

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE**

*D.I.S.T.A.R.T.*

*Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti,  
delle Acque, del Rilevamento e del Territorio*

**TESI DI LAUREA**

in

Progetto di strutture di fondazione LS

**INSERIMENTO DI FONDAZIONI PROFONDE IN  
EDIFICI ESISTENTI**

CANDIDATO  
Claudia Arlotti

RELATORE  
Chiar.mo Prof. Ing.  
Andrea Benedetti

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

---

## INDICE

<b>RINGRAZIAMENTI.....</b>	<b>3</b>
<b>1 INTRODUZIONE.....</b>	<b>4</b>
<b>2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....</b>	<b>6</b>
2.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
2.2 ANALISI DEI CARICHI .....	8
<b>3 MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE AGLI ELEMENTI FINITI</b> .....	<b>11</b>
3.1 CARICHI APPLICATI.....	11
3.2 ANALISI STATICA LINEARE DELL'INTERO EDIFICIO INCASTRATO ALLA BASE.....	15
<b>4 DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE.....</b>	<b>19</b>
4.1 I MICROPALI TUBFIX.....	19
4.2 LE CARATTERISTICHE DEL TERRENO .....	21
4.2.1 <i>La prova penetrometrica statica (CPT)</i> .....	21
4.2.2 <i>I risultati delle prove penetrometriche</i> .....	25
4.2.3 <i>Prove di laboratorio</i> .....	34
4.2.4 <i>Risultati delle prove di laboratorio</i> .....	35
<b>5 MODELLAZIONE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>38</b>
5.1 REALIZZAZIONE DEL MODELLO IN STRAUSS.....	38
5.2 CALCOLO DELLA RIGIDEZZA DI OGNI PALO .....	40
<b>6 ANALISI STATICA DELL' EDIFICIO SOTTO I CARICHI VERTICALI ....</b>	<b>52</b>
6.1 ANALISI STATICA LINEARE DELL'INTERO EDIFICIO SOSTENUTO DAI PALI DI FONDAZIONE .....	53
6.1.1 <i>Valutazione dei risultati ottenuti</i> .....	53
6.1.1 <i>Verifiche sugli elementi resistenti</i> .....	60
6.1.3 <i>Dimensionamento dei collegamenti</i> .....	68
<b>7 ANALISI SISMICA DELLA PALIFICATA .....</b>	<b>77</b>

7.1	ANALISI STATICA NON LINEARE .....	77
7.1.1	<i>Analisi statica non lineare della singola coppia di pali</i> .....	77
7.1.2	<i>Determinazione della sollecitazione sismica</i> .....	103
7.1.3	<i>Analisi statica non lineare dell' intero edificio</i> .....	116
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>124</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>125</b>

## **Ringraziamenti**

*Desidero ringraziare con affetto i miei genitori, sia per il sostegno morale che economico. Senza di loro non avrei potuto raggiungere questo importante traguardo.*

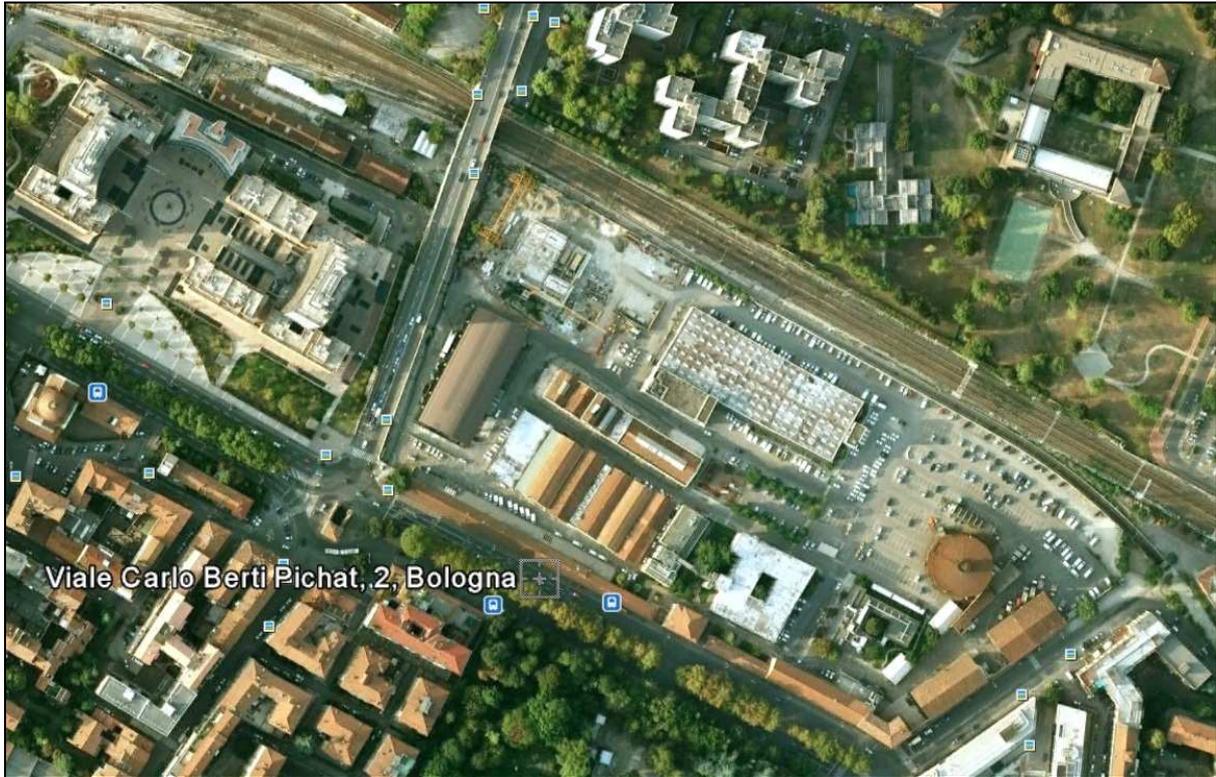
*Un sentito ringraziamento al Professor A. Benedetti, relatore di questa tesi, per la grande disponibilità e pazienza dimostratemi durante la stesura.*

*Desidero inoltre ringraziare tutti i miei compagni di corso, in modo particolare Andrea, Francesco e Nicola, per essermi sempre stati vicini e aver reso gli anni universitari indimenticabili; le mie coinquiline Elisa, Federica e Francesca per avermi supportato e “sopportato” sempre e comunque; mio fratello per i preziosi consigli, le mie nonne e tutti i miei amici.*

*Un ultimo ringraziamento a Thomas, per il suo amore e per aver sempre creduto in me.*

## 1 Introduzione

La presente relazione prende in considerazione l' intervento di recupero edilizio e ristrutturazione del fabbricato ex industriale denominato “ Vecchia Officina ”, sito nell' area HERA di Viale C. Berti Pichat a Bologna.



**Figura 1.1:** localizzazione dell' edificio

Più in particolare, la relazione descrive il dimensionamento e la verifica di una palificata di micropali atta a sostenere l' edificio per una durata di sei mesi.

Il terreno di fondazione della struttura in esame è fortemente inquinato a causa della produzione di acetilene derivante dalla fabbricazione di gas per lampade da città.

L' obiettivo del presente lavoro, quindi, è quello di progettare una palificata di micropali accoppiati, realizzati sotto le murature portanti dell' edificio in modo da sostenerlo e permettere lo scavo atto a rimuovere il terreno inquinato e la realizzazione successiva di un nuovo piano interrato.

Nel presente lavoro verranno eseguiti fondamentalmente due tipi di analisi sulla palificata:

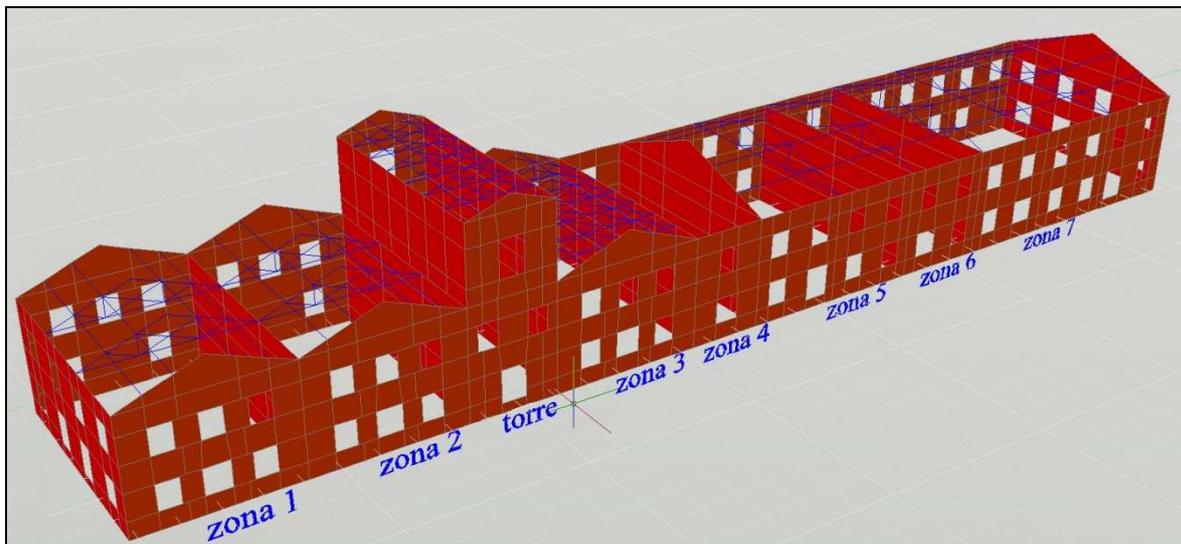
- analisi statica lineare dell' edificio sostenuto dai micropali di fondazione e sottoposto ai carichi permanenti strutturali;
- analisi sismica sul singolo palo e sull' intero edificio sostenuto dalla palificata.

I micropali che verranno utilizzati per realizzare la palificata sono micropali tubfix, costituiti da un tubo di acciaio con diametro di circa 15 cm. Lo scavo che verrà effettuato per la rimozione del terreno di fondazione avrà una profondità di 4 metri. Di conseguenza i pali presenteranno una lunghezza fuori terra pari alla profondità dello scavo. Risulta quindi evidente che i fenomeni di instabilità avranno un ruolo fondamentale nel dimensionamento e nella verifica della palificata sottoposta ai carichi verticali.

Per quanto riguarda l' analisi della palificata sottoposta all' azione sismica, verrà eseguita un' analisi pushover prima sulla singola coppia di pali, poi sull' intero edificio modellando i pali tramite delle molle governate dalle curve di capacità ottenute dall' analisi sul singolo palo. L' edificio verrà sottoposto all' azione sismica determinata tramite lo spettro di risposta calcolato secondo il Decreto Ministeriale del 2008. Lo scopo di questa analisi è controllare che la palificata realizzata per l' edificio "Vecchia Officina" sia in grado di sopportare l' azione derivante dal sisma durante i sei mesi in cui essa dovrà sostenere l' edificio per permettere lo scavo e la realizzazione del piano interrato. In questa analisi, quindi sarà studiato il comportamento dei pali in campo elasto – plastico e saranno tenuti in conto gli effetti di non linearità del materiale e geometrica.

## 2 Descrizione dell'edificio

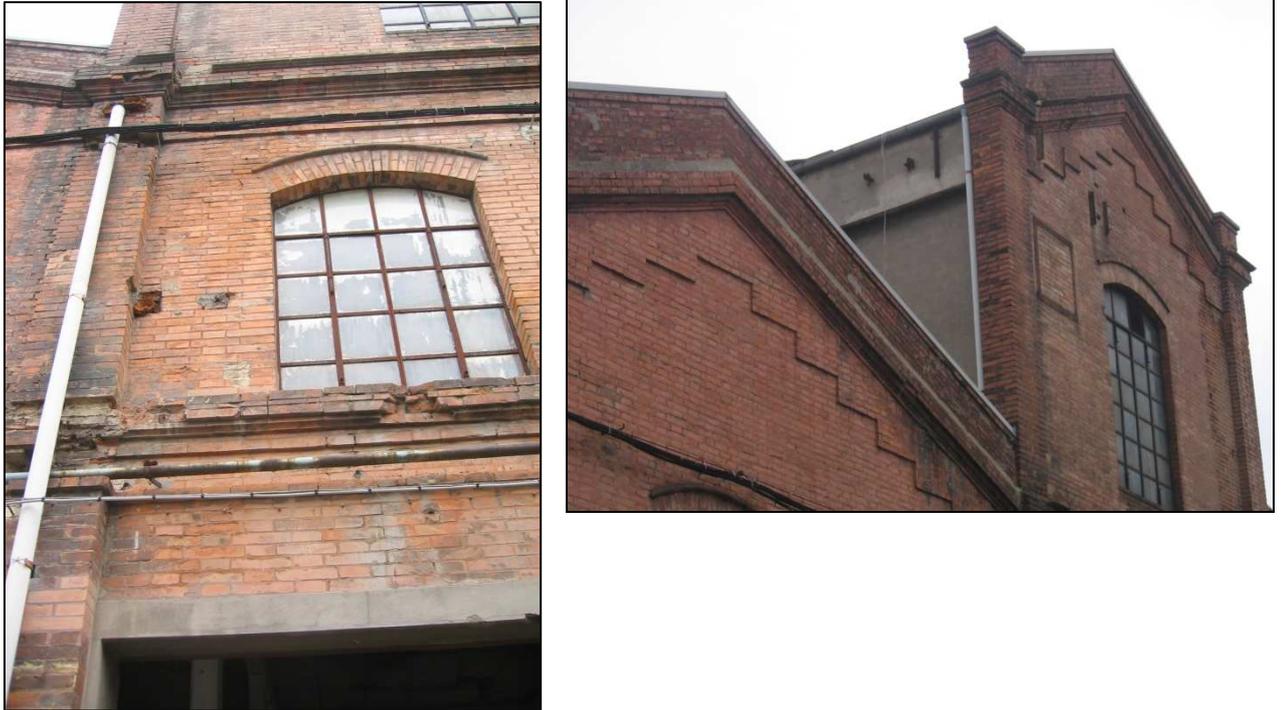
L'edificio in questione è un fabbricato ex industriale costituito sostanzialmente da murature portanti dello spessore di 30 cm. Sono presenti due file centrali di pilastri in acciaio con sezione tubolare di diametro pari a 20 cm e spessore 8 cm, i quali sostengono delle travi IPE 240. Sono inoltre presenti capriate ed arcarecci sempre in acciaio, con sezione rettangolare di 15 mm x 100 mm. I solai sono in latero-cemento.



**Figura 2.1:** *schema dell'edificio*

In figura 2.1 è stata riportata un'immagine 3d dell'intero edificio, realizzata mediante l'ausilio del programma Autocad 2007, nella quale, per comodità, l'edificio è stato suddiviso in zone distinte e numerate.

Di seguito vengono riportate alcune immagini delle facciate in muratura esterne dell'edificio.



**Figura 2.2:** Alcune facciate esterne dell'edificio

## 2.1 Caratteristiche dei materiali

### *Murature esistenti*

L'edificio è costituito da una struttura portante in muratura con le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche meccaniche	Muratura
Resistenza Caratteristica a Compressione (media)	$f_m = 1.9 \text{ MPa}$
Densità	$1900 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
Modulo di Elasticità Secante normale al 1,5‰ di deformazione	$E = 1800 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità secante normale	$G = 300 \text{ Mpa}$
Coefficiente di Poisson	0,2

**Tabella 2.1:** dati di progetto della muratura

### **Strutture metalliche esistenti**

Sono presenti pilastri, travi, capriate ed arcarecci metallici con le seguenti caratteristiche:

<b>Caratteristiche meccaniche</b>	<b>Acciaio</b>
Modulo elastico	$2 \cdot 10^5$ MPa
Densità	$7870 \frac{Kg}{m^3}$

**Tabella 2.2:** dati di progetto dell'acciaio

## **2.2 Analisi dei carichi**

La fondazione che si intende realizzare è una struttura provvisoria atta a sostenere la struttura per una durata di sei mesi, in modo da poter realizzare lo scavo per la rimozione del terreno inquinato della fondazione. Per questo motivo verranno considerati i soli pesi degli elementi strutturali e non i carichi variabili. Per la progettazione della palificata è necessario calcolare quanto peso si scarica alla base della struttura. Oltre ai pesi propri della muratura e degli elementi in acciaio, calcolato sfruttando le caratteristiche meccaniche sopraelencate, sono stati considerati i seguenti carichi:

### **Solai**

I solai presenti sulla struttura in esame sono in latero-cemento e sono realizzati come segue:

<b>Elemento</b>	<b>Peso specifico</b>	<b>Peso</b>
Caldana in c.a. (spessore 5 cm)	$25 \frac{KN}{m^3}$	$125 \frac{Kg}{m^2}$
Pignatte e travetti (spessore 16 cm)	$10 \frac{KN}{m^3}$ per cm di altezza	$160 \frac{Kg}{m^2}$
Pavimento		$80 \frac{Kg}{m^2}$
Intonaco in calce (spessore 1,5 cm)	$1800 \frac{KN}{m^3}$	$27 \frac{Kg}{m^2}$
Tramezzi		$120 \frac{Kg}{m^2}$
<b>PESO TOTALE DEL SOLAIO</b>		$512 \frac{Kg}{m^2}$

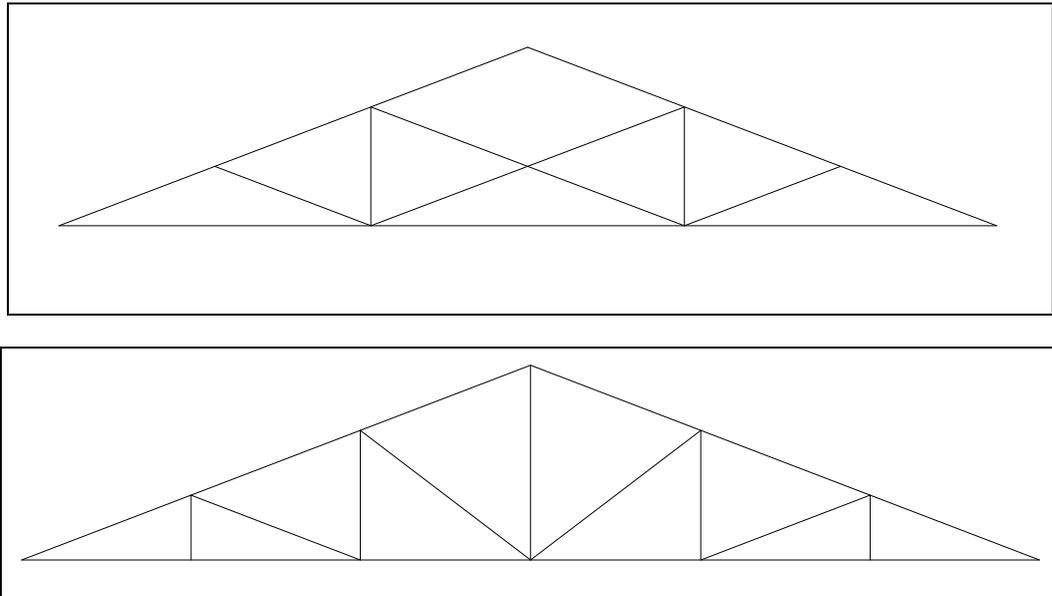
**Tabella 2.3:** peso del solaio

### Copertura

Per la copertura in tavelloni e tegole marsigliesi si considera un carico di  $100 \frac{kg}{m^2}$ .

### Capriate

Sono presenti due differenti tipi di capriate:



**Figura 2.3:** schemi delle capriate presenti nell'edificio

Le aste hanno sezione rettangolare di 15mm x 100 mm.

Si è calcolato quindi il peso delle capriate sfruttando la seguente relazione:

$\gamma_{acciaio} \cdot L_{TOT} \cdot A_{sez}$  dove:

$\gamma_{acciaio} = 7850 \frac{kg}{m^3}$  è il peso specifico dell'acciaio;

$L_{TOT}$  è la somma delle lunghezze delle aste che compongono la capriata;

$A_{sez}$  è l'area della sezione delle aste che compongono la capriata



**Figura 2.4:** alcune capriate presenti nell'edificio

### ***Murature***

Il peso delle murature è stato valutato considerandone il peso specifico e moltiplicandolo per la dimensione delle varie pareti, considerate tutte di uno spessori pari a 30 cm.

### 3 Modellazione dell'edificio esistente agli elementi finiti

Il modello è stato realizzato mediante l'ausilio del programma agli elementi finiti Straus7. In una prima fase si è realizzato il disegno in 3D dell'edificio su Autocad 2007. Ogni facciata è stata suddivisa in sottoelementi, scelti in modo tale che i loro spigoli cadessero esattamente nei punti in cui sarebbero poi state inserite le capriate e gli arcarecci. Questo procedimento è stato necessario affinché, una volta importato il disegno in Straus7 e realizzata la mesh tramite il comando "automeshing", venissero creati dei nodi nei punti esatti in cui inserire capriate ed arcarecci. Inoltre, suddividere preventivamente le facciate dell'edificio in sottoelementi prima di importarle su Straus7, ha permesso di ottenere una mesh corretta, nella quale i nodi tra gli elementi plate creati a contatto coincidessero perfettamente.

In conclusione l'edificio è stato modellato con 27037 elementi plate a tre e quattro nodi, mentre gli arcarecci e le capriate sono stati modellati con elementi di tipo beam e truss.

#### 3.1 Carichi applicati

##### *Peso proprio*

Il programma tiene in considerazione del peso proprio degli elementi in modo automatico, dopo averne definito il materiale e la sezione. Quindi non è stata necessaria nessuna particolare considerazione per quanto riguarda il peso proprio delle murature, degli arcarecci e delle capriate. Discorso a parte verrà fatto per quanto riguarda i solai e la copertura.

##### *Peso del solaio*

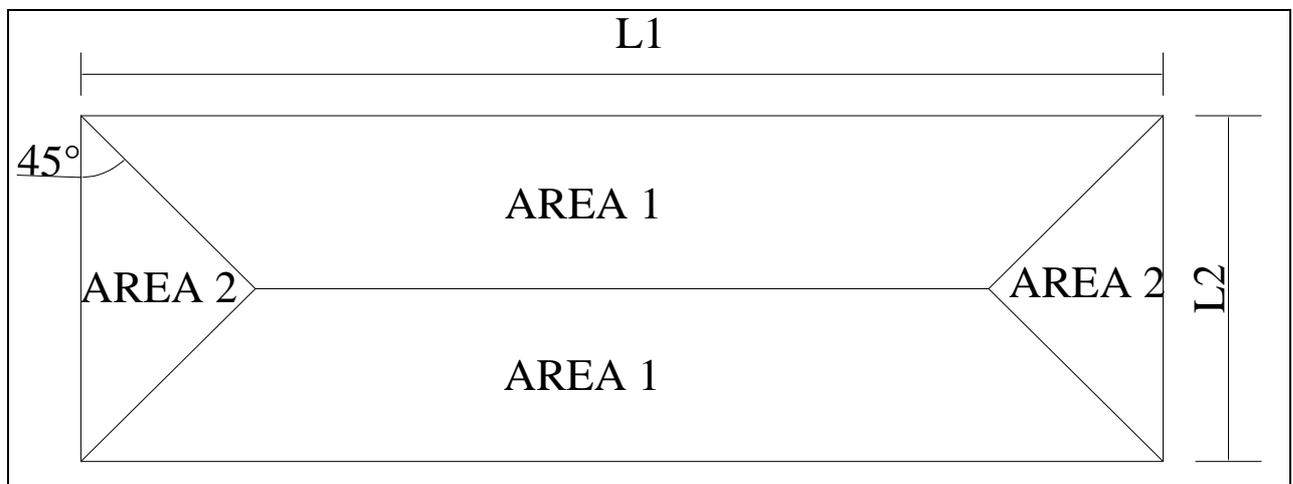
Il peso del solaio è stato considerato riportando un carico al metro lineare sulle travi, moltiplicando quindi il peso totale del solaio di  $512 \frac{kg}{m^2}$  per l'interasse tra le travi. Per semplicità si è considerato un interasse costante tra le travi pari a 3,6 m, anche se in realtà questo valore varia leggermente per ogni travata ma si ritiene che questa variazione sia del tutto non influente ai fini del calcolo. Si ottiene quindi:

$$512 \cdot 3,6 = 1844 \frac{kg}{m}$$

Per quanto riguarda le pareti laterali, il peso del solaio è stato considerato agente direttamente sulla muratura inserito mediante il comando “edge pressure” relativo agli elementi plate. Il valore da applicare è una pressione ed è stato calcolato dividendo semplicemente il valore di carico trovato sopra per lo spessore della parete in muratura:

$$\frac{1844}{0,3} = 6146 \frac{kg}{m^2}$$

Per le zone 4, 6 e per la torre (dove non è stata considerata la presenza di pilastri e travi) si è considerato uno schema di carico per il solaio di questo tipo:



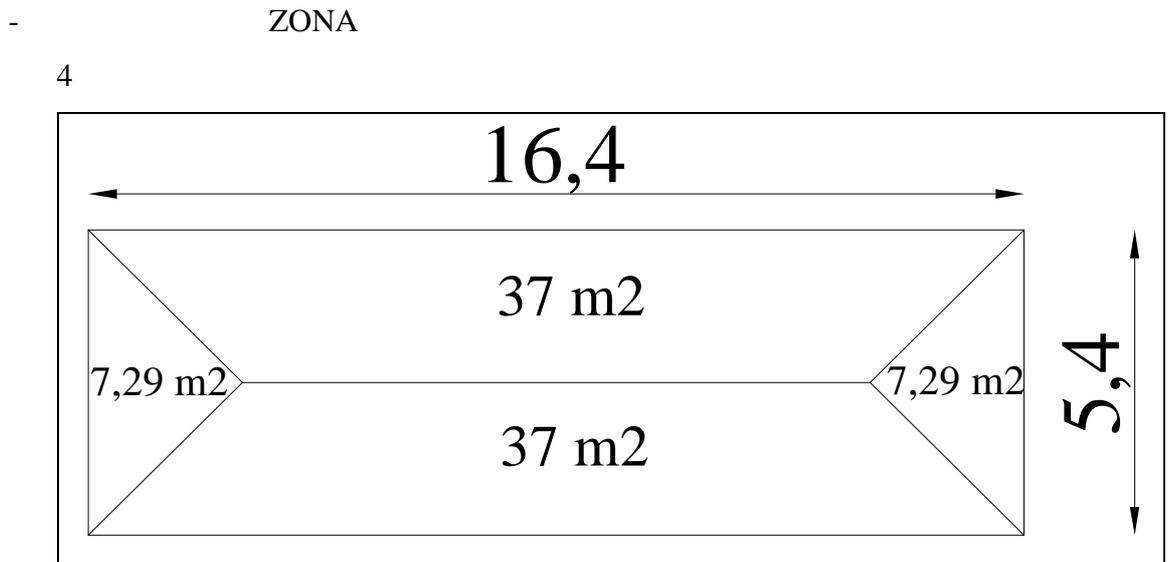
**Figura 3.1:** schemi della distribuzione di carico del solaio

Si calcola il peso di ogni area di solaio:

$$P_i = 512 \cdot AREA_i$$

Per determinare poi il carico da applicare su ogni muratura si divide il peso per la lunghezza della parete considerata moltiplicata per lo spessore della parete stessa.

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3}$$



**Figura 3.2:** shema della distribuzione di carico del solaio della zona 4

Per la parete lunga:

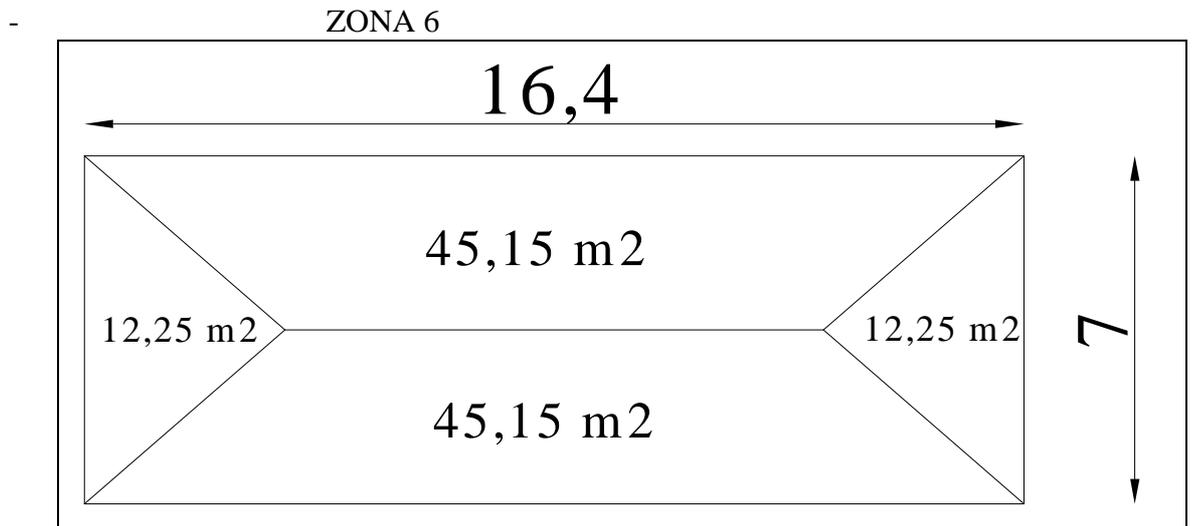
$$P_i = 512 \cdot 37 = 18944 \text{ kg}$$

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3} = \frac{18944}{16,4 \cdot 0,3} = 3850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Per la parete corta:

$$P_i = 512 \cdot 7,29 = 3732,5 \text{ kg}$$

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3} = \frac{3732,5}{5,4 \cdot 0,3} = 2304 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



**Figura 3.3:** shema della distribuzione di carico del solaio della zona 6

Per la parete lunga:

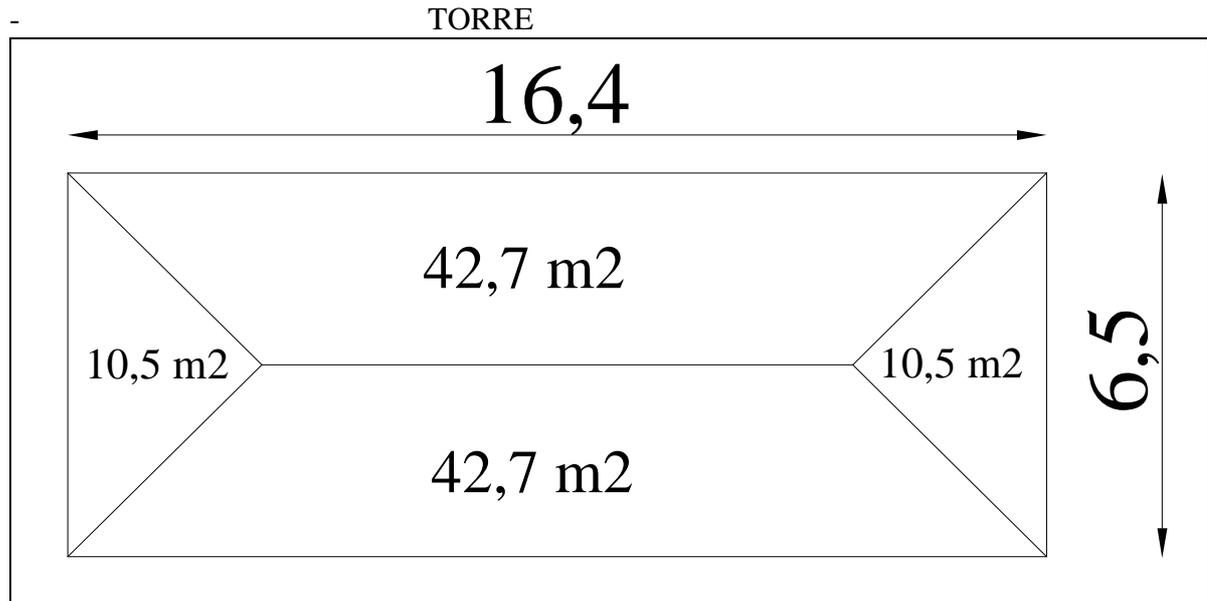
$$P_i = 512 \cdot 45,15 = 23116,8 \text{ kg}$$

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3} = \frac{23116,8}{16,4 \cdot 0,3} = 4700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Per la parete corta:

$$P_i = 512 \cdot 12,25 = 6272 \text{ kg}$$

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3} = \frac{6272}{7 \cdot 0,3} = 2987 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



**Figura 3.4:** shema della distribuzione di carico del solaio della torre

Per la parete lunga:

$$P_i = 512 \cdot 42,7 = 21862,4 \text{ kg}$$

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3} = \frac{21862,4}{16,4 \cdot 0,3} = 4443,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Per la parete corta:

$$P_i = 512 \cdot 10,5 = 5376 \text{ kg}$$

$$\frac{P_i}{L_i \cdot 0,3} = \frac{5376}{6,5 \cdot 0,3} = 2757 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

### **Peso della copertura**

Il peso della copertura è di  $100 \frac{kg}{m^2}$  e viene riportato sulle capriate come carico lineare semplicemente moltiplicando questo valore per l'interasse tra le capriate. I valori ottenuti vengono riportati in tabella 3.1.

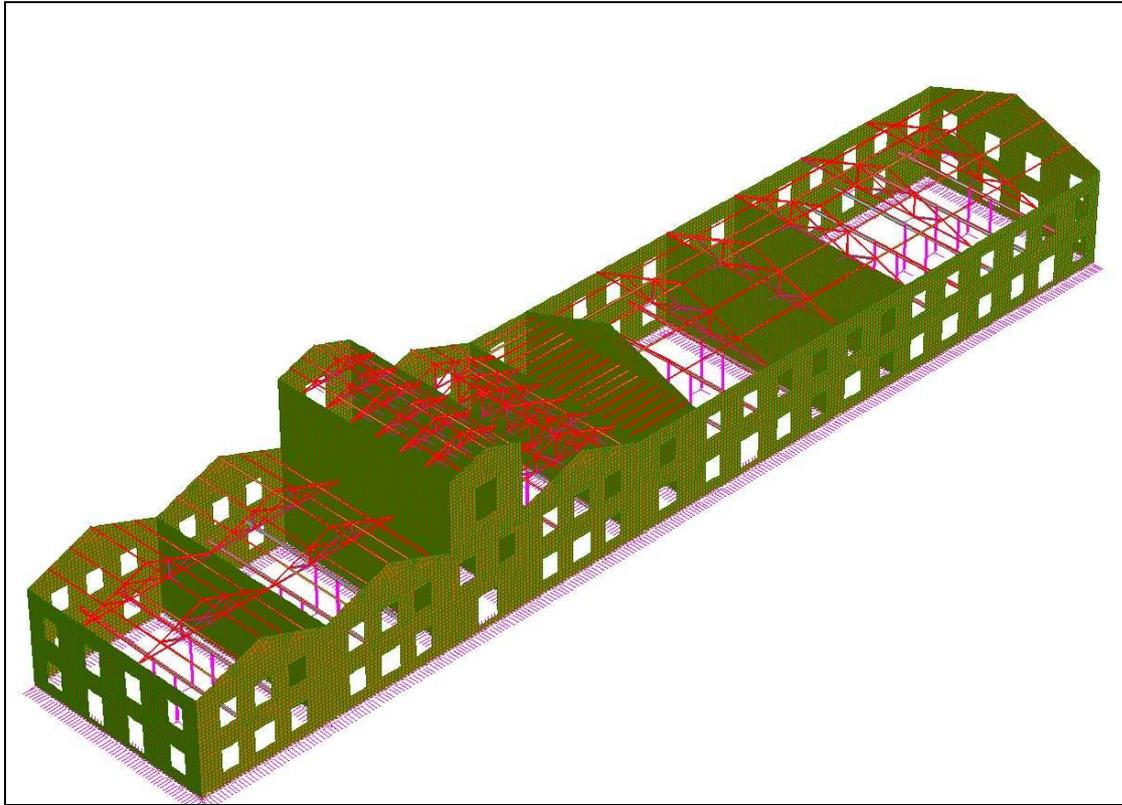
ZONA	INTERASSE [m]	CARICO [Kg/m]
1	5,47	547
2	5,47	547
torre	2,34	234
3	2,34	234
4	0,9	90
5	7	700
6	7	700
7	7	700

**Tabella 3.1:** Carico della copertura al metro lineare

### **3.2 Analisi statica lineare dell'intero edificio incastrato alla base**

Il primo passo è quello di effettuare un'analisi statica lineare della struttura, considerandola perfettamente incastrata alla base. In questo modo è possibile ricavare il carico totale che la struttura scarica alla base. Questo dato è assolutamente necessario per poter dimensionare la dimensione e l'interasse tra i pali.

L'analisi è del tipo "linear static" e viene condotta sull'intera struttura.



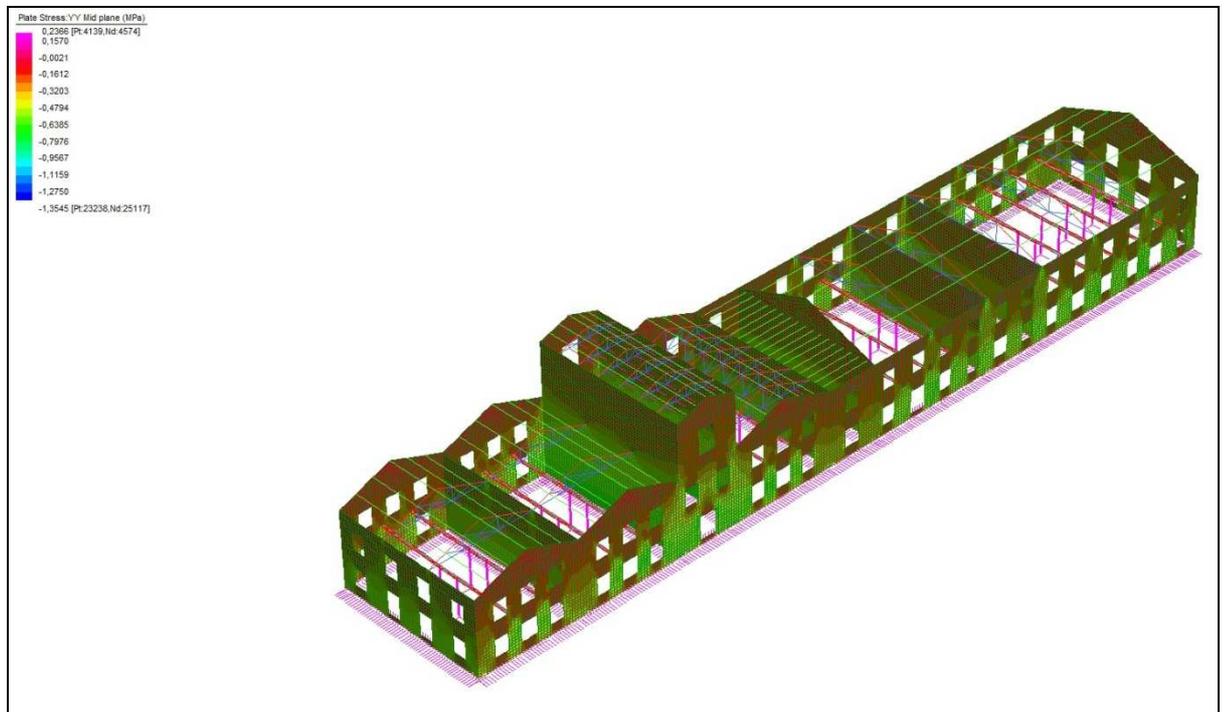
**Figura 3.5:** *modello dell'edificio incastrato alla base*

Vengono create due diverse combinazioni di carico:

- Combinazione 1 : tiene conto di tutti i diversi carichi presenti nel modello, i quali non vengono fattorizzati (fattore moltiplicativo pari a 1)
- Combinazione 2 : rappresenta lo stato limite ultimo per la struttura. Tiene conto di tutti i diversi carichi presenti nel modello che vengono fattorizzati mediante un fattore moltiplicativo pari ad 1,5 come indicato nel D.M. 2008 per i carichi permanenti strutturali.

Facendo eseguire l'analisi al programma di calcolo ed osservando la deformata, quello che si nota è che le pareti di muratura dell'edificio rimangono praticamente indeformate, gli elementi che si deformano sono le capriate, gli arcarecci, le travi e i pilastri.

Di seguito si riportano i risultati che mostrano l'intensità delle pressioni che si sviluppano nella muratura sotto l'azione dei carichi fattorizzati secondo la Combinazione 2.



**Figura 3.6:** tensioni dovute alla Combinazione 2

Utilizzando lo strumento “peek” è possibile visualizzare le reazioni che si formano in prossimità di ogni nodo incastrato. Tenendo presente che la dimensione massima degli elementi che costituiscono la muratura è di 30 cm, si calcola quanto scarica la struttura ogni 1,2 metri.

Pareti trasversali:

PARETE	SFORZO MASSIMO [Kg/1,2m]
1	16890
2	17350
3	33600
4	33600
5	16000
6	17750
7	16500
8	16500
9	20500

**Tabella 3.2:** reazioni alla base della struttura (pareti trasversali)

Questi valori sono stati ottenuti semplicemente considerando la reazione più alta lungo tutta la parete considerata e moltiplicandola per il numero di nodi presente il 1,2 metri (5 nodi).

Le pareti 3 e 4 presentano dei valori più alti rispetto alle altre pareti, perchè fanno parte della zona che è stata denominata “torre” che presenta un piano in più rispetto alle altre zone.

Pareti longitudinali:

PARETE	SFORZO MASSIMO [Kg/1,2m]
Zona 1	17500
Zona 2	17500
Torre	26000
Zona 3	20000
Zona 4	14000
Zona 5	22500
Zona 6	17500
Zona 7	23500

**Tabella 3.3:** reazioni alla base della struttura (pareti longitudinali)

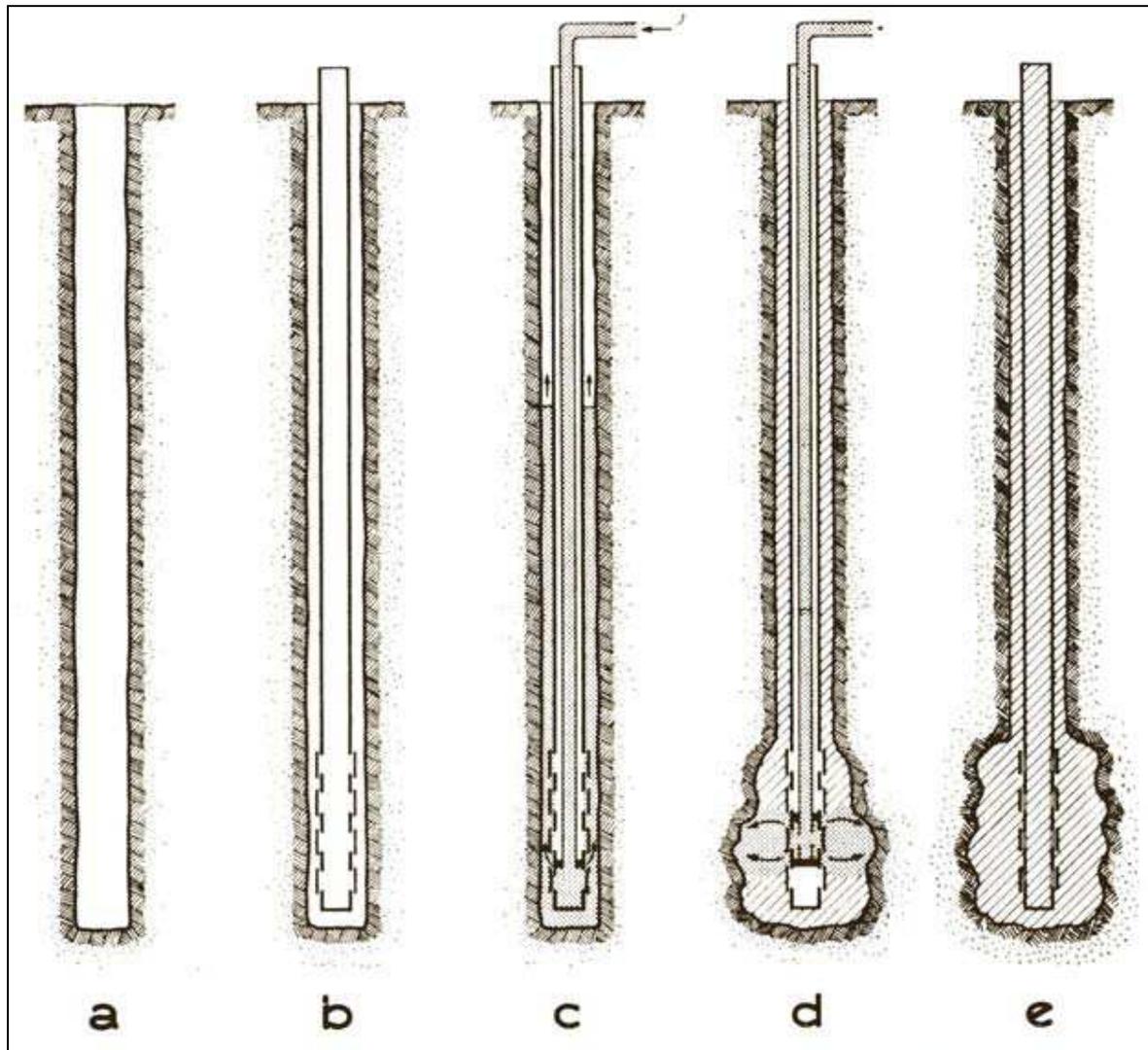
## **4 Dimensionamento dei pali di fondazione**

### **4.1 I micropali tubfix**

I pali che si sono scelti per l'opera di sottofondazione della struttura sono i micropali tubfix. Il termine micropali indica una categoria di pali di piccolo diametro (inferiore a 250 mm), impiegati solitamente per realizzare sottofondazioni di strutture esistenti o per realizzare strutture di presidio o di rinforzo, che richiedono attrezzature di ingombro ridotto e capaci di operare con qualsiasi inclinazione rispetto alla verticale. La soluzione che adotta quindi i micropali risulta essere particolarmente adatta per l'opera in questione.

La realizzazione dei micropali Tubfix consiste nell' eseguire la perforazione, di solito con sonda a rotazione. I detriti di perforazione sono eliminati dal fluido di perforazione (aria, acqua o fango bentonitico a seconda della natura del terreno).

Dopo aver eseguito la perforazione si introduce nel foro un tubo di acciaio di grosso spessore, munito di valvole di non ritorno in corrispondenza degli strati ai quali si vuole trasmettere il carico. Questa armatura costituisce allo stesso tempo sia il principale elemento resistente del micropalo, sia il mezzo attraverso il quale si eseguono le iniezioni in pressione. Si procede dapprima alla formazione della guaina iniettando attraverso la valvola più profonda una miscela di cemento che va a occupare l'intercapedine tra tubo e terreno. Successivamente, dopo la fase di presa della guaina, si iniettano (con pressioni che possono raggiungere alcune decine di atmosfere) le varie valvole (disposte a intervalli regolari, solitamente ogni 50 cm), eventualmente in più riprese, in modo da realizzare una serie di sbulbature. La miscela adoperata ha solitamente la composizione seguente: 100 kg di cemento, 50 litri di acqua, 2.5 kg di bentonite ed eventualmente da 2 a 3 kg di fluidificante. In figura 4.1 sono schematizzate le varie fasi della messa in opera di un micropalo tubfix.



**figura 4.1:** schema esecutivo del micropalo Tubfix  
a) perforazione; b) posa dell'armatura tubolare; c) iniezione di guaina;  
d) iniezioni di ancoraggio (inj più riprese)

## 4.2 Le caratteristiche del terreno

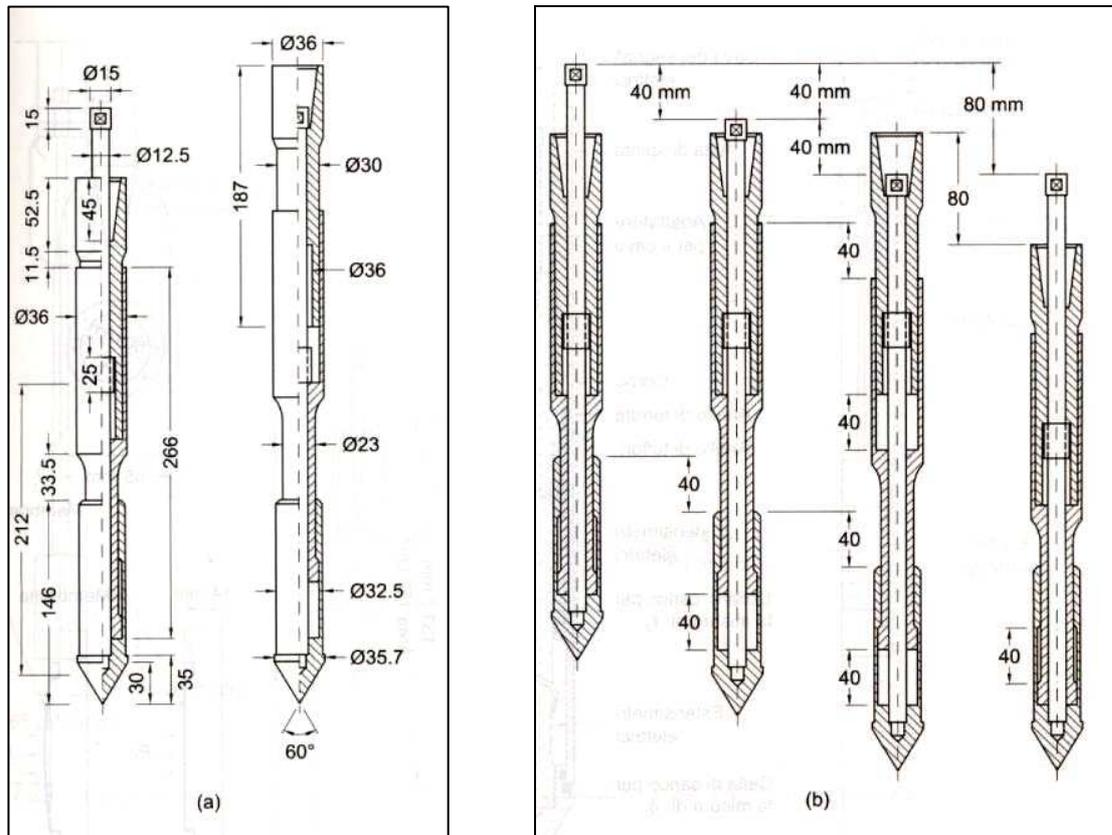
Per il progetto dei pali di fondazione è ovviamente necessario conoscere le caratteristiche di resistenza del terreno. Su di esso sono state condotte delle prove penetrometriche statiche localizzate sia lungo sezioni longitudinali, sia lungo una sezione trasversale mediana dell' edificio.

### 4.2.1 La prova penetrometrica statica (CPT)

La prova viene condotta agendo su un piccolo cono che ha generalmente un'area di base di  $10 \text{ cm}^2$  ed è posto esternamente ad un'asta protetta esternamente da un tubo. La punta è dotata di un manicotto che consente di misurare, oltre alla resistenza alla punta  $q_c$ , anche la resistenza per attrito laterale  $f_s$ .

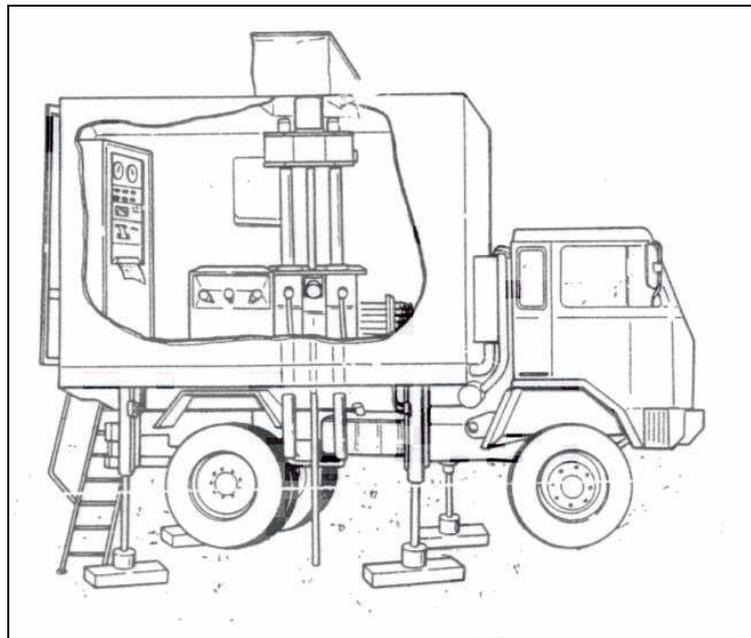


**Figura 4.2:** esempi di punte utilizzate per la prova



**Figura 4.3 :** a) punta di un penetrometro meccanico con manicotto d'attrito (punta Bergemann)

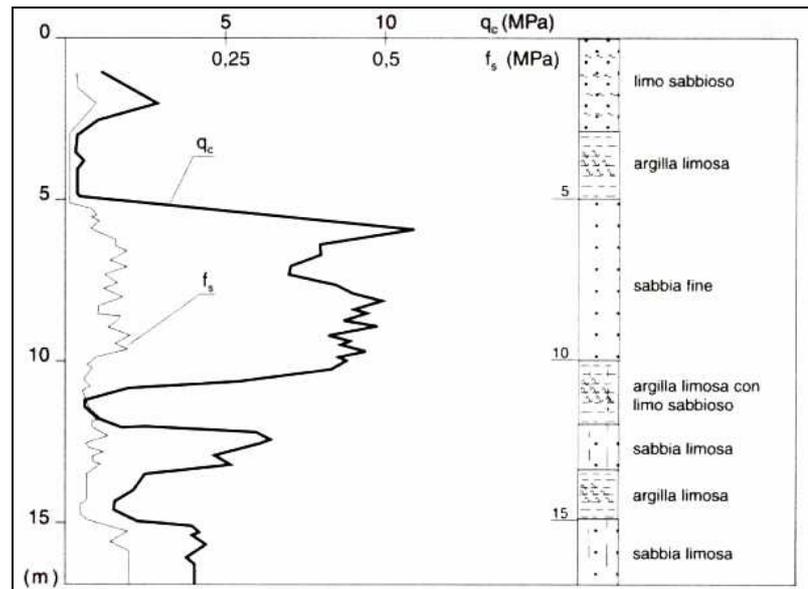
b) posizioni assunte durante l'infissione



**Figura 4.4:** penetrometro statico installato su camion

Nei penetrometri elettrici la resistenza alla punta e la resistenza laterale vengono misurati direttamente con trasduttori montati sulla punta.

I risultati della prova vengono riportati in un diagramma nel quale in ordinata è riportata la profondità, mentre in ascissa la resistenza di punta e la resistenza di attrito laterale, espresse solitamente in  $kg/cm^2$ .



**Figura 4.5:** esempio di rappresentazione dei risultati di una prova CPT

Le misure con il penetrometro statico meccanico, in genere, sono attendibili per il campo di terreni compreso tra le sabbie e le argille, per profondità sotto il piano campagna di circa 25-30 m e per resistenze massime alla punta dell'ordine di 20-25 Mpa. Questi problemi sono stati ovviati con l'introduzione della punta elettrica.

Con il penetrometro elettrico vi è la possibilità di avere la restituzione dei dati sia in forma grafica che digitale, con la possibilità di applicare quindi metodologie statistiche ai dati registrati.

Dai risultati delle prove penetrometriche statiche si possono ricavare utili indicazioni per la costruzione del profilo stratigrafico delle zone interessate dalle prove.

Un parametro fondamentale che è possibile ricavare con questa prova è il rapporto di frizione:

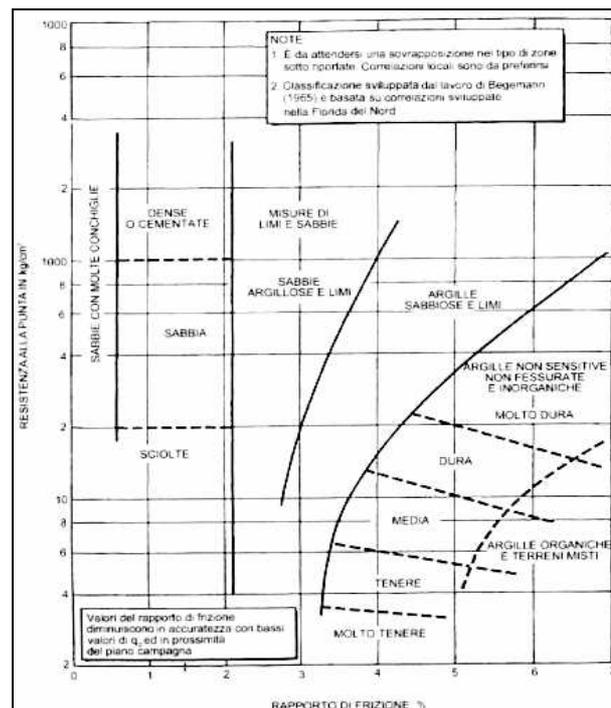
$$FR = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100 \text{ (\%)}$$

I valori tipici sono:

$$FR = 0-10 \%$$

Se FR è basso il terreno è incoerente, se è alto si è in presenza di un terreno coerente.

La resistenza penetrometrica di punta offerta da un terreno sabbioso è, di norma, nettamente superiore alla resistenza offerta da terreni argillosi di media e bassa consistenza. Pertanto molte volte il solo esame del profilo di qc può dare una prima idea della successione stratigrafica. Tuttavia le migliori correlazioni proposte per l'individuazione della natura del terreno attraversato fanno uso, oltre che della resistenza di punta qc, anche della resistenza d'attrito laterale, fs. In particolare la carta di classificazione più accreditata per il penetrometro statico meccanico è quella di Schmertmann (1978), rappresentata in Figura 4.6, che ha in ascissa il rapporto adimensionale FS ed, in ordinata, la resistenza di punta in scala logaritmica.

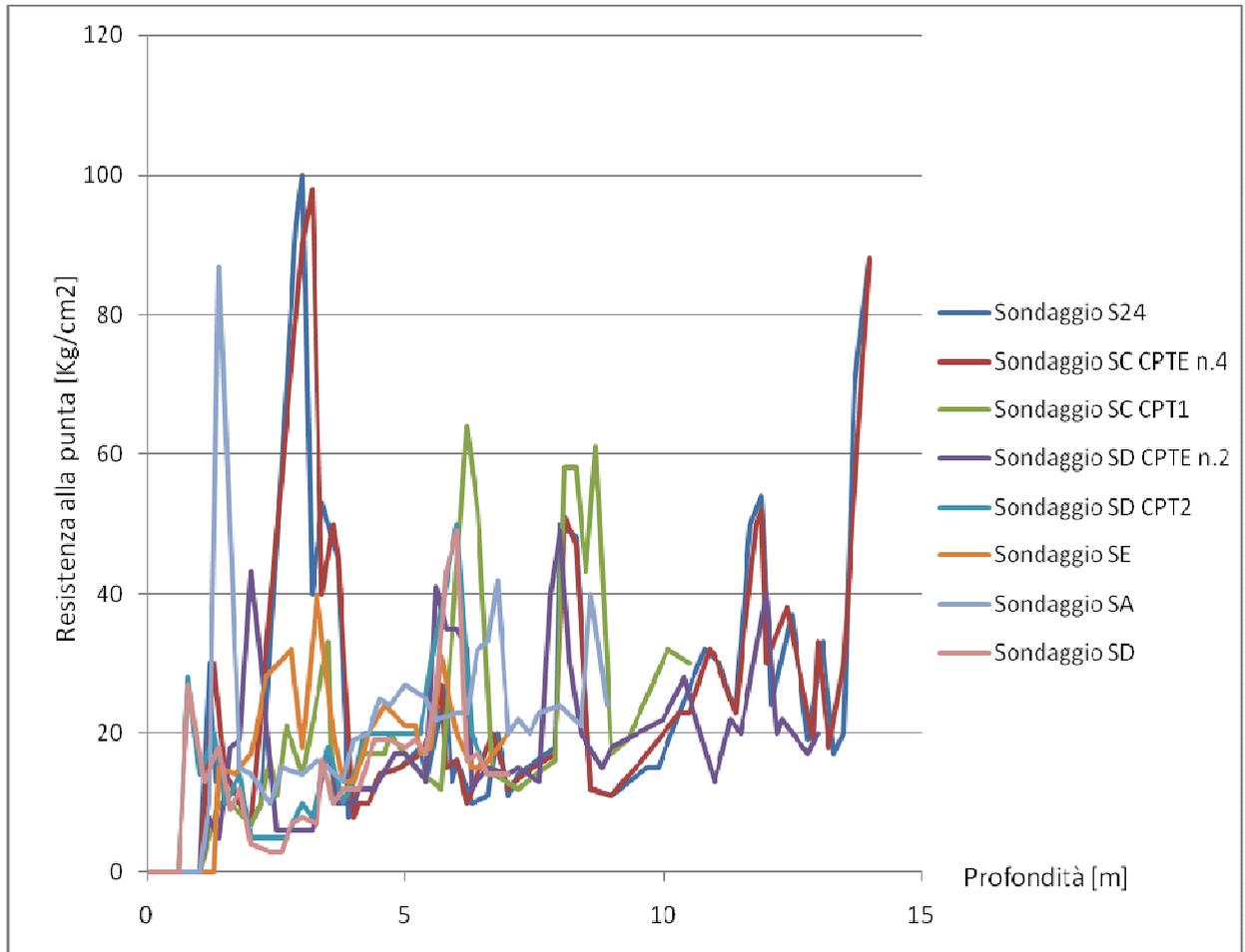


**Figura 4.6:** carta di classificazione per il penetrometro statico (Schmertmann 1978)

## 4.2.2I risultati delle prove penetrometriche

### *Parametri meccanici del terreno*

Si riportano in figura 4.7 i valori di resistenza alla punta ottenuti dalle prove penetrometriche svolte per l'ex officina.

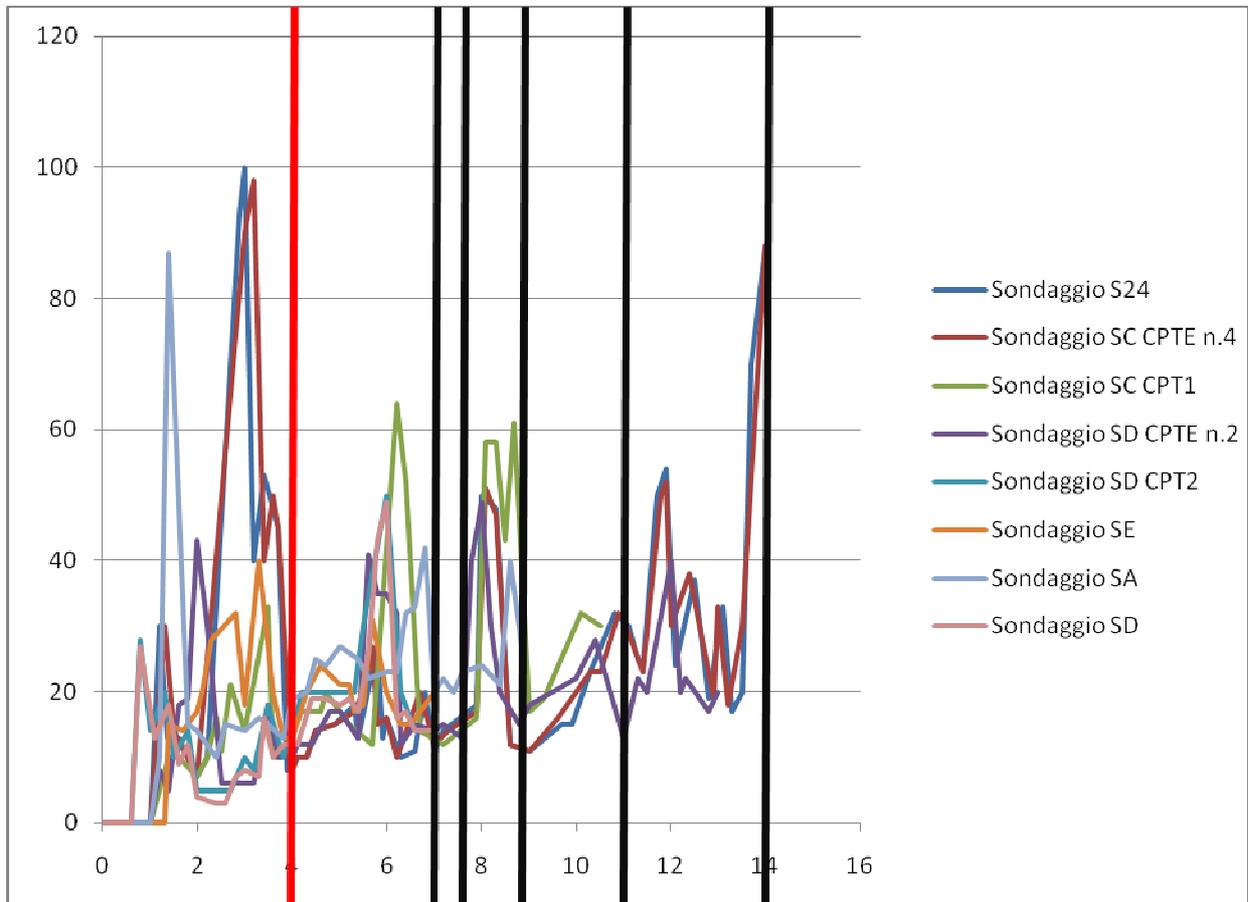


**Figura 4.7:** risultati delle prove CPT effettuate per l'ex officina

Per i primi 4 metri di profondità è presente un terreno di riporto rimaneggiato, quindi le sue caratteristiche meccaniche non hanno significato. Infatti è proprio il terreno che si intende rimuovere per la realizzazione del nuovo piano interrato dell'edificio. Le altre tipologie di terreno presenti sono tutte argille limose o sabbie limose. Si nota che le caratteristiche del terreno migliorano notevolmente dopo i 14 metri di profondità.

Si nota, inoltre, che gli andamenti della resistenza alla punta in funzione della profondità ottenuti sono molto simili tra loro. E' possibile suddividere l'intera profondità su cui sono

state condotte le prove penetrometriche, in settori all'interno dei quali individuare un valore di resistenza alla punta medio. La suddivisione che si è deciso di effettuare è la seguente:



**Figura 4.8:** suddivisione in settori della profondità di terreno indagato

Settore	Resistenza alla punta media $\left[\frac{kg}{m^2}\right]$
0/4 metri	180000
4/7 metri	220000
7/7,6 metri	281000
7,6/9 metri	320000
9/11 metri	245000
11/14 metri	300000
14 metri	880000

**Tabella 4.1:** valori medi della resistenza alla punta per ogni settore di terreno

Sfruttando i valori della resistenza alla punta  $q_c$  è possibile ricavare altri importanti parametri meccanici del terreno:

- Modulo elastico del terreno E

$$E = 4,5 q_c$$

- Modulo di elasticità tangenziale G

$$G = \frac{E}{2,5}$$

In tabella 4.2 vengono riportati i valori di questi parametri ottenuti per i diversi settori in cui è stato suddiviso il terreno.

Settore	Modulo elastico (kg/m <sup>2</sup> )	Modulo di elasticità tangenziale
0/4 metri	810000	324000
4/7 metri	990000	396000
7/7,6 metri	1264500	505800
7,6/9 metri	1440000	576000
9/11 metri	1102500	441000
11/14 metri	1350000	540000
14 metri	3960000	1584000

**Tabella 4.2:** parametri meccanici calcolati per ogni settore di terreno

L'andamento della resistenza alla punta ed i valori dei parametri meccanici del terreno, mostrano che in prossimità dei 14 metri di profondità, la qualità del terreno migliora

notevolmente. Per questo motivo si decide di realizzare pali di 14 metri di lunghezza. Si decide inoltre di utilizzare pali Tubfix di 200 mm di diametro, armati con un tubo in acciaio del diametro di 152,4 mm e spessore 8 mm, dotato di valvola di fondo per iniezione a pressione.

### ***Rigidezza del terreno***

I risultati della prova penetrometrica sono di fondamentale importanza per poter ricavare la rigidezza del terreno.

La portanza di un palo di fondazione (ovvero il carico limite che un palo può sopportare) può essere calcolata come la somma di due contributi:

$$Q_{TOT} = Q_b + Q_a$$

dove:

$Q_{TOT}$  è la portanza complessiva del palo;

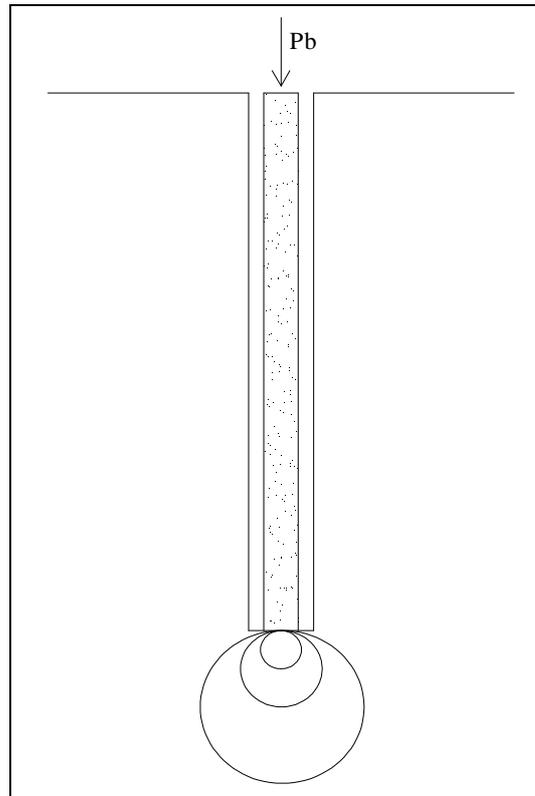
$Q_b$  portanza del palo dovuta alla resistenza della punta;

$Q_a$  portanza del palo dovuta all'attrito laterale.

Esistono quindi due diversi meccanismi di deformazione. Di conseguenza si possono definire due tipi di rigidezze tramite le quali ripartire il terreno:

---

- RIGIDEZZA ALLA PUNTA



**Figura 4.9:** meccanismo di portanza di punta di un palo

Per determinare la rigidità di punta si considera un palo indeformabile assialmente ed appoggiato sulla base. Per calcolarne il cedimento si fa riferimento alla teoria di Bousinnesq, secondo la quale il terreno è considerato come un semispazio omogeneo, elastico ed isotropo. Grazie a questa ipotesi semplificativa è possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti. La peculiarità di questa teoria consiste nel considerare il trasferimento trasversale delle deformazioni. Il cedimento del palo che si ottiene con la teoria di Bousinnesq è:

$$w_b = \frac{P_b}{E \cdot D} (1 - \nu^2) \cdot c$$

$w_b$  è il cedimento dovuto al meccanismo di resistenza della punta;

$E$  è il modulo elastico del terreno;

$D$  è il diametro del palo;

$\nu$  è il modulo di Poisson del terreno;

$c$  è un fattore di forma che si assume pari ad 1.

Considerando la definizione del modulo di elasticità G:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{si ricava} \quad E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G$$

Sostituendo nella formula del cedimento e tenendo conto che  $D = 2R$ , si ottiene:

$$w_b = \frac{P_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G \cdot R}$$

Per definizione la rigidezza è la forza che produce uno spostamento unitario:

$$1 = \frac{P_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G \cdot R} \quad \text{quindi} \quad K_b = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu}$$

Ovviamente il valore di rigidezza dovuta al meccanismo di resistenza della punta si calcola alla base del palo, quindi ad una profondità di 14 metri, tenendo in considerazione i seguenti dati:

$$R = 0,1 \text{ m}$$

$$\nu = 0,5$$

$$G = 1584000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Si ottiene una rigidezza alla punta pari a } K_b = 12672000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

#### - RIGIDEZZA PER ATTRITO LATERALE

Per il calcolo della rigidezza dovuta al meccanismo di attrito laterale si ipotizza che il carico applicato venga equilibrato esclusivamente dalle tensioni tangenziali. Si suppone inoltre che le tensioni tangenziali  $\tau$  diminuiscano all'aumentare della distanza dal palo r.

Per questo è possibile affermare che:

$$\tau_R \cdot R = \tau_r \cdot r$$

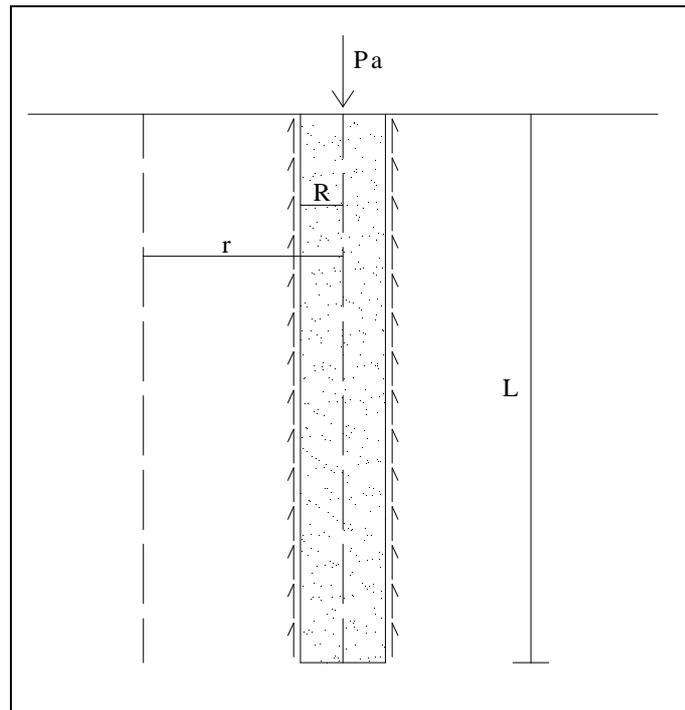
dove:

$\tau_R$  è la tensione tangenziale calcolata sulla superficie laterale del palo;

R è il raggio del palo;

$\tau_r$  è la tensione tangenziale calcolata ad una generica distanza r dal palo;

r è una generica distanza dal palo.

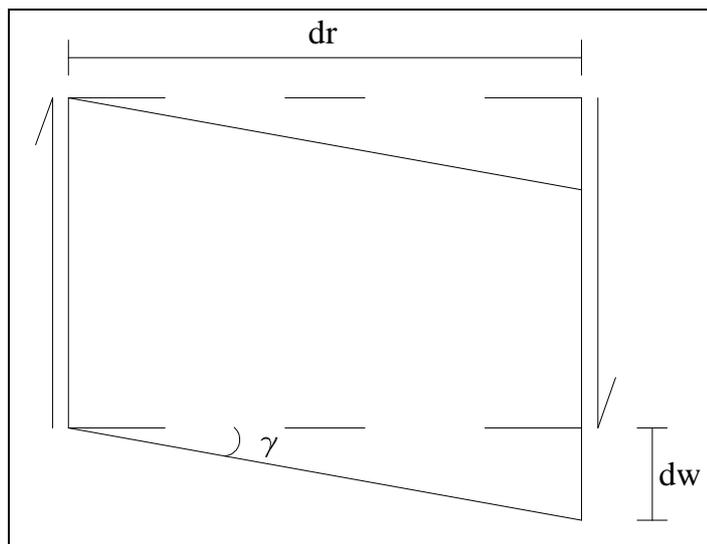


**Figura 4.10:** *meccanismo di portanza per attrito laterale di un palo*

Si ottiene quindi:

$$\tau_r = \frac{\tau_R \cdot R}{r}$$

Il terreno si considera diviso in tante corone circolari di spessore  $dr$ .



**Figura 4.11:** *spostamento infinitesimo di un conico di terreno*

La tensione tangenziale può essere definita come:

$$\tau = G \cdot \gamma$$

dove:

$G$  è il modulo di elasticità tangenziale;

$\gamma$  è l'angolo di scorrimento provocato dalla tensione tangenziale.

$$\gamma = \frac{\tau}{G}$$

Lo spostamento infinitesimo del concio di terreno si può quindi calcolare nel modo seguente:

$$dw = \gamma \cdot dr = \frac{\tau}{G} \cdot dr$$

Integrando l'espressione ottenuta è possibile ricavare il cedimento del palo dovuto agli effetti di attrito laterale.

$$w_a = \int_R^{\infty} \frac{\tau}{G} dr = \int_R^{\infty} \frac{\tau_R \cdot R}{r \cdot G} dr$$

La tensione tangenziale sulla superficie laterale del palo può essere calcolata come:

$$\tau_R = \frac{P_a}{2\pi RL}$$

dove:

$P_a$  è il carico assiale applicato al palo;

$2\pi RL$  è la superficie laterale del palo.

Sostituendo nell'integrale:

$$w_a = \int_R^{\infty} \frac{P_a}{2\pi L \cdot G \cdot r} dr = \frac{P_a}{2\pi L \cdot G} [\ln r]_R^{\infty}$$

E' possibile definire un raggio limite oltre il quale il terreno non risente più del cedimento del palo. Il raggio limite dipende dalle caratteristiche geometriche del palo e tipicamente viene assunto pari alla lunghezza  $L$  del palo stesso. Quindi  $L$  diventa l'estremo superiore di integrazione.

$$w_a = \frac{P_a}{2\pi L \cdot G} [\ln r]_R^{R_{LIM}} = \frac{P_a}{2\pi L \cdot G} [\ln r]_R^L = \frac{P_a}{2\pi L \cdot G} \ln \frac{2L}{D}$$

La grandezza  $\ln \frac{2L}{D}$  solitamente vale circa 4. In definitiva si ottiene quindi:

$$w_a = \frac{P_a}{\pi L \cdot G}$$

La rigidezza dovuta al meccanismo di attrito laterale si può calcolare secondo la seguente relazione:

$$K_a = \frac{\pi}{2} \cdot L \cdot G$$

Per modellare correttamente il comportamento del terreno è necessario calcolare anche la rigidezza per attrito sul piano orizzontale. Questa si può calcolare tramite la seguente relazione:

$$K_h = \frac{E}{L} \cdot A$$

dove:

$K_h$  è la rigidezza per attrito sul piano orizzontale;

E è il modulo elastico del terreno;

L è la dimensione orizzontale che indica il terreno coinvolto nel meccanismo. Solitamente si assume pari a 2 metri;

A è l'area di influenza.

Infatti si suddivide il palo in conci da 20 cm ad ognuno dei quali si associa una molla verticale ed una molla orizzontale, con i valori di rigidezza calcolati tramite le relazioni mostrate precedentemente. La rigidezza dipende dai parametri meccanici del terreno, quindi assumerà valori differenti a seconda della profondità.

In tabella 4.3 vengono riportati i risultati ottenuti per i vari settori in cui si è deciso di suddividere il terreno.

Settore	Rigidezza per attrito verticale	Rigidezza per attrito orizzontale
0/4 metri	101736	16200
4/7 metri	124344	19800
7/7,6 metri	158821,2	25290
7,6/9 metri	180864	28800
9/11 metri	138474	22050
11/14 metri	169560	27000

**Tabella 4.3:** rigidezze verticali ed orizzontali nei vari settori di terreno

Per il concio che si trova alla base del palo si è calcolato anche il valore della rigidezza alla punta:

$$K_p = 1267200 \frac{Kg}{m}$$

### 4.2.3 Prove di laboratorio

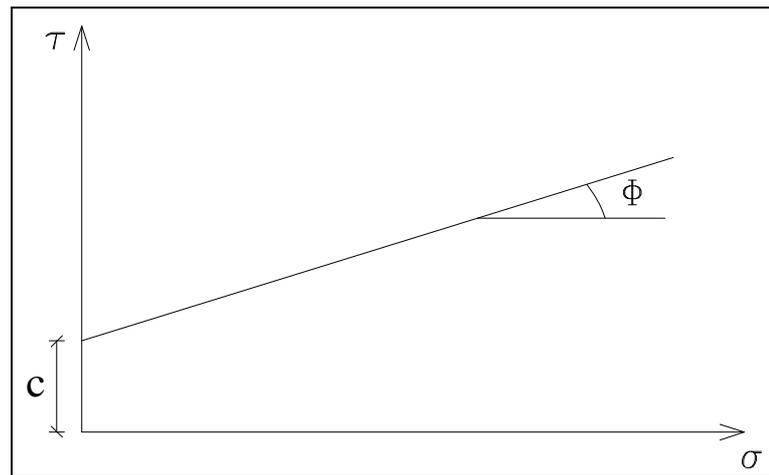
Per determinare i parametri di resistenza al taglio del terreno in esame, è stata effettuata una prova di taglio diretto consolidata e drenata su cinque provini rilevati a profondità diverse. Tramite questa prova viene appunto determinata la resistenza al taglio di un campione di terra, lungo il piano orizzontale medio, in corrispondenza di una certa pressione verticale applicata.

Il provino viene posizionato all'interno della scatola di taglio, costituita da due telai in metallo che possono scorrere l'uno rispetto all'altro. La scatola è dotata anche di pietre porose per favorire le condizioni di drenaggio. C'è poi una piastra superiore sulla quale si applica verticalmente il carico tramite un sistema di leve. Vengono inoltre applicati dei carichi orizzontali tramite un motorino a velocità controllata. Il provino viene poi inserito in un contenitore d'acqua per garantire sempre la completa saturazione.

Una volta applicato il carico verticale, si attende che i cedimenti manifestati dal provino di terreno si esauriscano così come, di conseguenza, la fase di consolidazione. A questo punto si applica una deformazione laterale costante, facendo scorrere i due telai. La velocità di scorrimento deve essere tale da garantire in ogni istante, che la prova avvenga in

condizioni drenate. Ad ogni spostamento impresso corrisponde uno sforzo di taglio. La prova si interrompe quando la forza non aumenta più e si raggiunge quindi un valore di picco.

Si calcolano le tensioni normali e tangenziali sul piano di rottura e si riportano i risultati ottenuti sul piano di Mohr, costruendo così per punti l'involuppo di rottura.



**Figura 4.12:** involuppo di rottura sul piano di Mohr

L'intercetta dell'involuppo di rottura sull'asse delle tensioni tangenziali è la coesione, mentre l'inclinazione dell'involuppo di rottura stesso è l'angolo di attrito interno.

#### 4.2.4 Risultati delle prove di laboratorio

Di seguito vengono riportati i risultati delle prove di laboratorio relativi ad uno dei campioni prelevati.

## PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. - ASTM D3080

SONDAGGIO : S D      CAMPIONE : SH 2      PROFONDITA': 4.00 ± 4.50 m

Provino	1	2	3	4	LEGENDA
condizione	CR	CR	CR	-	CR = come ricevuto
Classe AGI	Q.5.	Q.5.	Q.5.	-	R T99 = ricostruito AAHSTO T99
sezione	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	R T180 = ricostruito AAHSTO T180
z (m)	4.20-4.23	4.23-4.26	4.26-4.30	-	z = profondità del provino
h <sub>0</sub> (mm)	20.00	20.00	20.00	-	h <sub>0</sub> = altezza iniziale provino
w <sub>i</sub> (%)	30.67	31.06	30.94	-	w <sub>i</sub> = contenuto in acqua iniziale
Rifer. Certificato					w <sub>f</sub> = contenuto in acqua a fine prova
γ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.901	1.888	1.918	-	γ = massa volumica totale
Rifer. Certificato					γ <sub>d</sub> = massa volumica provino secco
γ <sub>d</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	1.455	1.440	1.465	-	γ <sub>s</sub> = massa volumica della parte solida
G <sub>s</sub> (-) assunto	2.750	2.750	2.750	-	γ <sub>w</sub> = massa volumica dell'acqua alla temperatura T*
Rifer. Certificato					G <sub>s</sub> = peso specifico dei grani
γ <sub>s</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	2.745	2.745	2.745	-	T = temperatura dell'acqua
T (°C)	20	20	20	-	e = indice dei vuoti
γ <sub>w</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	0.99823	0.99823	0.99823	-	n = porosità
e (-)	0.89	0.91	0.87	-	S = grado di saturazione
n (%)	0.47	0.48	0.47	-	σ <sub>v</sub> = pressione verticale
S (%)	94.92	94.13	97.14	-	τ <sub>max</sub> = massima tensione di taglio misurata
σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>98.1</b>	<b>196.1</b>	<b>392.3</b>	-	D <sub>oτ<sub>max</sub></sub> = deformazione orizzontale alla massima tensione
τ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>60.4</b>	<b>114.7</b>	<b>191.8</b>	-	τ <sub>r</sub> = resistenza al taglio residua
D <sub>oτ<sub>max</sub></sub> (mm)	2.98	3.29	3.74	-	D <sub>oc</sub> = deformazione orizzontale cumulativa
h <sub>dc</sub> (mm)	19.68	19.13	17.60	-	v <sub>p</sub> = velocità avanzamento apparecchiatura - picco
t <sub>50</sub> (min)	-	-	0.2	-	v <sub>r</sub> = velocità avanzamento apparecchiatura - residuo
t <sub>r</sub> stim. (min)	-	-	12	-	h <sub>dc</sub> = altezza provino a fine consolidazione
v <sub>p</sub> (mm/min)	0.006	0.006	0.006	-	t <sub>r</sub> stim = tempo di rottura stimato
t <sub>r</sub> eff. (min)	497	548	623	-	t <sub>r</sub> eff. = tempo di rottura effettivo
v <sub>r</sub> (mm/min)	-	-	-	-	
τ <sub>r</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	
D <sub>oc</sub> (mm)	-	-	-	-	
w <sub>f</sub> (%)	29.53		47.13	-	
Rifer. Certificato					

Figura 4.13: risultati delle prove di laboratorio

SONDAGGIO : S D      CAMPIONE : SH 2      PROFONDITA': 4.00 ÷ 4.50 m

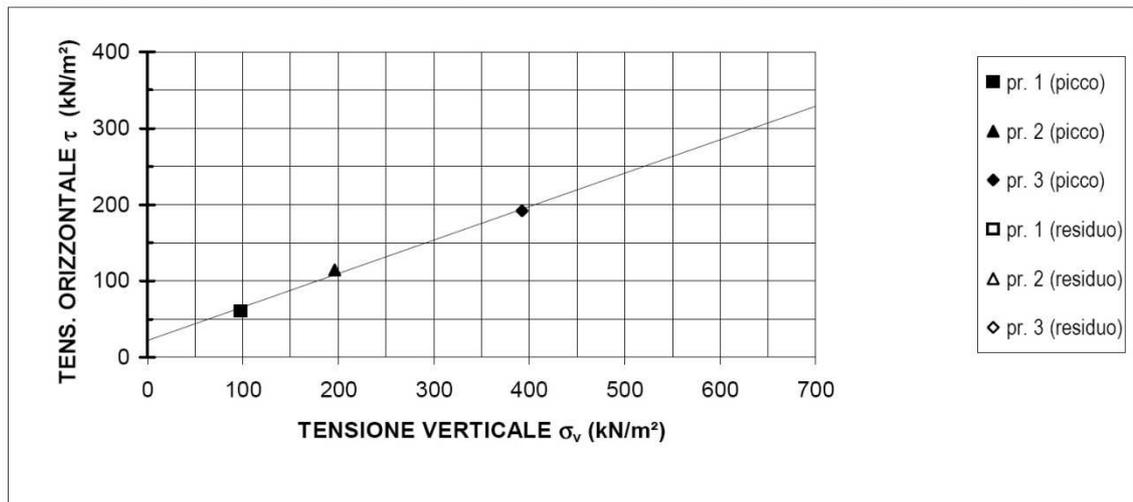


Figura 4.14: involuppo di rottura ottenuto per uno dei campioni analizzati

I parametri di taglio ottenuti per i vari campioni analizzati vengono riportati in tabella 4.4.

Sigla del campione	Quota di prelievo [m]	$\phi$	c
SA-SH2	3,50 – 4,00	31,06	7,97
SB-SH1	2,50 – 3,00	31,35	11,53
SB-SH2	4,00 – 4,50	21,93	30,39
SD-SH1	3,00 – 3,50	25,55	14,99
SD-SH2	4,00 – 4,50	23,70	21,83

Tabella 4.4: parametri di resistenza al taglio

## 5 Modellazione dei micropali di fondazione

### 5.1 Realizzazione del modello in Straus7

Per la modellazione e lo studio del comportamento dei micropali di fondazione si ricorre all'ausilio del programma agli elementi finiti Straus7.

I micropali vengono disposti sotto le murature portanti della Vecchia Officina a coppie. Ciascuna coppia di pali è collegata da una trave HE200B in acciaio lunga 75 centimetri, con la funzione di sostenere la muratura e di scaricare lo sforzo che proviene dai carichi dell'edificio sui pali di fondazione.

Per questo motivo si è deciso di realizzare il modello della singola coppia di pali collegati dalla trave in acciaio, nel quale i carichi si possono applicare direttamente sulla mezzeria della trave di collegamento.

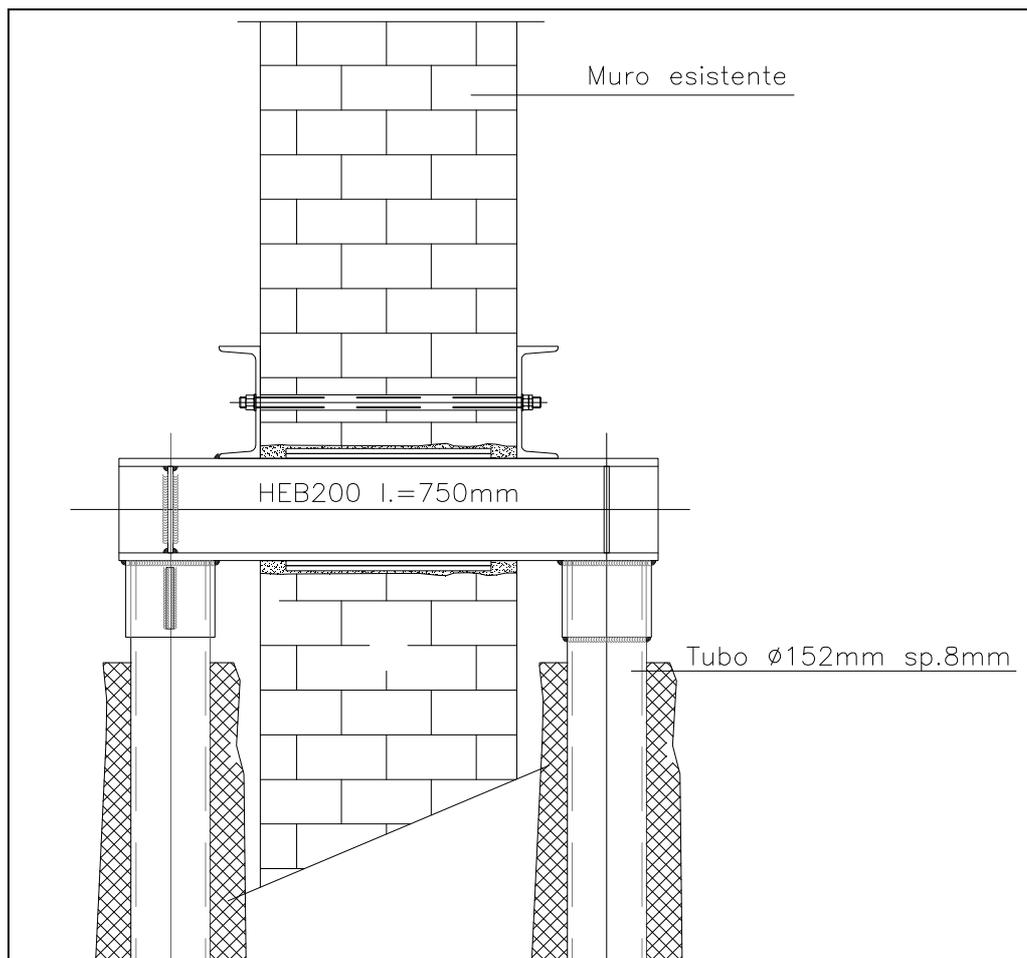
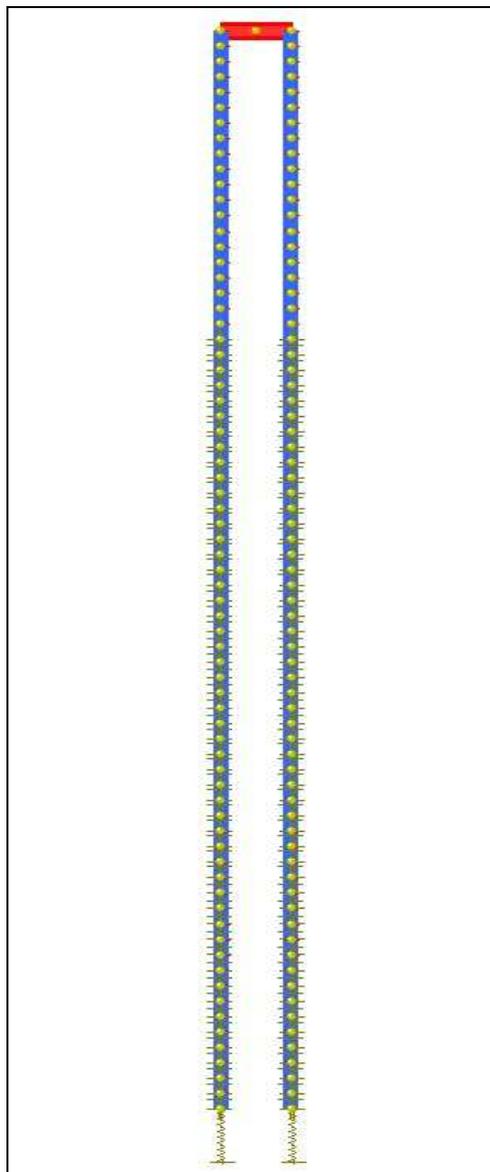


Figura 5.1: schema del sistema pali-trave che sostiene l'edificio

La lunghezza totale del palo di 14 metri viene suddivisa in 70 concio da 20 centimetri. Ciascun concio viene dotato di una molla verticale con rigidezza pari alla rigidezza per attrito verticale del concio, e di due molle orizzontali con rigidezza pari alla rigidezza per attrito orizzontale del concio. Il concio di base sarà dotato di una molla verticale con rigidezza pari alla rigidezza di punta precedentemente calcolata.

Il palo, ovviamente, viene modellato in Straus7 con un elemento di tipo beam e suddiviso tramite il comando “subdivide”. Nel menù “attribute” relativo ai nodi è possibile assegnare ad ogni nodo le molle traslazionali che rappresentano il comportamento del terreno.



**Figura 5.2:** modello agli elementi finiti della singola coppia di pali

Il terreno viene rappresentato tramite le molle a partire da una profondità di 4 metri, essendo appunto questa l'ampiezza di scavo necessaria ad eliminare il terreno altamente inquinato.

A questo punto sarebbe sufficiente ripetere questo modello per ogni coppia di pali presente sotto l'intero edificio. Così facendo, però, il modello risulta essere troppo pesante a causa dell'elevato numero di pali necessari per sostenere l'edificio, quindi per il troppo elevato numero di elementi beam e nodi che si aggiungerebbero al modello dell'intero edificio.

## **5.2 Calcolo della rigidezza di ogni palo**

L'unica soluzione possibile per alleggerire il modello e rappresentare comunque il comportamento globale del sistema edificio-pali, è quella di calcolare la rigidezza verticale ed orizzontale del singolo palo e di rappresentare questo nel modello globale come l'insieme di una molla verticale e di due molle orizzontali.

Per fare questo si è sfruttata la ben nota relazione tra forze e spostamenti

$$F = Ku$$

Si è quindi sottoposto il portale costituito dai due pali e dalla trave in acciaio prima ad una forza verticale, poi ad una forza orizzontale sia longitudinale che trasversale. Eseguendo un'analisi di tipo "linear static" su Straus7, si sono calcolati gli spostamenti dei nodi in cui è stata applicata la forza. Quindi semplicemente invertendo la relazione:

$$K = \frac{F}{u}$$

è stato possibile ricavare la rigidezza verticale ed orizzontale del singolo palo.

Per quanto riguarda l'analisi in direzione orizzontale, è stato necessario ripetere il calcolo applicando una forza in direzione longitudinale e poi una forza in direzione trasversale, poichè lungo queste due direzioni il meccanismo resistente del palo è diverso.

Per il calcolo degli spostamenti le azioni applicate sono state combinate con il peso proprio dei pali.

Lo sforzo verticale che si è deciso di applicare è di 15000 Kg, pari allo sforzo medio che si scarica alla base dell'edificio.

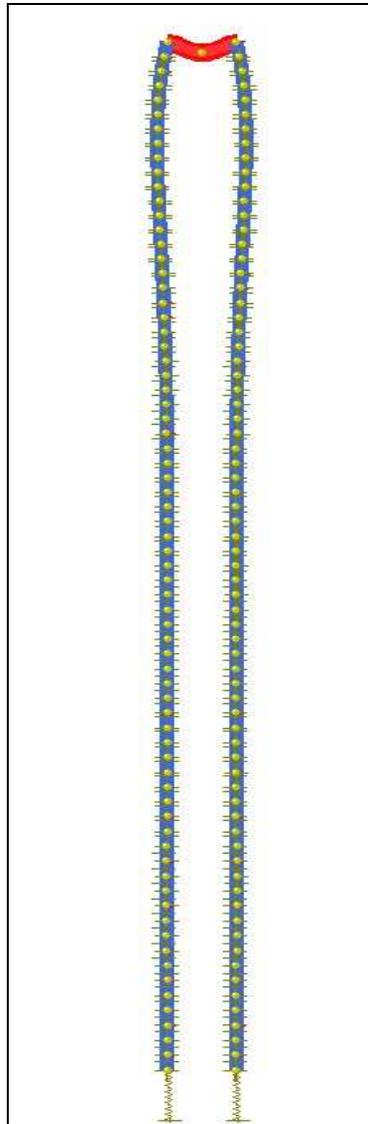
Questa analisi viene fatta sia sul palo completamente interrato, sia sul palo con lo scavo di 4 metri che servirà alla realizzazione del nuovo piano interrato, per capire la quotaparte di cedimento che si manifesta subito e la quotaparte che si manifesta dopo lo scavo.

#### ANALISI IN DIREZIONE X

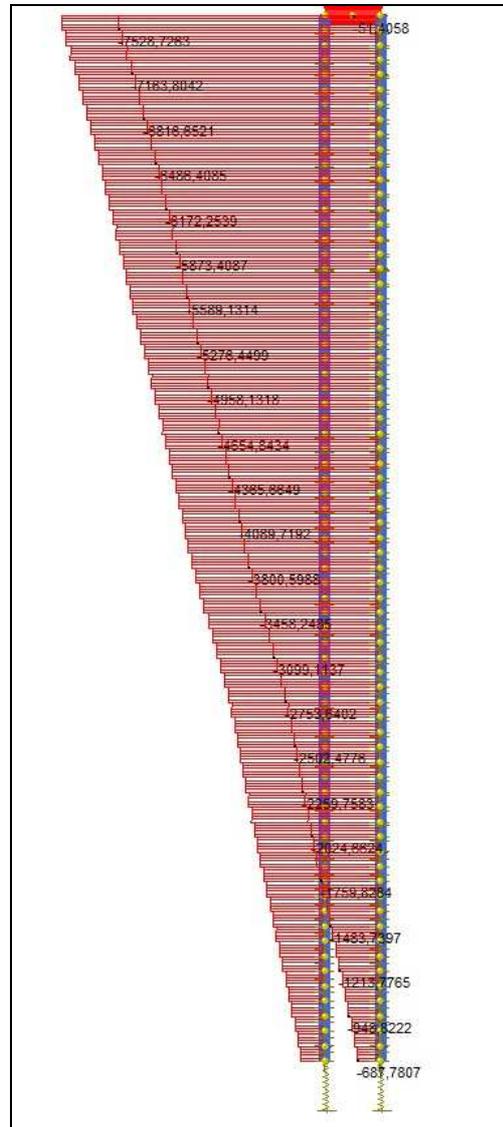
Applicando la forza nella direzione dell' asse parallelo all' asse longitudinale della trave di collegamento, il palo può essere assimilato ad una trave incastro – incastro scorrevole.

#### *Palo completamente interrato*

In figura 6.3 e 6.4 vengono riportati gli andamenti della deformata e dello sforzo normale sui pali.



**Figura 5.3:** deformata dei pali completamente interrati sotto le azioni verticali



**Figura 5.4:** sforzo normale dovuto ai carichi verticali con i pali totalmente interrati

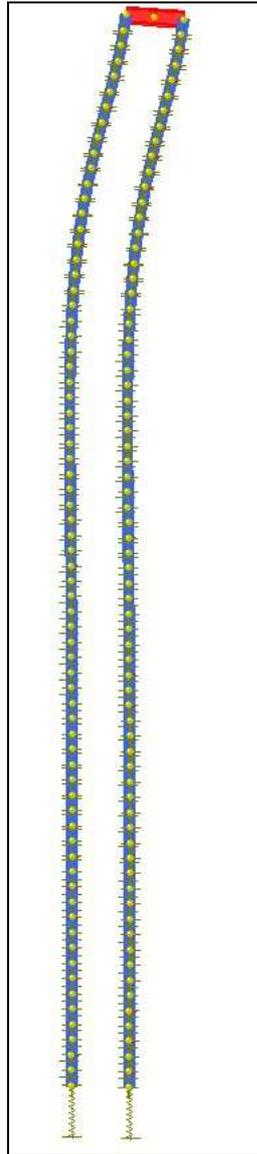
L'abbassamento che subisce il palo sottoposto al peso proprio e allo sforzo verticale applicato vale 1,3 mm, quindi la rigidezza:

$$K_v = \frac{15000}{0,0013} = 11538461 \frac{Kg}{m}$$

Quindi la rigidezza relativa al singolo palo sarà:

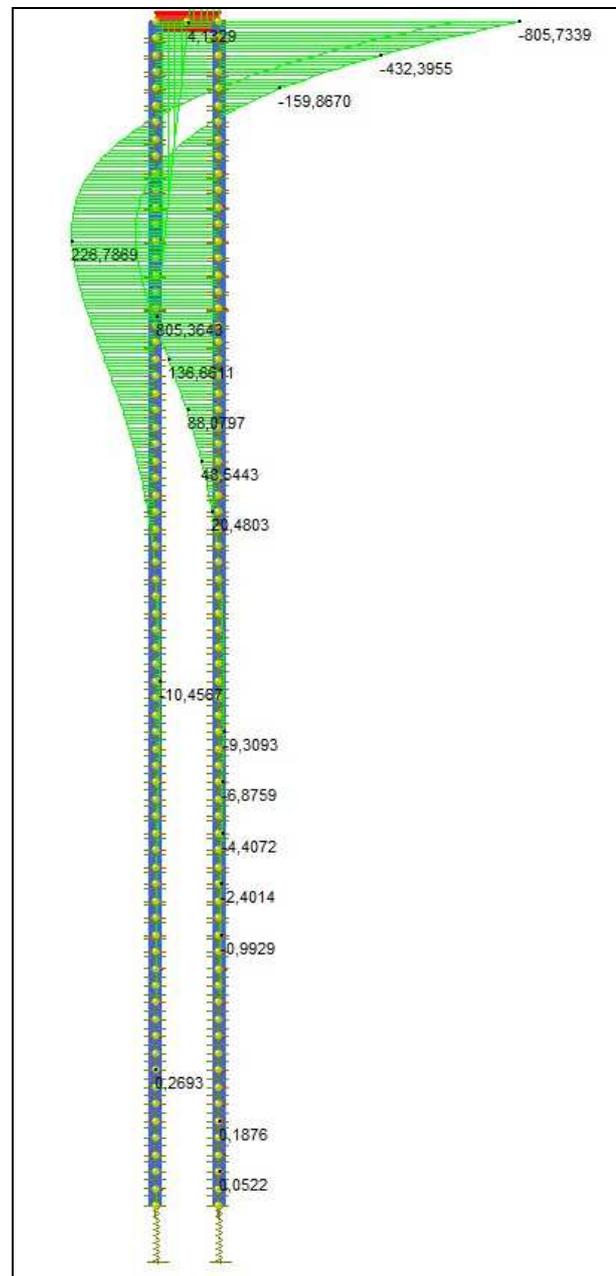
$$K_v = \frac{11538461}{2} = 5769230 \frac{Kg}{m}$$

In direzione orizzontale si è applicata una forza di 2000 kg (1000 kg su ogni palo). Il procedimento seguito per il calcolo della rigidezza è analogo a quello seguito per i carichi verticali.



**Figura 5.5:** deformata dovuta ai carichi orizzontali con i pali totalmente interrati

Il terreno presente per i primi 4 metri di profondità è terreno di scarsa qualità, di conseguenza tutti gli spostamenti si manifestano lungo il primo tratto. Poi il palo risulta incastrato nel terreno.

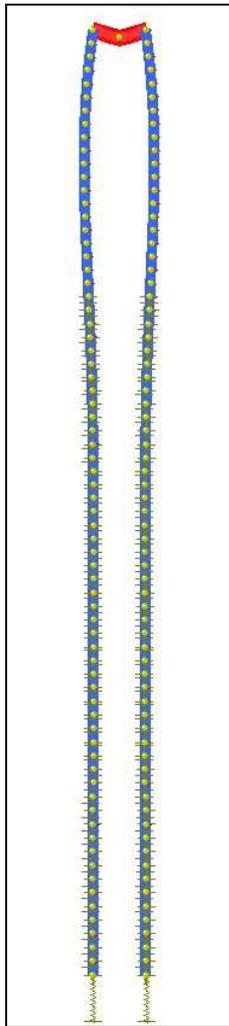


**Figura 5.6:** momento flettente dovuto ai carichi orizzontali per i pali totalmente interrati

Lo spostamento orizzontale che subisce il palo sottoposto al peso proprio e allo sforzo orizzontale applicato vale 0,86 cm, quindi la rigidezza:

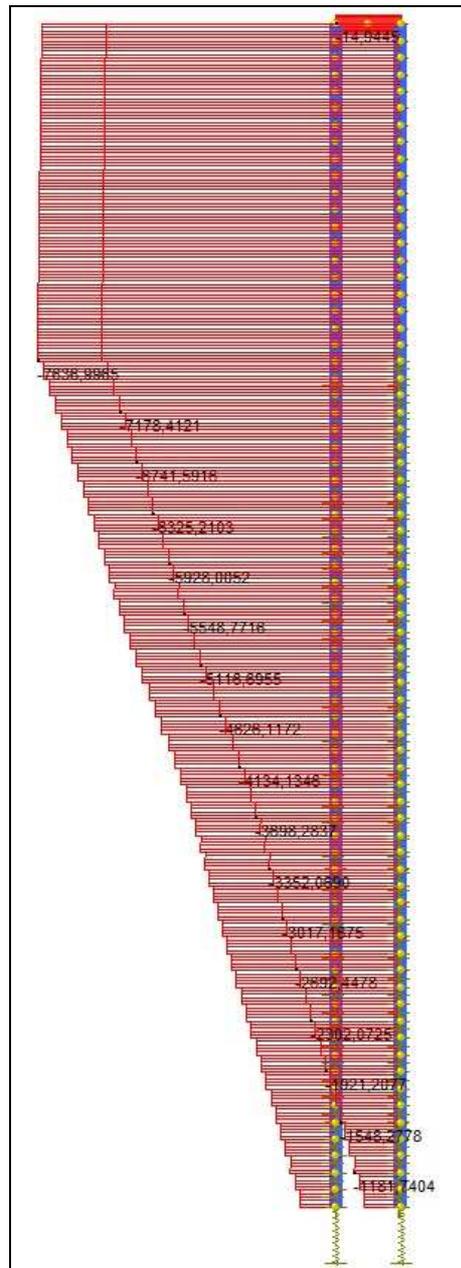
$$K_h = \frac{1000}{0,0086} = 116279 \frac{Kg}{m}$$

***Palo con scavo di 4 metri***



**Figura 5.7:** *deformata dei pali sotto le azioni verticali*

Come si può osservare dall'andamento della deformata, il terreno funge da incastro per i pali anche se gli spostamenti non si annullano proprio alla profondità di 4 metri, bensì ad una profondità leggermente superiore.



**Figura 5.8:** sforzo normale dovuto ai carichi verticali

Si vede che l'andamento dello sforzo normale si mantiene costante fino alla profondità di 4 metri in cui il palo è fuori terra ed è, quindi, costretto ad assorbire l'intero sforzo. Poi, all'aumentare della profondità, lo sforzo normale sul palo diminuisce. Infatti più aumenta la profondità, più migliorano le caratteristiche meccaniche del terreno che, di conseguenza, assorbe sempre più carico.

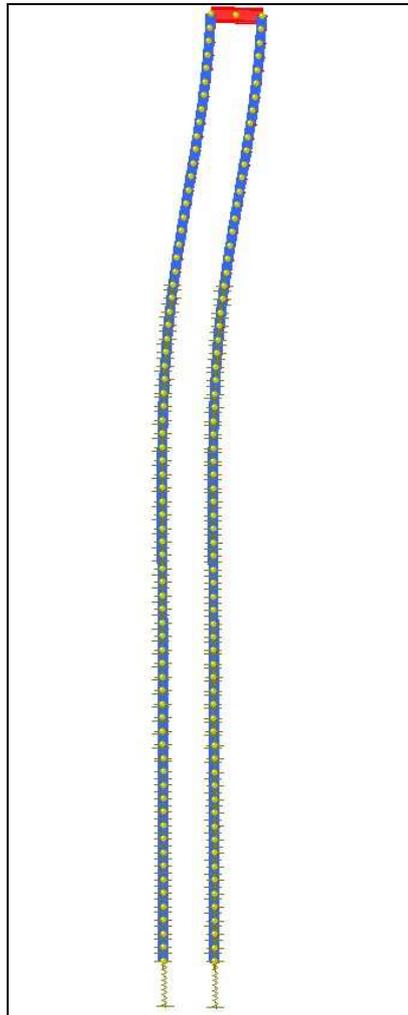
L'abbassamento che subisce il palo sottoposto al peso proprio e allo sforzo verticale applicato vale 1,7 mm, quindi la rigidezza:

$$K_v = \frac{15000}{0,0017} = 8823529,4 \frac{Kg}{m}$$

Quindi la rigidezza relativa al singolo palo sarà:

$$K_v = \frac{8823529,4}{2} = 4411764 \frac{Kg}{m}$$

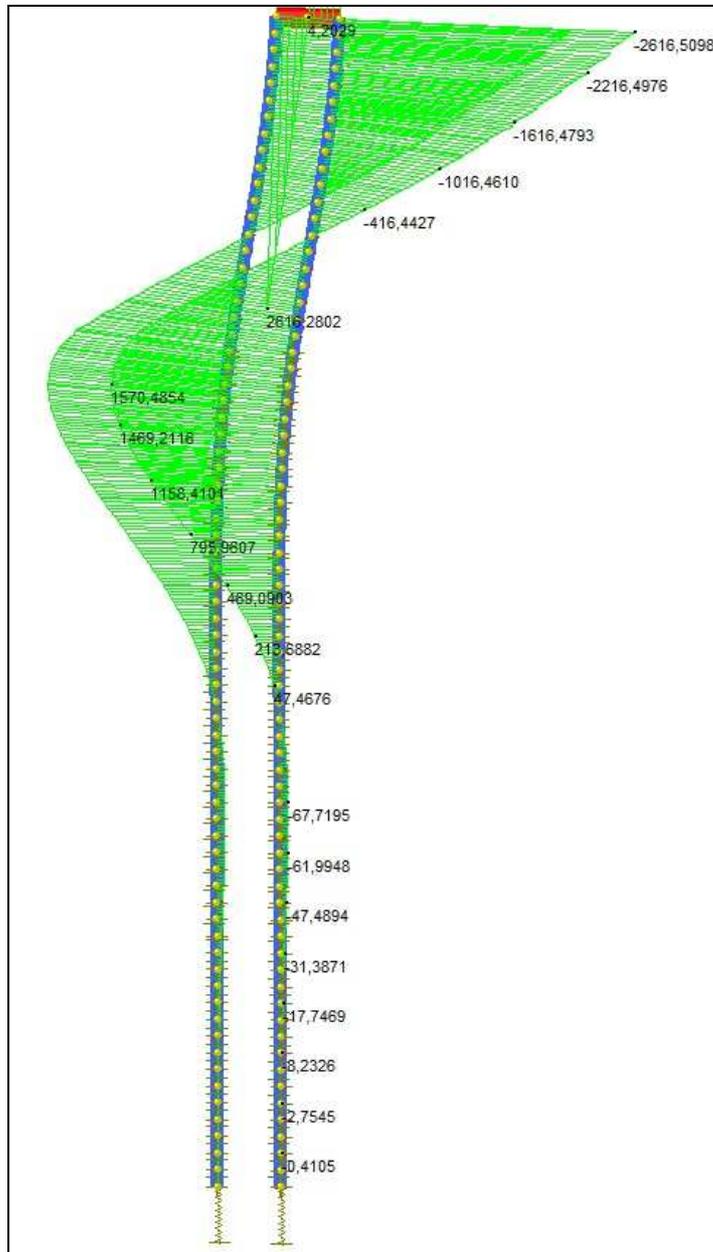
In direzione orizzontale si è applicata una forza di 2000 kg (1000 kg su ogni palo).



**Figura 5.9:** deformata dovuta ai carichi orizzontali

Dalla deformata si osserva che i pali sottoposti a carichi orizzontali, si comportano come travi ad incastro-incastro scorrevole. Questo comportamento implica il corretto funzionamento del modello realizzato. Infatti è lecito considerare che nella sezione di

attacco tra le pareti di muratura e la trave di collegamento tra i pali non ci siano rotazioni. Le pareti di muratura possono essere considerate infinitamente rigide rispetto ai pali di fondazione.



**Figura 5.10:** momento flettente dovuto ai carichi orizzontali

Anche in questo caso si può osservare che il momento flettente si annulla ad una certa profondità, alla quale il terreno funge da incastro per il palo.

Lo spostamento orizzontale che subisce il palo sottoposto al peso proprio e allo sforzo orizzontale applicato vale 9,24 cm, quindi la rigidezza:

$$K_h = \frac{1000}{0,0924} = 10822,5 \frac{Kg}{m}$$

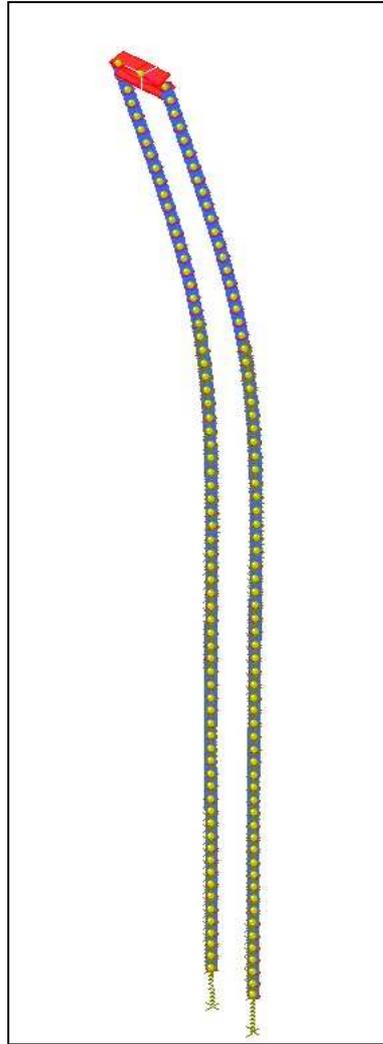
Come era facile aspettarsi, la rigidezza orizzontale del singolo palo è molto inferiore alla rigidezza verticale.

#### ANALISI IN DIREZIONE Z

In questa direzione il palo non può essere più considerato come una trave ad incastro – incastro scorrevole, poichè nelle sezioni di attacco tra palo e trave di collegamento è permessa la rotazione. Di conseguenza la rigidezza verticale rimane invariata rispetto al caso precedente, mentre la rigidezza orizzontale cambia sensibilmente. In particolare, la rigidezza orizzontale, diminuisce rispetto al caso del palo sollecitato con una forza orizzontale in direzione x. Il comportamento del palo è simile a quello di una trave incastrata alla base. La trave di collegamento è stata suddivisa in due parti e al nodo centrale sono state impediti le rotazioni e la tralazione in direzione x.

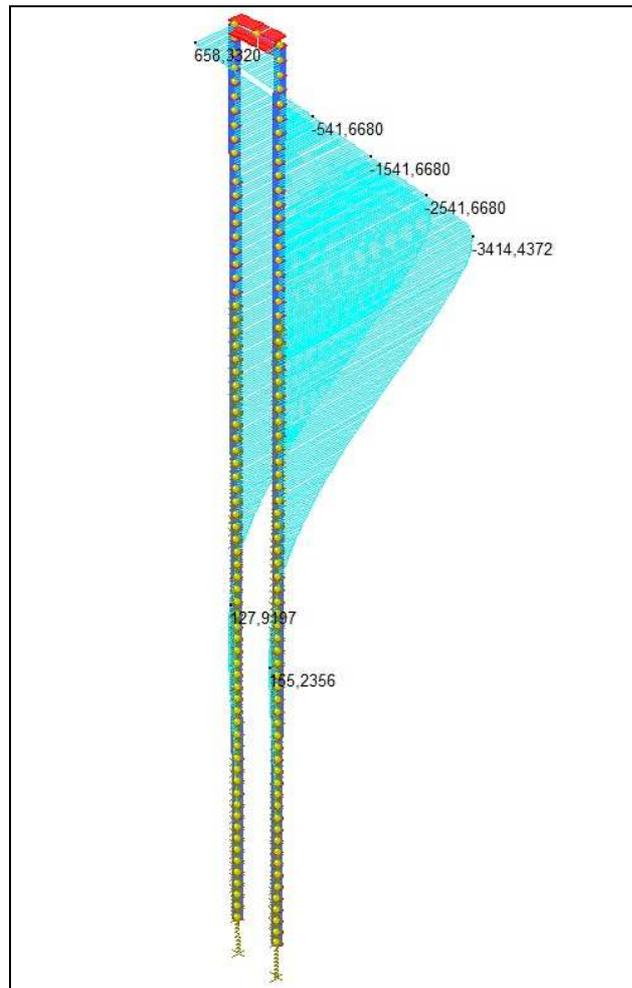
Si decide di sollecitare il palo con una forza lungo z pari a 1000 kg.

La deformata che si ottiene è riportata in figura 5.11.



**Figura 5.11:** *deformata dovuta al carico in direzione z*

Di conseguenza anche l'andamento del momento flettente cambia rispetto al caso precedente.



**Figura 5.12:** momenti flettenti dovuti al carico in direzione  $x$

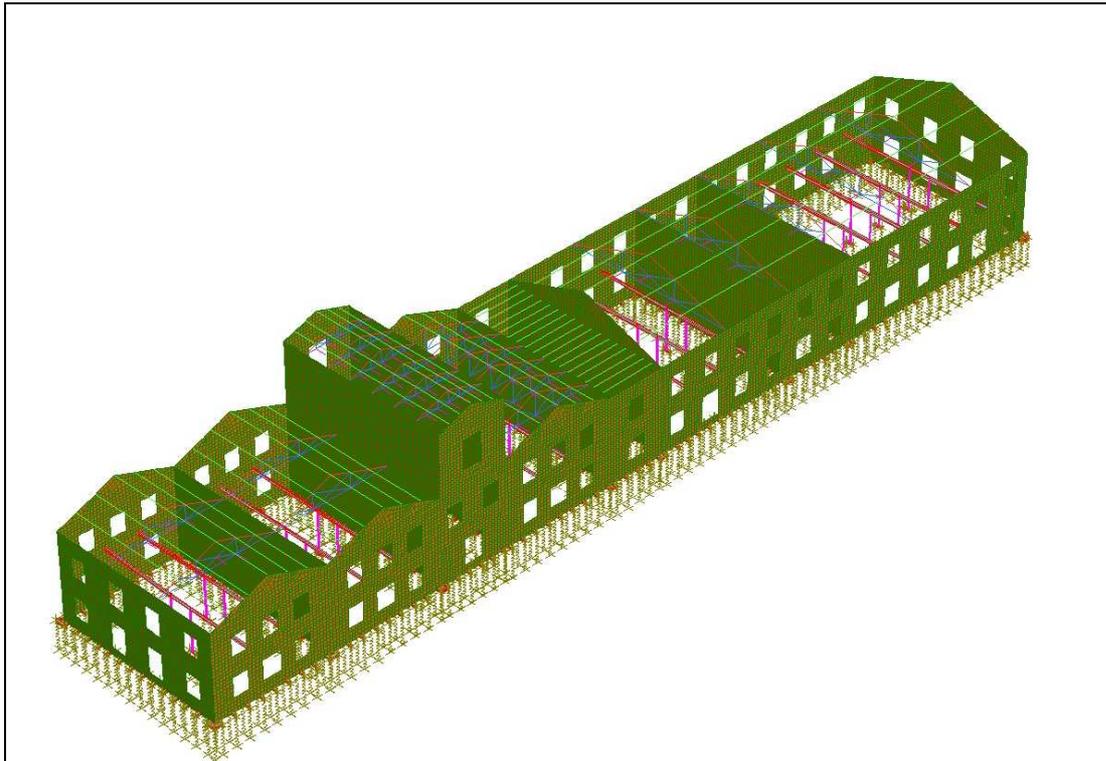
Lo spostamento orizzontale che subisce il palo sottoposto al peso proprio e allo sforzo orizzontale applicato vale 25 cm, quindi la rigidezza:

$$K_h = \frac{1000}{0,25} = 4000 \frac{Kg}{m}$$

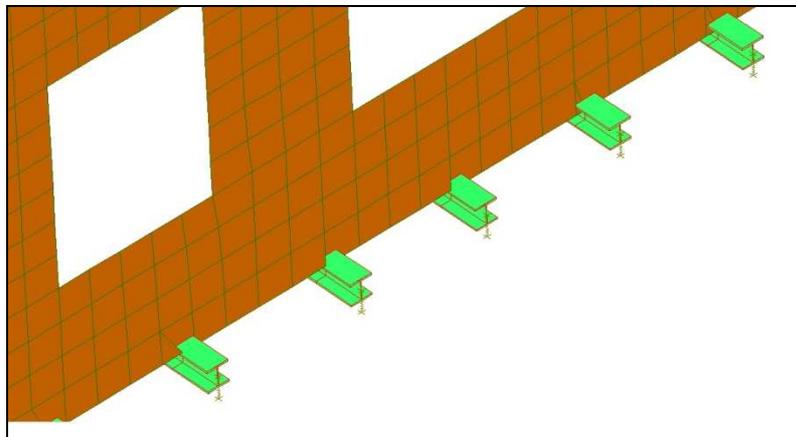
La rigidezza orizzontale dei pali entrerà in gioco una volta che si andrà a considerare l'azione del sisma sulla struttura. Il comportamento dei pali verrà studiato con maggior dettaglio nel capitolo 7, in cui verranno svolte delle analisi statiche non lineari per ottenere la curva di capacità dei pali sotto le azioni orizzontali.

## 6 Analisi statica dell' edificio sotto i carichi verticali

Una volta calcolati i valori di rigidità verticale e orizzontale del singolo palo, questo viene inserito nel modello d'insieme dell'edificio mediante delle molle traslazionali. In direzione orizzontale verranno inserite due molle, una in direzione longitudinale ed una in direzione trasversale, assegnando loro le rigidità calcolate nel paragrafo 5.2.



**Figura 6.1:** modello dell'intero edificio con i pali schematizzati con molle traslazionali



**Figura 6.2:** molle traslazionali che simulano il comportamento del singolo palo

## 6.1 Analisi statica lineare dell'intero edificio sostenuto dai pali di fondazione

Viene condotta un'analisi statica lineare sull'intero edificio sostenuto dai pali di fondazione, con lo scopo di determinare lo sforzo che si scarica su ogni palo, il momento flettente a cui è sottoposta ogni trave di collegamento tra la coppia di pali e l'abbassamento a cui è soggetto ogni singolo palo.

### 6.1.1 Valutazione dei risultati ottenuti

#### 6.1.1.1 Edificio sostenuto da pali totalmente interrati

Per l'edificio sostenuto dai pali totalmente interrati, si riportano esclusivamente i valori dei cedimenti ottenuti, i quali verranno poi confrontati con i cedimenti relativi all'edificio su pali con lo scavo di 4 metri.

#### *Spostamenti verticali dei pali*

Di seguito vengono riportati i valori dei cedimenti verticali dei pali nelle varie zone dell'edificio.

Pareti longitudinali:

PARETE	SPOSTAMENTO MASSIMO [m]
Zona 1	0,0009
Zona 2	0,0013
Torre	0,0014
Zona 3	0,0010
Zona 4	0,0008
Zona 5	0,0010
Zona 6	0,0008
Zona 7	0,0010

**Tabella 6.1:** spostamenti massimi dei pali relativi alle pareti longitudinali con pali totalmente interrati

Pareti trasversali:

PARETE	SPOSTAMENTO MASSIMO [m]
1	0,0008
2	0,0010
3	0,0016
4	0,0017
5	0,0010
6	0,0010
7	0,0009
8	0,0010
9	0,0009

**Tabella 6.2:** spostamenti massimi dei pali relativi alle pareti trasversali

Pali che sostengono i pilastri:

PARETE	SPOSTAMENTO MASSIMO [m]
Zona 1	0,0012
Zona 2	0,0012
Zona 3	0,0012
Zona 5	0,0012
Zona 7	0,0012

**Tabella 6.3:** spostamenti massimi dei pali relativi ai pilastri

### 6.1.1.2 Edificio sostenuto da pali con uno scavo di 4 metri

#### *Sforzi massimi sui pali*

Di seguito vengono riportati gli sforzi massimi a cui risultano sottoposti i pali, sollecitando l'edificio con la combinazione dei carichi allo stato limite ultimo.

Pareti longitudinali:

PARETE	SFORZO MASSIMO [Kg]
Zona 1	4913
Zona 2	7350
Torre	8370
Zona 3	6430
Zona 4	4550
Zona 5	5336
Zona 6	5200
Zona 7	5772

**Tabella 6.4:** sforzi massimi sui pali relativi alle pareti longitudinali

Ovviamente le reazioni più elevate si hanno nella zona che è stata denominata “torre” per la presenza di un piano in più rispetto al resto dell'edificio.

Pareti trasversali:

PARETE	SFORZO MASSIMO [Kg]
1	5005
2	6500
3	9450
4	9500
5	6290
6	6400
7	5600
8	5610
9	4640

**Tabella 6.5:** sforzi massimi sui pali relativi alle pareti trasversali

Si riportano anche le reazioni massime ottenute nei pali che sostengono i pilastri nelle varie zone:

PARETE	SFORZO MASSIMO [Kg]
Zona 1	6320
Zona 2	6305
Zona 3	6308
Zona 5	6310
Zona 7	6325

**Tabella 6.6:** sforzi massimi sui pali relativi ai pilastri

### ***Momenti massimi sulle travi di collegamento***

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i valori massimi del momento flettente sulle travi di collegamento tra le coppie di pali relative alle varie zone dell'edificio.

Pareti longitudinali:

PARETE	MOMENTO MASSIMO [Kgm]
Zona 1	1820
Zona 2	2750
Torre	3180
Zona 3	2800
Zona 4	1700
Zona 5	1970
Zona 6	1940
Zona 7	2223

**Tabella 6.7:** momenti massimi sulle travi di collegamento relative alle pareti longitudinali

Pareti trasversali:

PARETE	MOMENTO MASSIMO [Kgm]
1	1886
2	2306
3	3582
4	3600
5	2143
6	2400
7	2100
8	2115
9	2860

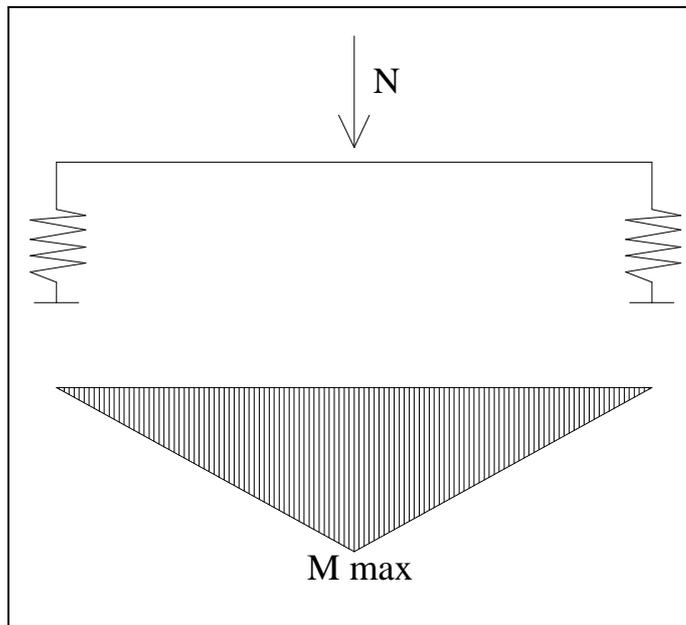
**Tabella 6.8:** momenti massimi sulle travi di collegamento relative alle pareti trasversali

Travi che collegano i pali relativi ai pilastri:

PARETE	MOMENTO MASSIMO [Kgm]
Zona 1	2370
Zona 2	2360
Zona 3	2360
Zona 5	2360
Zona 7	2370

**Tabella 6.9:** momenti massimi sulle travi di collegamento relative ai pilastri

Le travi di collegamento si comportano come travi appoggiate su appoggi cedevoli, sottoposte ad una forza concentrata in mezzzeria, quindi i valori riportati nelle tabelle si riferiscono al valore del momento calcolato in mezzzeria.



**Figura 6.3:** schema resistente delle travi di collegamento

### *Spostamenti verticali dei pali*

Di seguito vengono riportati i valori dei cedimenti verticali dei pali nelle varie zone dell'edificio.

Pareti longitudinali:

PARETE	SPOSTAMENTO MASSIMO [m]
Zona 1	0,0011
Zona 2	0,0017
Torre	0,0019
Zona 3	0,0017
Zona 4	0,0010
Zona 5	0,0012
Zona 6	0,0012
Zona 7	0,0013

**Tabella 6.10:** spostamenti massimi dei pali relativi alle pareti longitudinali

Pareti trasversali:

PARETE	SPOSTAMENTO MASSIMO [m]
1	0,0011
2	0,0014
3	0,0021
4	0,0022
5	0,0013
6	0,0014
7	0,0012
8	0,0013
9	0,0011

**Tabella 6.11:** spostamenti massimi dei pali relativi alle pareti trasversali

Pali che sostengono i pilastri:

PARETE	SPOSTAMENTO MASSIMO [m]
Zona 1	0,0014
Zona 2	0,0014
Zona 3	0,0014
Zona 5	0,0014
Zona 7	0,0014

**Tabella 6.12:** spostamenti massimi dei pali relativi ai pilastri

Confrontando i valori degli spostamenti che si manifestano prima e dopo la realizzazione dello scavo, si osserva che i cedimenti non variano sensibilmente. L'unica differenza che si riscontra è relativa alle pareti trasversali della zona che è stata denominata torre, zona in cui i valori degli spostamenti verticali sono maggiori. Prima della realizzazione dello scavo si ha un cedimento di 1,7 mm, mentre dopo la realizzazione dello scavo il cedimento vale 2,2 mm.

Il fatto che non ci siano particolari differenze tra gli spostamenti verticali nei due casi presi in esame, è dovuto al fatto che il terreno nei primi 4 metri di profondità ha scarse caratteristiche meccaniche. Il terreno che contribuisce maggiormente alla resistenza ai carichi verticali si trova sotto la profondità di scavo. Inoltre i cedimenti che si verificano hanno un valore piuttosto piccolo anche dopo la realizzazione dello scavo.

### 6.1.1 Verifiche sugli elementi resistenti

#### 6.1.2.1 Classificazione delle sezioni in acciaio

Secondo il D.M. del 14 Gennaio 2008 (par. 4.3.2.1), le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\vartheta$  definita come:

$$C_\vartheta = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

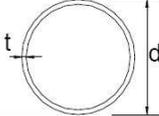
*classe 1:* quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\vartheta \geq 3$ ;

*classe 2:* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\vartheta \geq 1,5$ ;

*classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

*classe 4* quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*.

Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

**Figura 6.4:** parametri necessari per determinare la classe della sezione trasversale dei pali

Si calcola il rapporto:

$$\frac{d}{t} = \frac{0,152}{0,008} = 19$$

dove:

$d$  è il diametro della sezione pari a 0,152 m;

$t$  è lo spessore della sezione pari a 0,008 m.

L'acciaio utilizzato per realizzare l'armatura dei micropali è l' S275 H, con una resistenza caratteristica pari a:

$$f_{yk} = 275 \frac{N}{mm^2}$$

Si calcola ora il parametro:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

La sezione tubolare è di classe 1, poichè  $\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \epsilon^2$ .

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$

Figura 6.5: parametri necessari per determinare la classe della sezione trasversale delle travi di collegamento

Analogamente per le travi di collegamento si ha:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$c = 0,17$  m      lunghezza dell'anima

$t = 0,009$  m      spessore dell'anima

$$\frac{c}{t} = \frac{0,17}{0,009} = 18,88$$

La sezione è di classe 1, poichè  $\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon$ .

### 6.1.2.2 Verifica di resistenza della sezione dei pali

Secondo il paragrafo 4.1.4.2.1 del D.M. del 2008, questa verifica deve essere condotta mediante la seguente relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:

$N_{Ed}$  è lo sforzo sollecitante di compressione di progetto;

$N_{c,Rd}$  è la resistenza di calcolo di compressione, il cui valore è:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{con } \gamma_{M0} = 1,05 \text{ per le sezioni di classe 1.}$$

L'area della sezione del palo vale:  $A = 3619,115 \text{ mm}^2$

Quindi la resistenza di calcolo può essere calcolata come:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3619,115 \cdot 275}{1,05} = 947863 \text{ N} = 94786,3 \text{ Kg}$$

Il massimo sforzo agente sui pali vale 9500 kg, quindi la verifica è soddisfatta.

### 6.1.2.3 Verifica di resistenza della sezione delle travi di collegamento

Secondo il paragrafo 4.1.4.2.1 del D.M. del 2008, questa verifica deve essere condotta mediante la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:

$M_{Ed}$  è il momento sollecitante di progetto;

$M_{c,Rd}$  è la resistenza di calcolo, il cui valore è:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{con } \gamma_{M0} = 1,05 \text{ per le sezioni di classe 1.}$$

Il  $W_{pl}$  per un HE200B vale :  $620000 \text{ mm}^3$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{620000 \cdot 275}{1,05} = 162380952 \text{ Nmm} = 16238 \text{ kgm}$$

Il momento massimo agente sulle travi di collegamento vale 3600 kgm, quindi la verifica è soddisfatta.

### 6.1.2.4 Verifica di stabilità dei pali

Per la rimozione del terreno fortemente inquinato e per la realizzazione del nuovo piano interrato che verrà costruito sotto l'edificio esistente, si realizza uno scavo profondo 4 metri. Di conseguenza, tutti i pali hanno un'altezza fuori terra di 4 metri. Per questo motivo è necessario eseguire una verifica di stabilità dei pali, come mostrato nel paragrafo 4.2.4.1.3.1 del D.M. del 2008.

Per un'asta ideale, si definisce carico critico euleriano, quella forza di compressione che porta indefinitamente a compressione la trave su cui agisce, generando il fenomeno dell'instabilità del carico di punta. Può essere calcolato tramite la seguente relazione:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{L_0^2}$$

dove:

E è il modulo elastico del materiale;

J è il momento di inerzia della sezione della trave;

$L_0^2$  è la lunghezza libera di inflessione ed indica la misura del segmento di trave che si inflette liberamente, di conseguenza dipende dalla condizione di vincolo.

$L_0 = \beta \cdot L$  con: L = lunghezza della trave;

$\beta$  = coefficiente dipendente dalla condizione di vincolo. Per una trave ad incastro-incastro scorrevole si assume  $\beta = 1,2$

Poichè il momento di inerzia della sezione si può esprimere come  $J = A \cdot i^2$ , dove i è il raggio di inerzia della sezione ed A l'area, il carico critico euleriano si può esprimere come:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$$

essendo  $\lambda = \frac{L_0}{i}$  la snellezza euleriana.

E' quindi evidente che il valore limite del carico che manda in crisi la trave per instabilità, dipende dalla snellezza dell'asta, quindi dalle sue caratteristiche geometriche.

Per quanto detto, si definisce tensione critica euleriana:

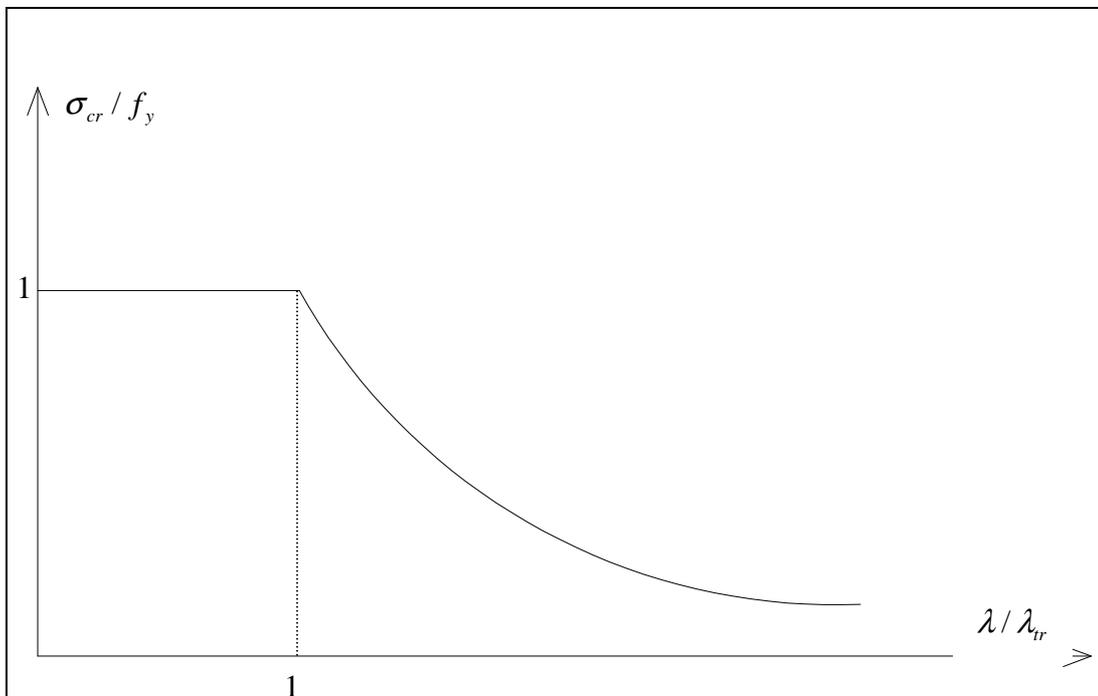
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Si definisce, invece, snellezza di transizione, quel particolare valore di snellezza per cui risulta che il valore del carico critico euleriano coincide con il valore del carico di snervamento. Quindi la snellezza di transizione si può esprimere come segue:

$$\lambda_{tr} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Se  $\lambda < \lambda_{tr}$  allora  $\sigma_{cr} = f_y$ ;

Se  $\lambda > \lambda_{tr}$  allora  $\sigma_{cr}$  varia con legge iperbolica;



**Figura 6.6:** andamento della tensione critica in funzione della snellezza

In realtà le travi possono presentare delle imperfezioni, come:

- asse non perfettamente rettilineo;
- presenza di autotensioni, le quali fanno sì che l'asta esca anticipatamente dal campo elastico;
- eccentricità del carico.

Di conseguenza, il comportamento della trave reale si discosta dal comportamento dell'asta ideale. Per questo motivo la normativa fornisce delle curve con le quali si approssima il

diagramma di figura 6.6, tenendo conto anche delle imperfezioni. Ovviamente per le sezioni di classe 1, la curva sarà più vicina a quella relativa al comportamento ideale, mentre le curve relative alle classi inferiori si discostano sempre più dall'asta ideale.

La curva che è necessario considerare per ogni sezione, si ricava in tabella 4.2.VI del D.M. del 2008.

Poichè, a seconda della direzione orizzontale considerata, il palo può essere schematizzato con un meccanismo resistente diverso, si effettua la verifica prima considerando un incastro – incastro scorrevole e poi una mensola.

La verifica di instabilità viene quindi condotta secondo la seguente espressione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

$N_{Ed}$  è lo sforzo di compressione di progetto agente sulla trave;

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

dove

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato in funzione della curva data dalla in tabella 4.2.VI del D.M. del 2008.

La snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  è pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Per lo schema ad incastro – incastro scorrevole si ha:

- Carico critico euleriano

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{(\beta L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 9,409 \cdot 10^6}{4800^2} = 846471 \text{ N}$$

- Snellezza di transizione

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,61 \cdot 10^3 \cdot 275}{846471}} = 1,08$$

- Coefficiente  $\Phi$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21(1,08 - 0,2) + 1,8^2 \right] = 1,1756$$

- Coefficiente  $\chi$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,1756 + \sqrt{1,1756^2 - 1,08^2}} = 0,609$$

- Resistenza all'instabilità dell'asta

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,609 \cdot 3,61 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,05} = 577248 \text{ N}$$

Il massimo sforzo sollecitante vale 95000 N, quindi la verifica è soddisfatta.

Per lo schema a mensola si ha:

- Carico critico euleriano

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{(\beta L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 9,409 \cdot 10^6}{8000^2} = 304415 \text{ N}$$

- Snellezza di transizione

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,61 \cdot 10^3 \cdot 275}{304415}} = 1,8$$

- Coefficiente  $\Phi$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21(1,8 - 0,2) + 1,8^2 \right] = 2,29$$

- Coefficiente  $\chi$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,29 + \sqrt{2,29^2 - 1,8^2}} = 0,027$$

- Resistenza all'instabilità dell'asta

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,27 \cdot 3,61 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,05} = 255278 \text{ N}$$

Il massimo sforzo sollecitante vale 95000 N, quindi la verifica è soddisfatta.

### **6.1.2.5 Verifica degli cedimenti dei pali**

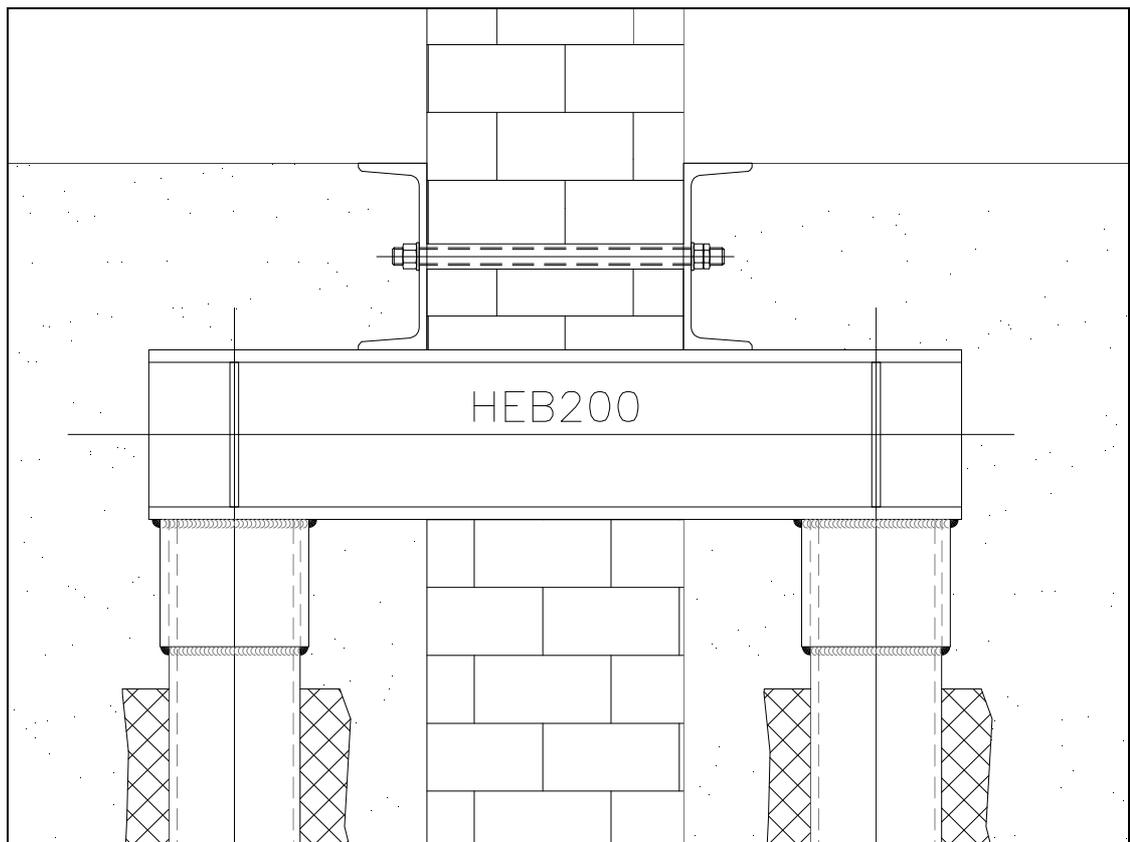
Si osserva che gli spostamenti verticali subiti dai pali nelle varie zone dell'edificio, sono tutti simili tra loro scongiurando, quindi, le conseguenze che potrebbero insorgere in caso di spostamenti differenziali molto accentuati tra un palo e l'altro.

Il cedimento maggiore vale 0,0022 metri. Questo valore può essere confrontato con il cedimento ammissibile relativo ai pilastri compressi di acciaio, che si assume pari al 2‰ dell'altezza del pilastro. Per il palo si considera l'altezza del palo fuori terra, ovvero 4 metri. Il cedimento ammissibile è quindi pari a 0,008 metri. Quindi la verifica è soddisfatta.

## **6.1.3 Dimensionamento dei collegamenti**

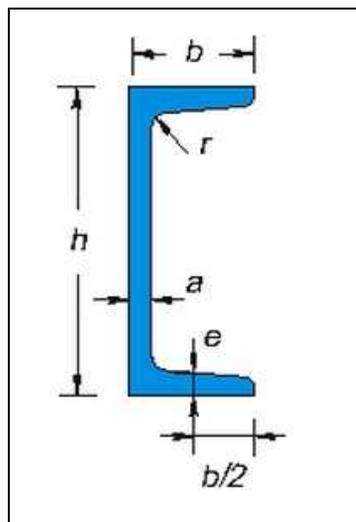
### **6.1.3.1 Pali correnti**

La trave di collegamento tra i pali e la muratura sovrastante, sono collegate utilizzando un profilo UPN 220, fissato tramite una barra filettata come mostrato in figura 6.7.



**Figura 6.7:** particolare dell' UPN e della barra filettata

Le caratteristiche di un profilato UPN sono riportate in figura 6.8.



**Figura 6.8:** caratteristiche del profilato UPN

In particolare, per l' UPN 220 si ha:

$b = 80 \text{ mm}$ ;

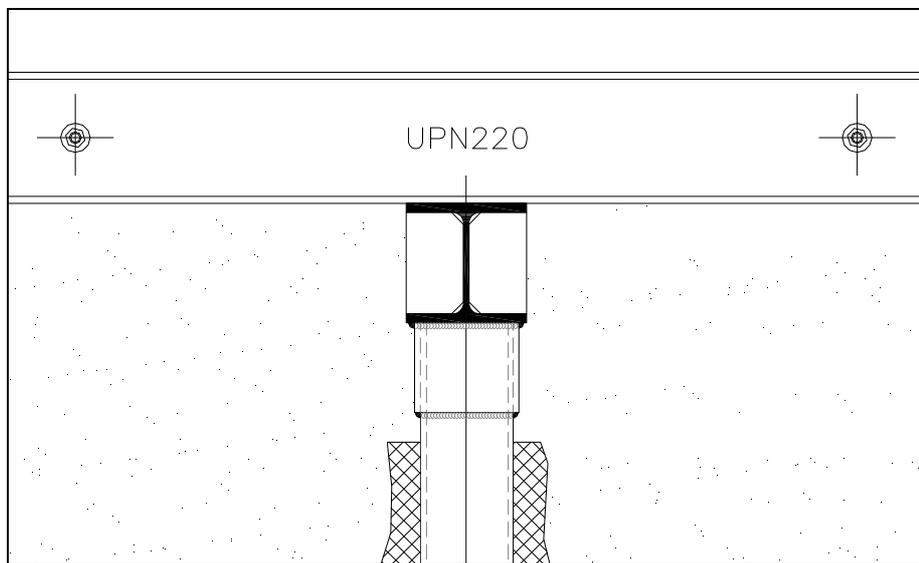
$a = 9 \text{ mm}$ ;

$e = 12,5 \text{ mm}$ ;

$r = 12,5 \text{ mm}$ .

### *Dimensionamento della barra filettata*

Per il dimensionamento della barra filettata viene preso in considerazione lo sforzo massimo agente sulla muratura, pari a  $N = 20000 \text{ Kg}$ .



**Figura 6.9:** vista laterale del collegamento

*Si considera quindi il criterio di resistenza di Von Mises, dato dalla seguente relazione:*

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

Ponendo:

$$\sigma_c = f_{yd};$$

$$\sigma = 0;$$

si ottiene:

$$f_{yd} = \sqrt{3}\tau$$

Di conseguenza è possibile ricavare la tensione tangenziale:

$$\tau = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Per l' acciaio B450C, il valore della tensione di snervamento di progetto è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{450}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$$

Quindi:

$$\tau = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{291 \cdot 10^5}{\sqrt{3}} = 22591967 \frac{Kg}{m^2}$$

Per calcolare l' area della barra filettata necessaria si sfrutta la seguente relazione:

$$A \cdot \tau = \frac{N}{2} \quad \text{quindi l' area: } A = \frac{N}{2 \cdot \tau}$$

Si ottiene:

$$A = \frac{N}{2 \cdot \tau} = \frac{10000}{22591967} = 4,4 \cdot 10^{-4} m^2$$

Si decide quindi di adottare una barra filettata  $\phi 24$ .

A questo punto, come indicato nel paragrafo 4.3.8.1.2 del D.M. 2008, si calcola la resistenza al taglio del perno mediante la seguente relazione:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{yd} \cdot A = 0,6 \cdot 391 \cdot 10^5 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} = 10585 \text{ Kg} > 10000 \text{ Kg}$$

La verifica è soddisfatta.

E' necessario anche effettuare la verifica a rifollamento dell' UPN, tramite la seguente relazione:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_{yk}}{1,15}$$

nella quale:

t è lo spessore del profilato UPN;

d è il diametro del perno.

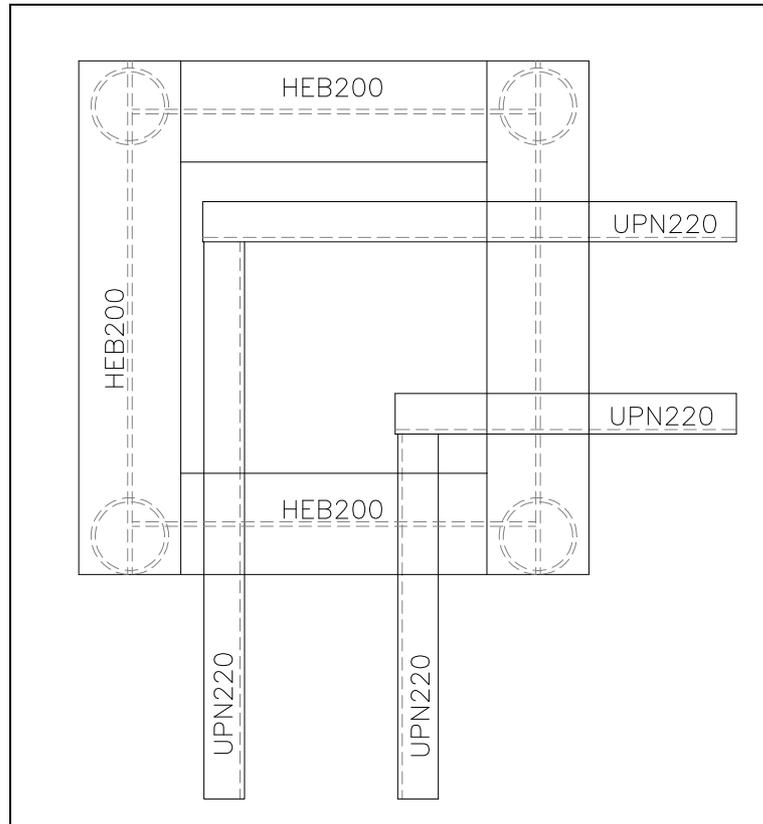
Quindi risulta:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_{yk}}{1,15} = \frac{1,5 \cdot 0,007 \cdot 0,024 \cdot 450 \cdot 10^5}{1,15} = 9860 \text{ Kg} > \frac{N}{4} = 5000 \text{ Kg}$$

La verifica è soddisfatta.

### 6.1.3.2 Pali d'angolo

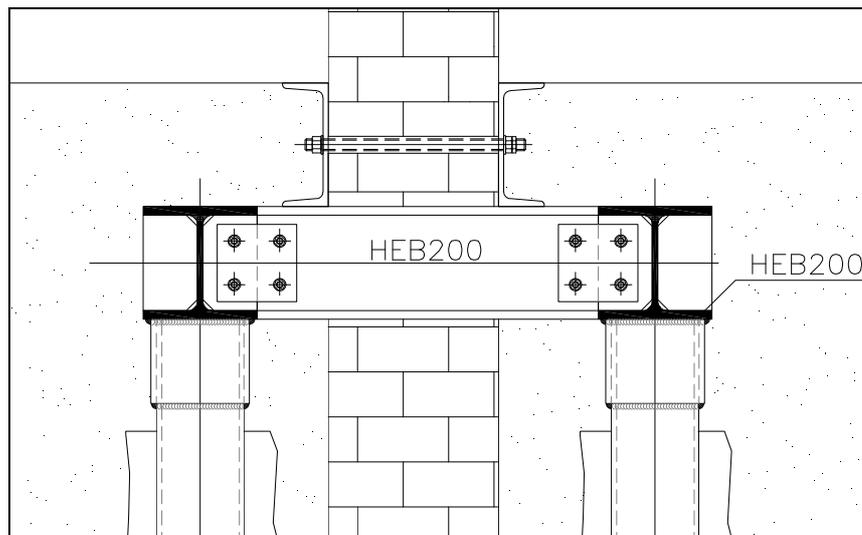
Per ogni angolo si sono posizionati quattro pali con quattro travi di collegamento come mostrato in figura 6.10.



**Figura 6.10:** particolare dei pali d'angolo

La trave HE e la muratura vengono collegate mediante un sistema anlogo a quello descritto nel paragrafo 6.3.2.1.

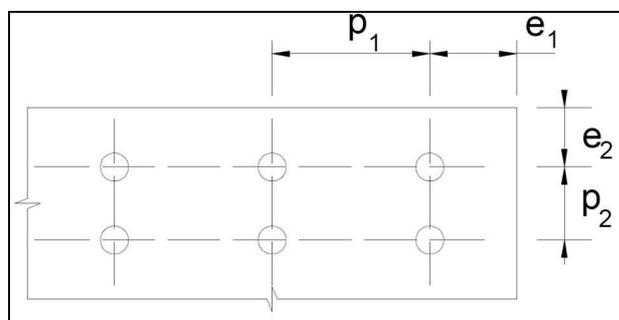
Le travi HE, invece, vengono collegate tra di loro mediante bullonatura. Si decide di utilizzare quattro bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 di diametro pari a 20 mm.



**Figura 6.11:** particolare delle bullonature dei pali d'angolo

Per il dimensionamento degli interassi tra i bulloni e per le verifiche del collegamento, si fa riferimento al paragrafo 4.2.8.1.1 del D.M. 2008. Infatti la normativa pone delle limitazioni sulla posizione dei fori in tabella 4.2.XIII, riportata di seguito.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$



**Figura 6.12:** limitazioni per gli interassi dei fori

Con  $d_0$  si è indicato il diametro del foro. Per bulloni con diametro fino a 20 mm, il foro si realizza con un diametro maggiorato di 1 mm rispetto a quello del bullone, quindi nel caso in esame  $d_0 = 21 \text{ mm}$ .

Vengono quindi calcolati i valori minimi:

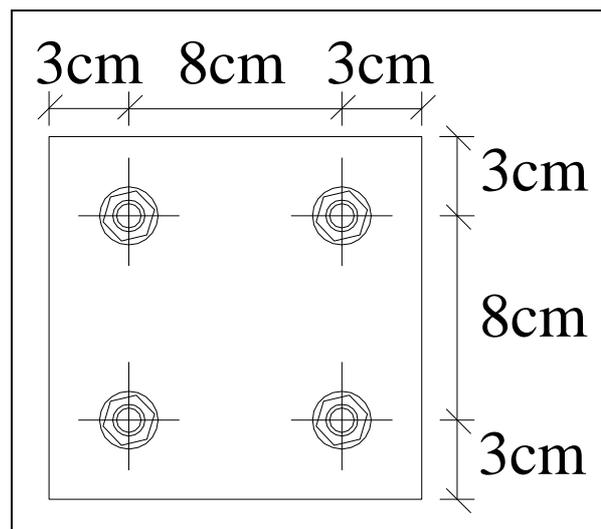
$$e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 21 = 25,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 21 = 25,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,1 \cdot 21 = 46,2 \text{ mm}$$

$$p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 21 = 50,4 \text{ mm}$$

Si decide quindi di adottare la configurazione riportata in figura 6.13.



**Figura 6.13:** interassi tra i bulloni

La piastra di collegamento ha dimensioni 14cm x 14 cm e spessore 6 mm.

La resistenza a taglio dei bulloni può essere assunta pari a:

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$f_{tb}$  è la tensione a rottura del bullone. Per bulloni di classe 8.8 vale  $800 \frac{N}{mm^2}$  ;

$A_{res}$  indica l' area resistente del bullone e si assume pari al 90% dell' area del bullone stesso;

$\gamma_{M2}$  è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni, il cui valore è riportato in normativa in tabella 4.2.XII, di seguito riportata.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Prearico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

**Figura 6.14:** coefficienti di sicurezza per le unioni

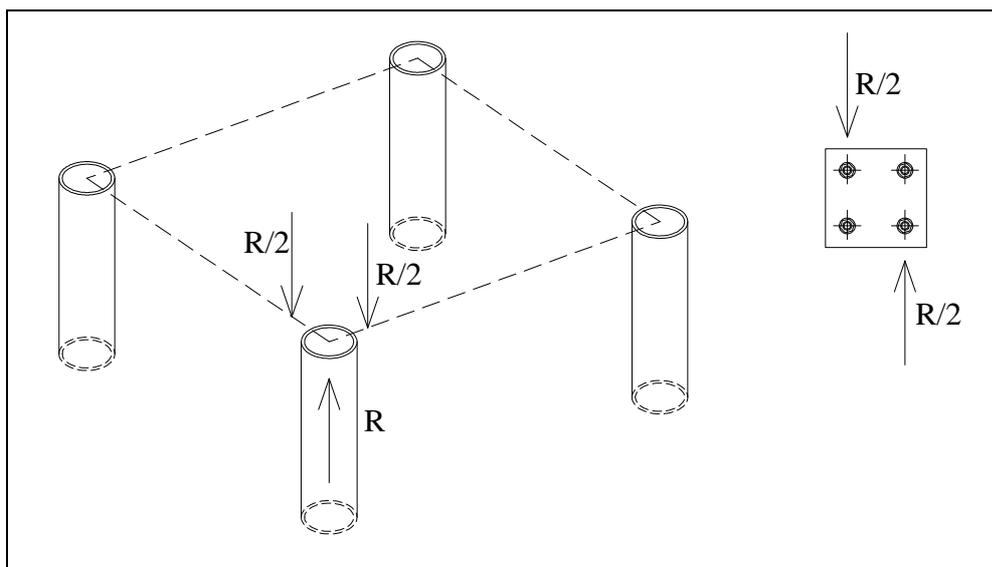
Nel caso in esame  $\gamma_{M2} = 1,2$ .

La resistenza a taglio del bullone vale quindi:

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 0,9 \cdot (\pi \cdot 10^2)}{1,25} = 108573 \text{ N} = 10857 \text{ Kg}$$

La massima reazione esercitata dai pali vale  $R = 9500 \text{ Kg}$ . Su ogni fila di bulloni si avrà

quindi un taglio pari a  $\frac{R}{2} = 4750 \text{ Kg}$  come mostrato in figura 6.15.



**Figura 6.15:** taglio sui bulloni

Ogni bullone dovrà quindi sopportare una forza pari a  $\frac{R}{4} = 2375 \text{ Kg}$

La verifica sul taglio dei bulloni è soddisfatta.

E' infine necessario effettuare la verifica a rifollamento del piatto d' unione tramite la relazione:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$F_{b,Rd}$  è la resistenza di calcolo a rifollamento;

$d$  è il diametro del gambo del bullone;

$t$  è lo spessore della piastra collegata;

$$k = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,3 ;$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\} = 0,47 ;$$

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura dell' acciaio della piastra pari a  $430 \frac{N}{mm^2}$ .

Si ottiene quindi

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,3 \cdot 0,47 \cdot 20 \cdot 6 \cdot 430}{1,25} = 44323 \text{ N} = 4462 \text{ Kg} > 2375 \text{ Kg}$$

La verifica è soddisfatta.

## **7 Analisi sismica della palificata**

### **7.1 Analisi statica non lineare**

#### **7.1.1 Analisi statica non lineare della singola coppia di pali**

L'analisi statica non lineare è detta anche analisi pushover. Consiste nell'applicare sulla struttura una distribuzione di forze orizzontali via via crescenti. Questo tipo di analisi permette di studiare il comportamento elasto-plastico della struttura in esame e di ottenere la curva di capacità. Quest'ultima non è altro che un grafico che esprime l'andamento dello spostamento di un punto di controllo scelto sulla struttura, in funzione dello sforzo orizzontale crescente secondo il valore di un moltiplicatore  $\lambda$ .

##### **7.1.1.1 Non linearità considerate nell'analisi**

Con l'analisi pushover è possibile tenere in conto del comportamento della struttura in esame fuori dal campo lineare. Le non linearità delle quali si tiene in conto in questa analisi possono essere raggruppate principalmente in tre categorie.

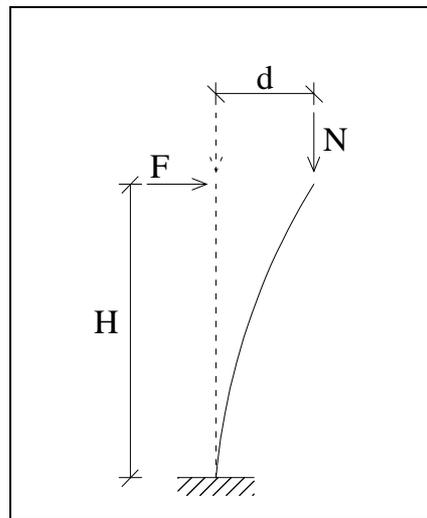
###### **- NON LINEARITÀ DEL MATERIALE**

Nell'ambito di un'analisi lineare, in presenza quindi di deformazioni infinitesime, è possibile applicare la legge di Hooke. Questo equivale quindi a considerare una relazione lineare tra sforzi e deformazioni. Questo tipo di modello dà una buona rappresentazione del comportamento del materiale se le tensioni sul materiale stesso non sono troppo elevate. Ci sono situazioni in cui, invece, non è possibile non tenere in conto della relazione non lineare tra sforzi e deformazioni. In un'analisi che tiene in conto del comportamento non lineare del materiale, il calcolo degli sforzi si basa sulla capacità del materiale stesso di ritornare alla configurazione iniziale una volta che si rimuove il carico applicato (capacità plastica del materiale). In questo modo la storia di carico diventa fondamentale per determinare il valore delle tensioni nel materiale. Infatti, una volta che il materiale raggiunge il valore di snervamento, rimangono dei valori di sforzo e di deformazione residui anche se si rimuove completamente il carico esterno applicato.

### - NON LINEARITA' GEOMETRICA

Questo tipo di non linearità, in pratica, consiste nel calcolare l'equilibrio sulla struttura considerata, a partire dalla configurazione deformata. Questo comporta grandi conseguenze sul valore del momento flettente ( e quindi sul valore di tensioni e deformazioni), in modo particolare se gli spostamenti non sono piccoli.

A titolo di esempio si prenda in considerazione una trave incastrata alla base soggetta a pressoflessione.



**Figura 7.1:** mensola pressoinflessa

Se si trascurasse la non linearità geometrica, il momento alla base della colonna sarebbe dato esclusivamente dal contributo della forza orizzontale F pari a:

$$M = F \cdot H$$

Calcolando, invece, l'equilibrio a partire dalla configurazione deformata, anche lo sforzo normale N influisce sul valore del momento flettente alla base della mensola, il quale avrà quindi un valore maggiore rispetto al caso precedente e pari a:

$$M = F \cdot H + N \cdot d$$

E' quindi evidente che la non linearità geometrica può avere molta influenza nel calcolo del momento a rottura della struttura.

### - NON LINEARITA' DELLA SOLUZIONE

La soluzione non lineare è complicata dal fatto che questa funzione degli spostamenti e dello stato tensionale della struttura, i quali non sono noti a priori. Questo implica che

la soluzione non può essere ricavata, per ogni incremento di carico, in un unico passo, bensì è necessario utilizzare un procedimento iterativo.

In un problema statico di tipo lineare si ha che il vettore delle forze è funzione lineare del vettore degli spostamenti nodali tramite la relazione:

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad \text{dove:}$$

$\{F\}$  è il vettore delle forze applicate;

$[K]$  è la matrice di rigidezza globale;

$\{d\}$  è il vettore degli spostamenti nodali.

Per un problema non lineare non è più possibile stabilire una relazione lineare tra forze e spostamenti, bensì la relazione diventa:

$$\{F(d)\} = [K(d)]\{d\}$$

Il vettore delle forze e la matrice di rigidezza sono funzioni degli spostamenti nodali incogniti.

### 7.1.1.2 Procedimento dell' analisi pushover

L' analisi statica non lineare viene condotta sulla singola coppia di pali mediante l'ausilio del programma agli elementi finiti Straus7. Per portare a termine l'analisi il solutore segue i seguenti passi:

- 1) Vengono inizializzati i vettori degli spostamenti nodali  $\{d\}$ , delle tensioni dell'elemento  $\{\sigma_e\}$  e delle deformazioni dell'elemento  $\{\varepsilon_e\}$ ;
- 2) Si imposta il valore del moltiplicatore del carico per il passo corrente  $\lambda_i$ ;
- 3) Il programma calcola ed assembla gli elementi della matrice di rigidezza, tenendo in considerazione, se richiesto, sia la non linearità dovuta al materiale che quella dovuta alla geometria. Alla fine della procedura di assemblaggio della matrice di rigidezza, viene impostato il sistema di equazioni lineari di equilibrio che segue:

$$[K(d, \sigma_e, \varepsilon_e)]\{\Delta d\} = \{R\} \quad \text{in cui:}$$

$[K(d, \sigma_e, \varepsilon_e)]$  è la matrice di rigidezza calcolata per il passo corrente;

$\{\Delta d\}$  è il vettore i cui elementi sono gli incrementi di spostamento rispetto al passo precedente;

$\{R\}$  è il vettore delle forze residue.

- 4) Il programma risolve il sistema di equazioni precedentemente descritto, nel quale le incognite sono gli incrementi di spostamento  $\{\Delta d\}$ ;
- 5) Si aggiorna il vettore degli spostamenti nodali, sommando allo spostamento relativo al passo precedente, l' incremento di spostamento ottenuto per la corrente iterazione;
- 6) A questo punto il solutore controlla la convergenza dell'iterazione tramite le seguenti relazioni:

$$\frac{\|\Delta d\|}{\|d\|} < \varepsilon_d \quad \text{dove } \varepsilon_d \text{ è il valore di tolleranza consentito sugli spostamenti}$$

$$\frac{\|R\|}{\|P_0\|} < \varepsilon_r \quad \text{dove } P_0 \text{ è il valore della forza residua alla prima iterazione, mentre } \varepsilon_r$$

è il valore di tolleranza consentito sugli sforzi;

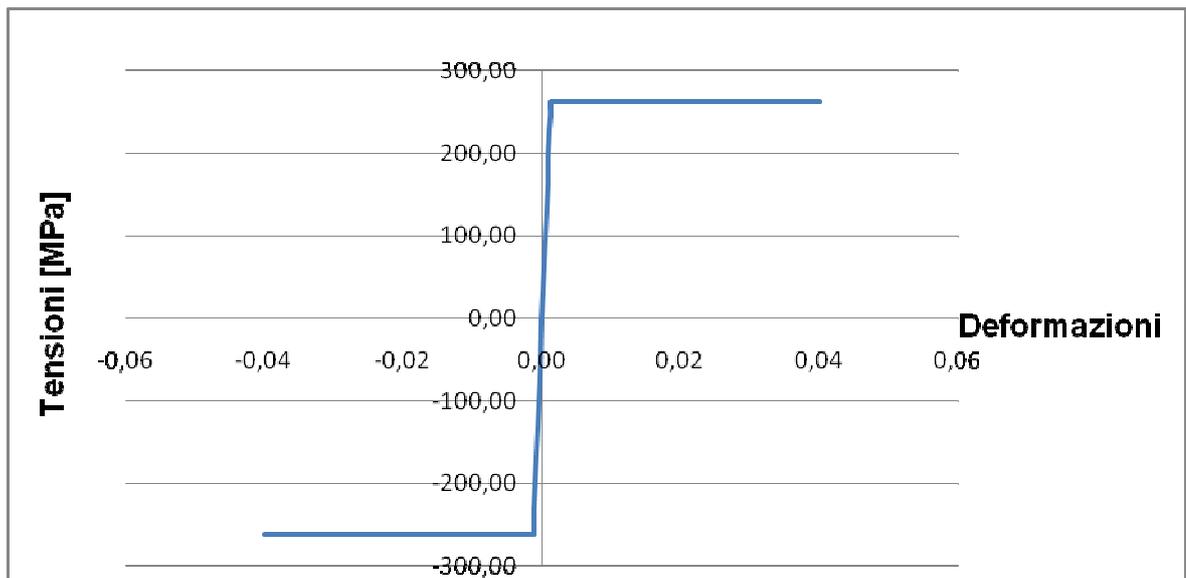
Se entrambi i criteri di convergenza sono soddisfatti, il solutore torna al punto 2 e ripete il procedimento per il valore successivo del moltiplicatore del carico  $\lambda_{i+1}$ , altrimenti continuano le iterazioni ripartendo dal punto 3.

L' analisi statica non lineare consiste quindi nel risolvere tante volte quanti sono gli incrementi di carico stabiliti, un sistema lineare di equazioni di equilibrio.

### 7.1.1.3 Diagramma Momento/Curvatura della sezione del palo

Per far sì che il programma agli elementi finiti Straus7 tenga in considerazione il comportamento non lineare del materiale, è necessario implementare nella libreria dei "tables" del programma, il diagramma Momento/Curvatura della sezione resistente del palo.

Il comportamento dell'acciaio con cui è realizzato il palo può essere riassunto diagramma  $\sigma - \varepsilon$  riportato in figura 7.2.



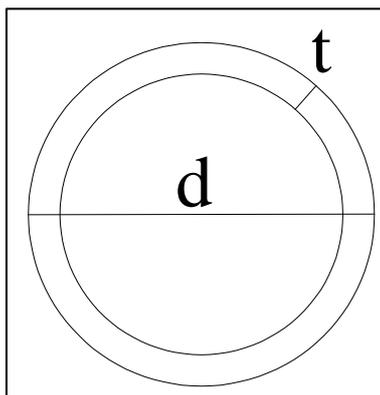
**Figura 7.2:** *diagramma sforzo-deformazione dell'acciaio dei pali*

Il valore della tensione di snervamento è  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ MPa}$ . Di conseguenza il

valore della deformazione di snervamento vale:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{262}{210000} = 0,00124$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono note:

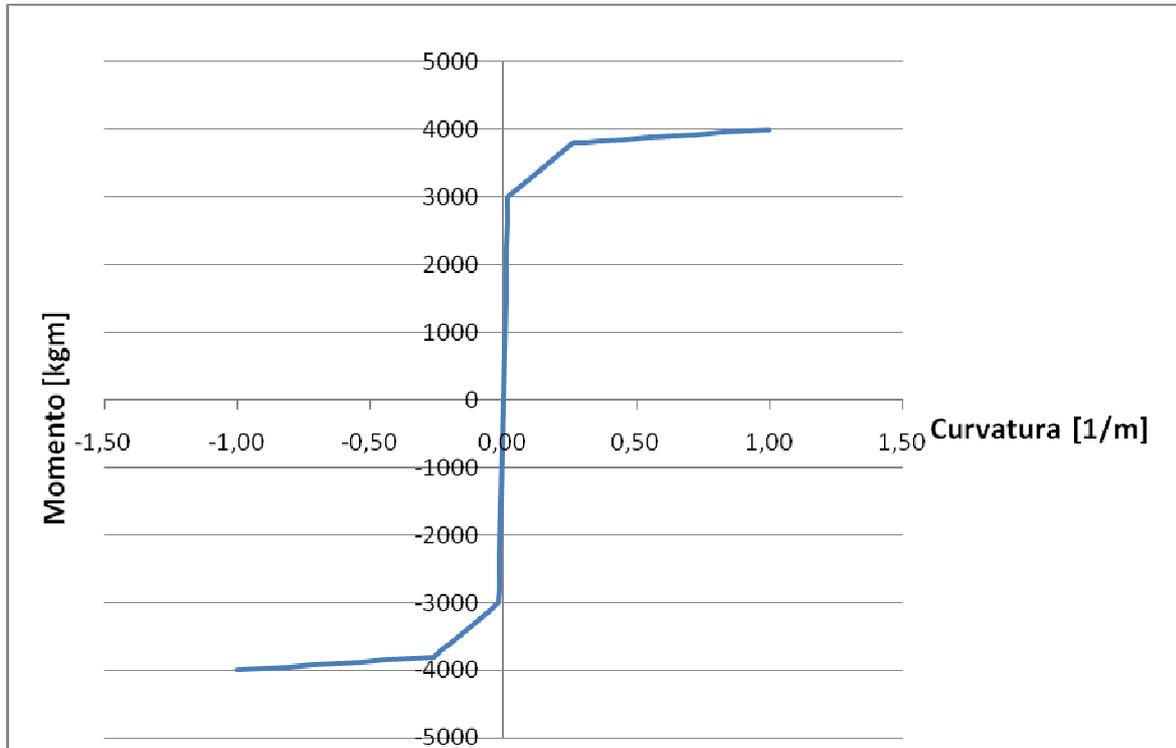


$$d = 0,152 \text{ m}$$

$$t = 0,008 \text{ m}$$

**Figura 7.3:** *sezione resistente dei pali di fondazione*

A questo punto si hanno tutti i dati necessari per il calcolo del diagramma Momento/Curvatura. Quest'ultimo è stato semplificato con una trilatera ed è riportato in figura 7.4.



**Figura 7.4:** diagramma Momento/Curvatura della sezione del palo

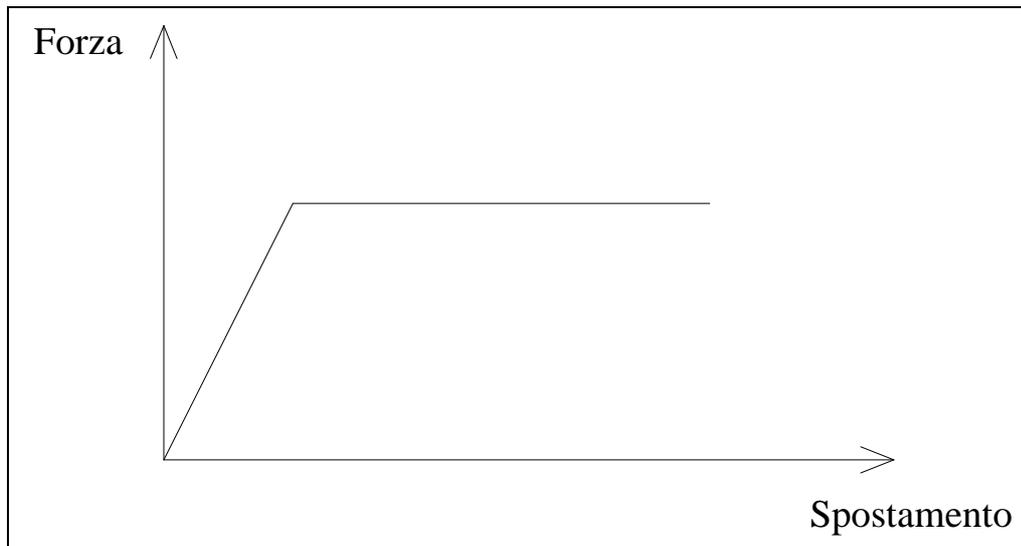
Di seguito si riportano i valori della curvatura e del momento ultimi e di snervamento.

$$\chi_y = 0,017 \frac{1}{m} \quad \chi_u = 1 \frac{1}{m}$$

$$M_y = 3000 \text{ kgm} \quad M_u = 4000 \text{ kgm}$$

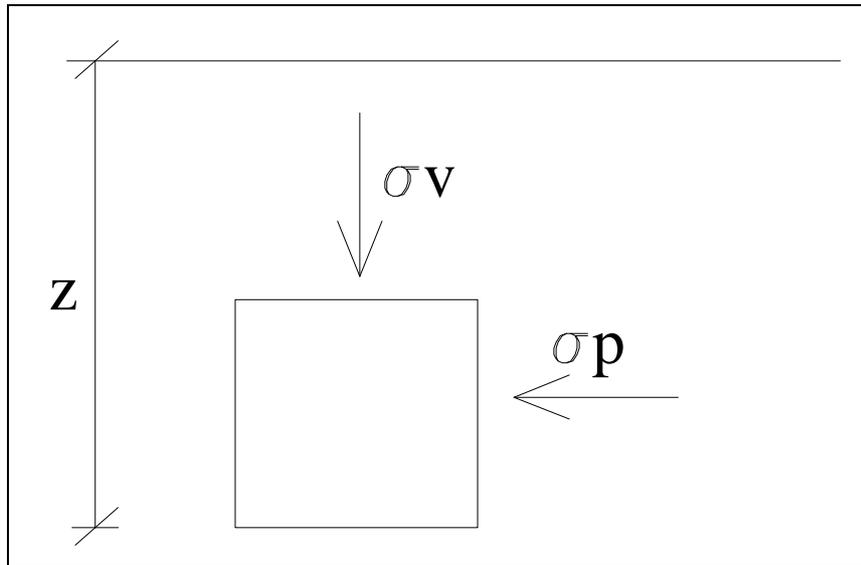
#### 7.1.1.4 Modellazione del comportamento del terreno

Nel corso di un'analisi statica non lineare sulla coppia di pali non si può prescindere dall'interazione tra palo e terreno. Quest'ultimo viene modellato sul programma agli elementi finiti Straus7, utilizzando gli elementi "cutoff bar". Un elemento "cutoff bar" è un'asta a sforzo normale controllato; si imposta quindi un predefinito valore di tensione massima e minima sulla barra. Se lo sforzo normale nella barra supera il valore predefinito, questa collassa. Per simulare il comportamento del terreno, questi elementi vengono utilizzati sia a trazione che a compressione, il che significa che è necessario impostare un valore limite sia per gli sforzi di trazione che per quelli di compressione. Inoltre Straus7 propone due diversi tipi di "cutoff bar", i quali si differenziano tra loro per il loro comportamento una volta superato il valore limite. Nel modello realizzato per rappresentare il comportamento del terreno, si scelgono gli elementi denominati "ductile", i quali, una volta superato il valore massimo consentito, si plasticizzano ma continuano a portare il valore massimo consentito. Il loro comportamento è riassunto in figura 7.5.



**Figura 7.5:** comportamento degli elementi cutoff bar di tipo ductile

Il valore massimo e minimo dello sforzo normale che la barra può assumere, è il valore della spinta passiva del terreno, ovvero la reazione massima che il terreno può esercitare per effetto di una compressione orizzontale.



**Figura 7.6:** tensioni su un elemento di terreno alla profondità  $z$

La tensione verticale in una sezione situata a profondità  $z$  dal piano campagna si trova nel modo seguente:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

dove  $\gamma$  è il peso specifico del terreno.

Definito il coefficiente di spinta passiva:

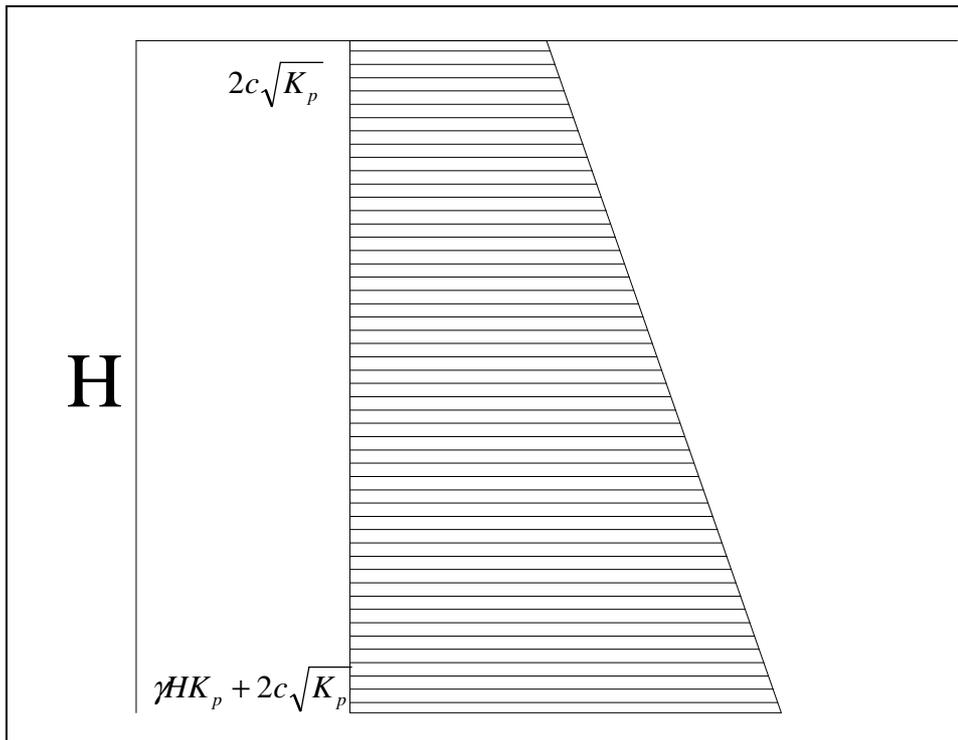
$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

in cui  $\phi$  è l'angolo di attrito del terreno considerato, si calcola il valore della tensione passiva orizzontale in questo modo:

$$\sigma_p = \sigma_v \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

in cui con  $c$  si è indicato il valore della coesione del terreno considerato.

L'andamento della tensione passiva su un tratto di terreno profondo  $H$  è riportata in figura 7.7.



**Figura 7.7:** andamento della tensione passiva

E' evidente quindi che il valore della tensione passiva ha un andamento lineare con la profondità  $z$  dal piano campagna.

I parametri del terreno in esame vengono riportati in tabella 7.1.

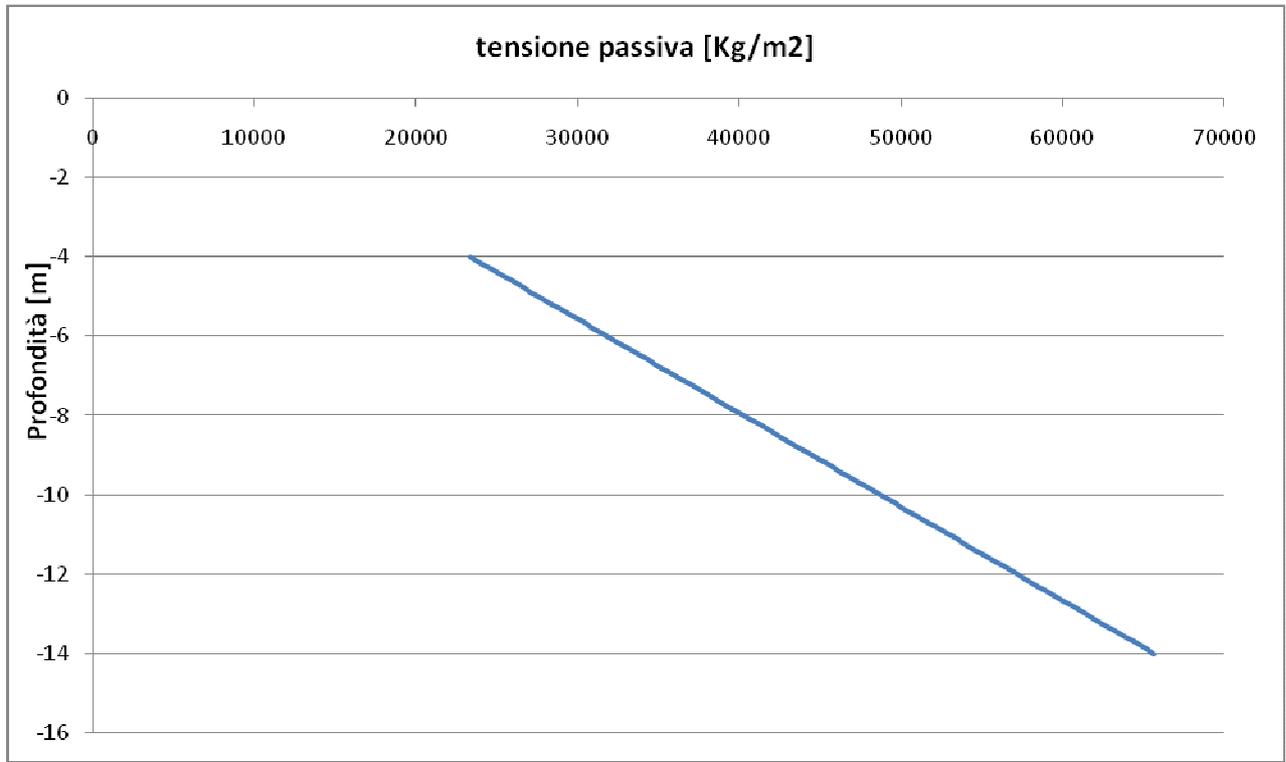
PESO SPECIFICO DEL TERRENO [Kg/m <sup>3</sup> ]	COESIONE [Kg/m <sup>3</sup> ]	ANGOLO DI ATTRITO [gradi]
2000	2200	21

**Tabella 7.1:** parametri meccanici del terreno

Si calcola ora il coefficiente di spinta passiva per il terreno in esame.

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \frac{1 + \sin(21)}{1 - \sin(21)} = 2,116$$

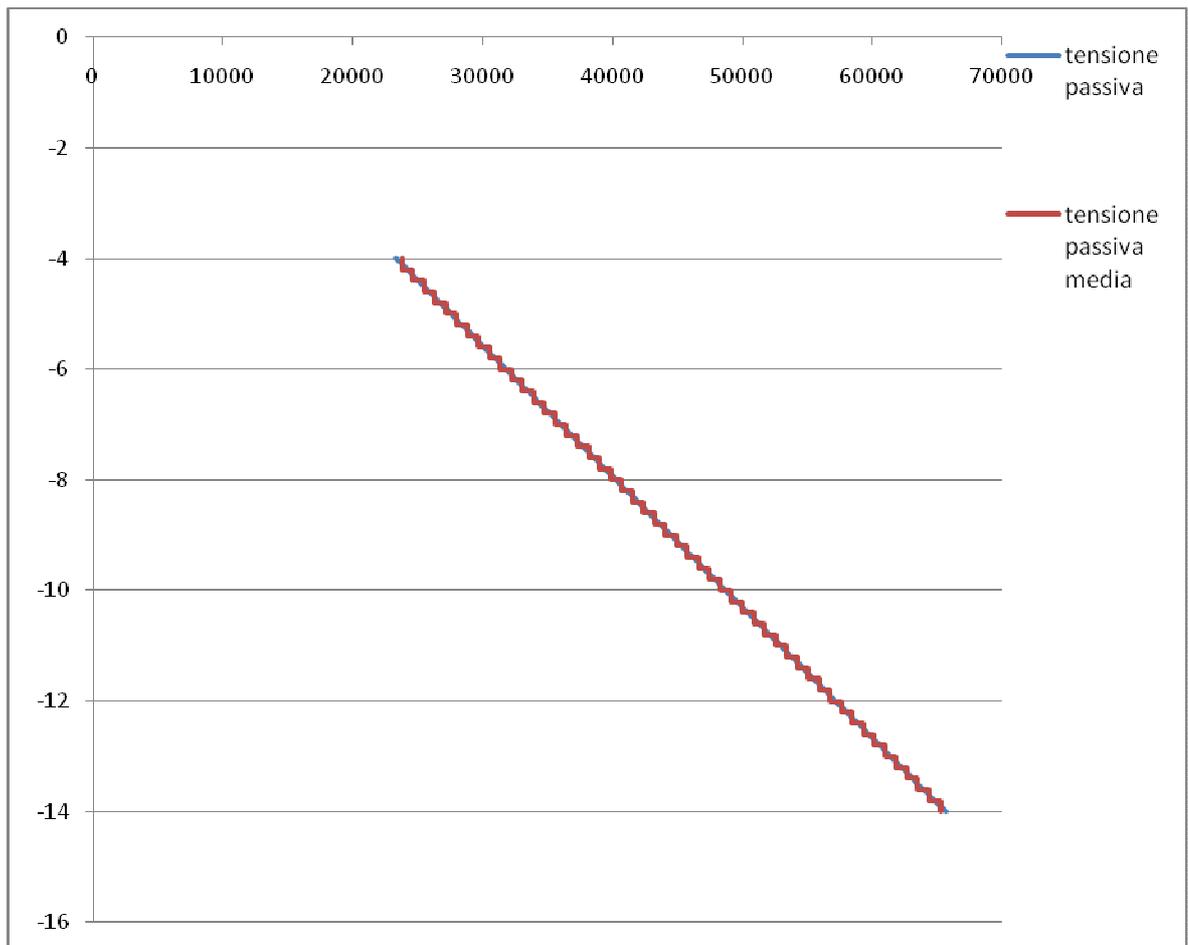
Il valore della tensione passiva viene calcolato a partire da una profondità di 4 metri, fino alla profondità massima del palo pari a 14 metri. L'andamento viene ricostruito per punti, calcolando la tensione passiva ogni 10 cm per tutta la lunghezza del tratto considerato. L'andamento ottenuto è mostrato in figura 7.8.



**Figura 7.8:** andamento della tensione passiva in funzione della profondità per il terreno in esame

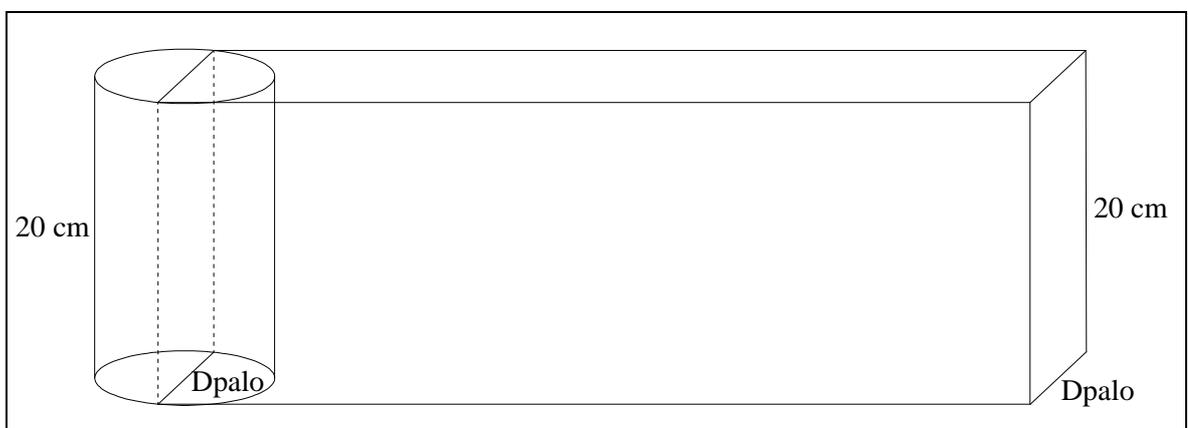
La tensione passiva varia da un minimo di  $23330 \frac{Kg}{m^2}$  alla profondità di 4 metri, ad un massimo di  $65654 \frac{Kg}{m^2}$  alla profondità di 14 metri.

Nel modello agli elementi finiti il palo di fondazione è stato suddiviso in conci da 20 cm ciascuno. Di conseguenza anche i cutoff bar che modellano il terreno avranno un' altezza pari a 20 cm. Per ogni cutoff bar il valore della spinta passiva è costante e, per calcolarlo, si considera il valore della tensione passiva media sui 20 cm di altezza delle barre. Quindi per tutta la profondità considerata, si calcola il valore della tensione passiva media ogni 20 cm. Il risultato finale è un andamento “a gradini” riportato in figura 7.9.



**Figura 7.9:** andamento della tensione passiva media in funzione della profondità per il terreno in esame

La sezione di ogni elemento Cutoff bar ha, come si è detto, un' altezza di 20 cm, mentre la larghezza è pari al diametro del tubo di acciaio che costituisce il palo di fondazione.



**Figura 7.10:** dimensioni della sezione degli elementi cutoff bar

Il “ valore di cutoff ” oltre il quale la barra si plasticizza, non è altro che il valore della tensione passiva media calcolato per ogni barra, moltiplicato per l’ area della sezione di ogni asta.

L’ area della sezione dei cutoff bar vale:

$$A = B \cdot h = 0,152 \cdot 0,2 = 0,0304 \text{ m}^2$$

I valori di spinta passiva ottenuti per ogni barra vengono riportati in tabella 7.2.

CONCIO	SPINTA PASSIVA [Kg]
1	722,11
2	747,84
3	773,57
4	799,31
5	825,04
6	850,77
7	876,51
8	902,24
9	927,97
10	953,70
11	979,44
12	1005,17
13	1030,90
14	1056,64
15	1082,37
16	1108,10
17	1133,84
18	1159,57
19	1185,30
20	1211,04
21	1236,77
22	1262,50

---

23	1288,23
24	1313,97
25	1339,70
26	1365,43
27	1391,17
28	1416,90
29	1442,63
30	1468,37
31	1494,10
32	1519,83
33	1545,57
34	1571,30
35	1597,03
36	1622,77
37	1648,50
38	1674,23
39	1699,96
40	1725,70
41	1751,43
42	1777,16
43	1802,90
44	1828,63
45	1854,36
46	1880,10
47	1905,83
48	1931,56
49	1957,30
50	1983,03

**Tabella 7.2:** valori di spinta passiva per ogni cutoff bar

Per lo svolgimento delle analisi statiche lineari il terreno era stato modellato con una molla verticale e con due molle orizzontali, le cui rigidità erano pari alla rigidità per attrito verticale e orizzontale del terreno. I valori di queste rigidità sono stati calcolati in tabella 4.3, di seguito riportata per comodità.

Settore	Rigidità per attrito verticale	Rigidità per attrito orizzontale
0/4 metri	101736	16200
4/7 metri	124344	19800
7/7,6 metri	158821,2	25290
7,6/9 metri	180864	28800
9/11 metri	138474	22050
11/14 metri	169560	27000

**Tabella 4.3:** rigidità verticali ed orizzontali nei vari settori di terreno

Gli elementi cutoff bar devono simulare il comportamento del terreno in direzione orizzontale, di conseguenza è necessario che la rigidità di ciascuna barra inserita nel modello sia pari alla rigidità per attrito orizzontale calcolata nei vari settori.

Volendo mantenere le dimensioni della sezione uguali per tutti gli elementi, il parametro che si può fare variare per “tarare” la rigidità è la lunghezza delle barre.

Per un’ asta la rigidità assiale può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$K = \frac{EA}{L}$$

Quindi, una volta noto il valore della rigidità assiale per ogni settore, si ricava la lunghezza dell’asta semplicemente invertendo la precedente relazione:

$$L = \frac{EA}{K}$$

La rigidità per attrito orizzontale è stata calcolata utilizzando la relazione:

$$K_h = \frac{E}{L} \cdot A$$

dove:

E è il modulo elastico del terreno;

L è la dimensione orizzontale che indica il terreno coinvolto nel meccanismo. Solitamente si assume pari a 2 metri;

A è l'area di influenza.

I parametri L ed A rimangono invariati per tutta la profondità considerata, di conseguenza il rapporto tra la rigidezza orizzontale ed il modulo elastico del terreno è sempre lo stesso, indipendentemente dal settore di terreno considerato. In questo modo la lunghezza con la quale è necessario modellare ogni elemento cutoff bar in modo che la rigidezza assiale dell' asta sia pari alla rigidezza per attrito orizzontale del terreno, è la stessa per tutte le aste. Si ottiene quindi:

$$L = 1,52 \text{ m}$$

#### **7.1.1.5 Analisi pushover in direzione x**

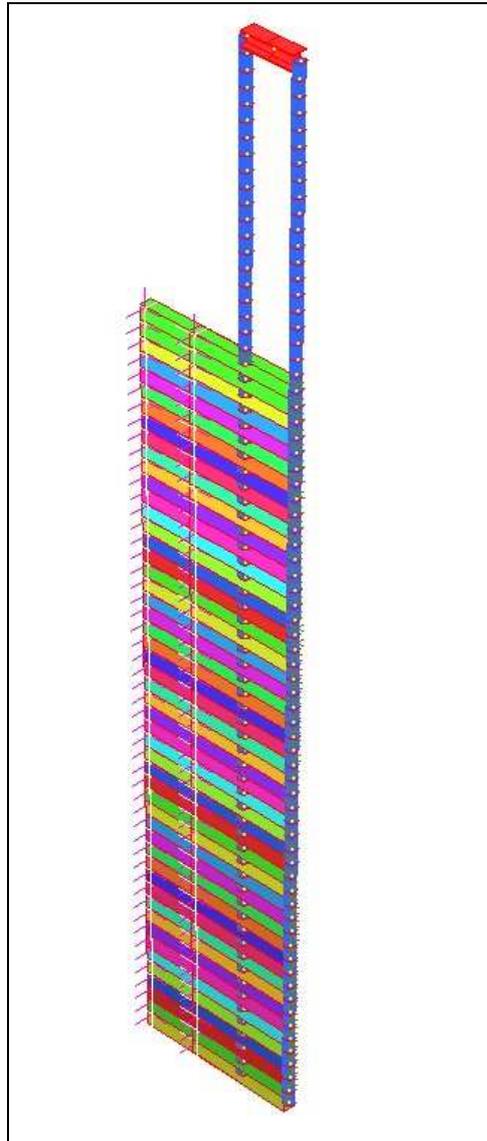
L' analisi statica non lineare viene condotta sulla singola coppia di pali, la quale sarà sottoposta ad uno sforzo verticale medio pari a 15000 Kg ( 7500 Kg su ogni palo) e ad una forza orizzontale crescente secondo il valore di un moltiplicatore  $\lambda$ .

L'analisi viene condotta prima considerando esclusivamente la non linearità del materiale attraverso il digramma Momento/Curvatura calcolato al paragrafo 7.1.1.3, poi includendo anche la non linearità geometrica.

Lo scopo di questa analisi è quello di studiare il comportamento dei pali di fondazione fuori dal campo elastico e ottenere la curva di capacità del singolo palo.

Il modello che si utilizza per questo tipo di analisi è riportato in figura 7.11.

Gli elementi cutoff bar sono stati vincolati alla loro estremità libera con un incastro. Per validare questo modello, prima di procedere con l' analisi pushover, è stata effettuata un' analisi statica lineare dei pali sottoposti alle stesse azioni illustrate nel paragrafo 5.2. I valori degli spostamenti e delle sollecitazioni dei pali che si ottengono sono gli stessi che si erano ottenuti modellando il terreno con le molle traslazionali.

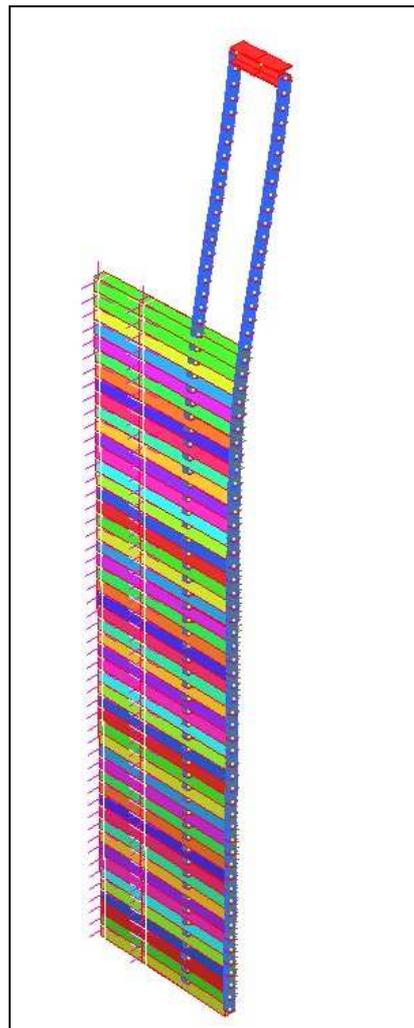


**Figura 7.11:** *modello utilizzato per l'analisi pushover sulla singola coppia di pali*

### 7.1.1.5.1 Risultati dell' analisi statica non lineare in direzione x

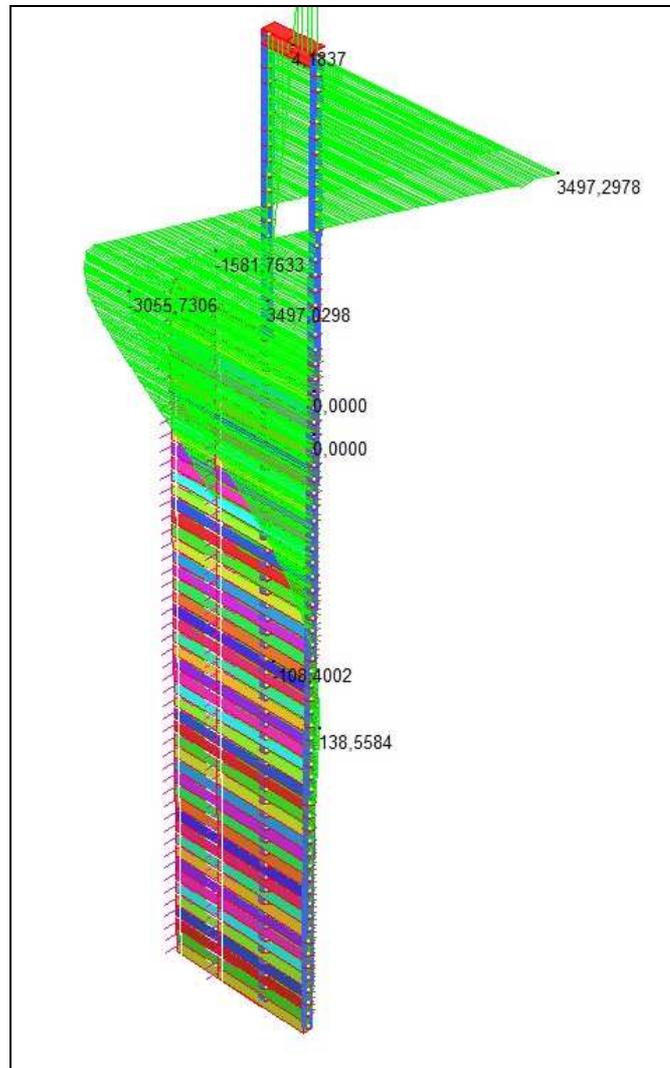
#### *Analisi con non linearità del materiale*

La forza orizzontale viene incrementata tramite un moltiplicatore che varia da un valore minimo di 0 ad un valore massimo di 1,6. La deformata che si ottiene è riportata in figura 7.12.



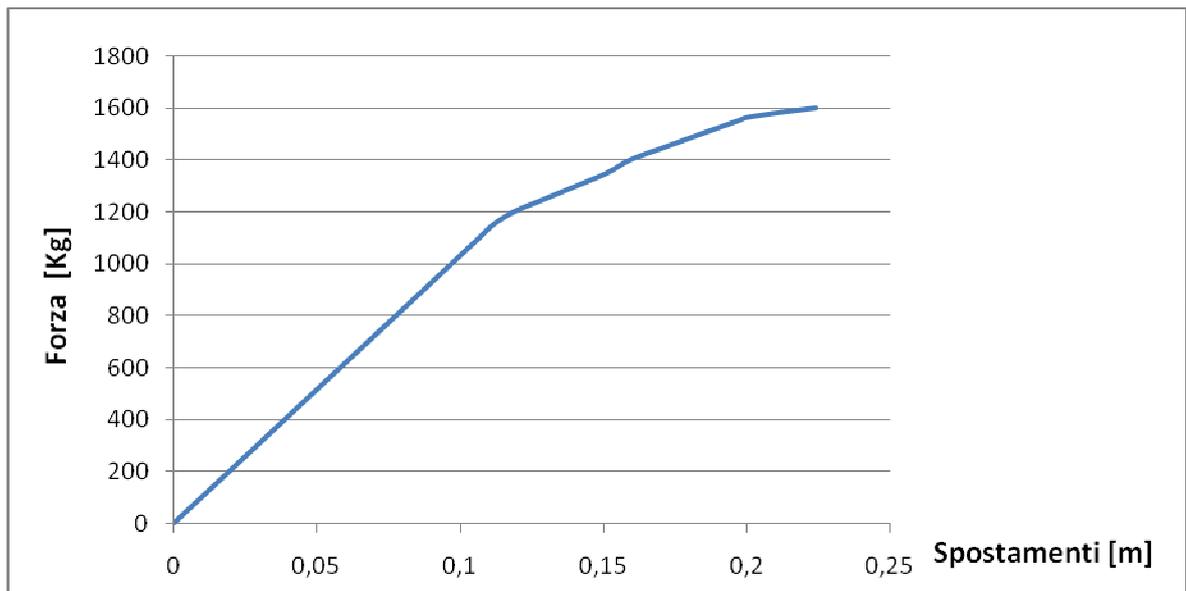
**Figura 7.12:** deformata della coppia di pali all'ultimo incremento

L' andamento dei momenti flettenti all'ultimo incremento è mostrato in figura 7.13. Il valore del massimo momento raggiunto è di 3497 kgm.



**Figura 7.13:** andamento del momento flettente all'ultimo incremento

Si riporta ora l'andamento della curva di capacità, quindi l'andamento dello spostamento del punto di applicazione della forza orizzontale sulla testa del palo rispetto al punto finale del palo che risulta incastrato nel terreno, in funzione della forza orizzontale applicata sempre crescente.



**Figura 7.14:** curva di capacità del palo ( considerando solo la non linearità del materiale)

L' andamento della curva è lineare fino al ventiquattresimo incremento, che corrisponde ad un moltiplicatore del carico pari a:

$$\lambda_{24} = \lambda_y = 1,15$$

quindi il valore del carico è:

$$F_{24} = F_y = \lambda_{24} \cdot F_0 = 1,15 \cdot 1000 = 1150 \text{ kg}$$

Il valore dello spostamento di snervamento è:

$$\delta_{24} = \delta_y = 0,1115 \text{ m}$$

L' ultimo valore del moltiplicatore del carico vale:

$$\lambda_{35} = \lambda_u = 1,6$$

Il valore del carico ultimo è:

$$F_{35} = F_u = \lambda_{35} \cdot F_0 = 1,6 \cdot 1000 = 1600 \text{ kg}$$

mentre lo spostamento ultimo vale:

$$\delta_{35} = \delta_u = 0,2242 \text{ m}$$

Si può definire duttilità la capacità di una struttura di deformarsi oltre il limite elastico. Essa può essere valutata come il rapporto tra lo spostamento massimo, a rottura e quello al limite elastico.

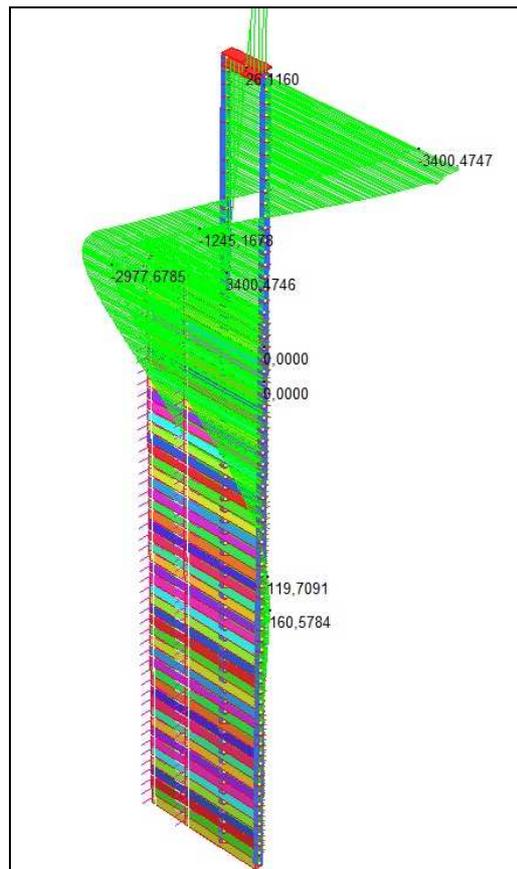
La duttilità del singolo palo, valutata senza tenere in considerazione la non linearità geometrica, può essere quindi valutata tramite il rapporto:

$$\eta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,2242}{0,1115} = 2$$

Durante l'analisi tutti gli elementi cutoff bar rimangono in campo lineare. L'unico elemento che si snerva raggiungendo il valore della spinta passiva impostato come valore di cutoff è quello che si trova ad una profondità di 4 metri, ovvero la profondità di scavo.

#### *Analisi con non linearità del materiale e geometrica*

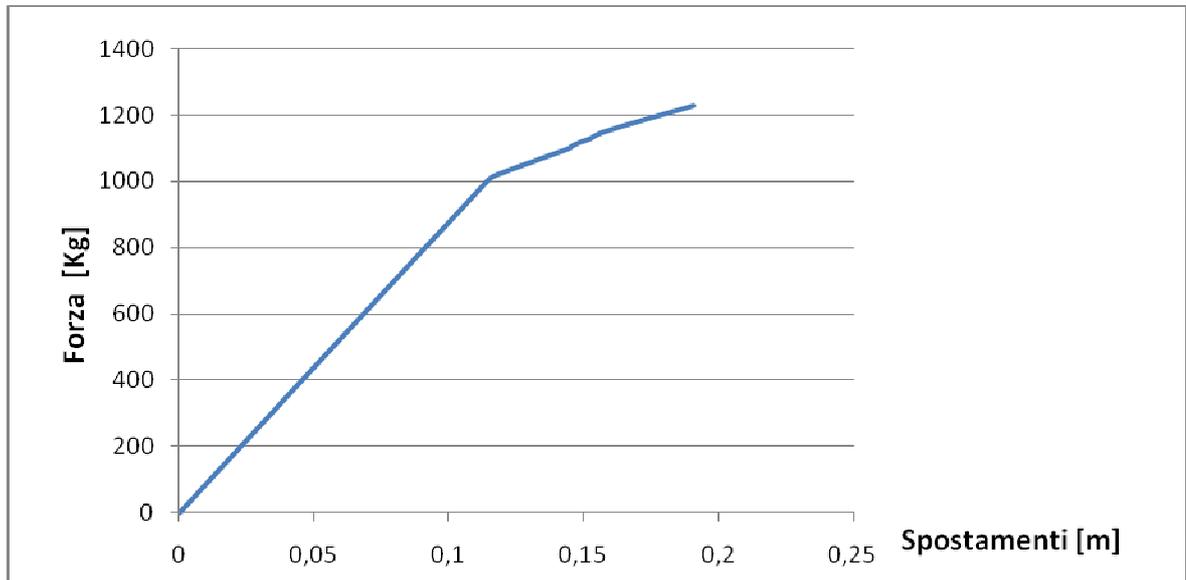
La forza orizzontale viene moltiplicata per un moltiplicatore che varia da un valore minimo di 0 ad un valore massimo di 1,23. L'andamento della deformata che si ottiene è analogo a quello mostrato per il caso precedente in figura 7.12. Di seguito si riporta l'andamento del momento flettente relativo all'ultimo incremento.



**Figura 7.15:** andamento del momento flettente all'ultimo incremento

Il valore del massimo momento raggiunto è di 3400 kgm.

Si riporta ora l'andamento della curva di capacità, avendo assunto lo stesso punto di controllo che era stato considerato nel caso di sola non linearità del materiale.



**Figura 7.16:** curva di capacità del palo (considerando la non linearità del materiale e geometrica)

L'andamento della curva è lineare fino al ventunesimo incremento, che corrisponde ad un moltiplicatore del carico pari a:

$$\lambda_{21} = \lambda_y = 1$$

quindi il valore del carico di snervamento è:

$$F_{21} = F_y = \lambda_{21} \cdot F_0 = 1 \cdot 1000 = 1000 \text{ kg}$$

Il valore dello spostamento di snervamento è:

$$\delta_{21} = \delta_y = 0,1139 \text{ m}$$

L'ultimo valore del moltiplicatore del carico vale:

$$\lambda_{45} = \lambda_u = 1,23$$

Il valore del carico ultimo è:

$$F_{45} = F_u = \lambda_{45} \cdot F_0 = 1,23 \cdot 1000 = 1230 \text{ kg}$$

mentre lo spostamento ultimo vale:

$$\delta_{45} = \delta_u = 0,1907 \text{ m}$$

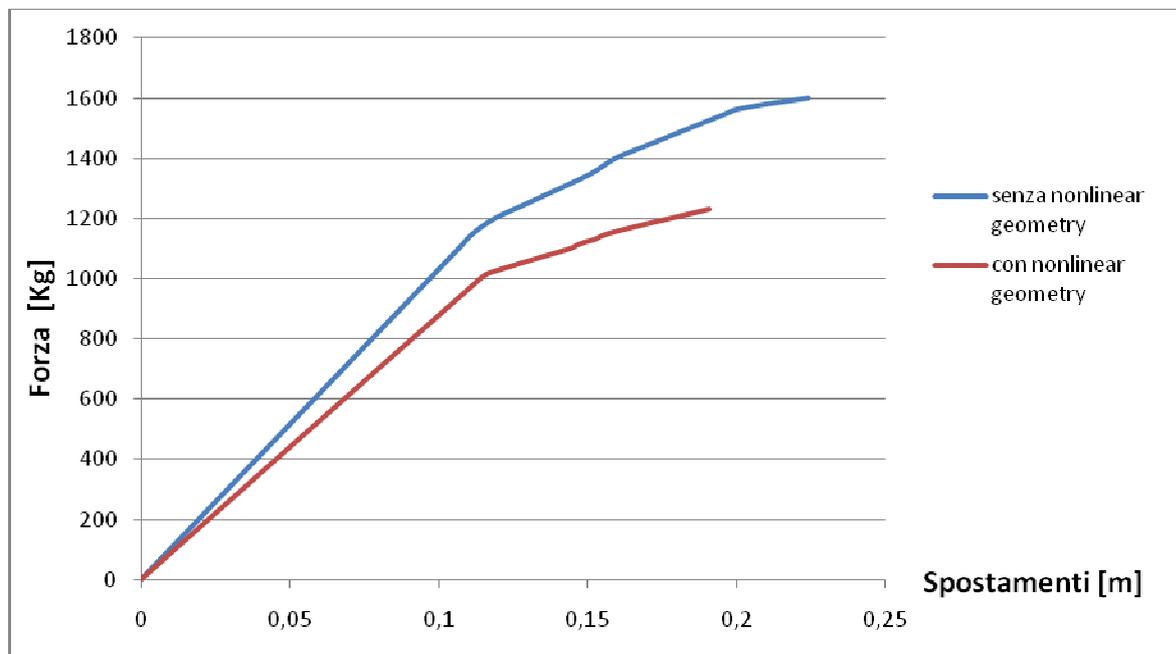
La duttilità del singolo palo, valutata tenendo in considerazione sia la non linearità geometrica che quella del materiale, può essere quindi valutata tramite il rapporto:

$$\eta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,1907}{0,1139} = 1,67$$

Anche in questo caso i valori dello sforzo normale dei cutoff bar non supera il valore massimo. Quindi tutti gli elementi cutoff bar mantengono un comportamento lineare fino al termine dell' analisi.

### *Confronto tra le curve di capacità ottenute*

Si riportano sullo stesso grafico la curva di capacità ottenuta dall' analisi statica non lineare considerando esclusivamente la non linearità del materiale e quella ottenuta includendo sia la non linearità del materiale che quella geometrica.



**Figura 7.17:** confronto tra le curve di capacità ottenute

E' evidente che considerando la non linearità geometrica, quindi gli effetti del secondo ordine dati dalla presenza di carichi verticali, diminuisce sia il valore della forza ultima che il valore dello spostamento ultimo. Questo è giustificato dal fatto che, considerando l' equilibrio nella configurazione deformata, la presenza dei carichi verticali applicati e del peso proprio creano dei momenti aggiuntivi sul palo e contribuiscono all'aumentare degli spostamenti. Infatti includendo la non linearità geometrica nell' analisi, si raggiunge uno stesso valore di spostamento sottoponendo la fondazione ad una forza sensibilmente più

bassa. Anche se in maniera minore, anche i valori di snervamento sono influenzati dagli effetti della non linearità geometrica. Infatti, includendola nell' analisi, i pali di fondazione escono anticipatamente dal campo elastico rispetto al caso di sola non linearità del materiale.

Da questo confronto risulta quindi evidente che, per un' analisi statica non lineare per elementi snelli come i micropali di fondazione progettati, non si può prescindere dagli effetti di non linearità geometrica.

### 7.1.1.6 Analisi pushover in direzione z

In questo caso la coppia di pali viene sollecitata in direzione trasversale all' asse della trave di collegamento. Il comportamento di ogni palo, come già spiegato, può essere assimilato a quello di una trave incastrata alla base. Di conseguenza il ruolo delle rotazioni della sezione di attacco tra i pali e la trave di collegamento diventa fondamentale, inquanto, oltre all' azione della forza orizzontale, c'è anche il carico verticale medio.

Per questa situazione gli effetti della non linearità geometrica e gli effetti di instabilità, sono ancora più importanti rispetto al caso precedente.

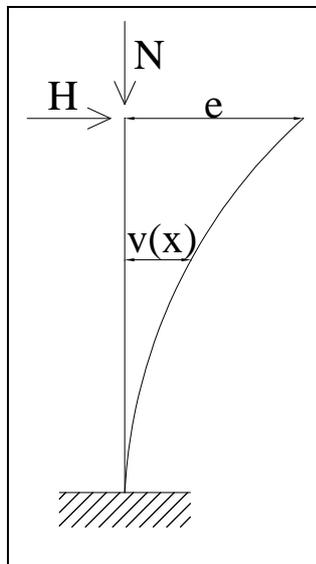


Figura 7.18: mensola pressoinflessa

Considerando il comportamento della struttura in campo plastico, è possibile determinare un dominio di interazione tra momento e sforzo normale. Per farlo è necessario calcolare

tutte le coppie M-N che portano a completa plasticizzazione la sezione. In generale si può esprimere il dominio di interazione mediante la seguente espressione:

$$\frac{M}{M_p} = \frac{W}{2S} \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right)$$

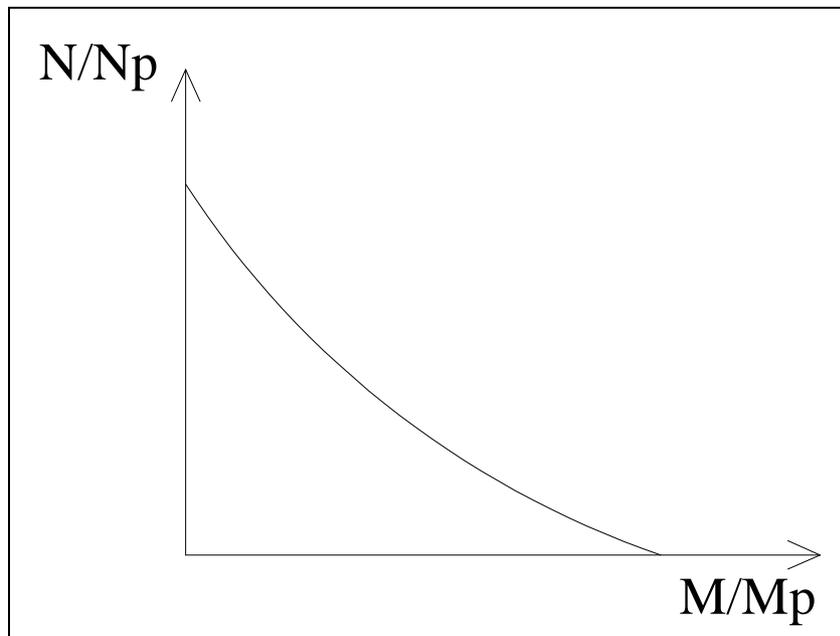
dove:

$M_p$  è il momento plastico, esprimibile come  $M_p = f_y \cdot W_p$  ;

$W$  è il modulo di resistenza della sezione;

$S$  è il momento statico della sezione;

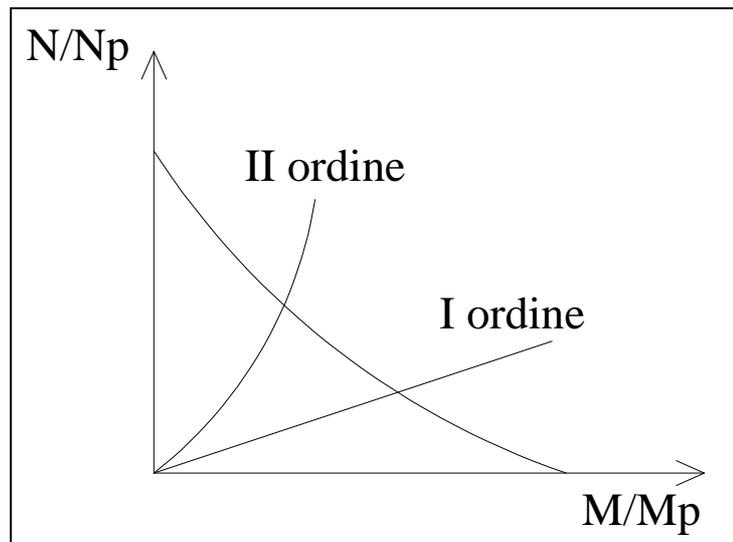
$N_p$  è lo sforzo normale plastico, esprimibile come  $N_p = f_y \cdot A$  .



**Figura 7.19:** dominio di interazione plastico

Tutti i punti che si trovano sulla curva rappresentano tutte le configurazioni di sforzo che portano la sezione a completa plasticizzazione.

Risulta evidente, osservando la figura 7.20, che se si considerano gli effetti del II ordine, il raggiungimento della crisi avviene per un valore di sforzo normale inferiore a quello che si avrebbe prendendo in considerazione solo gli effetti del I ordine.

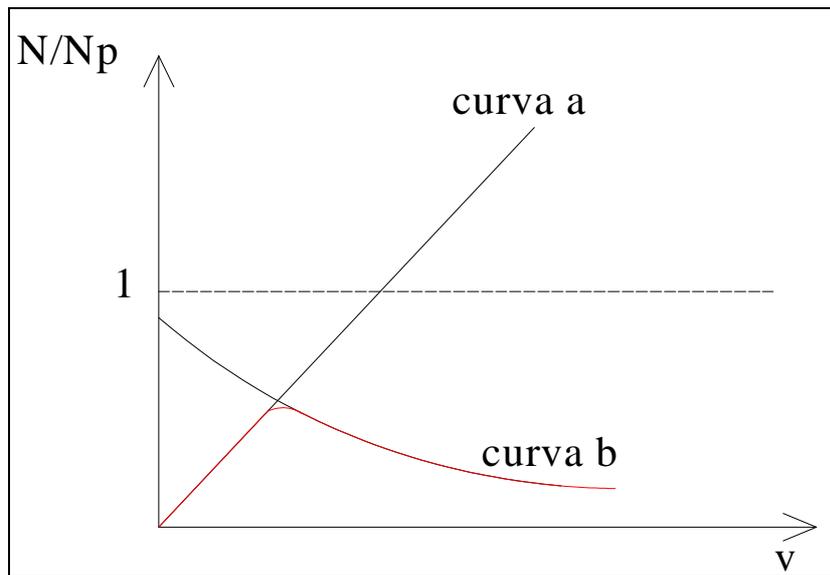


**Figura 7.20:** influenza degli effetti del secondo ordine sulla plasticizzazione della sezione

Si faccia riferimento alla figura 7.21. La curva a rappresenta l'andamento dello sforzo normale in funzione dello spostamento in campo elastico, ottenuto quindi mediante l'integrazione della linea elastica :

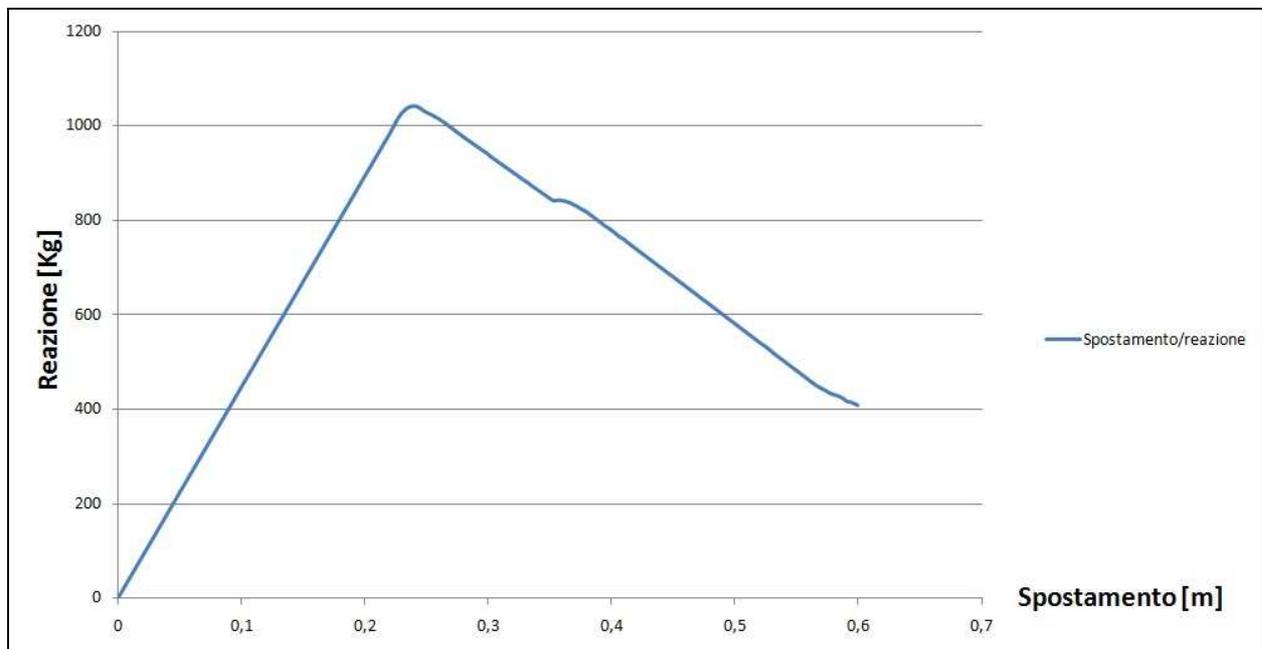
$$EJ \frac{d^2v}{dx^2} = M$$

Questo tipo di andamento è valido fino a quando il valore dello sforzo normale raggiunge il valore di snervamento. Dopo questo punto si entra in campo plastico ed è necessario riferirsi alla curva b. Questa rappresenta l'andamento dello sforzo normale in funzione dello spostamento in campo plastico, ottenuto scrivendo l'espressione del dominio di interazione in funzione dello spostamento. Si vede quindi che il valore del carico di collasso è sensibilmente inferiore a quello che si ottiene tralasciando gli effetti del II ordine. Non si raggiunge il carico plastico e dopo aver superato il valore di snervamento, l'andamento della forza è calante.



**Figura 7.21:** andamento dello sforzo in funzione dello spostamento

Per questo motivo, per effettuare l'analisi pushover in direzione  $z$ , invece che applicare una distribuzione di forza crescente ad ogni incremento, si decide di applicare uno spostamento crescente. Viene quindi riportata la curva che grafica l'andamento della reazione lungo  $z$  nel punto mediano della trave di collegamento in funzione dello spostamento crescente ad ogni iterazione.



**Figura 7.22:** curva reazione/spostamento ricavata dall'analisi pushover in direzione  $z$

La forza cresce fino a quando la coppia di pali si trova ancora in campo elastico, poi l'andamento diventa calante.

## 7.1.2 Determinazione della sollecitazione sismica

### 7.1.2.1 Calcolo del periodo della struttura

Per la determinazione della forza sismica agente sulla struttura si farà riferimento allo spettro di risposta, costruito per la zona di Bologna. Di conseguenza è necessario calcolare il periodo proprio di vibrazione dell'edificio in esame.

L'edificio viene quindi assimilato ad un oscillatore semplice.

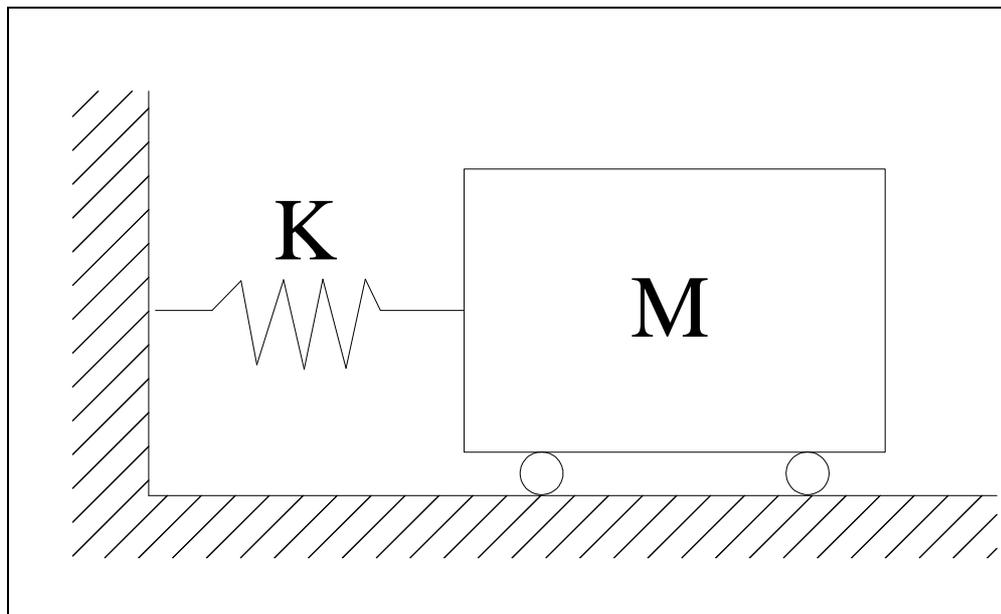


Figura 7.21: oscillatore semplice

M indica la massa totale dell'edificio, mentre K è la rigidezza orizzontale totale data dai pali di fondazione.

#### *Calcolo della massa dell'edificio*

- Massa della muratura

Il peso specifico della muratura vale  $\gamma = 1900 \frac{Kg}{m^3}$ , mentre il volume totale è

$$V = 882,22 \text{ m}^3.$$

Quindi la massa della muratura si può calcolare come:

$$M_{muratura} = 1900 \cdot 882,216 = 1676210 \text{ Kg}$$

- Massa delle travi

Il peso specifico dell'acciaio vale :

$$\gamma = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

L'area della sezione di una trave vale:

$$A = 0,00391 \text{ m}^2$$

Il volume si può quindi calcolare:

$$V = A \cdot L = 0,0039 \cdot 16,4 = 0,065 \text{ m}^3$$

La massa di una trave è  $M_{trave} = 7850 \cdot 0,065 = 510,25 \text{ Kg}$

Quindi la massa delle travi è:

$$M_{travi} = M_{trave} \cdot n_{travi} = 510,25 \cdot 14 = 7143,5 \text{ Kg}$$

- Massa dei pilastri

Il peso specifico dell'acciaio vale :

$$\gamma = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

L'area della sezione di un pilastro vale:

$$A = 0,00482 \text{ m}^2$$

Il volume di un pilastro è:

$$V = A \cdot L = 0,00482 \cdot 8,2 = 0,0395 \text{ m}^3$$

Quindi la massa dei pilastri è:

$$M_{pilastri} = \gamma \cdot V \cdot n_{pilastri} = 7850 \cdot 0,0395 \cdot 28 = 8682,1 \text{ Kg}$$

- Massa dei solai

Tenendo conto che il peso del solaio è di 512 Kg/m<sup>2</sup> si ottiene che la massa dei solai vale

$$M_{solai} = 1480355,8 \text{ Kg}$$

- Massa della copertura

Tenendo conto che il peso della copertura vale 100 Kg/m<sup>2</sup>, la sua massa risulta essere:

$$M = 140876 \text{ Kg}$$

La massa totale dell'edificio è:

$$M = 1676210 + 7143,5 + 8683,1 + 1480355 + 140876 = 3313268,44 \text{ Kg}$$

**Calcolo della rigidezza orizzontale**

La rigidezza orizzontale può essere ricavata semplicemente moltiplicando il valore della rigidezza orizzontale del singolo palo per il numero di pali presenti sotto l'edificio. E' necessario, però, tenere in considerazione il diverso comportamento dei pali a seconda della loro orientazione rispetto alla direzione in cui agisce la forza.

Se la forza sismica agisce in direzione x si hanno:

- 356 pali che si comportano come travi incastro – incastro scorrevole
- 288 pali che si comportano come travi incastrate alla base

$$K = K_h \cdot n_{pali} = (10822,5 \cdot 356) + (4000 \cdot 288) = 5004810 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 50048100 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Se la forza sismica agisce in direzione z si hanno:

- 288 pali che si comportano come travi incastro – incastro scorrevole
- 356 pali che si comportano come travi incastrate alla base

$$K = K_h \cdot n_{pali} = (10822,5 \cdot 288) + (4000 \cdot 356) = 4540880 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 45408800 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

**Calcolo del periodo della struttura in direzione x**

Il calcolo del periodo proprio della struttura si può effettuare tramite la seguente relazione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{3313268,44}{50048100}} = 1,61 \text{ sec}$$

**Calcolo del periodo della struttura in direzione z**

In questa direzione il periodo assume il seguente valore:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{3313268,44}{45408800}} = 1,7 \text{ sec}$$

### 7.1.2.2 Definizione dello spettro di risposta

Le azioni sismiche di progetto vengono definite a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche-

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{v_R}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{v_R}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  sono tabellati. Per poter utilizzare le tabelle è necessario calcolare il tempo di ritorno della struttura.

$$T_{RT} = -\frac{v_R}{\ln(1 - P_{v_R})} \quad \text{dove:}$$

$v_R$  è la vita di riferimento della struttura in esame.

$P_{v_R}$  è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $v_R$ .

Secondo il paragrafo 2.4.1 del D.M. 2008, la vita nominale  $v_N$  di un'opera strutturale, indica il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'opera di fondazione progettata per l'edificio "Vecchia Officina" rientra nella categoria delle opere provvisorie, perciò la sua vita nominale è pari a  $v_N \leq 10$  anni, come indicato in tabella 2.4.I.

Nel paragrafo 2.4.2 del D.M. 2008 vengono suddivise le strutture in diverse categorie, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso

dovuto alla presenza di azioni sismiche. La struttura in esame rientra in Classe I, corrispondente a costruzioni con presenza solo occasionale di persone.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $v_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $v_N$  per il valore del coefficiente d'uso  $C_U$ . Quest'ultimo si ricava in funzione della classe d'uso della struttura, come indicato in tabella 2.4.II del D.M. del 2008. Per la classe I il coefficiente d'uso  $C_U$  vale 0,7.

$$v_R = C_U \cdot v_N = 0,7 \cdot 10 = 7 \text{ anni}$$

La normativa impone come periodo di riferimento minimo 35 anni.

La probabilità di superamento  $P_{v_R}$  è definita dalla normativa in base allo stato limite considerato.

Gli stati limite vengono definiti nel capitolo 3.2.1 del D.M. 2008.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella 3.2.I.

Stati Limite	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR}$
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

**Tabella 7.3:** probabilità di superamento per ogni stato limite

In questo caso vengono considerati esclusivamente lo stato limite di danno e lo stato limite di salvaguardia della vita.

In entrambi i casi viene calcolato il tempo di ritorno:

$$T_{RIT} = -\frac{v_R}{\ln(1 - P_{v_R})} = -\frac{35}{\ln(1 - 0,63)} = 35 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

$$T_{RIT} = -\frac{v_R}{\ln(1 - P_{v_R})} = -\frac{35}{\ln(1 - 0,10)} = 332 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Per utilizzare le tabelle e calcolare quindi i parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  è necessario definire anche longitudine e latitudine del sito in esame. Per il comune di Bologna:

- latitudine = 44,5075
- longitudine = 11,3514

I valori dei parametri che si ottengono per il sito di costruzione in esame sono riportati in tabella 7.4.

STATO LIMITE	$T_{RIT}$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
SLD	35	0,057	2,479	0,262
SLV	332	0,145	2,406	0,302

**Tabella 7.4:** parametri d'azione per gli stati limite considerati

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

Nel paragrafo 3.2.2 del D.M. del 2008 il sottosuolo viene suddiviso in 5 categorie (tabella 3.2.II):

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

**Tabella 7.5:** categorie del sottosuolo

Il terreno relativo all'edificio in esame appartiene alla categoria C.

Anche le condizioni topografiche del sito di costruzione vengono classificate in tabella 3.2.IV della normativa, la quale viene riportata di seguito:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 7.6:** condizioni topografiche

Nel caso in esame si assume la categoria T1.

In base alle categorie sopraelencate, è possibile calcolare i coefficienti di amplificazione stratigrafica.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tabella 7.7:** espressioni dei coefficienti  $S_s$  e  $C_c$

L'ultimo parametro necessario per la costruzione dello spettro di risposta è il coefficiente di amplificazione topografica:

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

**Tabella 7.8:** coefficienti di amplificazione topografica

Nel capitolo 3.2.3.2.1 vengono descritte le formule che forniscono le ordinate dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

dove  $C_c$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

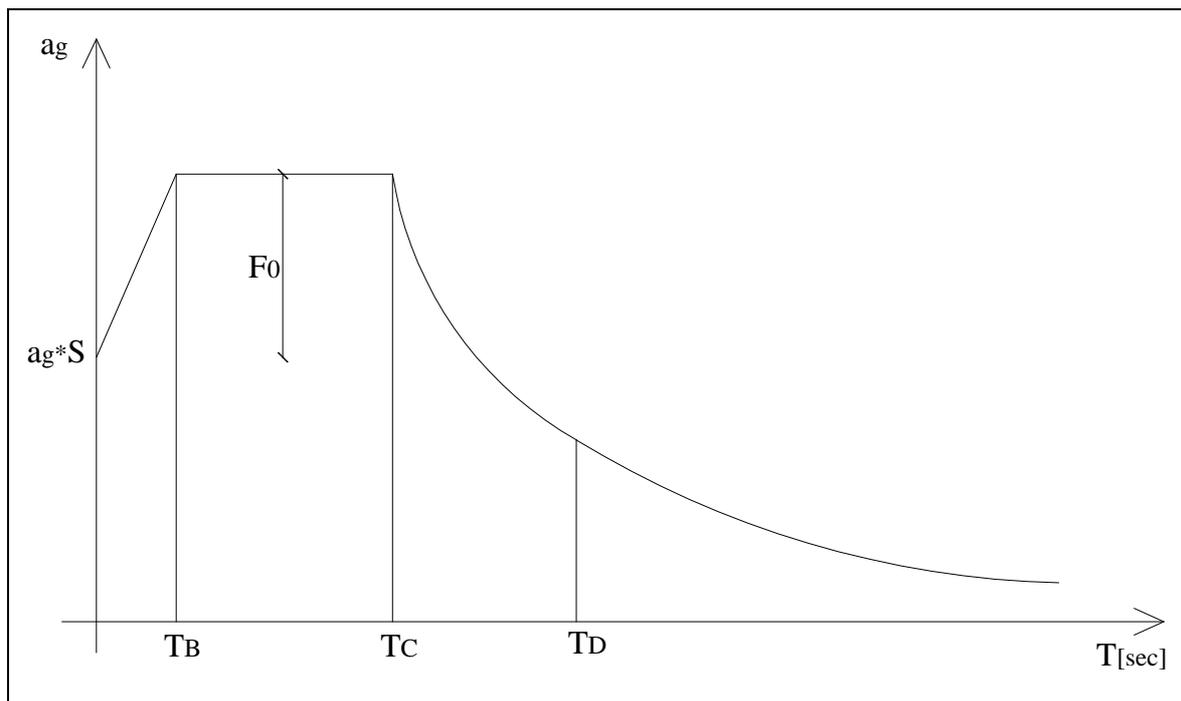
$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Lo spettro di risposta elastico assume quindi l'aspetto mostrato in figura 8.2



**Figura 7.22:** spettro di risposta elastico

Quindi per il sito in esame si calcolano i seguenti valori:

- coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_s \cdot S_T = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \quad \text{per lo SLD}$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1,491 \cdot 1 = 1,491 \quad \text{per lo SLV}$$

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_c \cdot T_C^* = 1,633 \cdot 0,262 = 0,165 \text{ sec} \quad \text{per lo SLD}$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* = 1,558 \cdot 0,302 = 0,470 \text{ sec} \quad \text{per lo SLV}$$

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0,165}{3} = 0,055 \text{ sec} \quad \text{per lo SLD}$$

$$T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0,470}{3} = 0,156 \text{ sec} \quad \text{per lo SLV}$$

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,057g}{g} + 1,6 = 1,828 \text{ sec} \quad \text{per lo SLD}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,145g}{g} + 1,6 = 2,18 \text{ sec} \quad \text{per lo SLV}$$

A questo punto si hanno tutti i dati necessari per la costruzione dello spettro elastico per i due stati limite considerati.

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo è necessario seguire le indicazioni al paragrafo 3.2.3.5 del D.M. 2008. Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura, descritto del paragrafo 7.3.1 del D.M. 2008.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. Il valore di  $q_0$  è dato dalla tabella 7.4.I, riportata nella presente relazione in tabella 7.9.

Tipologia	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

**Tabella 7.9:** valori di  $q_0$

Per l'edificio in esame  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  vale 1,2. Di conseguenza:

$$q_0 = 3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6$$

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

In definitiva il valore del fattore di struttura vale:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,6 \cdot 1 = 3,6$$

A favore di sicurezza si terrà conto di un fattore di struttura pari a:

$$q = 3$$

Il periodo della struttura è  $T_C \leq T < T_D$ .

Quindi per determinare la pseudoaccelerazione, l'espressione da utilizzare è la seguente:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

Di seguito si riportano gli andamenti degli spettri relativi allo stato l'imito di danno e allo stato limite di salvaguardia della vita. Lo spettro in rosso rappresenta lo spettro elastico,

mentre quello in nero rappresenta lo spettro di progetto, scalato quindi del fattore di struttura  $q$ .

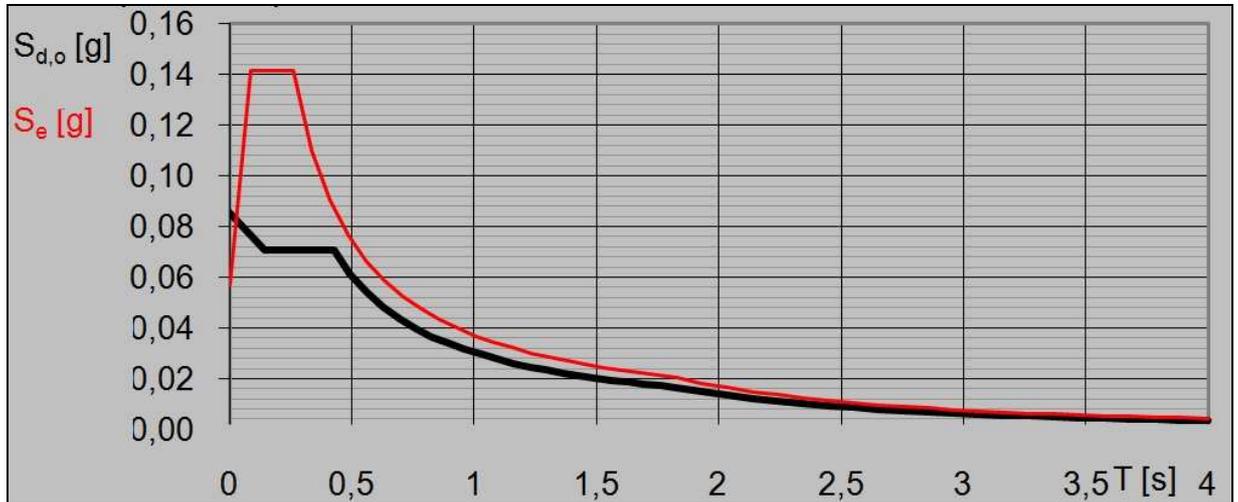


Figura 7.23: spettro di risposta per lo SLD

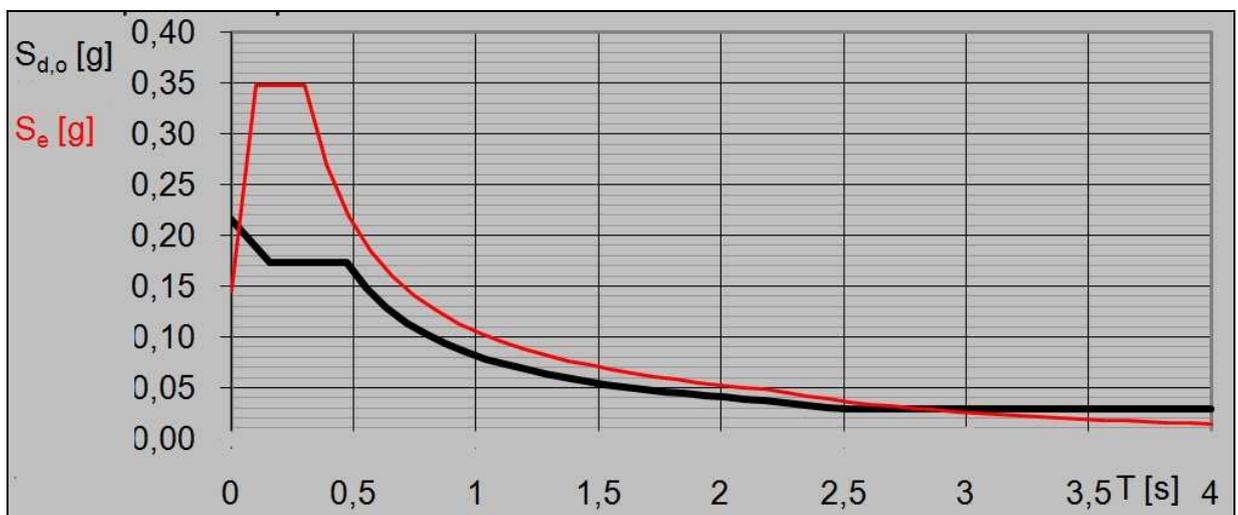


Figura 7.24: spettro di risposta per lo SLV

Per lo stato limite di danno si riporta il valore che si ottiene dallo spettro elastico, mentre per lo stato limite di salvaguardia della vita, si riporta il valore che si ottiene sia dallo spettro elastico che dallo spettro ridotto tramite il fattore di struttura.

Sisma in direzione x:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) = 0,057g \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2,479 \cdot \left( \frac{0,165}{1,6} \right) = 0,022g \quad \text{per lo SLD}$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) = 0,145g \cdot 1,491 \cdot \eta \cdot 2,406 \cdot \left( \frac{0,470}{1,6} \right) = 0,15g \quad \text{per lo SLV}$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) = 0,145g \cdot 1,491 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,406 \cdot \left( \frac{0,470}{1,6} \right) = 0,05g \quad \text{per lo SLV}$$

Sisma in direzione z:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) = 0,057g \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2,479 \cdot \left( \frac{0,165}{1,7} \right) = 0,02g \quad \text{per lo SLD}$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) = 0,145g \cdot 1,491 \cdot \eta \cdot 2,406 \cdot \left( \frac{0,470}{1,7} \right) = 0,14g \quad \text{per lo SLV}$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) = 0,145g \cdot 1,491 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,406 \cdot \left( \frac{0,470}{1,7} \right) = 0,046g \quad \text{per lo SLV}$$

**7.1.3 Analisi statica non lineare dell' intero edificio**

Dopo aver ricavato le curve di capacità di ogni palo, si procede effettuando l' analisi pushover sull' intero edificio sia in direzione x che in direzione z.

Per effettuare l' analisi della struttura sotto i carichi permanenti strutturali, i solai e la copertura erano stati tenuti in considerazione riportando il loro peso rispettivamente sulle travi e sulle capriate. Questi elementi non erano stati quindi modellati attraverso degli elementi veri e propri. L' analisi pushover verrà effettuata applicando alla struttura l' accelerazione ottenuta dallo spettro di risposta. Di conseguenza, la forza sismica vera e propria viene calcolata dal programma agli elementi finiti Straus7 moltiplicando il valore dell' accelerazione per la massa dell' edificio. Per questo motivo, per effettuare l' analisi della struttura sottoposta all' azione sismica, è necessario modellare anche i solai e la copertura. La rappresentazione di questi elementi viene effettuata tramite l' inserimento di masse strutturali nel modello. Di seguito si riportano i valori delle masse inserite per i solai e per la copertura nelle varie zone dell' edificio.

ZONA	MASSA SOLAIO [Kg]	MASSA COPERTURA [Kg]
1	92345	18040
2	92345	18040
torre	54580	10660
3	92345	18040
4	45343	8856
5	117555	22960
6	58778	11480
7	176333	34440

**Tabella 7.10:** masse dei solai e della copertura

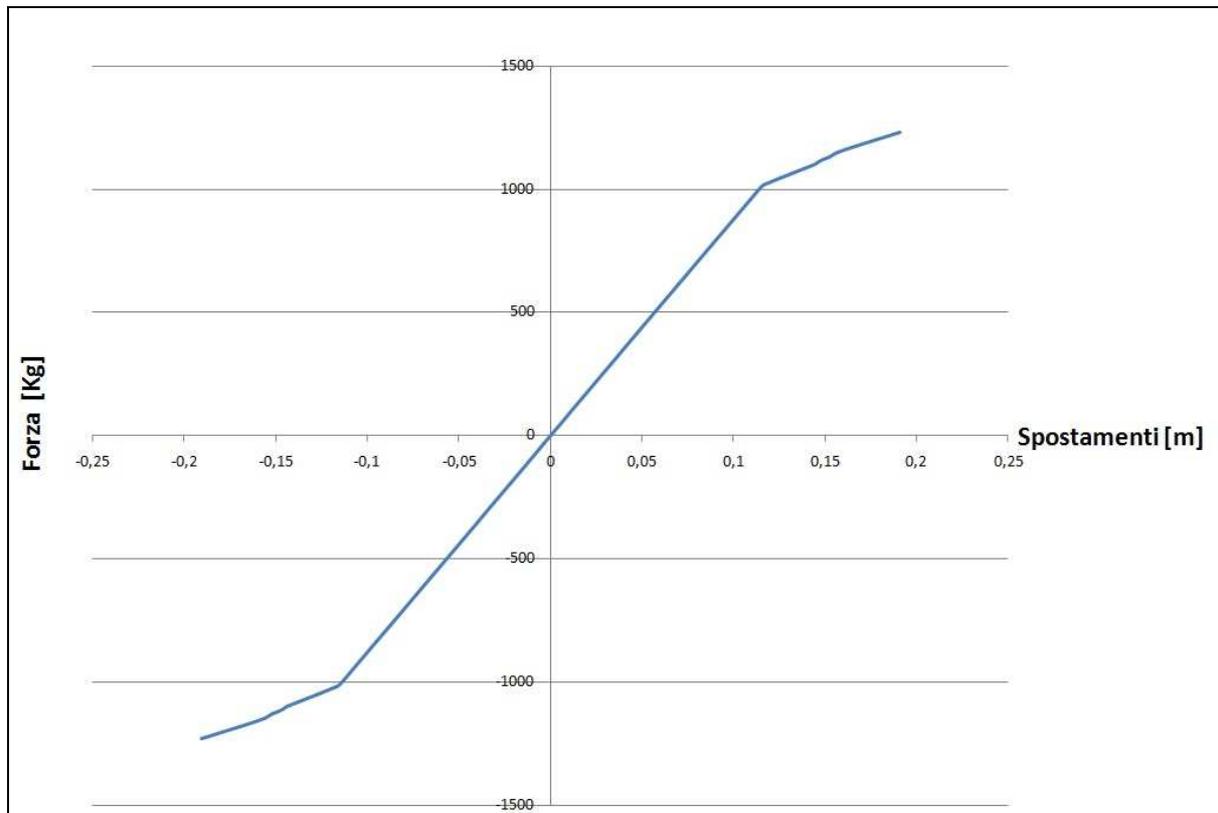
Le masse dei solai si riferiscono al singolo solaio, quindi sono state inserite sia al piano terra che al piano primo.

Le masse sono state collegate alle pareti in muratura tramite un sistema di elementi link rigidi per impartire rigidità nel piano dei solai e della copertura.

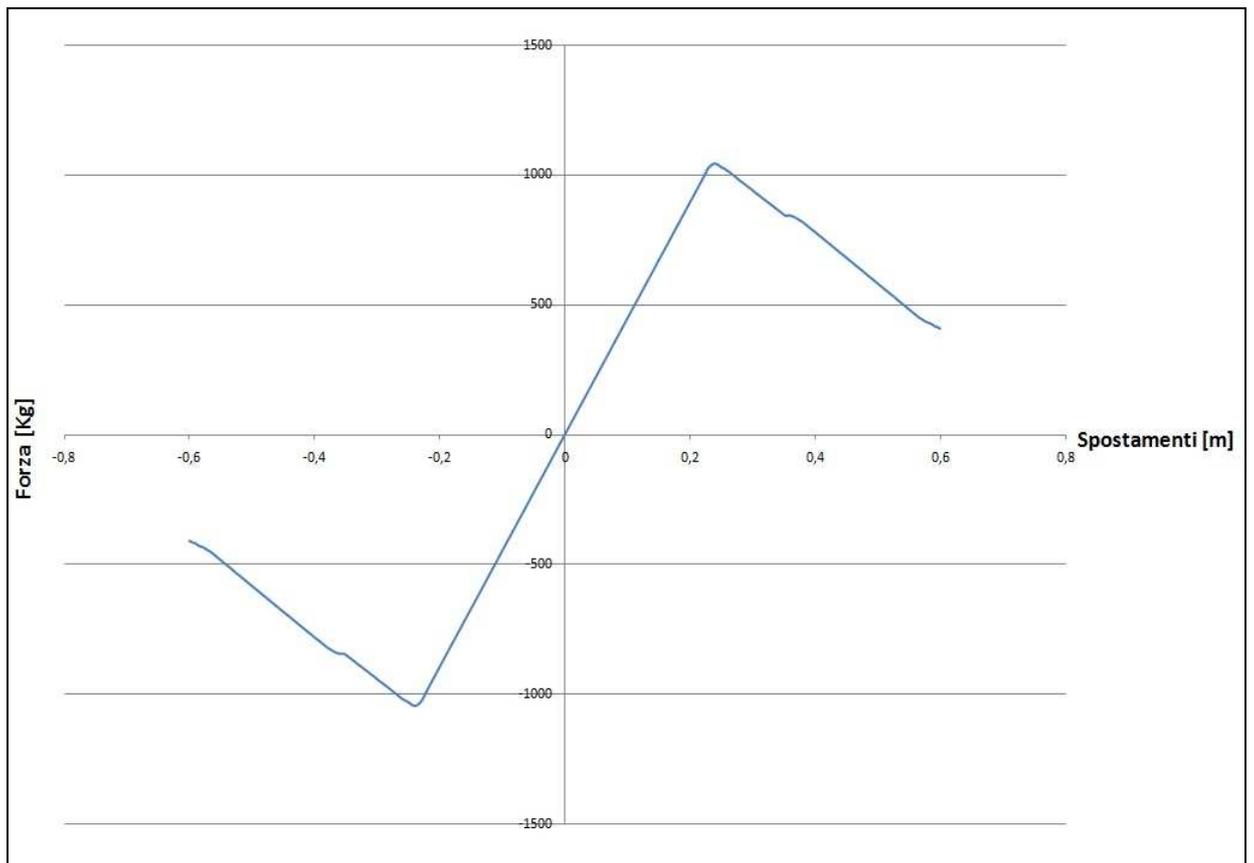
Per effettuare l'analisi pushover dell'intero edificio i pali non possono più essere rappresentati mediante delle semplici molle traslazionali elastiche. Quello che si vuole fare è rappresentare ogni palo mediante un sistema di molle governate dalle curve di capacità ricavate dall'analisi statica non lineare effettuata sulla singola coppia di pali. Per realizzare quindi questo modello utilizzando il programma agli elementi finiti Straus7, è necessario utilizzare degli elementi chiamati "spring dumper". Questi elementi sono costituiti da una molla e da uno smorzatore posti in parallelo. Il programma permette di inserire i parametri relativi sia alla molla che allo smorzatore. Ovviamente mantenendo tutti i parametri relativi allo smorzatore pari a zero è possibile considerare esclusivamente la presenza della molla. Alle molle è possibile assegnare un valore di rigidità assiale, laterale e torsionale. È possibile inoltre assegnare ad ogni elemento spring un diagramma Forza – Spostamento dal quale dipenderà, quindi, il valore di rigidità della molla stessa. Per rappresentare quindi la rigidità orizzontale di ogni palo è necessario inserire due molle differenti: una governata dalla curva di capacità del singolo palo in direzione x, l'altra governata dalla curva di capacità del singolo palo in direzione z. In questo modo la rigidità di ciascuna

molla viene completamente definita. La lunghezza con cui si realizzano le molle non influisce in alcun modo sulle loro proprietà. Per rappresentare la rigidità del palo alle azioni verticali si mantiene una molla traslazionale elastica.

Le curve di capacità da assegnare alle molle sottoforma di diagramma Forza – Spostamento, devono essere uguali sia a trazione che a compressione, inquanto il comportamento delle molle non dipende dalla direzione di applicazione del carico. Di seguito vengono riportati gli andamenti dei diagrammi associati agli elementi spring.

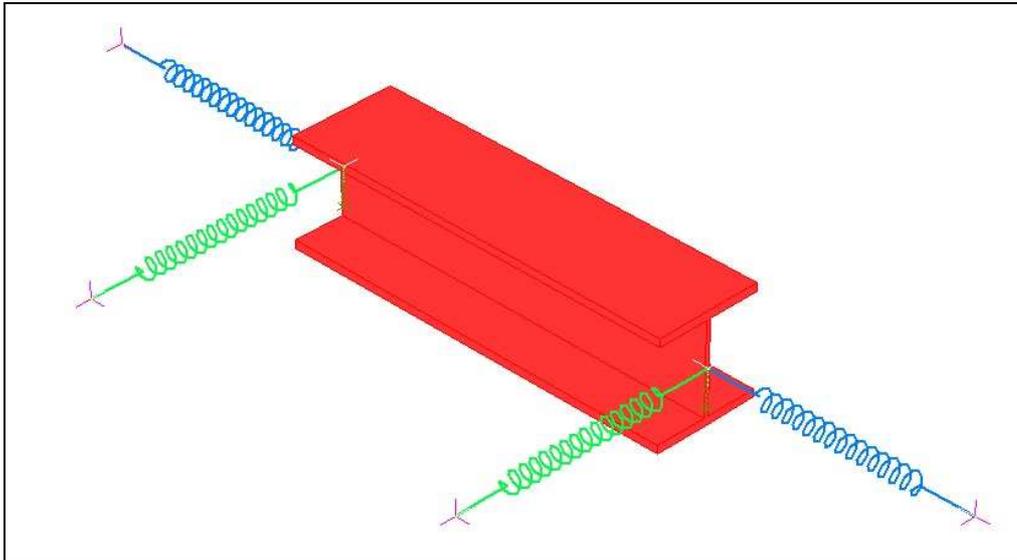


**Figura 7.25:** curva di capacità (direzione x)



**Figura 7.26:** curva di capacità (direzione z)

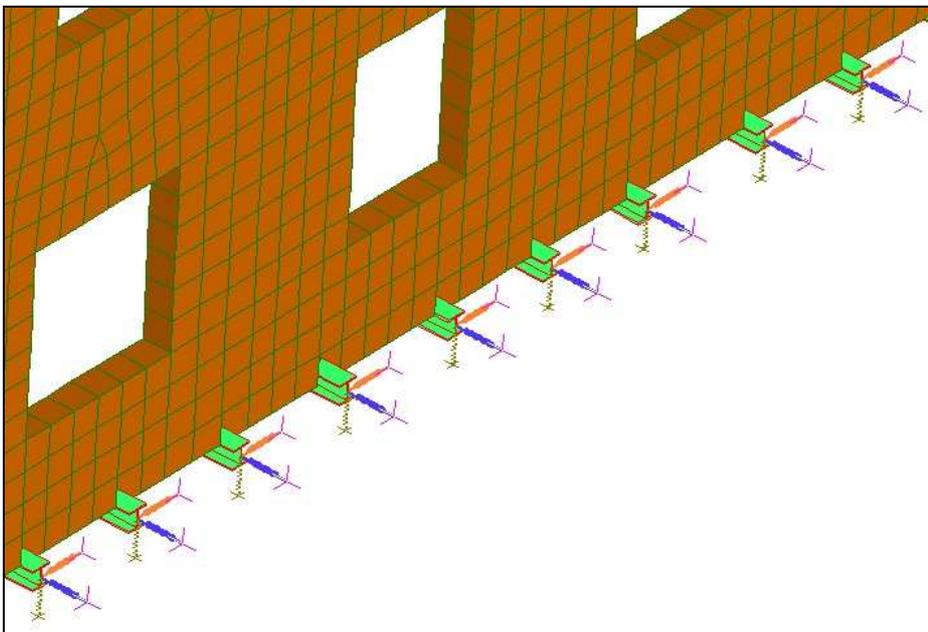
Prima di effettuare l'analisi sull'intero edificio, si effettua l'analisi statica non lineare della singola coppia di pali, modellando questi ultimi tramite gli elementi spring, sottoponendo il sistema ai medesimi carichi utilizzati nei paragrafi 7.1.2 e 7.1.3, con lo scopo di controllare il corretto funzionamento del sistema trave di collegamento – molle. Tutti gli elementi spring vengono incastrati alla base.



**Figura 7.27:** modellazione di una coppia di pali tramite gli elementi spring

Effettuando l'analisi pushover di questo sistema sia in direzione x che in direzione z, si ricavano esattamente le stesse curve di capacità già ottenute in precedenza. Questo garantisce il corretto funzionamento del sistema.

Si inseriscono quindi gli elementi spring nel modello dell'intera struttura per rappresentare il comportamento di ciascun palo.



**Figura 7.28:** inserimento degli elementi spring nel modello complessivo

L' edificio viene sottoposto all' accelerazione sismica massima tra quelle calcolate nel paragrafo 7.2.4.2 relative allo stato limite di salvaguardia della vita:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right) = 0,145g \cdot 1,491 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,406 \cdot \left( \frac{0,470}{1,6} \right) = 0,05g$$

Il valore dell' accelerazione che si inserisce nel programma è quindi pari a:

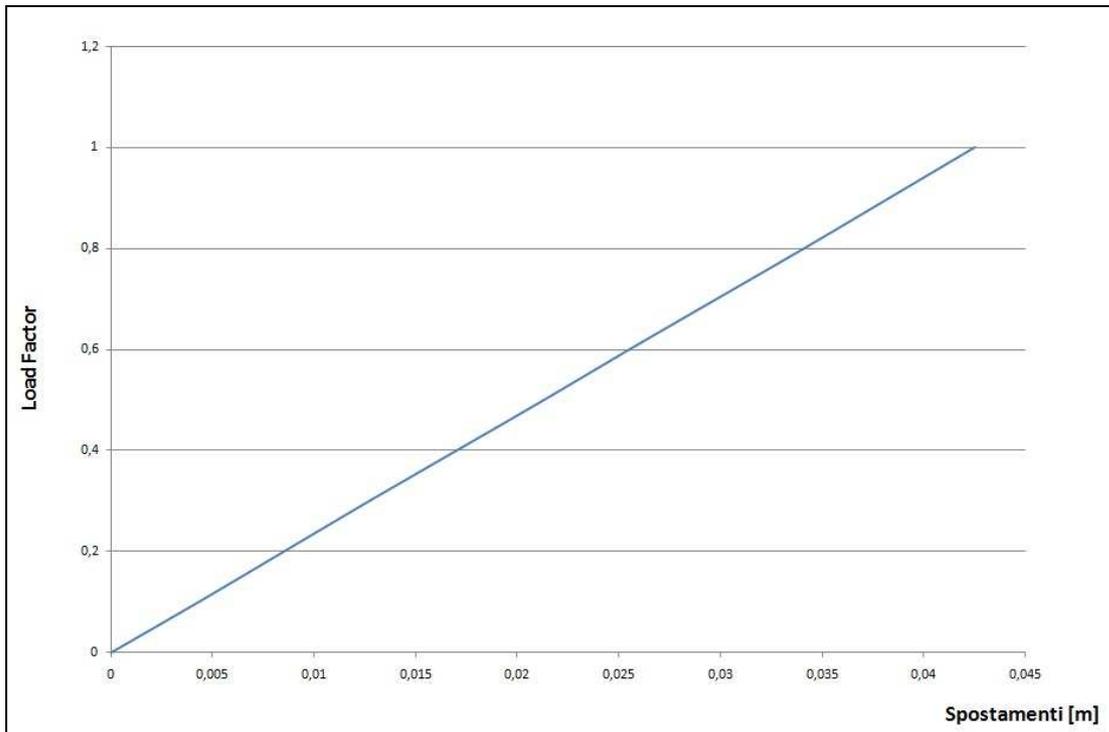
$$a_{sismica} = 0,05 \cdot 9,81 \cong 0,5 \frac{m}{s^2}$$

La sollecitazione viene applicata prima in direzione x poi in direzione z.

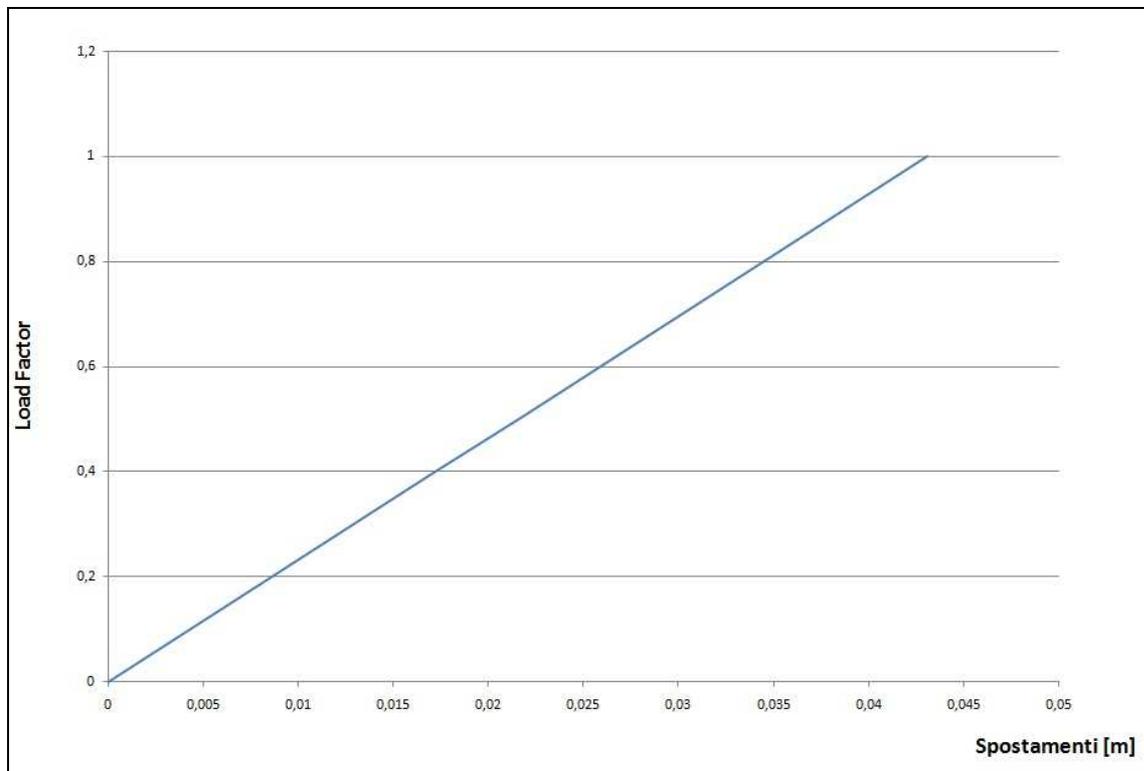
L' azione sismica viene fatta incrementare durante l' analisi attraverso un fattore moltiplicativo  $\lambda$  che varia tra 0 e 1.

Le molle che assorbono più carico sono quelle che rappresentano il comportamento del palo sollecitato da una forza orizzontale parallela all' asse della trave di collegamento (direzione x). Infatti in questa situazione il palo si comporta come una trave ad incastro – incastro scorrevole. In direzione ortogonale, invece, il palo si comporta come una trave incastrata alla base ed è meno rigido, di conseguenza assorbirà meno sforzo.

Di seguito si riportano le curve di capacità dei pali più sollecitati. Vengono graficati gli spostamenti orizzontali in funzione del fattore moltiplicativo del carico sismico, sia per i pali che si comportano come travi ad incastro – incastro scorrevole, sia per quelli che si comportano come mensole.



**Figura 7.29:** curva di capacità del palo più sollecitato (schema incastro-incastro scorrevole)



**Figura 7.30:** curva di capacità del palo più sollecitato (schema a mensola)

Osservando quindi le curva di capacità ottenute, risulta evidente che i pali rimangono in campo elastico anche quando il fattore moltiplicativo del carico vale 1, ovvero quando la forza sismica è interamente agente sulla struttura. Infatti gli sforzi massimi che devono sopportare i pali sottoposti all' azione sismica valgono:

$F_{\max} = 370 \text{ Kg}$  per i pali che si comportano come travi ad incastro – incastro scorrevole;

$F_{\max} = 190 \text{ Kg}$  per i pali che si comportano come mensole incastrate.

Lo spostamento massimo, invece, in entrambi i casi, vale:

$u_{\max} = 4,3 \text{ cm}$

Per entrambi gli schemi resistenti non viene superato il carico di snervamento del palo.

## 8 Conclusioni

La fondazione progettata per l'edificio ex industriale "Vecchia Officina" comprende 572 micropali tubfix lunghi 14 metri, la cui armatura è costituita da un profilo tubolare di acciaio del diametro di 152 mm e spessore 8 mm e sarà lasciata in opera per una durata complessiva di 6 mesi.

Durante il corso d'opera la palificata è in grado di sostenere i carichi permanenti strutturali relativi all'edificio sovrastante fattorizzati secondo i coefficienti di sicurezza allo stato limite ultimo proposti dal Decreto Ministeriale del 2008, senza manifestare cedimenti eccessivi o sollecitazioni tali da mandarne in crisi i componenti. I cedimenti hanno valori simili tra loro. Il fatto che lo scavo venga effettuato dopo la realizzazione dei pali non comporta alcuna problematica sull'edificio in termini di cedimenti, poichè il terreno che contribuisce alla resistenza del palo è quello che si trova ad una profondità inferiore alla profondità di scavo. Infatti il terreno di fondazione nei primi quattro metri di profondità, è terreno rimaneggiato con scarse caratteristiche meccaniche.

La realizzazione dello scavo di 4 metri atto alla rimozione del terreno fortemente inquinato delle fondazioni non provoca problemi di instabilità alla palificata, nonostante la struttura snella dei micropali tubfix in acciaio, realizzati con una luce fuori terra pari all'altezza dello scavo.

La fondazione di micropali, inoltre, è in grado di sopportare l'azione sismica calcolata mediante lo spettro di risposta allo stato limite di salvaguardia della vita considerata sia in direzione longitudinale che trasversale, rimanendo in campo elastico. Il comportamento dei pali di fondazione sottoposti ad azioni orizzontali è stato studiato tramite un'analisi non lineare, tenendo quindi in considerazione gli aspetti di non linearità del materiale e di non linearità geometrica. Infatti per strutture snelle e deformabili quali i micropali usati per la sottofondazione dell'edificio, gli effetti di instabilità e del secondo ordine risultano fondamentali per descriverne il comportamento sotto l'azione sia di un carico verticale che di un carico orizzontale.

## **Bibliografia**

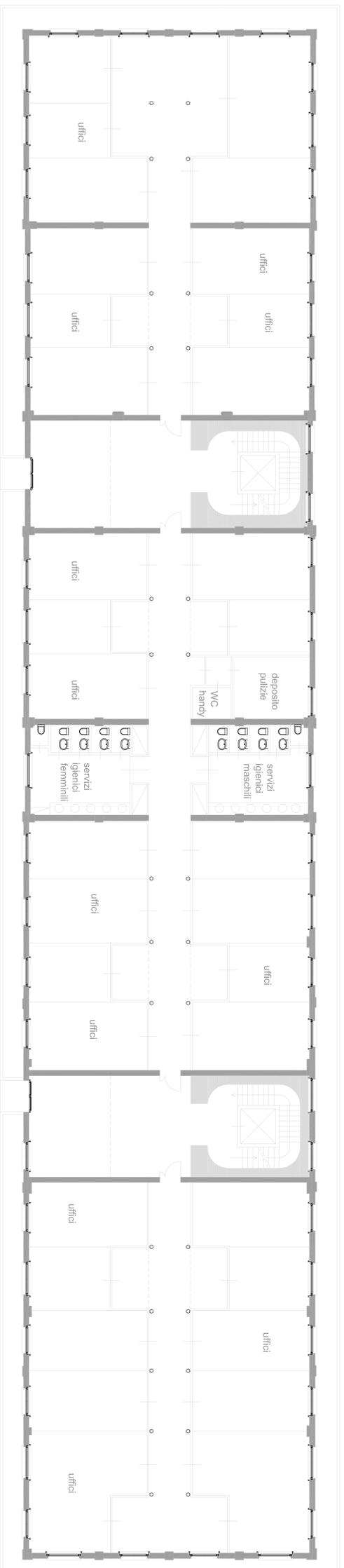
[1] O. Belluzzi: “*Scienza delle costruzioni*”, Zanichelli, 1947.

[2] P. Colombo, F. Colleselli: “*Elementi di geotecnica*”, Zanichelli, 2004.

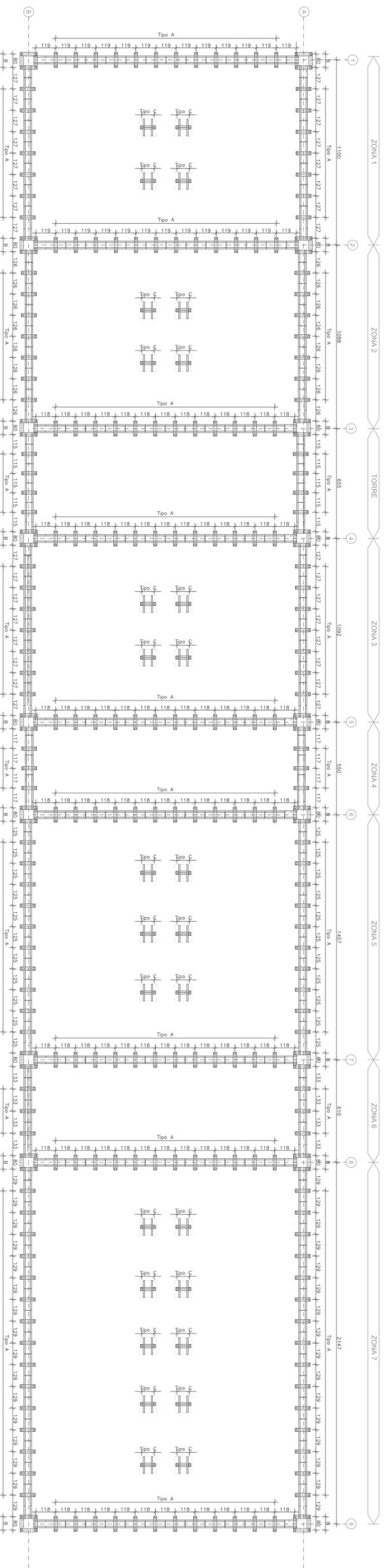
[3] R. Lancellotta, J. Cavallara: “*Fondazioni*”, McGraw – Hill, 1999.

[4] C. Viaggiani: “*Fondazioni*”, Hevelius, 1999.

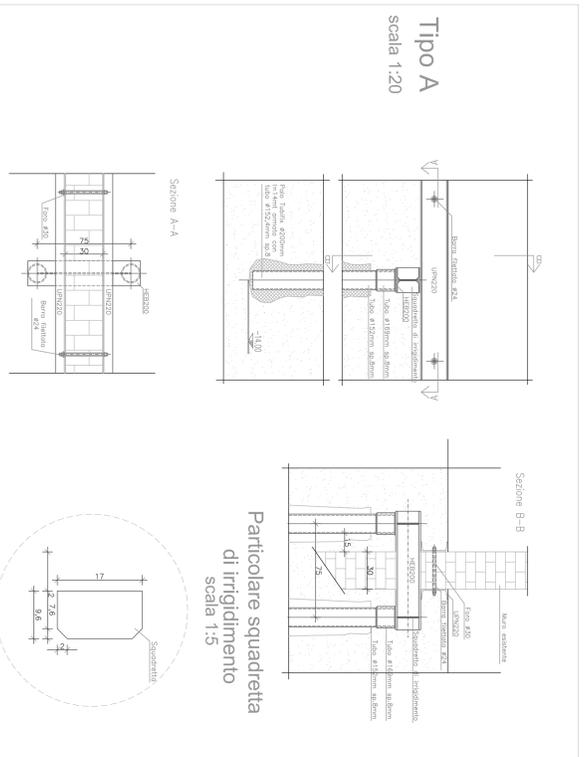
[5] “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008.



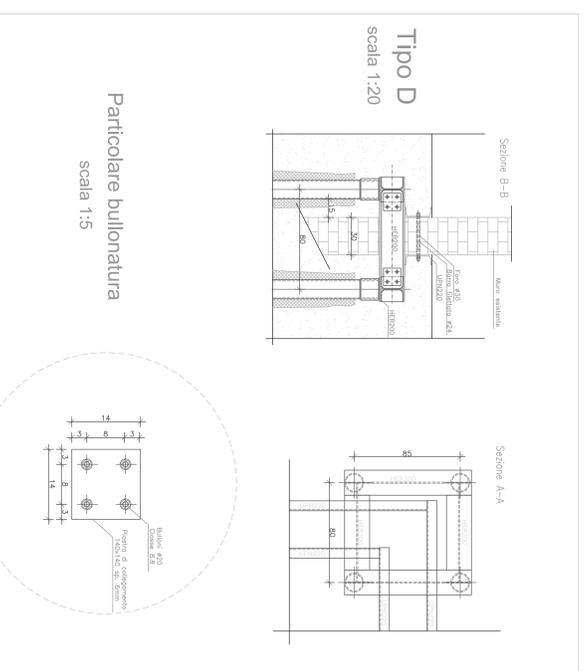
pianta piano terra  
scala 1:100



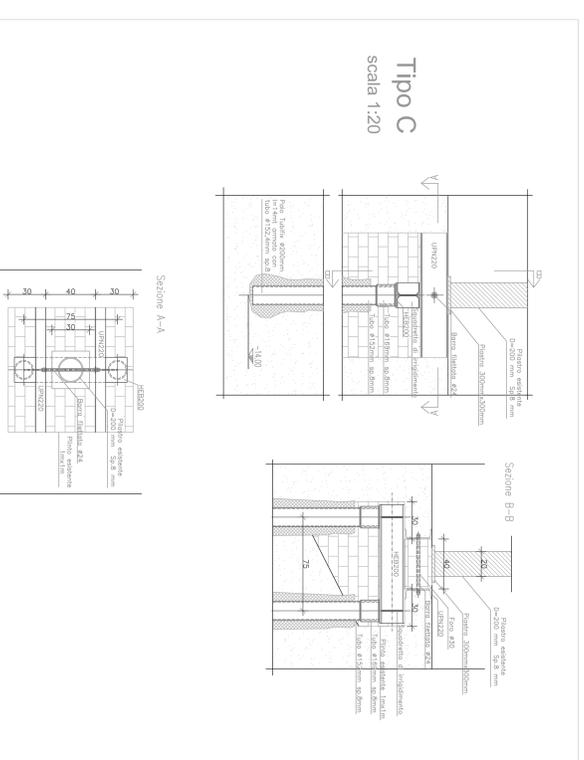
pianta della palificazione  
scala 1:100



Tipo A  
scala 1:20



Tipo D  
scala 1:20



Tipo C  
scala 1:20

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BOLOGNA**  
FACOLTA' DI INGEGNERIA  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELLE STRUTTURE, DEI TRASPORTI, DELL'ACQUA,  
DEL RILEVAMENTO, DEL TERRITORIO.

**TESI DI LAUREA**  
in  
**Progetto di strutture di fondazione LS**

**INSERIMENTO DI FONDAZIONI  
PROFONDE IN EDIFICI ESISTENTI**

CANDIDATO:  
Claudia Arlotti

RELATORE:  
Chiar.mo Prof. Ing.  
Andrea Benedetti

Anno accademico 2009/2010  
Sessione III

TAVOLA 1

Prospetti della palificata  
Scala 1:100

