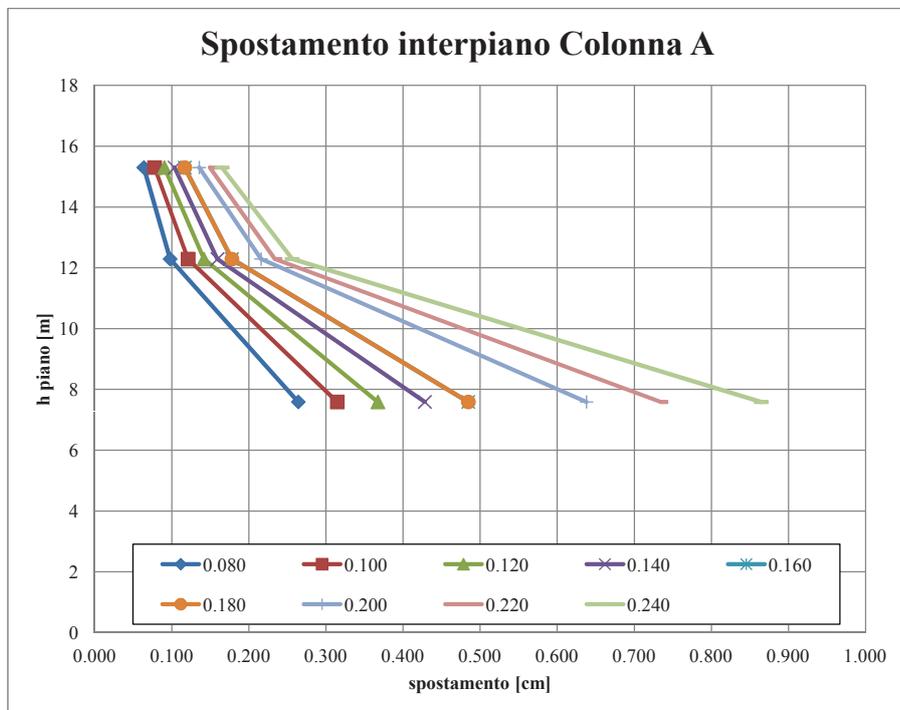


Figura 8.8: Spostamenti interpiano per ogni piano della colonna A

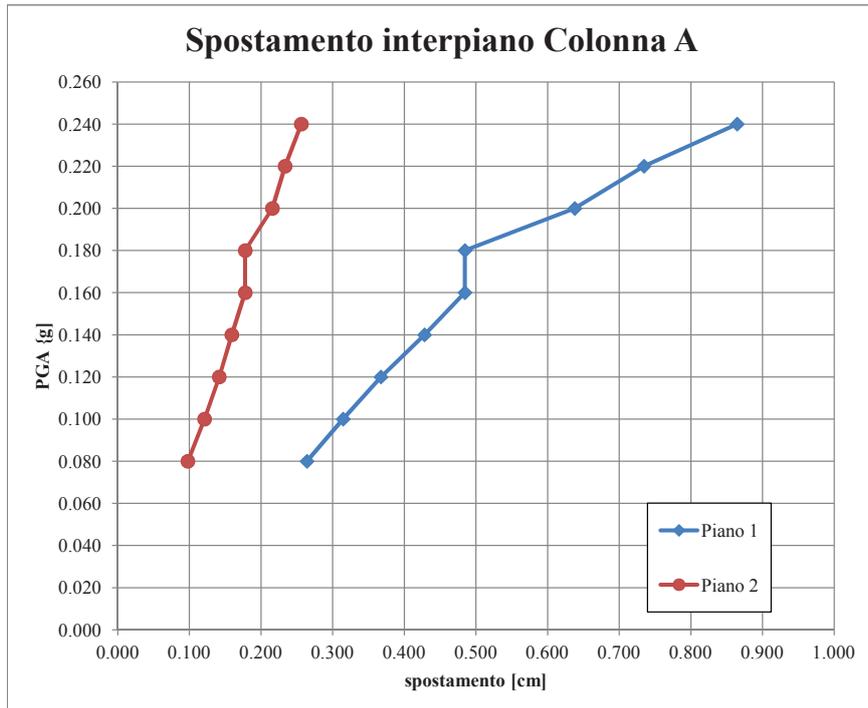


Figura 8.9: Spostamenti interpiano della colonna A

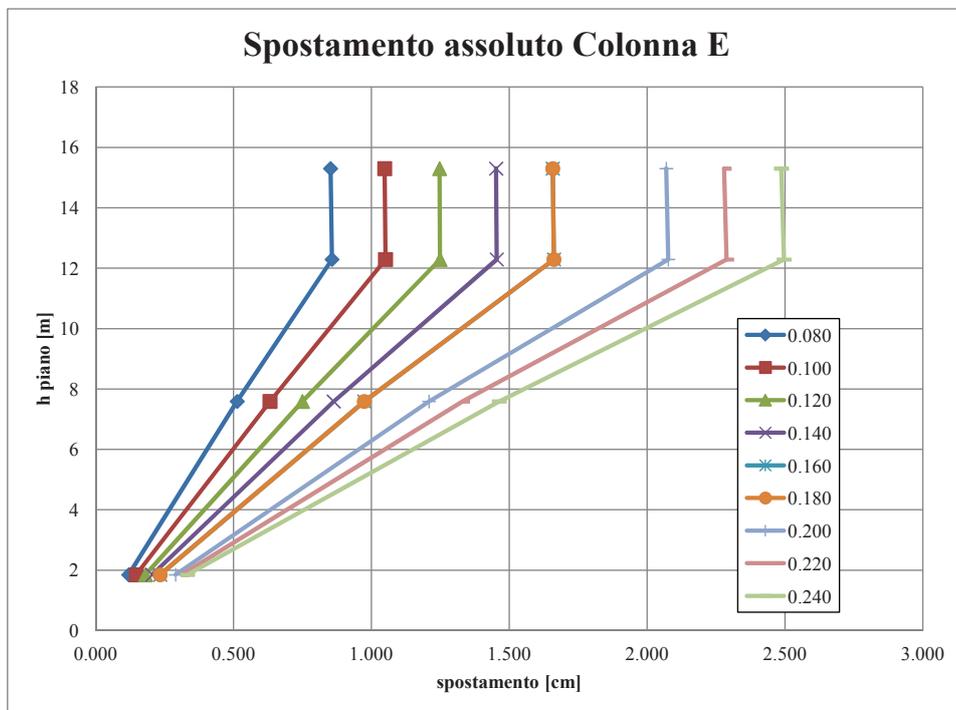


Figura 8.10: Spostamenti assoluti per ogni piano della colonna E

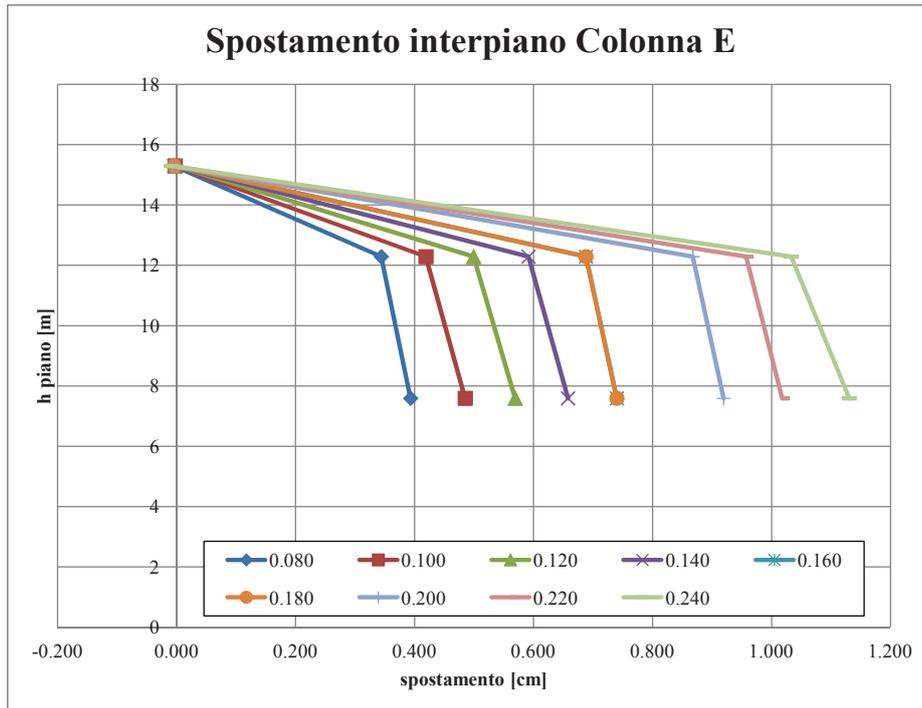


Figura 8.11: Spostamenti interpiano per ogni piano della colonna E

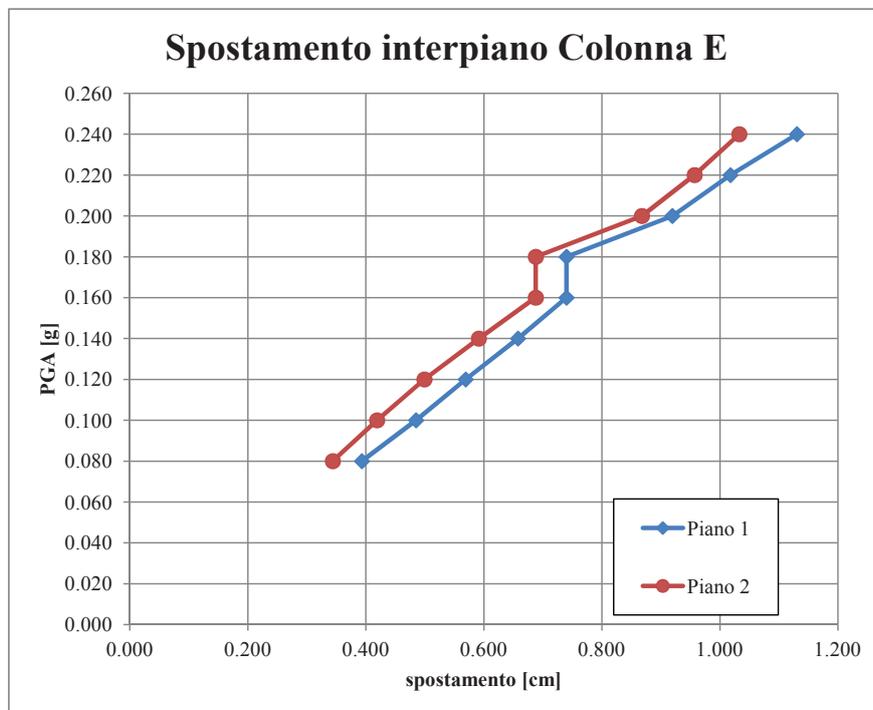


Figura 8.12: Spostamenti interpiano della colonna E

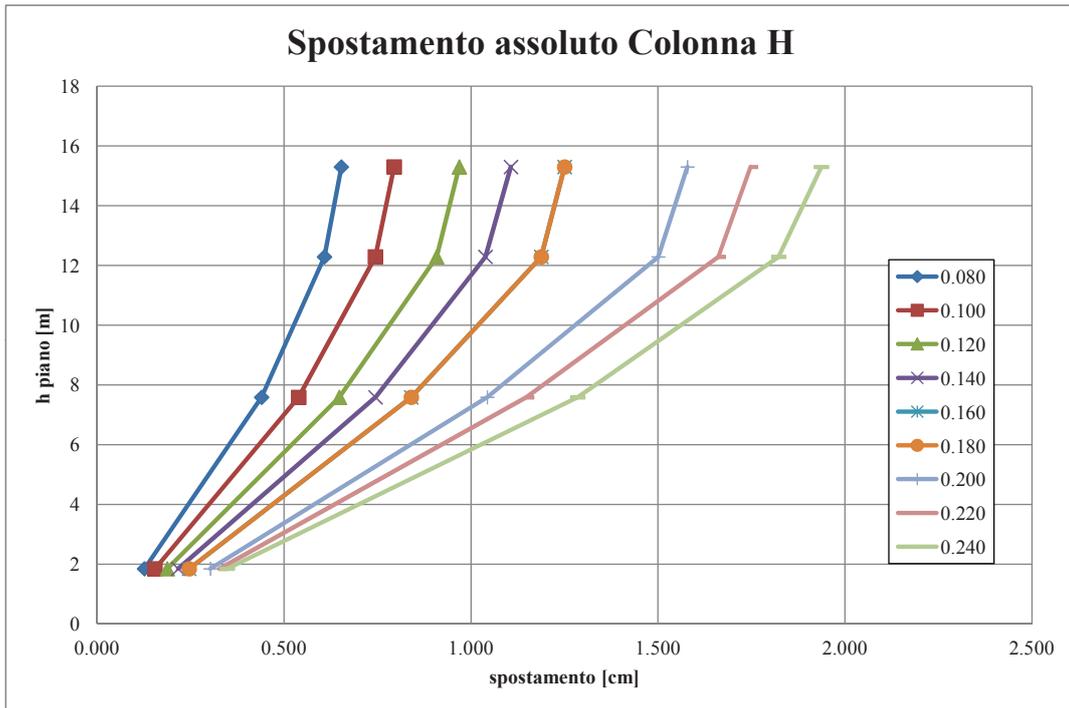


Figura 8.13: Spostamenti assoluti per ogni piano della colonna H

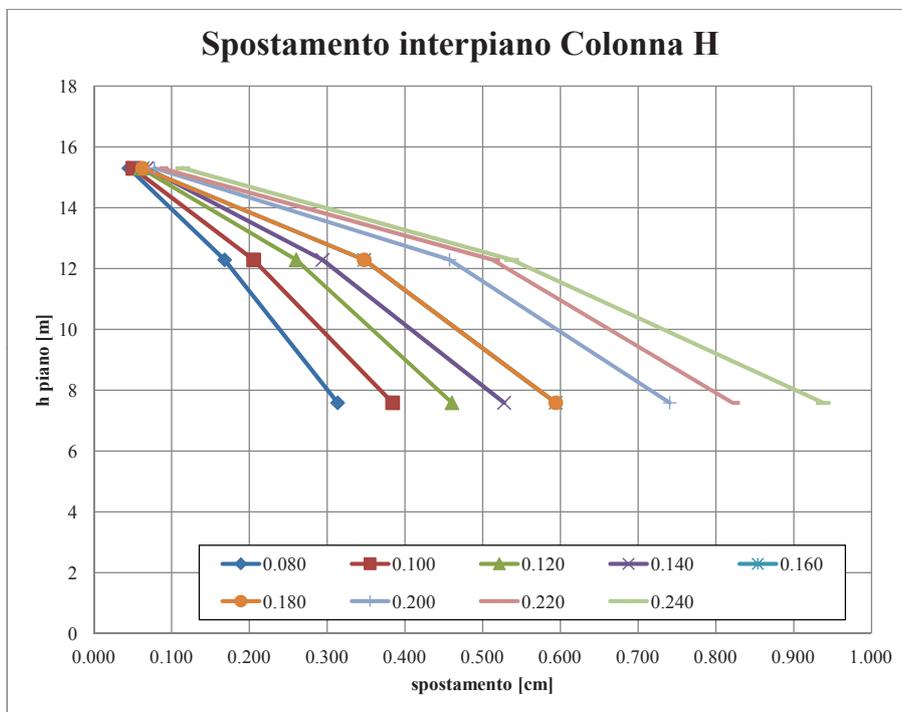


Figura 8.14: Spostamenti interpiano per ogni piano della colonna H

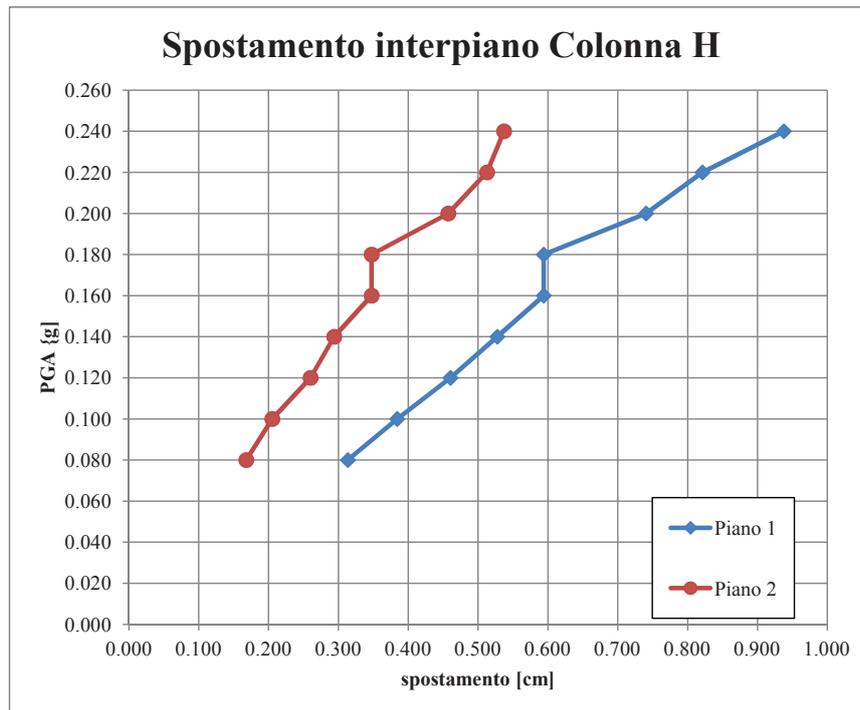


Figura 8.15: Spostamenti interpiano della colonna H

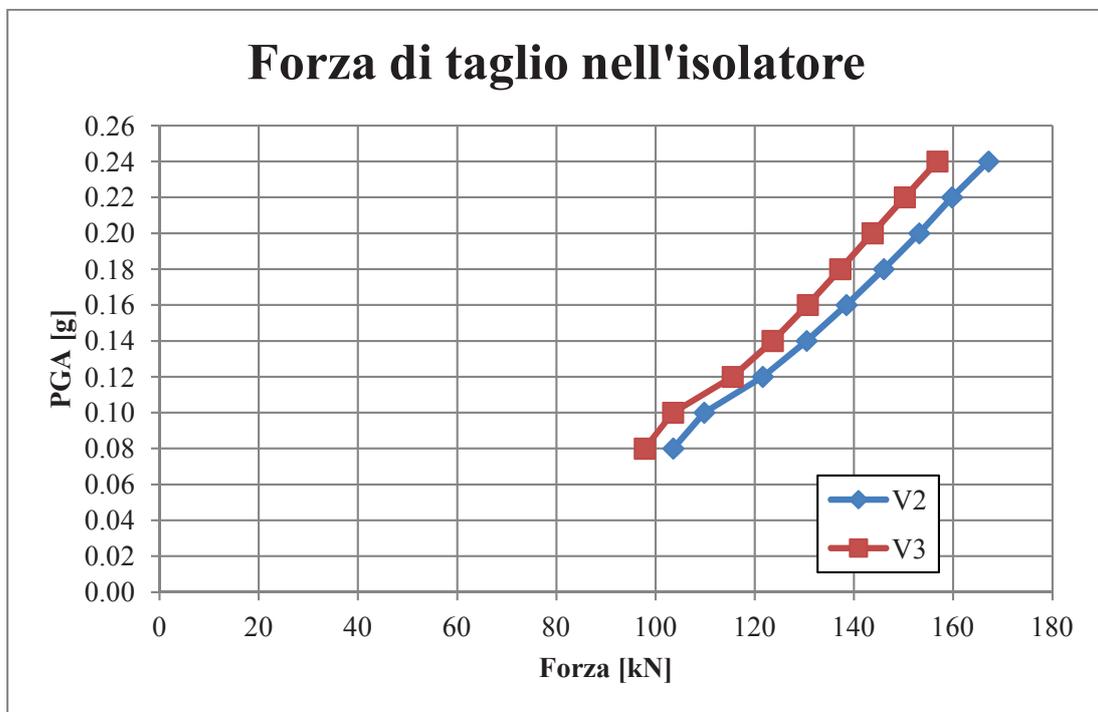


Figura 8.16: Forze di taglio negli isolatori

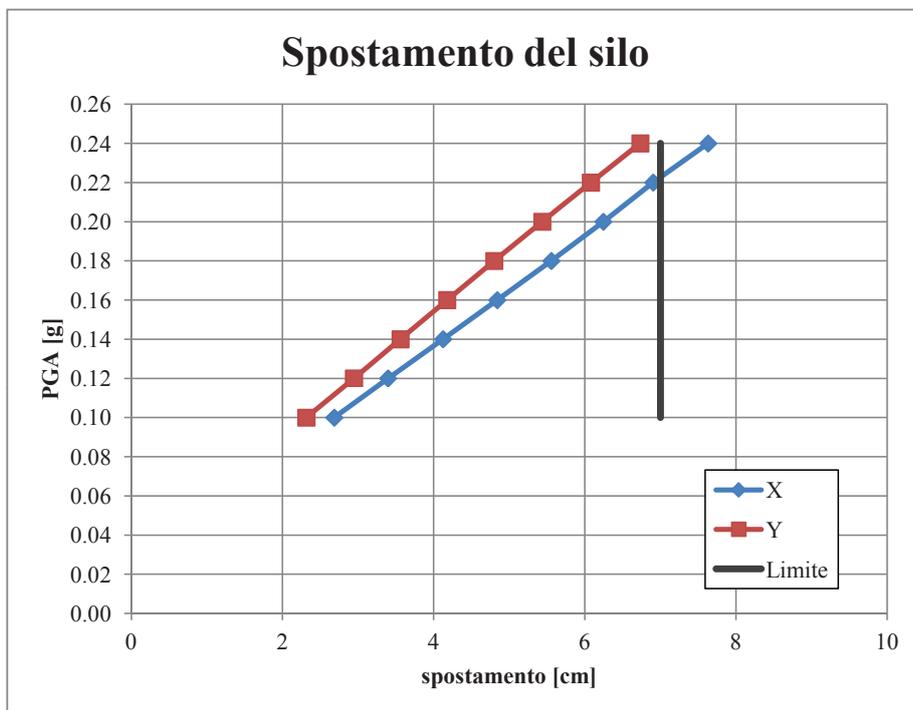


Figura 8.17: Spostamenti del silo rispetto alla struttura

8.3 Conclusioni

Il silo, non essendo più vincolato rigidamente alla struttura, ha un periodo proprio che dipende principalmente dalla rigidità laterale degli isolatori. Tale valore è pari a 0,81 s lungo x e 0,79 s lungo y . Chiaramente, valori così alti di periodo, si allontanano dal picco massimo di accelerazione dello spettro e dà notevoli benefici a tutta la struttura. Il periodo proprio del resto della struttura, dato che ha “perso” massa, di conseguenza si riduce è diventa 0,24 s lungo y e 0,21 s lungo x .

Lo stato limite ultimo è raggiunto per 0,20·g (v. figura 8.6). Per tale valore, il controvento 554-559 raggiunge P_{II} . Le analisi sono state però condotte anche oltre questo limite fino a raggiungere il valore di $N_{b,Rd}$.

Si può vedere inoltre in figura 8.17 che fino a 0,24·g, gli spostamenti relativi tra silo e struttura sono ancora compatibili con il valore limite di 70 mm.

Le colonne raggiungono un rapporto di verifica di 0,929 per quanto riguarda l'instabilità flessione-torsionale (v. figura 8.3).

L'andamento degli spostamenti interpiano al crescere della PGA ha un andamento decisamente non lineare e, come si può vedere nelle figure 8.9, 8.12 e 8.15 tra 0,16·g e 0,18·g subisce un cambiamento di pendenza.

8.3.1 Confronto con i risultati della struttura non isolata

L'installazione di isolatori al di sotto del silo dà notevoli benefici. Prima di tutto, PGA massima incassabile dalla struttura cresce da 0,13·g a 0,24·g, ma a parità di sollecitazione tutte le verifiche risultano più favorevoli. Con alcuni grafici finali, figure 8.18 e 8.19, si cerca di evidenziare i benefici introdotti dagli isolatori.

Dalla figura 8.18 si evince che il controvento 554-559 entra nella fase plastica per un valore di 0,12·g con gli isolatori e di 0,07·g senza; raggiungono P_{II} a 0,18·g e 0,11·g rispettivamente.

Nella figura 8.19 si è cercato di evidenziare che gli spostamenti di piano che si hanno 0,10·g nella struttura non isolata, sono dello stesso ordine di grandezza di quelli che si ottengono sollecitando la struttura isolata con una PGA pari a 0,20·g.

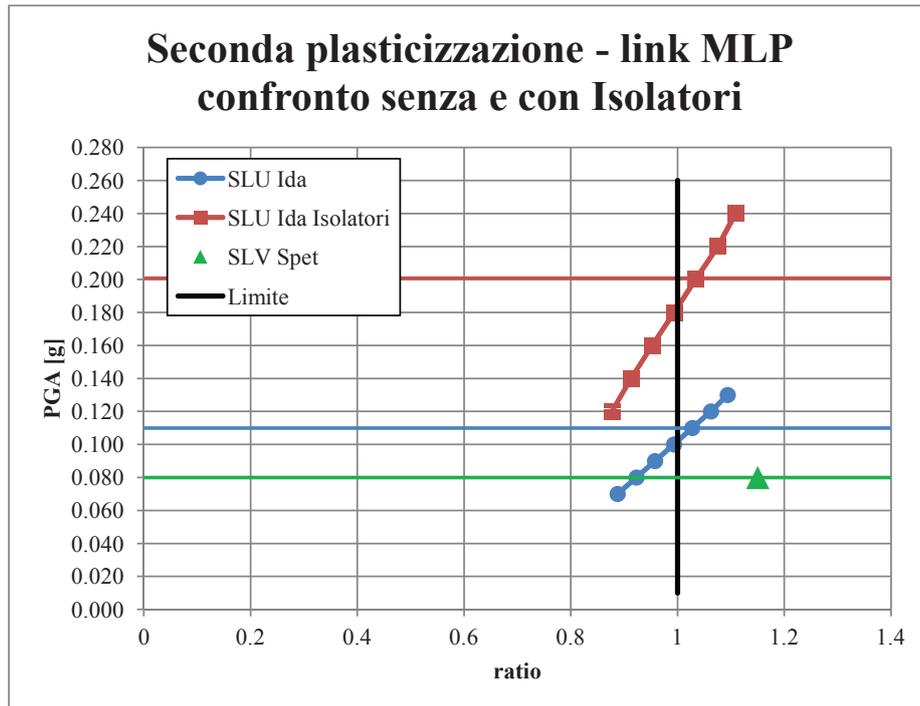


Figura 8.18: Confronto tra la verifica di superamento P_{II} con o senza isolatori

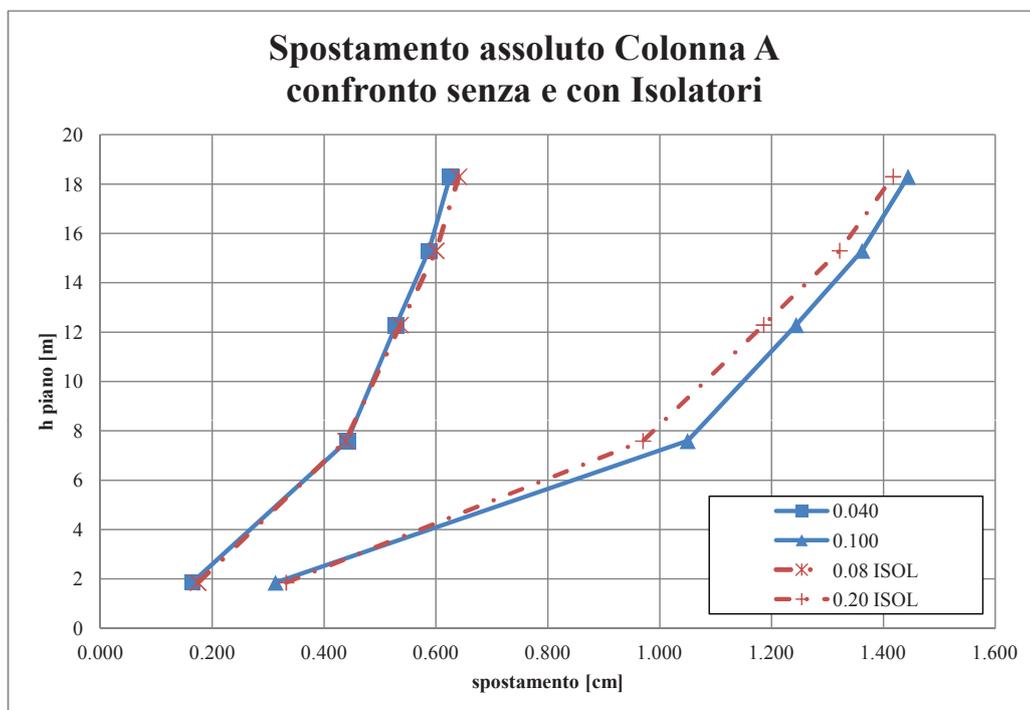


Figura 8.19: Confronto tra gli spostamenti assoluti di colonna A con o senza isolatori

Capitolo 9

Conclusioni

Nell'ambito della presente tesi si è sviluppato lo studio della vulnerabilità sismica e delle possibili strategie di adeguamento di un edificio industriale in acciaio di proprietà dello stabilimento siderurgico ILVA di Taranto. Durante un periodo di tirocinio all'interno dello stabilimento, sono state approfondite le tematiche legate alla sicurezza sismica degli impianti siderurgici. In essi sono presenti materiali infiammabili ed esplosivi, lavorazioni ad altissime temperature e apparecchiature con masse dell'ordine delle centinaia di tonnellate: il rischio associato al terremoto è quindi elevato. Si è visto che le strutture adibite allo stoccaggio di materiale e le linee di tubazioni, sono quelle più sensibili al sisma. Le prime presentano enormi masse poste, spesso, a decine di metri d'altezza per permettere ai mezzi di trasporto di essere caricati dall'alto; le seconde sono invece strutture molto snelle e lunghe anche diversi chilometri, inoltre i liquidi trasportati sono altamente infiammabili (metano, ossigeno gas coke).

La struttura scelta come caso studio, anche se modesta rispetto ad altre presenti nello stabilimento, manifesta le problematiche tipiche di un edificio adibito allo stoccaggio di materiale: il silo ha un peso paragonabile a quello dell'intera struttura ed è posto a diversi metri di altezza.

Ci si pone come obiettivo quello di eseguire una serie di analisi che descrivano il comportamento della struttura nei confronti del sisma probabile per la zona di Taranto, ma anche per terremoti con tempi di ritorno maggiori.

Nella struttura in esame, la presenza dei nastri trasportatori pone il problema della loro modellazione. Si è visto che essi trasmettono alla struttura azioni orizzontali affatto trascurabili (decine di kN) necessarie per tenere in tensione il nastro e permettere il buon funzionamento. Il calcolo di tale azione è stato effettuato seguendo le procedure interne l'azienda. Le azioni verticali sono state valutate sommando i carichi permanenti (ponte nastro, rulli, nastro in gomma, materiale trasportato) a quelli accidentali sulle passerelle. Dato che tutti i ponti nastro sono vincolati all'edificio con due bielle, si

conclude che gli spostamenti della struttura durante l'evento sismico non influenzano lo stato di tensione dei ponti nastro. Per l'analisi sismica i nastri trasportatori sono stati modellati come semplici carichi verticali e orizzontali applicati alla torretta.

Le sezioni di tutti i profili, così come i pesi di tutti i macchinari e sottostrutture, sono stati ricavati da i disegni esecutivi messi a disposizione dall'azienda. Inoltre sono stati effettuati due sopralluoghi per confrontare i disegni di progetto con lo stato reale dell'edificio.

La presenza di orizzontamenti flessibili e discontinui, di masse concentrate e una pianta a "L", hanno escluso fin da subito la possibilità di ricorrere ai metodi semplificati di analisi sismica proposti dalla normativa. Si è optato preliminarmente per un'analisi dinamica lineare. Essa è stata condotta per gli stati limite di danno e per gli stati limite di salvaguardia della vita. Per quanto riguarda gli SLD si è riscontrato come i diversi macchinari o le sottostrutture siano già progettati per assorbire le vibrazioni e permettere gli spostamenti relativi: il vibrovaglio è appoggiato su molle, così da smorzare le vibrazioni in esercizio; il silo è collegato al frantoio tramite un giunto di gomma, così permettere gli spostamenti relativi. Non è stato possibile trovare degli stati limite associati al sisma che pregiudicassero il funzionamento dei macchinari, perciò sono stati utilizzati i riferimenti normativi. Per quanto riguarda gli stati limite ultimi è stata considerata la resistenza delle singole membrature. Dato che non erano disponibili informazioni circa la duttilità dei nodi, la verifica agli SLV è stata condotta con il fattore di duttilità $q = 1$ così da rimanere a favore di sicurezza.

Nel condurre l'analisi dinamica lineare ci si è imbattuti in diverse problematiche relative all'applicazione delle norme italiane per le costruzioni. La più rilevante riguarda l'individuazione dell'eccentricità accidentale da dare alle masse. La norma prescrive di attribuire alla massa, per ogni piano e per le due direzioni, una eccentricità accidentale pari al 5% del lato dell'edificio. Per gli edifici di questo tipo, tale modo di procedere è abbastanza discutibile. Primo di tutto perché in presenza di solai discontinui la regola è di difficile interpretazione; inoltre potrebbe essere più ragionevole calcolare l'eccentricità, in questo caso specifico, in funzione delle dimensioni del silo, magari lungo tutte e tre le direzioni. In mancanza però di studi adeguati ci si è rifatti a quanto prescritto dalle norme.

I risultati dell'analisi dinamica lineare mostrano che per $q = 1$, alcune aste entrano crisi. In particolare le aste che sostengono il silo non superano le verifiche a instabilità semplice (i controventi) e a instabilità presso-flesso-torsionale (le colonne). Lo stesso tipo di analisi condotto per $q = 1.5$, valore ammesso dalla normativa, mostra che la struttura è sì molto sollecitata, ma le verifiche sono soddisfatte.

Ci si chiede a questo punto se l'instabilità di un'asta di controvento possa determinare

la perdita di funzionalità della struttura, tanto più una struttura come questa, isolata e che ospita operai solo per operazioni di manutenzione. L'azione sismica, inoltre, è un'azione ciclica, dunque il controvento potrebbe risultare instabilizzato nella fase di compressione ma non perdere di funzionalità nella fase in trazione. C'è da aggiungere che l'asta in questione è un profilo 2UPN280, molto rigido, che presenta inevitabilmente notevoli riserve post-elastiche. Per questi motivi le successive analisi sono state condotte dopo aver modellato il comportamento dei controventi a compressione.

Come già esposto in precedenza, i controventi sono stati modellati a partire dal problema dell'asta caricata di punta avente un'imperfezione iniziale. L'imperfezione è stata ricavata dalla normativa, ed è stato calcolato il carico P_I che provoca la prima plasticizzazione, quella dell'ala compressa, e il carico P_{II} che provoca la seconda plasticizzazione, quella dell'ala tesa. È stata descritta la curva $P - \delta$ elasto-plastica e sono stati ricavati rispettivamente δ_I e δ_{II} . La curva carico-spostamento è stata linearizzata così da poterla inserire nel programma di calcolo e parametrizzare i *link* non lineari a sostituzione dei controventi. La tipologia di *link* utilizzata è MultiLinear Elastic (MLE) e MultiLinear Plastic (MLP). Questo metodo offre risultati coerenti con le prescrizioni della normativa perché P_{II} risulta sempre prossimo al carico che provoca instabilità $N_{b,Rd}$.

Questo tipo di modellazione delle aste è necessario soprattutto perché si è deciso di utilizzare l'algoritmo di calcolo *Fast Non-Linear Analysis* di SAP2000[®] per le analisi dinamiche non lineari. Tale algoritmo sfrutta il metodo delle sovrapposizioni modali e permette l'inserimento di non linearità solamente sotto forma di *link*. A differenza degli algoritmi basati sull'integrazione diretta delle equazioni del moto, la *FNA* riduce notevolmente i tempi di calcolo e permette un maggior controllo dei parametri non lineari.

Per valutare la risposta della struttura al crescere della azione sismica, è stata eseguita una analisi dinamica incrementale (IDA) tramite una serie di analisi *time history*. Sono stati utilizzati una serie di accelerogrammi, compatibili con gli spettri di Taranto, generati artificialmente dal software SIMQE. L'accelerazione di picco (*PGA*) è stata normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (*g*), ed essi sono stati inseriti nel software di calcolo, moltiplicati per un coefficiente crescente. Tale coefficiente varia da 0.01 a 0.13, con un passo di 0.01. Il modello utilizzato in questo caso è tridimensionale con diversi controventi modellati come *link* non lineari e il resto delle aste modellate come elastiche lineari (*beam*). I controventi sono stati adattati in funzione degli step della IDA: sono *beam* elastici se il rapporto $N_{Ed}/N_{b,Rd}$ è minore di 0.5, vengono sostituiti con *link* MLE se lo stesso rapporto è compreso tra 0,5 e $0.95 \cdot P_I$ e vengono sostituiti con MLP se il carico supera P_I . Lo stato limite si raggiunge, per i controventi modellati

in questo modo, se viene raggiunto P_{II} .

I risultati della IDA sono stati riportati sotto forma di grafici in funzione della PGA . Si può vedere che il comportamento di questo edificio, all'aumentare dell'azione sismica, ha un percorso tutto sommato lineare. Il valore di PGA che provoca lo stato limite ultimo è $0.11\cdot g$, cioè aumenta rispetto al valore dell'analisi dinamica lineare, il quale si attestava su $0.08\cdot g$ per lo allo spettro SLV. Questo si deve principalmente all'inserimento dei *link* non lineari: avendo in compressione una rigidezza minore, essi incassano un carico minore e raggiungono valori di PGA maggiori rispetto all'analisi dinamica lineare.

Infine, per dimostrare l'efficacia dei dispositivi di protezione passiva, è stata condotta una seconda IDA, ipotizzando un intervento sull'esistente. Sono state studiate diverse soluzioni, ma quella adatta è l'installazione di isolatori sugli appoggi del silo. Scollegandolo dalla struttura, il silo oscilla indipendentemente, con periodi propri di circa 0.8 s, e la struttura ne beneficia in maniera complessiva. La massima PGA , infatti, passa da $0.11\cdot g$ a $0.20\cdot g$. Se si guardano gli spostamenti, si vede che i valori dell'edificio non isolato, calcolati per $0.10\cdot g$, sono paragonabili a quelli per $0.20\cdot g$ dell'edificio con isolatori.

Appendice A

Predimensionamento dei ponti nastro

Il primo passo prevede il calcolo dello sforzo tangenziale totale F_U alla periferia del tamburo motore. Lo sforzo tangenziale totale deve vincere tutte le resistenze che si oppongono al moto ed è dato da:

$$F_U = L \cdot C_q \cdot C_t \cdot f \cdot (2 \cdot q_b \cdot q_G \cdot q_{RU} \cdot q_{RO}) \pm (q_G \cdot H)$$

per i nastri in discesa si utilizza nella formula il segno $(-)$ e dove:

L	=	interasse del nastro trasportatore	da progetto
C_q	=	Coefficiente delle resistenze fisse	da catalogo
C_t	=	Coefficiente delle resistenze passive	da catalogo
f	=	Coefficiente di attrito interno delle parti rotanti	da catalogo
q_b	=	Peso del nastro per metro lineare	da catalogo
q_G	=	Peso del materiale trasportato per metro lineare	
q_{RU}	=	Peso delle parti rotanti inferiori	da catalogo
q_{RO}	=	Peso delle parti rotanti superiori	da catalogo
H	=	Dislivello del nastro	da progetto

Il peso del materiale trasportato viene calcolato come:

$$q_G = S \cdot \gamma_{mat}$$

dove:

γ_{mat} = Peso specifico del materiale trasportato da progetto

S = Sezione del materiale trasportato = I_v/v

v = Velocità da progetto

I_v = Portata volumetrica del nastro = I_M/γ_{mat}

$I_M =$ Portata da progetto

Lo sforzo tangenziale totale alla periferia del tamburo motore corrisponde alla differenza tra le tensioni T_1 (lato teso) e T_2 (lato lento) come mostrato schematicamente in Figura A.1.

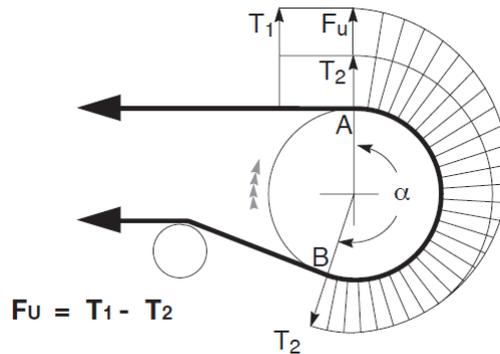


Figura A.1: Tensioni tangenziali sul tamburo motore

Possiamo calcolare T_1 e T_2 come:

$$T_1 = F_U + T_2$$

$$T_2 = F_U \cdot C_w$$

dove:

$C_w =$ Coefficiente di avvolgimento | da catalogo

Quindi il tiro complessivo trasferito alla struttura è pari a $T_{nastro} = T_1 + T_2$

Il carico complessivo del ponte nastro è scomponibile in una componente orizzontale e una verticale:

$$V_{tot} = g_{str} + q_{nastro} + q_{pas} + T_{nastro} \cdot \cos(\alpha_{nastro})$$

$$H_{tot} = T_{nastro} \cdot \sin(\alpha_{nastro})$$

dove:

g_{str}	=	Peso della struttura del ponte nastro	da progetto
q_{nastro}	=	Peso portato dal ponte nastro	
	=	$2q_b + q_G + q_{RU} + q_{RO}$	
q_{pas}	=	Sovraccarico sulle passerelle	
	=	$0,5kN/m^2$	da progetto
α_{nastro}	=	angolo di inclinazione rispetto l'orizzontale	da progetto

Tali azioni andranno poi suddivise rispetto al numero di appoggi del singolo ponte nastro.

Bibliografia

- [1] C. CHRISTOPOULOS, A. FILIATRAUL - “Principles of passive supplemental damping and seismic isolation”. 2006. *IUSS Press*.
- [2] M. CAMPEDEL, V. COZZANI, A. GARCIA-AGREDA, E. SALZANO - “Extending the Quantitative Assessment of Industrial Risks to Earthquake Effects”. Vol. 28, No. 5, 2008. *Society for Risk Analysis*.
- [3] V. ROSSINI, P. CARLI - TECSA S.P.A - “Analisi Na-Tech per gli impianti chimici”. 7 febbraio 2013. *Atti delle Giornata studio ENEA - GLIS*.
- [4] A. M. CRUZ, N. OKADA - “Methodology for preliminary assessment of Na-Tech risk in urban areas”. 2008. *Natural Hazards*.
- [5] V. CIAMPI, M. DEANGELIS, S. DI CAVE, L. G. LUCCONE, M. CIUCCI - “Passive control for seismic protection of critical components in industrial process plants”. 2004. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [6] M. CIUCCI, S. BELLAGAMBA, A. RINALDINI, F. PAOLACCI, A. ARCANGELETTI - “Protezione sismica di impianti a rischio di incidente rilevante mediante smorzatori viscoelastici”. 2002. *Valutazione e Gestione del Rischio negli insediamenti civili e industriali - Atti del Convegno*.
- [7] H. CHOI, J. EROCHKO, C. CHRISTOPOULOS AND R. TREMBLAY - “Comparison of the Seismic Response of Steel Buildings Incorporating Self-Centering Energy Dissipative Braces, Buckling Restrained Braced and Moment Resisting Frames”. 2008. *14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [8] A. BRACONI, F. MORELLI, W. SALVATORE - “Development, design and experimental validation of a steel self-centering device (SSCD) for seismic protection of buildings”. arg4. *Bulletin of Earthquake Engineering - Volume 10, Issue 6, pp 1915-1941*.

-
- [9] A. BRACONI, F. MORELLI, G. QUARANTA, W. SALVATORE - “Studio e sviluppo di un dissipatore sismico isteretico autoricentrante in acciaio per la protezione sismica delle strutture”. 2011. *XIV Convegno ANIDIS “L’Ingegneria Sismica in Italia” - Bari*.
- [10] C. CECCHERINI - “Progettazione di un edificio commerciale sismicamente protetto mediante dispositivi dissipativi autoricentranti: caratterizzazione meccanica sperimentale ed analisi numeriche”. 2013. *Tesi di laurea - Università di Pisa*.
- [11] O. BELLUZZI - “Scienza delle Costruzioni - Volume 3”. 1980. *Zanichelli*.
- [12] E. L. WILSON, M. W. YUAN, J. M. DICKENS - “Dynamic Analysis by Direct Superposition of Ritz Vectors”. 1982. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [13] G. BALLIO, F. MAZZOLANI - “Strutture in Acciaio”. 1988. *HOELPI*.
- [14] RULMECA S.P.A. - “Rulli e componenti per il trasporto a nastro di materiali sfusi”. 2006. *catalogo*.
- [15] D. VAMVATSIKOS. C. A. CORNELL - “Incremental dynamic analysis”. 2001. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [16] S. P. TIMOSHENKO, J. M. GERE - “Theory of Elastic Stability”. 1963. *McGraw-Hill*.
- [17] P. GELFI - “SIMQKE_GR”. Version 2.7 - 9 July 2012. *Università di Brescia*.
- [18] COMPUTERS AND STRUCTURES, INC - “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®”. 2009. *Manuale*.
- [19] [NORMATIVA] - “Norme Tecniche per le Costruzioni”. D.M. 14 gennaio 2008. *Ministero delle Infrastrutture*.
- [20] [NORMATIVA] - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche delle costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617. *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.
- [21] [NORMATIVA] - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.”. UNI (2005c) - UNI EN 1998. *Eurocodice 8*.