



# PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

MISSIONE 5 - COMPONENTE 2 - AMBITO INTERVENTO/MISURA 2  
INVESTIMENTO 1.3 HOUSING TEMPORANEO E STAZIONI DI POSTA - [M5C2I1.3.2]

## LLPP EDP 2022/078 PROGETTO ESECUTIVO

### RISTRUTTURAZIONE CON EFFICIENTAMENTO ENERGETICO EX GABELLI E CASETTA EREMITANO

<b>N° Progetto</b> P23024  <b>Data</b> Febbraio 2024	<b>CUP</b> H64H22000160006  <b>LLPP</b> 2022/078	<b>Elaborato</b> <b>64-APPR-PE-F-STR-RE-01</b> STRUTTURE Relazione di calcolo
<b>Progettisti</b>  Meg.studio Srl via Roma, 55 - 35027 Noventa Padovana (PD) tel 049.7441430 - www.meg.studio info@meg.studio - meg.studio@pec.it	<b>Rup</b> Arch. Diego Giacon	<b>Capo Settore</b> Dott. Danilo Guarti

## RISTRUTTURAZIONE CON EFFICIENTAMENTO ENERGETICO EX GABELLI E CASSETTA EREMITANO

<b>Premessa</b> .....	<b>3</b>
<b>1. Obiettivi del progetto</b> .....	<b>3</b>
<b>2. Normativa di riferimento</b> .....	<b>4</b>
<b>3. Identificazione ed inquadramento dell'intervento</b> .....	<b>5</b>
<b>4. Materiali</b> .....	<b>7</b>
4.1. Acciaio per armatura lenta .....	7
4.2. Calcestruzzo per fondazioni.....	7
4.2.1. Caratteristiche meccaniche e valori di progetto .....	7
4.2.2. Prescrizioni di durabilità .....	7
4.2.3. Copriferro .....	7
4.3. Legno solaio esistente .....	8
<b>5. Software</b> .....	<b>12</b>
5.1. Analisi strutturale delle opere in ca .....	12
5.2. Verifiche di resistenza sezioni in ca .....	12
<b>6. Modello e parametri geotecnici</b> .....	<b>13</b>
6.1. Ubicazione delle indagini eseguite.....	13
6.2. Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	15
<b>7. Metodologia di calcolo dei coefficienti di reazione</b> .....	<b>16</b>
7.1. Costante di sottofondo e capacità portante.....	16
<b>8. Valutazione della resistenza degli elementi fondazionali</b> .....	<b>20</b>
8.1. Verifiche agli Stati limite Ultimi .....	20
8.2. Verifiche in condizioni sismiche .....	21
8.3. Criteri di verifica della capacità portante di fondazioni superficiali (SLU) .....	21
<b>9. Azione sismica</b> .....	<b>24</b>
9.1. Vita nominale e classe d'uso.....	24
9.2. Valutazione degli spettri di risposta.....	25
<b>10. Analisi dei carichi</b> .....	<b>29</b>
10.1. Peso proprio.....	29
10.2. Carichi permanenti .....	29
10.3. Carichi accidentali .....	29
10.4. Azione sismica .....	29
10.4.1. Inerzie strutturali .....	29
10.5. Combinazioni di carico .....	30
<b>11. Platea - piattaforma elevatrice</b> .....	<b>31</b>

11.1. Modellazione FEM .....	31
11.1.1. Applicazione dei carichi .....	31
11.2. Verifiche strutturali .....	34
11.2.1. Sollecitazioni .....	34
11.2.2. Verifica a flessione .....	35
11.2.3. Verifica a taglio .....	39
11.3. Verifiche geotecniche .....	39
<b>12. Platea - macchinari UTA.....</b>	<b>42</b>
12.1.1. Applicazione dei carichi .....	42
12.2. Verifiche strutturali .....	44
12.2.1. Sollecitazioni .....	44
12.2.2. Verifica a flessione .....	45
12.2.3. Verifica a taglio .....	49
12.3. Verifiche geotecniche .....	50
<b>13. Verifica solaio in legno.....</b>	<b>52</b>
<b>Indice delle figure .....</b>	<b>58</b>

## PREMESSA

L'Unione Europea, allo scopo di fronteggiare la crisi correlata all'evento pandemico da COVID-19, ha predisposto un piano straordinario per la Ripresa dell'Europa denominato Next Generation EU (NGEU), articolato su più azioni parallele, introducendo un "Dispositivo per la Ripresa e Resilienza (RRF)" a sostegno dei Paesi membri, e richiedendo agli Stati membri di presentare un pacchetto di investimenti e riforme.

L'Italia ha quindi predisposto il Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) che si articola in più Missioni e Componenti, tra i quali la Missione 5, Componente 2 – Ambito intervento/Misura 2 "Investimento 1.3: Housing temporaneo e stazioni di posta".

La presente relazione di calcolo strutturale riguarda il **progetto esecutivo** per la ristrutturazione con efficientamento energetico ex Gabelli e casetta Eremitano.

## 1. OBIETTIVI DEL PROGETTO

Gli obiettivi dietro alla ristrutturazione ed all'efficientamento energetico degli edifici denominati Ex Gabelli e Casetta Eremitano sono da ricercare all'interno della Missione 5 del PNRR, dedicata all'inclusione ed alla coesione. Nello specifico si fa riferimento alla Componente 2 "Infrastrutture sociali, famiglie, comunità e terzo settore", sottocomponente 1 "Servizi sociali, disabilità e marginalità sociale" e linea di investimento 1.3 "Housing temporaneo e stazioni di posta" dedicata alla grave emarginazione adulta. Il progetto di ristrutturazione ed efficientamento energetico dei due edifici consente di **potenziare i servizi** offerti sul territorio **migliorandone la qualità**. L'edificio Ex Gabelli svolge funzione di centro di accoglienza, mentre l'edificio denominato Casetta Eremitano ospita docce e servizi igienici pubblici; gli interventi in progetto contribuiranno contemporaneamente a migliorare la qualità della fruizione dei servizi e a **ridurre e ottimizzare il consumo energetico** degli edifici.

Rientrando l'intervento nel Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza, la progettazione dovrà rispettare tutte le specifiche misure previste per tali categorie di opere, tra cui la Guida operativa per il rispetto del **principio di non arrecare danno significativo all'ambiente** (cd. **DNSH**). Il raggiungimento e il soddisfacimento dei criteri indicati dalla Guida costituiscono quindi importanti traguardi di cui tenere conto.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto viene sviluppato nel rispetto delle esigenze e delle richieste espresse dalla Committenza e nel completo rispetto di tutto l'apparato normativo in materia attualmente in vigore. Si riporta, a titolo esemplificativo, un quadro riepilogativo delle principali norme di riferimento.

- UNI EN 206:2021 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104:2016 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”;
- Eurocodice 2 (UNI EN 1992): Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 5 (UNI EN 1995): Progettazione delle strutture di legno;
- Eurocodice 8 (UNI EN 1998): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- D.M. 17/01/2018, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”;
- C.M. 21/01/2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018”;



### 3. IDENTIFICAZIONE ED INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

Il progetto riguarda l'efficientamento energetico e la ristrutturazione di due edifici per l'accoglienza. Il primo edificio è sito in via G. Giolitti n.2 ed è denominato edificio Ex Gabelli, ed il secondo sito in via G. Eremitano e denominato Casetta Eremitano.



Figura 1 – Vista dall'alto. In verde l'area di progetto edificio Ex Gabelli.



Figura 2 – Vista dall'alto. In rosso l'area di progetto edificio Casetta Eremitano.

La presente relazione ha come oggetto il calcolo di opere di fondazione, adiacenti all'edificio denominato Ex Gabelli, quali:

- Realizzazione ex-novo della platea, di spessore 20 cm, di dimensione in pianta 2.00x2.20 m, relativa alla piattaforma elevatrice, situata in prossimità della scala esterna esistente in c.a.;
- Realizzazione ex-novo della platea, di spessore 30 cm, di dimensioni in pianta 1.75x4.70m, relativa ai macchinari UTA dell'impianto idrico sanitario, posti esternamente all'edificio stesso;

Vengono comprese nel presente documento anche:

- la verifica del solaio esistente in legno posto al primo piano dell'edificio Ex Gabelli, costituito da un tavolato di spessore pari a 2.5 cm;
- la verifica di una porzione di solaio esistente in legno, posto al primo piano all'interno dell'edificio Ex Gabelli, in seguito alla realizzazione di un nuovo pacchetto di finitura (massetto e pavimentazione) di 10 cm.

Di seguito si riportano delle immagini relativi a tali opere:

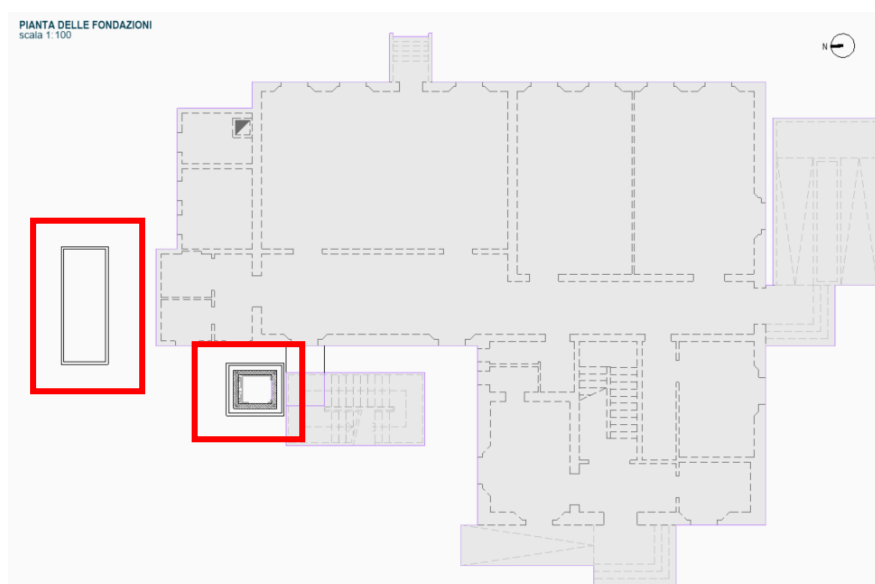


Figura 3 – Pianta Platea relativa alla piattaforma elevatrice e platea relativa ai macchinari UTA

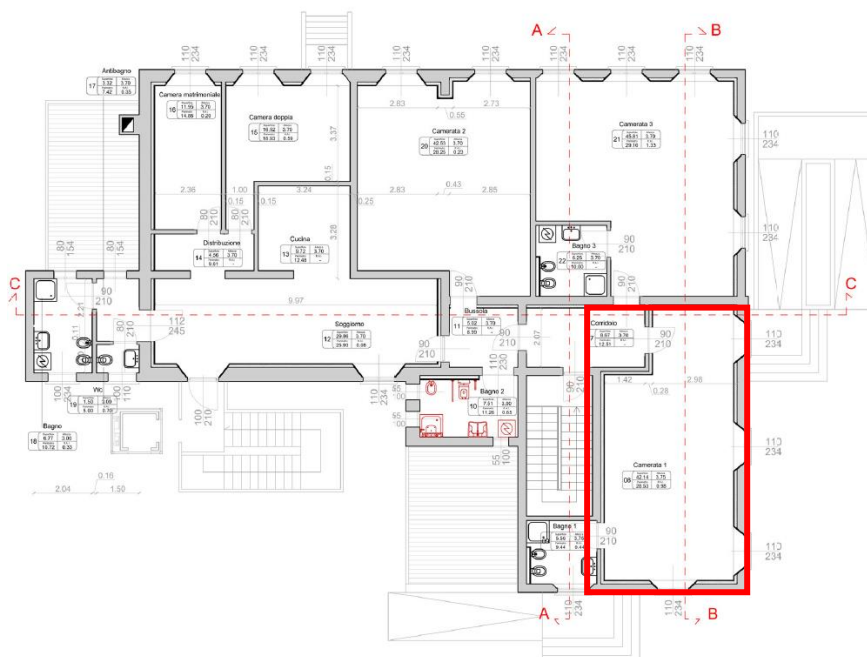


Figura 4 – Primo solaio oggetto di analisi

In merito al solaio esistente, non essendo state appaltate ed eseguite prove di caratterizzazione dei materiali, si prendono come riferimento le valutazioni eseguite dall'Arch. Maschio in sede di precedente progettazione definitiva. Pertanto, si considera come tipologia di legno quella caratterizzata da una tensione ammissibile pari a 110kg/cm<sup>2</sup> e modulo elastico pari a 11000MPa. A partire dal valore ammissibile della resistenza è possibile determinare il valore caratteristico mediante la formula fornita dalla Normativa Nicole, secondo cui:

$$\sigma_a = f_k \frac{k_{mod}}{1.5\gamma_M} = 11MPa$$

Si ottiene quindi:

$$f_k = \sigma_a \frac{1.5\gamma_M}{k_{mod}} = 11 \frac{1.5 \cdot 1.5}{0.8} = 30MPa$$

A favore di sicurezza si considera un C24, che presenta un modulo elastico di 11000MPa.



## 4. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche di resistenza e di durabilità per i materiali impiegati.

### 4.1. Acciaio per armatura lenta

Qualità delle barre ad aderenza migliorata	B450C
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio da carpenteria	$\gamma_s$ : 1.15
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y,nomfyk}$ [Mpa]: 450.00
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t,nomftk}$ [Mpa]: 540.00
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	$f_{yd}$ [MPa]: 391.30
Peso specifico acciaio	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]: 78.50
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$ [MPa]: 210000

### 4.2. Calcestruzzo per fondazioni

#### 4.2.1. Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		25/30	MPa
Classe di resistenza cubica:	$R_{ck} =$	30	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} =$	25	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	33	MPa
Resist. a trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} =$	2.56	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} =$	1.792	MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} =$	31475	MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_M =$	1.50	
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_{cc} =$	0.85	
Resistenza a compr. di progetto:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_M =$	14.16	MPa
Resistenza a traz. di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M =$	1.194	MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} =$	15	MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} =$	11.25	MPa

#### 4.2.2. Prescrizioni di durabilità

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2016 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008). Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC2 Bagnato, raramente asciutto.
- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di lavorabilità: S4
- Massimo rapporto a/c: 0,6

#### 4.2.3. Copriferro

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione, il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo deve rispettare quanto indicato nella seguente Tabella C4.1.IV riportata a [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.



Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_0$	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Elementi a piastra

Classe Calcestruzzo: C25/30

Condizioni ambientali: Ordinario

Vita nominale costruzione: 50 [anni]

Tolleranza di posa: 10 [mm]

$c = 20 (C > C_0) + 10$  (tolleranza) = 30 mm.

Requisiti di limitazione della fessurazione

Condizioni ambientali (§4.1.2.2.4.2 NTC18).

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppo di armature (§4.1.2.2.4.3 NTC18): poco sensibile.

Sceita dello stato limite di fessurazione (§4.1.2.2.4.4 NTC18):

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Le verifiche di fessurazione sono condotte a favore di sicurezza considerando le condizioni ambientali ordinarie, con le limitazioni seguenti:

quasi permanente  $w_2 = 0.3$  mm;                      frequente  $w_3 = 0.4$  mm.

### 4.3. Legno solaio esistente

Come specificato in precedenza il legno costituente il solaio esistente si considera di tipologia C24.

Le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella 4.4.I delle NTC2018:

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II. Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e dei materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. I valori di progetto per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico. Il valore di progetto  $x_d$  di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione

$$x_d = \frac{k_{mod} * x_k}{\gamma_M}$$

dove:

$x_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

$k_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{mod}$  sono forniti nella Tab. 4.4.IV

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A $\gamma_M$	Colonna B $\gamma_M$
<b>combinazioni fondamentali</b>		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
<b>combinazioni eccezionali</b>	1,00	1,00
	Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.	

Tab. 4.4.IV -Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(\*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Tab. 4.4.V -Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-	
		0,80	1,00	-	
		0,80	1,00	2,50	
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
		MDF.LA	2,25	-	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di  $k_{def}$  dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

\* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Si assume un valore di  $k_{mod}$  pari a 0.80 e un valore di  $k_{def}$  pari a 0.80.

Vengono riportati i valori caratteristici per il legno massiccio da utilizzare in sede di verifica:

**Tabella 18-1**-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Resistenze [MPa]</b>													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
<b>Modulo elastico [GPa]</b>													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	$G_{mean}$	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
<b>Massa volumica [kg/m<sup>3</sup>]</b>													
massa volumica caratteristica	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	$\rho_m$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

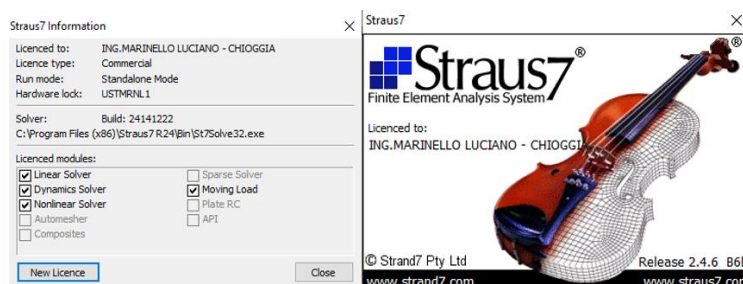
## 5. SOFTWARE

Si fornisce l'elenco del software utilizzato nel presente progetto.

I programmi vengono usati in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

### 5.1. Analisi strutturale delle opere in ca

**STRAUS 7 Release 2.4.6** prodotto dalla G+D Computing, ed è commercializzato in Italia da HSH S.r.l. di Padova. Si tratta di un software completo e versatile per condurre analisi numerica agli elementi finiti (dei quali possiede una amplissima libreria) adatto ad una molteplicità di analisi.



### 5.2. Verifiche di resistenza sezioni in ca

**RC-SEC Vers. 2010.4 Rev. 212**, prodotto da GEOSTRU srl. Il programma consente di effettuare il calcolo di verifica delle sezioni di travi e pilastri in c.a. agli stati limite ultimi e di esercizio tenendo conto, nel caso di calcolo sismico, della classe di duttilità richiesta e della posizione della sezione nell'asta (se ricade in zona critica o meno). Per le verifiche di resistenza (e semi-progetto delle armature) a presso-tenso flessione (retta e deviata) è previsto l'uso del diagramma tensioni-deformazione parabola rettangolo per il conglomerato e bilineare per l'acciaio. Nelle verifiche a taglio è stata implementata la nuova metodologia che prevede l'uso dell'inclinazione variabile delle bielle compresse. Vengono inoltre costruiti diagrammi momenti curvatures utilizzando più leggi di comportamento del calcestruzzo (parabola rettangolo, Kent-Park, EC2) nel nucleo confinato della sezione e valutando per ogni combinazione il valore della duttilità in curvatura (CCDF) anche in regime di pressoflessione deviata. Possono essere analizzate sezioni di qualsiasi forma, da quelle più comuni (rettangolari, a T, T doppio, ad L, circolari) a quelle più complesse (a contorno poligonale costituite da uno o più domini di conglomerato, cave, miste).



**VCaSLU v7.8** del Professore Pietro Gelfi (software freeware) per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato.

**Fogli di calcolo Microsoft Excel** autoprodotti.



## 6. MODELLO E PARAMETRI GEOTECNICI

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni, non si è ritenuto di dover procedere all'esecuzione di prove in situ e di laboratorio, in quanto è stato possibile utilizzare i dati ottenuti da una campagna di indagini nello stesso ambiente geologico; tali dati risultano esaustivi ai fini della progettazione e verifica delle platee in oggetto. L'area interessata dallo studio in oggetto può considerarsi sufficientemente stabile: non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di compromettere la stabilità delle opere. Di seguito si riportano le ubicazioni delle indagini eseguite, dalle quale è stato possibile ricostruire l'assetto stratigrafico del sottosuolo e definire le caratteristiche geotecniche delle varie litologie intercettate.

### 6.1. Ubicazione delle indagini eseguite

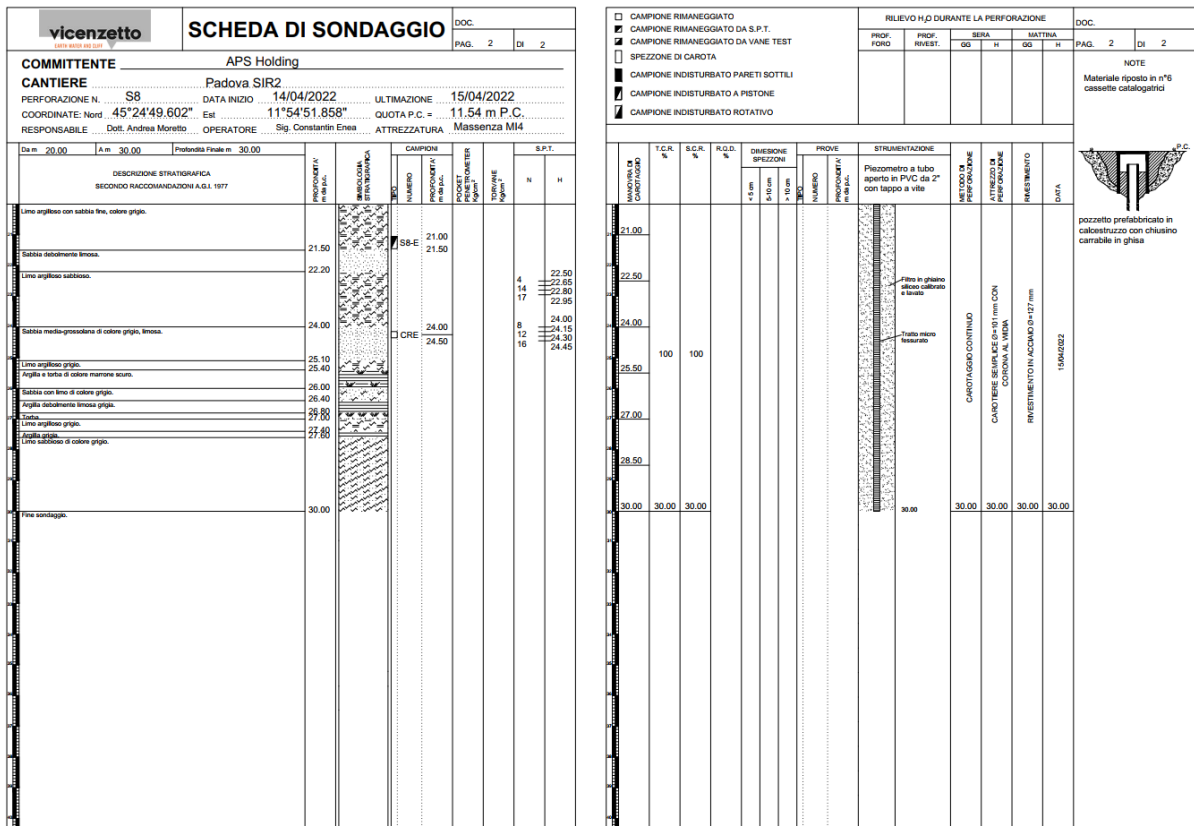
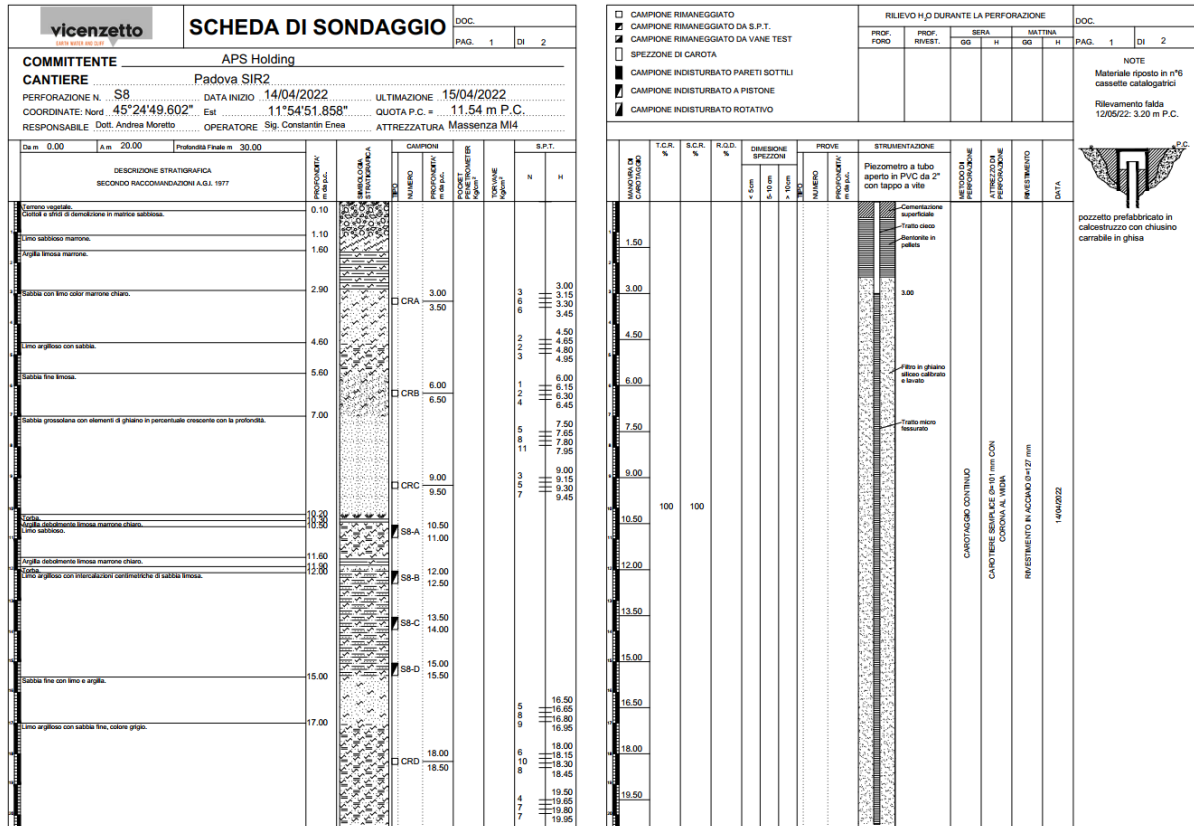
Si riportano di seguito l'elenco e l'ubicazione planimetrica delle indagini eseguite da Vicenzetto srl su incarico di APS Holding SpA per la progettazione del tratto Est della seconda linea tramviaria di Padova, nei pressi dell'edificio ex Gabelli.

- 1 sondaggio geognostico, spinto fino a 30.00m dal P.C., con rilievo del livello di falda. Al suo interno sono state eseguite 10 SPT e sono state prelevati 5 campioni di terreno indisturbati e 5 campioni rimaneggiati (Sondaggio S8);
- 1 pozzetto esplorativo (PECP5) fino a 2.00m dal P.C. per esecuzione di una prova di carico su piastra;
- 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTu spinte fino a 30.00m dal P.C (P8a e P8b);
- 1 prova a rifrazione attiva MASW (MASW3).



Figura 5 – Ubicazione delle indagini eseguite nei pressi dell'edificio ex Gabetti

A titolo esemplificativo, si riporta di seguito la stratigrafia derivante dall'esecuzione del sondaggio S8.



## 6.2. Caratteristiche geotecniche dei terreni

La successione stratigrafica riscontrata durante l'esecuzione delle prove mostra un terreno abbastanza eterogeneo, dalla granulometria medio-fine tipica di sabbie e limi, con una frequente presenza di matrice argillosa.

In particolar modo il sondaggio S8 ha permesso uno studio puntuale del sottosuolo fino ad una profondità di 30m, mostrando un'alternanza di strati limosi, dallo spessore di circa 4÷6 metri, e di strati sabbiosi, spessi circa 9÷10 metri, e di uno strato di 110 cm di materiale di riporto al tetto della successione.

È stata rilevata la presenza di falda alle seguenti quote:

- Sondaggio S8: profondità di 3.20m dal P.C. in data 12/05/2022;
- CPTu P8a: profondità di 3.30m dal P.C. in data 20/04/2022;
- CPTu P8b: profondità di 3.50m dal P.C. in data 20/04/2022;

Sulla base quindi dei dati ricavati dalle varie indagini eseguite, dei dati ricavabili dalla letteratura e da considerazioni derivanti dal raffronto con esperienze condotte su terreni simili in aree adiacenti, si può formulare il seguente modello geotecnico.

Strato	Profondità	$q_c$	Classificazione	$\gamma$	$\phi$	$c_u$	$E_{Ed}$
		MPa		kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	MPa
1	0.00 - 1.10		Riporto	18	30	-	10
2	1.10 - 10.50	5.0	Sabbia	18	37	-	20
3	10.50 - 16.00	1.5	Limo	17	30	88	11
4	16.00 - 26.00	8.0	Sabbia	20	37	-	32
5	26.00 - 30.00	3.0	Limo	18	32	171	21

Tabella 1 – Valori medi dei principali parametri geotecnici dei terreni riuniti in strati omogenei

## 7. METODOLOGIA DI CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE

Viene di seguito descritta la metodologia di calcolo delle costanti di sottofondo, impiegate nei modelli FEM per le verifiche strutturali e geotecniche delle opere in progetto. I vari coefficienti di reazione sono stati calcolati prendendo in considerazione tutti i parametri geotecnici dei litotipi intercettati, descritti nel precedente §6. Per il calcolo delle rigidità è necessario conoscere il modulo elastico dei terreni: si è quindi calcolato tale valore impiegando la seguente correlazione con il modulo edometrico, utilizzando come coefficiente di Poisson il valore 0.30.

$$E' = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)E_{Ed}}{1 - \nu}$$

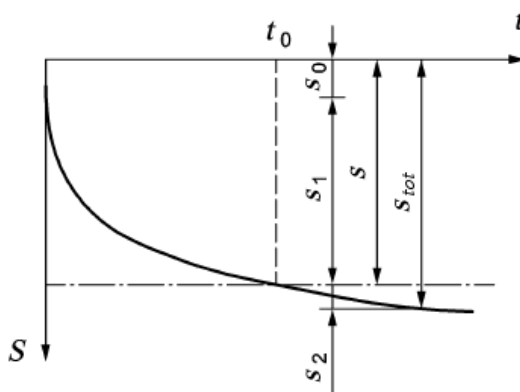
### 7.1. Costante di sottofondo e capacità portante

I cedimenti e la costante di sottofondo vengono calcolati dal programma SteinN secondo la procedura descritta dalla normativa tedesca DIN 4019 e tenendo conto dei fattori parziali contenuti nell'Eurocodice 7: tale metodo di comprovata validità si basa sul modello di semispazio elastico, isotropo ed omogeneo, nella quale il terreno viene suddiviso in strati e vengono calcolate le tensioni verticali al di sotto della fondazione (metodo di Terzaghi). Basandosi sulla teoria dell'elasticità, vengono quindi quantificati i cedimenti di ogni singolo strato e poi sommati assieme per la stima del cedimento finale. Il cedimento totale è dato dalla somma di varie componenti: il cedimento istantaneo  $s_0$ , di consolidamento  $s_1$  e cedimenti secondari dipendenti dal tempo  $s_2$ . In accordo con la normativa, il cedimento verrà calcolato con la formulazione riportata di seguito, che include le prime due componenti di cedimento:

$$s = \sum s_i = \sum \left( \Delta z_i \cdot \frac{\Delta \sigma_{z,i}}{E_{S,i}} \right)$$

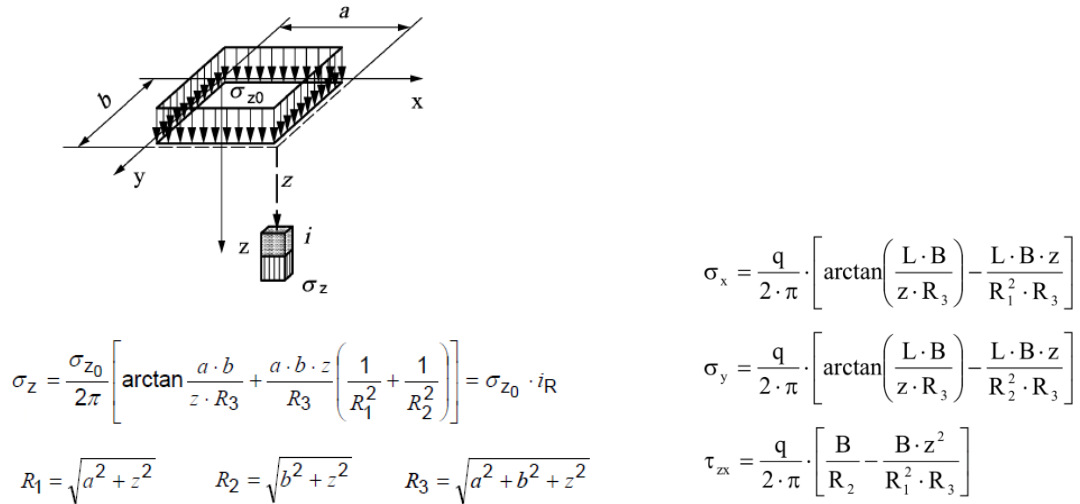
Dove:

- $\Delta \sigma_{z,i}$  è incremento di tensione verticale prodotto da una pressione  $p$  agente sull'area di carico utilizzando la teoria dell'elasticità alla profondità  $z$  dell' $i$ -esimo sottostrato;
- $E_{S,i}$  è il modulo di rigidità del sottostrato  $i$ -esimo;
- $\Delta z_i$  è lo spesso dell' $i$ -esimo strato preso in esame.



L'incremento di tensione nel terreno alla profondità  $z$  è calcolato con l'approccio di Boussinesq.





Usando questo metodo, viene quindi a crearsi una distribuzione verticale delle sollecitazioni nel terreno sotto la fondazione, che può essere schematizzata come segue:

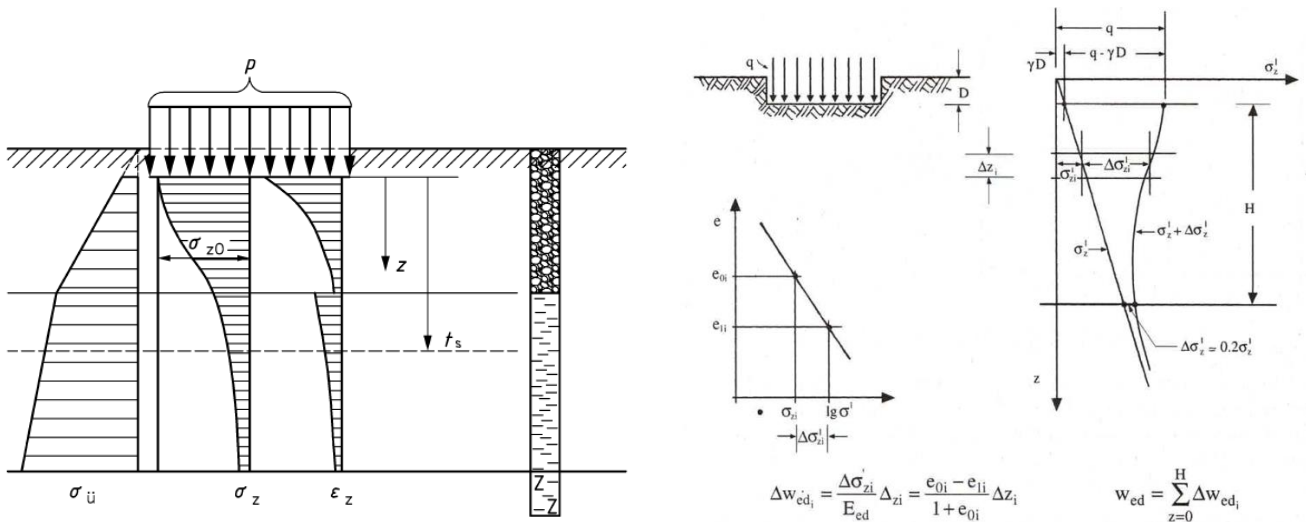


Figura 6 – Metodo Edometrico di Terzaghi, Fondazioni, C.Viggiani

Il modulo di reazione del terreno alla Winkler (1897) caratterizza il sottosuolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite tra fondazione e terreno e la pressione agente nello stesso punto. Si assume cioè:

$$p = k \cdot w$$

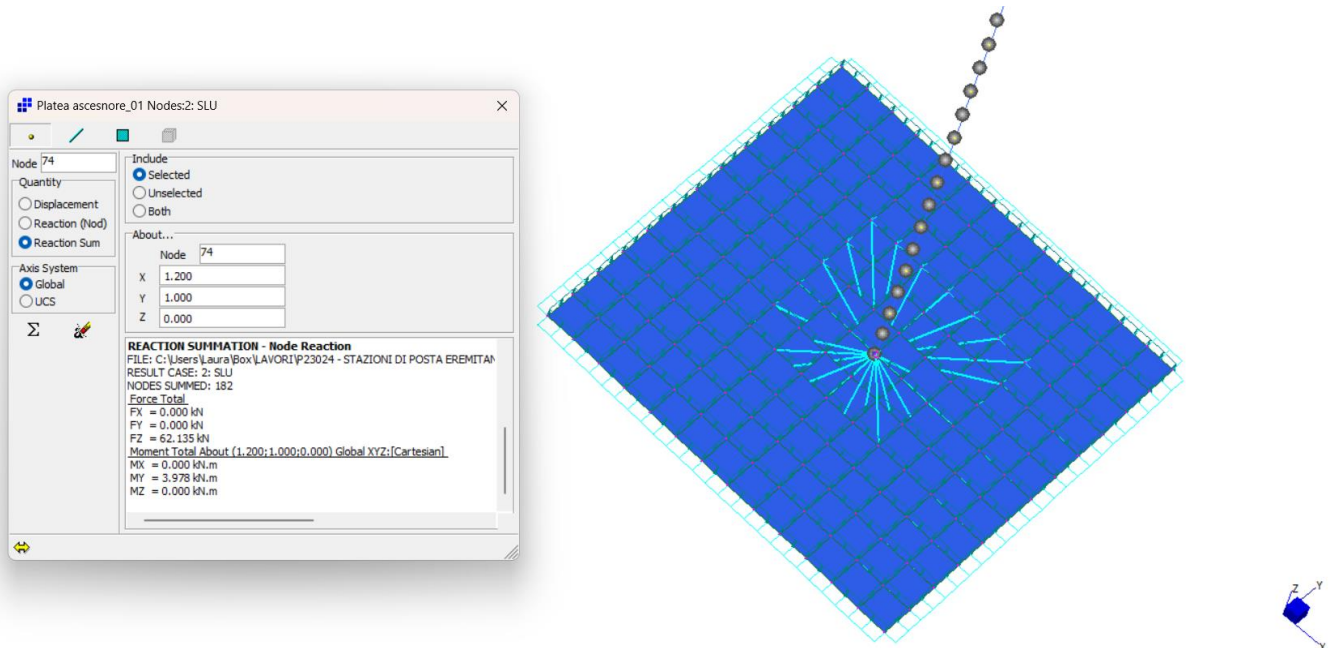
Dove  $p$  è il carico applicato,  $w$  lo spostamento verticale e  $k$  è detta “costante di sottofondo” o “coefficiente di reazione del terreno”, che risulta quindi come il rapporto fra carico e cedimento:

$$k = \frac{p}{w}$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dalle proprietà meccaniche degli strati di terreno e dal valore del carico, anche dalla forma e dimensione della fondazione.

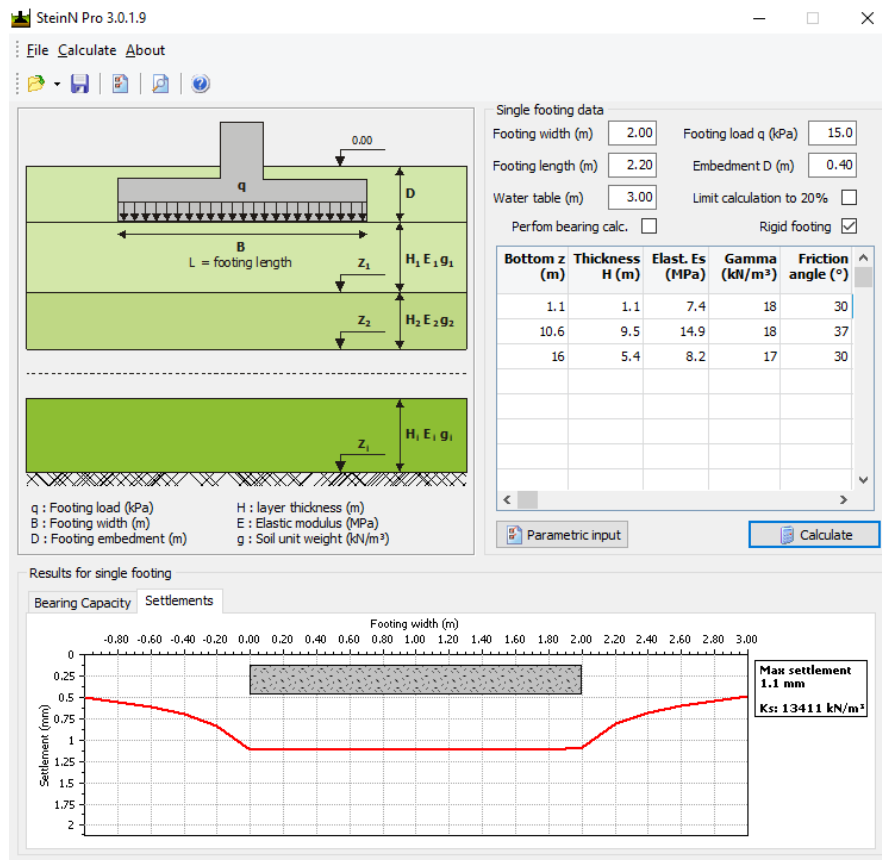


Si riporta di seguito il calcolo del coefficiente di Winkler da applicare alla platea di fondazione della piattaforma elevatrice nel modello FEM. La forza Fz riscontrata, visibile nella seguente immagine, è pari a 62 kN.



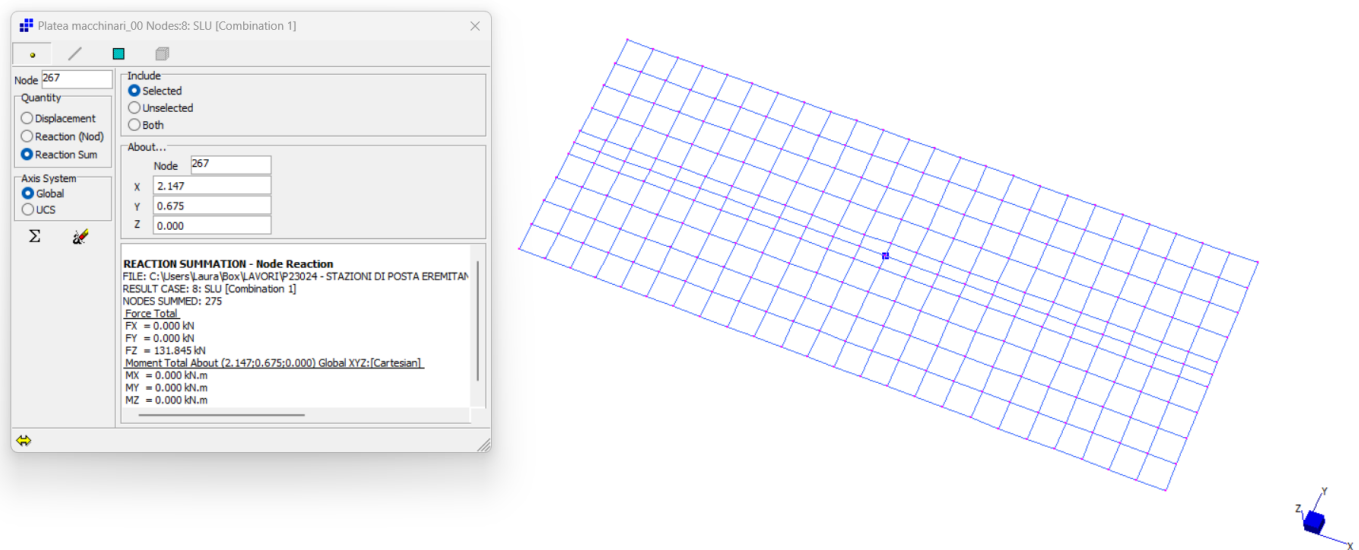
Il carico distribuito inserito nel programma è stato calcolato dividendo il carico verticale per la superficie della fondazione.

$$q = 62 \text{ kN} / (2.00\text{m} \times 2.20\text{m}) = 15 \text{ kPa}$$



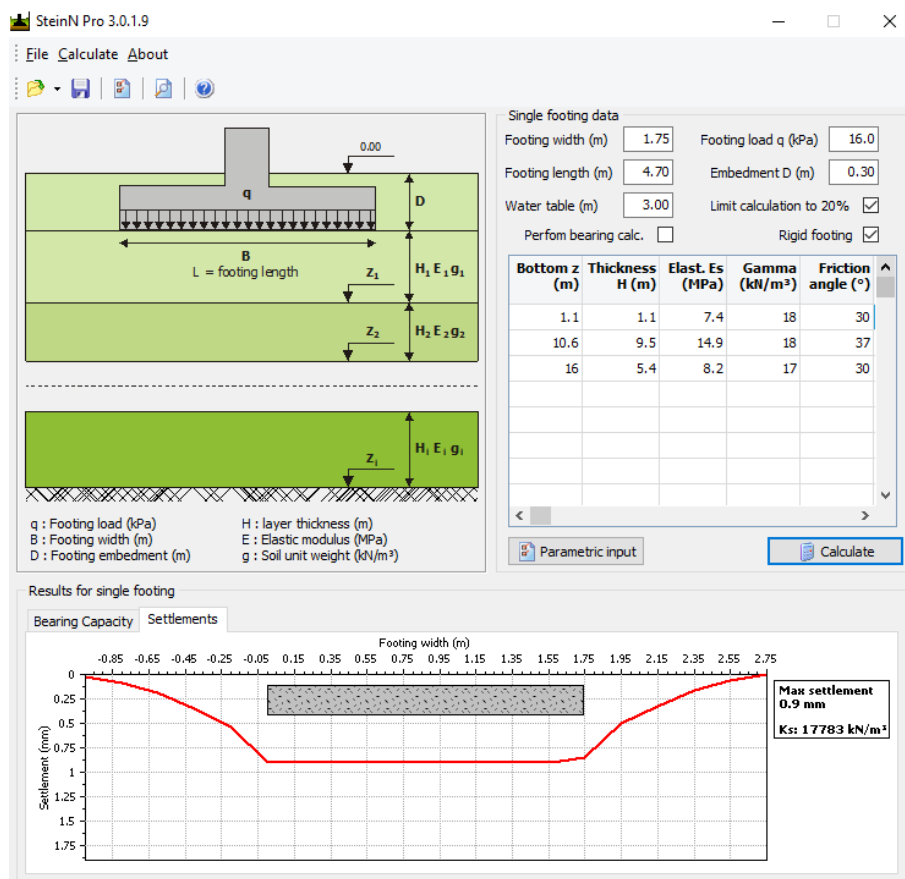
Il programma restituisce un valore kw pari a circa 13400 kN/m³: si impiegherà, a favore di sicurezza, una costante di sottofondo pari a 10000 kPa/m.

Si riporta di seguito il calcolo del coefficiente di Winkler da applicare alla platea di fondazione relativa ai macchinari UTA nel modello FEM. La forza Fz riscontrata, visibile nella seguente immagine, è pari a 17 kN.



Il carico distribuito inserito nel programma è stato calcolato dividendo il carico verticale per la superficie della fondazione.

$$q = 131 \text{ kN} / (1.75\text{m} \times 4.70\text{m}) = 16 \text{ kPa}$$



Il programma restituisce un valore kw pari a circa 17000 kN/m³: si impiegherà anche in questo caso, a favore di sicurezza, una costante di sottofondo pari a 10000 kPa/m.

## 8. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI FONDAZIONALI

Le verifiche degli elementi di fondazione sono effettuate facendo riferimento al §6.4 delle NTC 2018 “Opere di fondazione”, tenendo conto dei coefficienti parziali delle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di seguito riportate, rispettivamente per quanto riguarda le azioni, i parametri geotecnici e gli stati ultimi delle fondazioni superficiali.

### 8.1. Verifiche agli Stati limite Ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi SLU è necessario verificare che l'azione agente di progetto sia minore della resistenza di progetto disponibile, ossia  $E_d \leq R_d$ .

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR-SLV)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{c1}$

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

## 8.2. Verifiche in condizioni sismiche

Le verifiche di fondazioni superficiali in presenza di azioni sismiche (SLV) consistono nel confronto tra le azioni e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$  ponendo, come riportato al §C7.11.1, valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. Si impiegano quindi i valori dei coefficienti di seguito riportati.

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Se nel calcolo del carico limite si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente parziale può essere ridotto a 1.8.

## 8.3. Criteri di verifica della capacità portante di fondazioni superficiali (SLU)

Relativamente alle fondazioni superficiali, ai fini delle verifiche di sicurezza, si applica la combinazione A1+M1+R3 i cui coefficienti parziali sono previsti dall'Approccio 2. Per la determinazione del carico limite, inteso come la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura, si assume un meccanismo di rottura generale del terreno come indicato nella figura seguente.

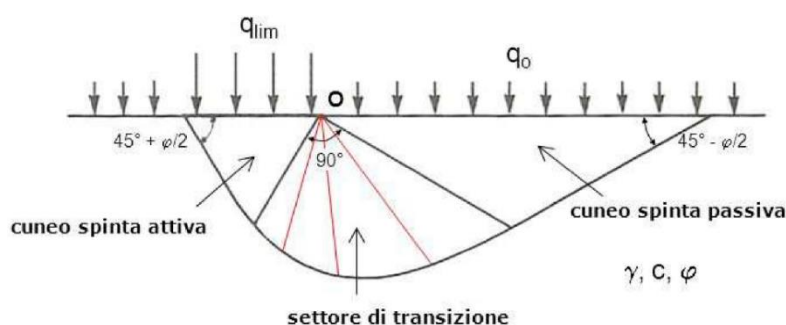


Figura 7: Meccanismo di rottura

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante sono stati condotti da Prandtl e Terzaghi per il caso di fondazione nastriforme, utilizzando il metodo dell'equilibrio limite. Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura Mohr-Coulomb. Con riferimento al meccanismo di rottura di Terzaghi, relativo al caso di una fondazione nastriforme, è possibile evidenziare che il carico limite dipende, oltre che dalla larghezza della fondazione B, anche dall'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  del terreno, dalla sua coesione c, dal peso proprio  $\gamma$  interno alla superficie di scorrimento, dal sovraccarico presente ai lati della fondazione, che, in assenza di carichi esterni sul piano campagna è dato da  $q=\gamma D$ .

### Valutazione carico limite in condizioni drenate

Per la valutazione del carico limite di fondazioni superficiali generiche, in termini di tensioni efficaci (lungo termine), si utilizza l'espressione più generale proposta da Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Dove:

- $\gamma_s$  : peso di volume del terreno;
- $q'$  : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- $c'$  : coesione;
- $B' = B - 2e$  : larghezza fittizia della fondazione;

B : larghezza della fondazione;

e = M / N : eccentricità del carico;

M : momento agente sulla fondazione;

N : sforzo normale agente sulla fondazione;

$N_\gamma$  ,  $N_q$  ,  $N_c$  : fattori di capacità portante;

$s_\gamma$  ,  $s_q$  ,  $s_c$  : fattori di forma della fondazione;

$i_\gamma$  ,  $i_q$  ,  $i_c$  : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_\gamma$  ,  $b_q$  ,  $b_c$  : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma$  ,  $g_q$  ,  $g_c$  : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

$d_\gamma$  ,  $d_q$  ,  $d_c$  : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori  $N_q$  e  $N_c$ , si può fare riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Meyerhof:

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

Dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito del terreno.

Per  $N_\gamma$ , si fa riferimento alla teoria di Lundgren-Mortensen (1953):

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori  $s_\gamma$  ,  $s_q$  e  $s_c$  si può fare riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori  $i_\gamma$  ,  $i_q$  e  $i_c$  , si può fare riferimento alle espressioni di Brinch-Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[ \frac{(0.7 - \beta_2 / 450) \cdot H}{L N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5 \quad i_q = 1 - \left[ \frac{0.5 \cdot H}{L N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5 \quad i_c = 1 - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

dove  $\beta_2$  è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori  $b_\gamma$  ,  $b_q$  e  $b_c$  , si può fare riferimento alle espressioni di Brinch-Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi} \quad b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi} \quad b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori  $g_\gamma$  ,  $g_q$  e  $g_c$  , si può fare riferimento alle espressioni di Brinch-Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5 \quad g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove  $\beta_1$  è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori  $d_\gamma$  ,  $d_q$  e  $d_c$  , si può fare riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1 \quad d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \frac{s}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \left( \frac{s}{B'} \right) & \frac{s}{B'} > 1 \end{cases} \quad d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \frac{s}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left( \frac{s}{B'} \right) & \frac{s}{B'} > 1 \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.



**Valutazione carico limite in condizioni non drenate**

Per la valutazione del carico limite di fondazioni superficiali generiche, in termini di tensioni totali (breve termine), si utilizza l'espressione più generale proposta da Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$

Dove:

- $\gamma_1$  : peso di volume medio del terreno sopra al piano di posa;
- D : profondità di posa della fondazione;
- $c_u$  : coesione non drenata;
- $N_q, N_c$  : fattori di capacità portante;
- $s_c$  : fattore di forma della fondazione;
- $i_c$  : fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del carico;
- $b_c$  : fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- $g_c$  : fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $d_c$  : fattore dipendente dalla profondità del piano di posa.

Si fa riferimento alle seguenti formulazioni:

$$N_c = \pi + 2 = 5.14$$

$$N_q = 1$$

$$N_c = 1 + N_q/N_c \cdot B/L$$

$$m = (2 + L/B)/(1 + B/L)$$

$$i_c = 1 - m \cdot V_{sd}/(A \cdot c_u \cdot N_c)$$

## 9. AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 delle NTC2018. Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NTC). Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali. Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

### 9.1. Vita nominale e classe d'uso

Con riferimento alla definizione delle azioni sismiche, si definiscono i parametri di prestazione dell'opera.

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

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 (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Coerentemente con quanto prescritto dalle NTC18, si è prevista per l'opera una vita nominale  $V_N$  di 50 anni ed una classe d'uso II, cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1.0.

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

**Tab. 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

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

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$ , che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ : risulta quindi essere  $V_R = V_N \times C_U = 50$  anni.

## 9.2. Valutazione degli spettri di risposta

Il sito in esame è ubicato a Padova (PD) ed ha le seguenti coordinate:

Latitudine: 45.41461°  
 Longitudine: 11.91635°

Ai fine di impiegare l'approccio semplificato per la definizione dell'azione sismica di progetto, con riferimento alle Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III che si riportano di seguito, si considerano i terreni appartenenti alla categoria topografica T1 ed alla categoria di sottosuolo C, come riportato nelle relazioni geologica e geotecnica, a cui si rimanda per la trattazione completa.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Si riportano di seguito gli output del foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3", reperibile nel sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nel quale si sono inseriti tutti i parametri fino a qui esplicitati.

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta


Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Reticolo di riferimento**



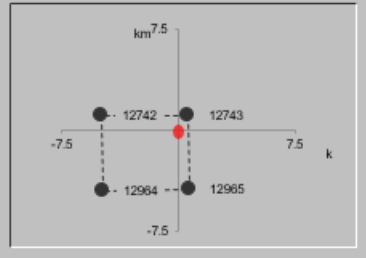
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

**Nodi del reticolo intorno al sito**



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ :  info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$ :  info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ :  info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

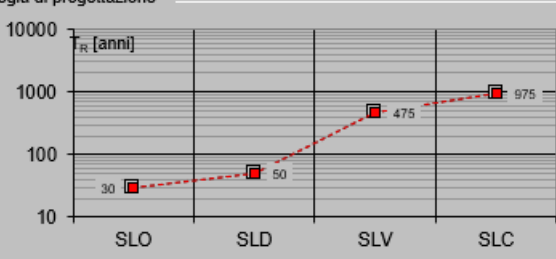
---

**LEGENDA GRAFICO**

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

**Strategia di progettazione**



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **C** info  $S_s = 1.500$   $C_c = 1.504$  info  
 Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

---

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_o$  **1** Regol. in altezza **si** info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$  **1**  $\eta = 1.000$  info

---

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

$S_{d,0}$  [g]

$S_{d,1}$  [g]

$S_a$  [g]

**Spettri di risposta**

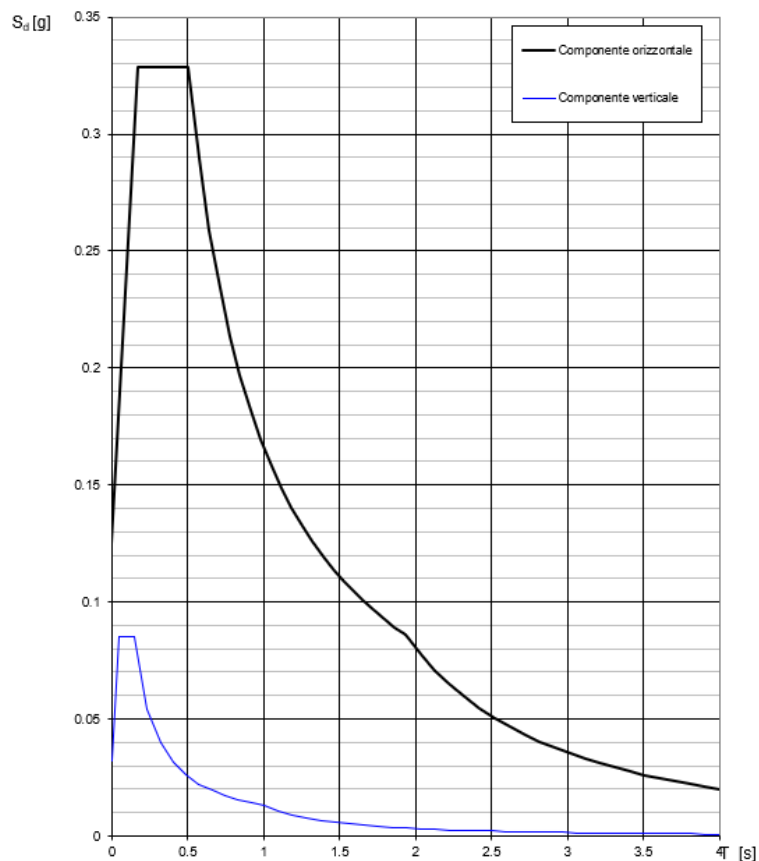
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV**



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limBLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.083 g
$F_o$	2.633
$T_c$	0.336 s
$S_s$	1500
$C_c$	1504
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.169 s
$T_C$	0.506 s
$T_D$	1.933 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0.000	0.125
0.169	0.329
0.506	0.329
0.574	0.290
0.642	0.259
0.710	0.234
0.778	0.214
0.846	0.197
0.914	0.182
0.982	0.169
1.050	0.158
1.117	0.149
1.185	0.140
1.253	0.133
1.321	0.126
1.389	0.120
1.457	0.114
1.525	0.109
1.593	0.104
1.661	0.100
1.729	0.096
1.797	0.093
1.865	0.089
1.933	0.086
2.031	0.078
2.130	0.071
2.228	0.065
2.327	0.059
2.425	0.055
2.523	0.050
2.622	0.047
2.720	0.043
2.819	0.040
2.917	0.038
3.016	0.035
3.114	0.033
3.213	0.031
3.311	0.029
3.409	0.028
3.508	0.026
3.606	0.025
3.705	0.023
3.803	0.022
3.902	0.021
4.000	0.020



## 10. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi applicati ai modelli FEM realizzati per verificare gli elementi principali dell'opera in esame.

### 10.1. Peso proprio

Il peso degli elementi in calcestruzzo armato è calcolato con il seguente valore per unità di volume  $\gamma_{ca} = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.2. Carichi permanenti

Per la platea di fondazione relativa alla piattaforma elevatrice si considerano i seguenti carichi:

- Struttura complessiva di cabina: 1350 kg
- Portata nominale: 350 kg

Per la platea di fondazione relativa ai macchinari UTA si considerano i seguenti carichi:

- Peso di ciascun macchinario (n. 3): 405 kg

### 10.3. Carichi accidentali

Per la platea di fondazione relativa ai macchinari UTA si considera un carico relativo alla manutenzione pari a:

- $q_k = 3 \text{ kN/mq}$

### 10.4. Azione sismica

Per la platea di fondazione relativa alla piattaforma elevatrice, le azioni sismiche sull'elemento sono considerate mediante analisi statica lineare applicando alle masse strutturali e non strutturali il valore di accelerazione di plateau allo SLV considerando  $q=1$  ( $a_g = 0.329 \text{ g}$ ).

Per la platea di fondazione relativa ai macchinari UTA, le azioni sismiche sull'elemento sono considerate mediante analisi statica lineare applicando alle masse strutturali e non strutturali il valore di accelerazione del terreno allo SLV considerando  $q=1$  ( $a_g = 0.083 \text{ g}$ ).

#### 10.4.1. Inerzie strutturali

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente ottenuta dal prodotto delle forze di gravità per i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali  $k_h$  e  $k_v$ . I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

dove

- $a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;

Il coefficiente  $\beta_m$  assume il valore pari a 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV).

Pertanto, si ha:

	Platea di fondazione – piattaforma elevatrice	Platea di fondazione – macchinari UTA
$a_{\max}/g$	$1.50 \times 1 \times 0.329 = 0.493$	$1.50 \times 1 \times 0.083 = 0.124$
$k_h$	0.187	0.04
$k_v$	0.09	0.02

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti ed applicate nei rispettivi baricentri.

- Platea di fondazione - - piattaforma elevatrice:  $S_T = \gamma_m \times sp. \times k_h = 25 \times 0.20 \text{ m} \times 0.187 = 0.935 \text{ kPa}$
- Platea di fondazione – macchinari UTA:  $S_T = \gamma_m \times sp. \times k_h = 25 \times 0.30 \text{ m} \times 0.04 = 0.30 \text{ kPa}$

### 10.5. Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le combinazioni di carico utilizzate per le analisi:

– Platea di fondazione della piattaforma elevatrice

CASES	1	2	3	4
	SLE	SLU	SLV X+0.3Y	SLV 0.3X+Y
1: peso proprio	1	1.3	1	1
2: Cabina+struttura 1350 kg	1	1.3	1	1
3: Portata 350 kg	1	1.5	1	1
4: Inerzie strutturali X			1	0.3
5: Inerzie strutturali Y			0.3	1
6: Sisma X			1	0.3
7: Sisma Y			0.3	1

– Platea di fondazione dei macchinari UTA

CASES	1	2	3	4
	SLE	SLU	SLV X+0.3Y	SLV 0.3X+Y
1: peso proprio	1	1.3	1	1
2: Peso UTA 405 kg	1	1.3	1	1
3: manutenzione	1	1.5	1	1
4: Inerzie strutturali X			1	0.3
5: Inerzie strutturali Y			0.3	1
6: Sisma X			1	0.3
7: Sisma Y			0.3	1

## 11. PLATEA - PIATTAFORMA ELEVATRICE

### 11.1. Modellazione FEM

La verifica della platea di fondazione è eseguita facendo riferimento ad un modello agli elementi finiti, nel quale essa viene modellata mediante elementi *plate*, assegnandole le rispettive caratteristiche. La piattaforma elevatrice viene modellata mediante un elemento *beam*, avente la funzione di trasferire il carico sulla fondazione superficiale.

Il modello è vincolato verticalmente tramite molle superficiali non lineari (*face support*) a simulare la presenza del terreno alla Winkler ( $k_w = 10000 \text{ kN/m}^3$ ) e orizzontalmente con molle laterali (*edge support*) per tener conto della presenza del terreno. Si effettua un'analisi non lineare. Di seguito si riporta un'immagine relativa al modello FEM di riferimento:

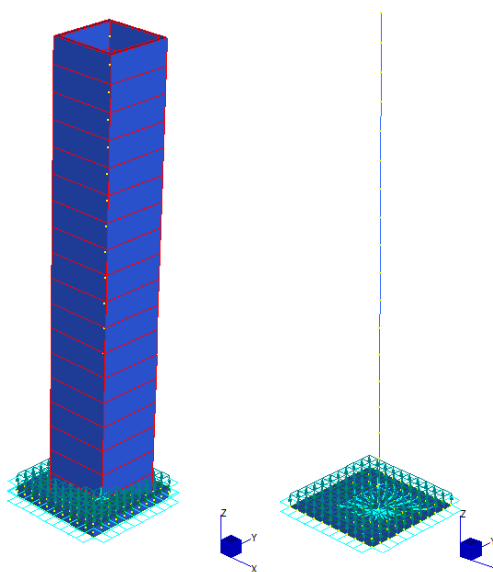


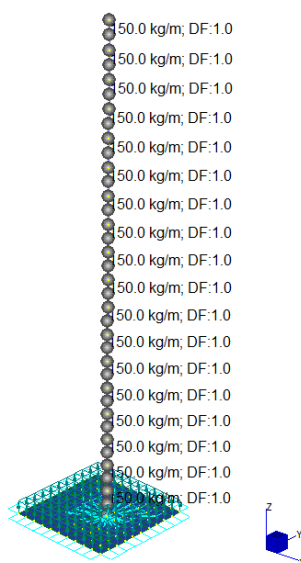
Figura 8 – Platea piattaforma elevatrice -Modello FEM – vista solid (a sinistra) e vista lineare (a destra)

#### 11.1.1. Applicazione dei carichi

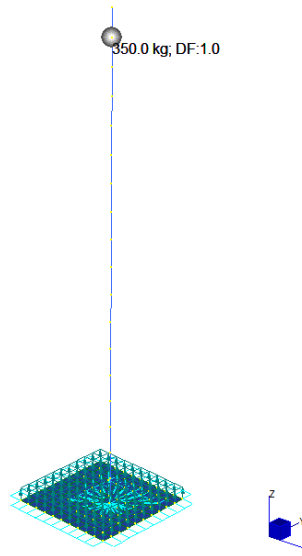
- Peso proprio

Il peso degli elementi in calcestruzzo armato è calcolato con il seguente valore per unità di volume  $\gamma_{ca} = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

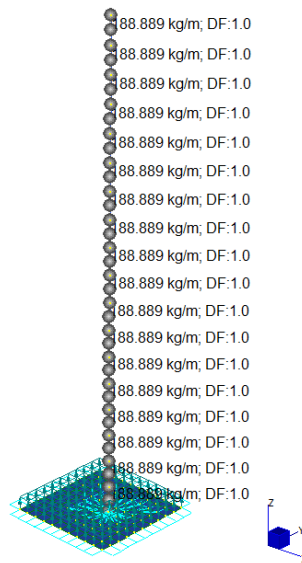
- Carichi permanenti: cabina ( $1350\text{kg} / 9\text{m} = 150 \text{ kg/m}$ )



- Carichi permanenti: portata (350 kg)

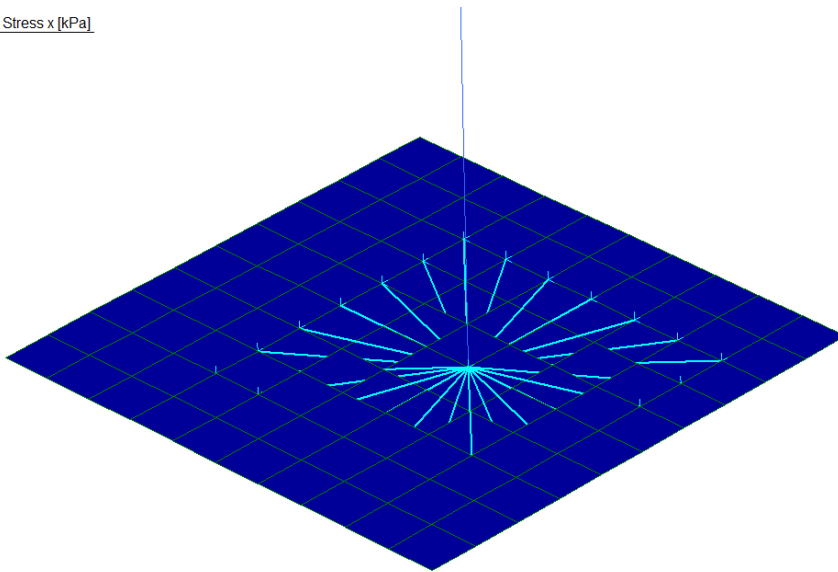
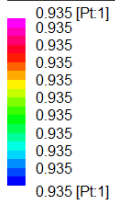


- Azione sismica  $((1350+350)/ 9m = 188.88 \text{ kg/m})$



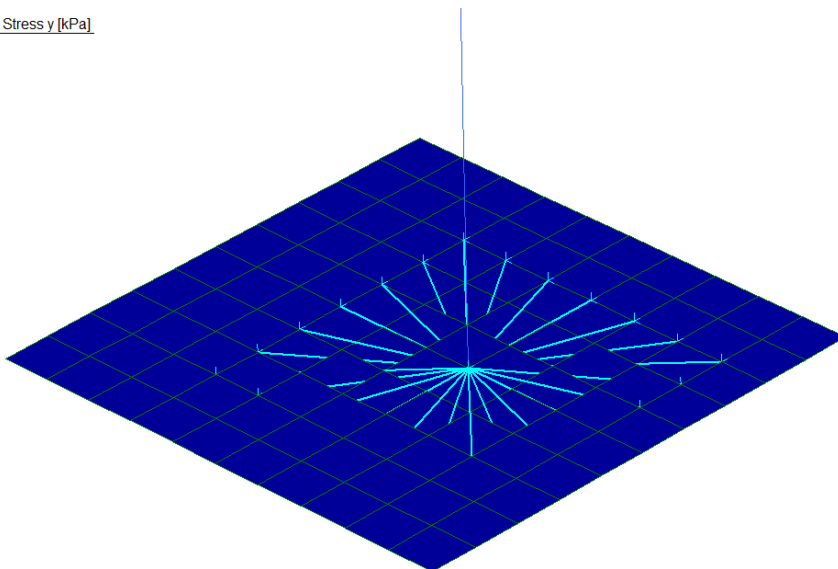
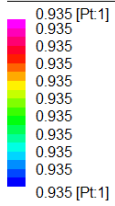
– Inerzie strutturali X

Plate Face Shear Stress x [kPa]



– Inerzie strutturali Y

Plate Face Shear Stress y [kPa]



## 11.2. Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche allo SLU/SLV e allo SLE per la platea di fondazione.

### 11.2.1. Sollecitazioni

Si riportano le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti per le combinazioni più gravose.

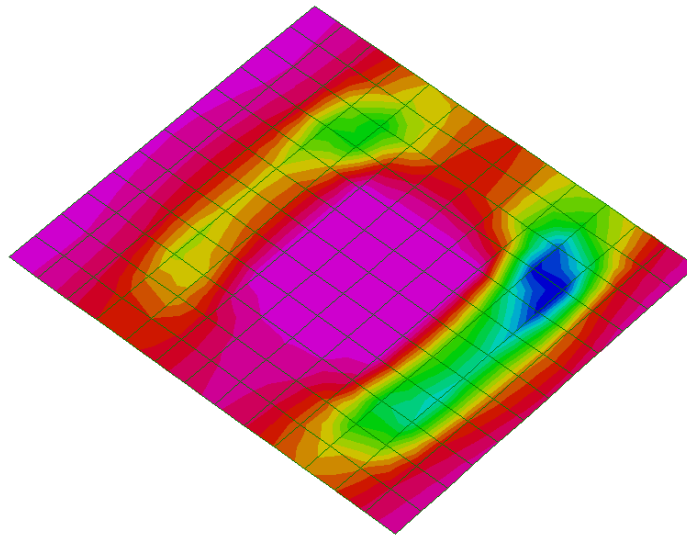
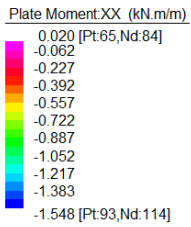


Figura 9 – Momento MXX– comb.SLV

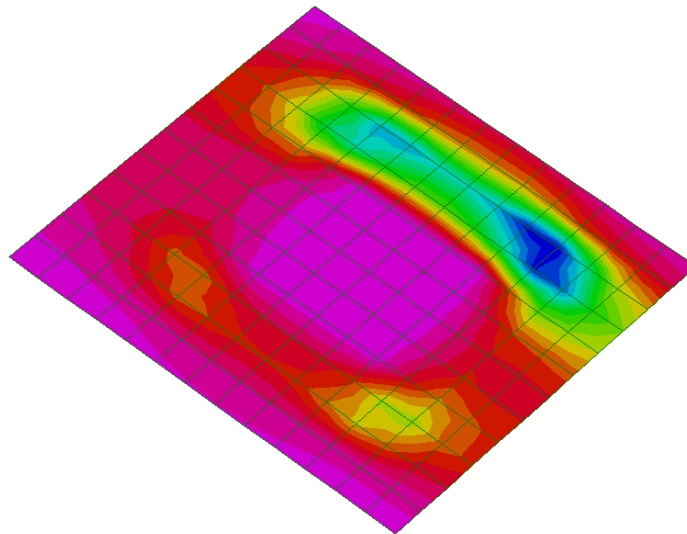
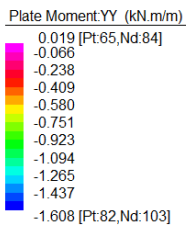


Figura 10 – Momento MYY– comb.SLV



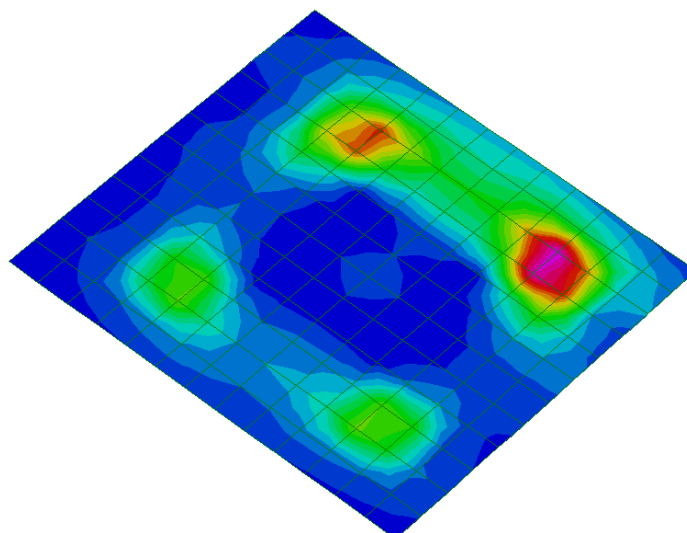
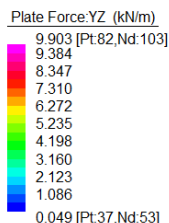


Figura 11 – Taglio TZY– comb.SLV

### 11.2.2. Verifica a flessione

La platea è un elemento in c.a. a sezione rettangolare di spessore 20 cm. Si prevede un'armatura costituita da Ø12/20 superiori e inferiori in entrambe le direzioni. Si riporta di seguito la verifica a flessione a metro lineare in combinazione SLU e SLE.

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** platea ascensore

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>	

Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza istantaneo  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00  
 Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50  
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	20.0
3	100.0	20.0
4	100.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	5.2	5.2	12
2	5.2	14.8	12
3	94.8	14.8	12
4	94.8	5.2	12

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	12
2	2	3	3	12

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.50	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.50 (18.07)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.50 (18.07)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.6 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1.60	0.00	0.00	36.39	0.00	22.74	11.3(4.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.239	0.0	20.0	-0.00164	5.2	14.8	-0.01113	5.2	5.2

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000988642	-0.016272834	0.239	0.739

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.18	100.0	20.0	-6.5	5.2	5.2	365	5.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 =  $(e1 + e2)/(2*e1)$  [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00005	0.00000	0.848	12.0	46	0.00002 (0.00002)	380	0.007 (990.00)	18.07	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.18	100.0	20.0	-6.5	5.2	5.2	365	5.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00005	0.00000	0.848	12.0	46	0.00002 (0.00002)	380	0.007 (0.40)	18.07	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.18	100.0	20.0	-6.5	5.2	5.2	365	5.7

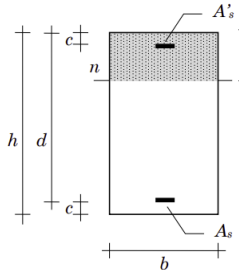
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00005	0.00000	0.848	12.0	46	0.00002 (0.00002)	380	0.007 (0.30)	18.07	0.00

### 11.2.3. Verifica a taglio

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE NTC 2018 [Verifica elemento senza armature resistenti a taglio]		
<b>DATI DI INPUT</b>		
<i>Sollecitazioni</i>		
Taglio massimo sollecitante	V <sub>ed</sub> [kN]	9.00
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione	N <sub>ed</sub> [kN]	0.00
<i>Parametri sezione cls</i>		
Larghezza sezione cls	b [mm]	1000.00
Altezza sezione cls	h [mm]	200.00
Copriferro	c [mm]	30.00
Area di calcestruzzo	A <sub>c</sub> [mm <sup>2</sup> ]	200000
Larghezza minima della sezione in zona tesa	b <sub>w</sub> [mm]	2000000
Altezza utile della sezione	d [mm]	170
<i>Armature longitudinali</i>		
Numero barre	n°	5
Diametro barre	Φ [mm]	12
Numero barre aggiuntive	n°agg	0
Diametro barre aggiuntive	Φ <sub>agg</sub> [mm]	0
Area armatura longitudinale tesa	A <sub>sl</sub> [mm <sup>2</sup> ]	565.49
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.28%
<i>Caratteristiche cls</i>		
<b>Classe di Resistenza</b>		<b>C25/30</b>
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R <sub>ck</sub> [MPa]	30
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f <sub>ck</sub> [MPa]	24.9
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f <sub>cm</sub> [MPa]	32.90
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α <sub>cc</sub>	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1.5
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub> [MPa]	14.11
<i>Caratteristiche acciaio</i>		
Tensione caratteristica di snervamento acciaio fyk ≥ fy,nom	f <sub>yk</sub> [MPa]	450
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1.15
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub> [MPa]	391



$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_A \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

VERIFICA ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO - §4.1.2.3.5.1			
<i>Parametri</i>			
	k	2.08	< 2
	v <sub>min</sub> [MPa]	0.53	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0.0033	≤ 0,02
Tensione di (pre)compressione	σ <sub>cp</sub> [MPa]	0.00	≤ 0,2 f <sub>cd</sub>
<i>Valutazione resistenza al taglio</i>			
	V <sub>Rd,min</sub> [kN]	89.36	
Resistenza a taglio del tirante d'acciaio	V <sub>Rd,calc</sub> [kN]	86.04	

Taglio massimo sollecitante	V <sub>Ed</sub> [kN]	9.00
Resistenza a taglio di progetto	V <sub>Rd</sub> [kN]	89.36
<b>Coefficiente di sicurezza della verifica</b>	<b>FS</b>	<b>9.93</b>
Verifica soddisfatta senza armatura specifica		

La verifica risulta soddisfatta.

### 11.3. Verifiche geotecniche

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante del terreno secondo la normativa vigente.

Dal modello FEM realizzato si ricava uno sforzo normale agente sulla struttura per la combinazione più gravosa pari a 36 kN.

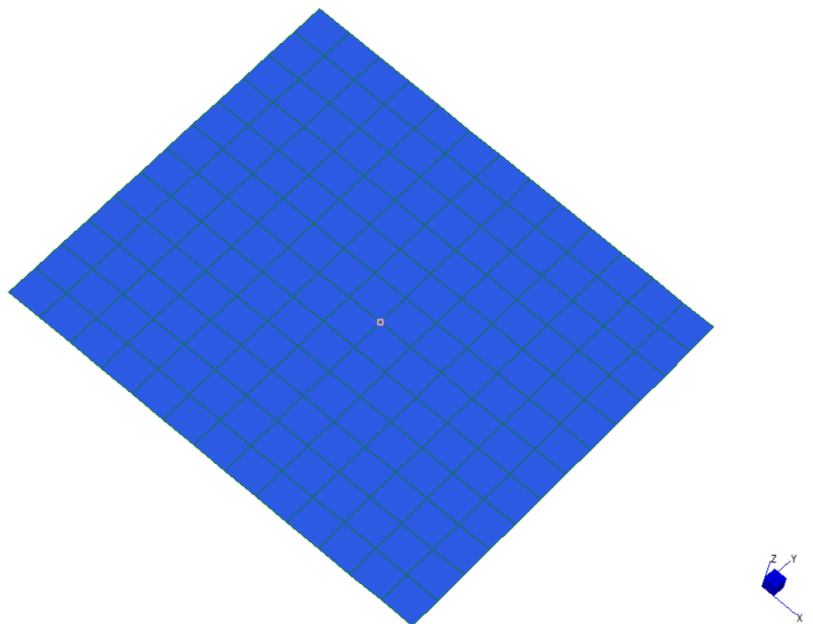
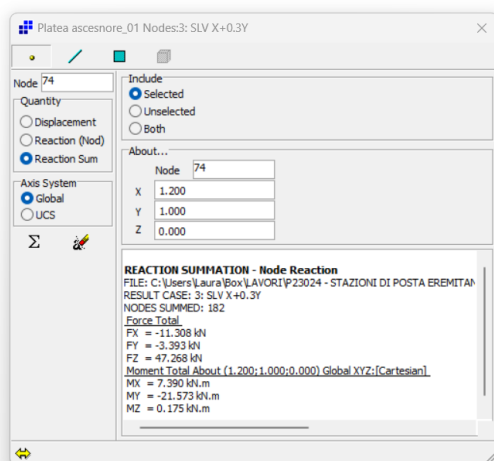


Figura 12 – Reazioni alla base– comb.SLV

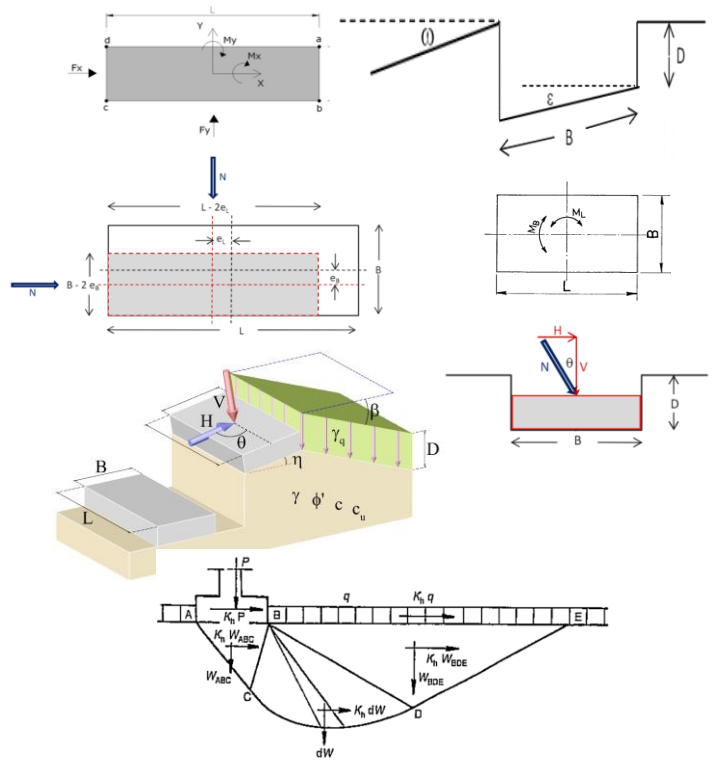
Si riporta di seguito la verifica della capacità portante del terreno:

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - BRINCH-HANSEN (1970/1974) - NTC2018

Combinazione di carico	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{k(L)}$ [kN]	$V_{k(B)}$ [kN]	$M_{k(B)}$ [kNm]	$M_{k(L)}$ [kNm]	Condizioni di validità	$\omega \leq \phi'$	$I_p, I_p > 0$	$\omega + \epsilon \leq 90^\circ$	$k_s < \tan \phi'$
SLV - Comb. X+0.3Y	47.00	11.00	3.40	7.40	21.50		SI	SI	SI	-

Dati generali di input

Peso di volume del terreno superficiale	$\gamma_{terr,s}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del terreno al di sotto della quota di posa	$\gamma_{terr}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso di volume acqua	$\gamma_w$	9.81	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito del terreno di posa equivalente	$\phi$	30.00	[°]
Coesione efficace caratteristica equivalente	$c'$	0.00	[kPa]
Coesione non drenata caratteristica equivalente	$c_u$	0.00	[kPa]
Larghezza della fondazione - Sezione trasversale	B	2.00	[m]
Lunghezza della fondazione - Sezione longitudinale	L	2.20	[m]
Altezza della fondazione	H	0.20	[m]
Inclinazione piano campagna	$\omega$	0.00	[°]
Inclinazione piano di posa	$\epsilon_y$	0.00	[°]
Inclinazione piano di posa	$\epsilon_x$	0.00	[°]
Profondità falda da p.c.	Z <sub>w</sub>	3.00	[m]
Profondità piano di posa dal p.c.	D	0.20	[m]
Profondità di influenza della falda [Meyerhof (1951)]	Z <sub>inf</sub>	2.11	[m]
Peso del terreno superficiale equivalente	$\gamma_{s,eq}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del terreno sotto il piano di posa equivalente	$\gamma_{e,eq}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Il peso proprio della fondazione è già compreso nella combinazione?		SI	
Carico assiale: peso proprio fondazione	P <sub>p</sub>	0.00	[kN]
Carico assiale totale	$N_{Ed,y,tot}$	47.00	[kN]
	$N_{Ed,x,tot}$	47.00	[kN]
	$V_{y,tot}$	3.40	[kN]
	$V_{x,tot}$	11.00	[kN]
Sforzo di taglio totale	$V_{xy}$	11.51	[kN]
Momento $M_{k(B)}$ TOT	$M_{k(B)}$ TOT	9.60	[kNm]
Momento $M_{k(L)}$ TOT	$M_{k(L)}$ TOT	22.18	[kNm]



Coefficienti sismici

Amplificazione stratigrafica	S <sub>S</sub>	1.500
Amplificazione topografica	S <sub>T</sub>	1.000
NTC18 eq. 3.2.5: S = S <sub>S</sub> x S <sub>T</sub>	S	1.500
Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	$a_g/\beta$	0.329
Accelerazione orizzontale massima	amax/g	0.494
Metodo di analisi [NTC18 §7.11.6.2.1]		Stato limite ultimo [SLV]
Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa	$\beta_m$	0.38
Coeff. Sismico Orizzontale	k <sub>h</sub>	0.188
Coeff. Sismico Verticale	$\pm k_v$	0.094

Carico netto in fondazione

Tensione verticale geostatica	q	3.60	[kPa]
Carico in fondazione		23.51	[kPa]
Carico in fondazione, al netto dell'approfondimento		19.91	[kPa]
Larghezza fondazione secondo x		2.00	[m]
Larghezza fondazione secondo y		2.20	[m]
Carico verticale		47.00	[kN]
Carico verticale		10.68	[kPa]
Momento x	M <sub>x</sub>	9.60	[kNm]
Momento y	M <sub>y</sub>	22.18	[kNm]
Eccentricità del carico in x	$e_{x(B)}$	0.20	[m]
Eccentricità del carico in y	$e_{y(L)}$	0.47	[m]
Nocciolo di inerzia	x/6	0.33	[m]
	y/6	0.37	[m]
Base ridotta fondazione in x	B*	2.00	[m]
Lunghezza ridotta fondazione in y	L*	1.26	[m]
Carico medio		23.51	[kPa]
Carico netto medio		19.91	[kPa]

Pressioni sul terreno

Pianta ridotta e tensioni indotte

superficie fondazione di progetto		4.40	[m <sup>2</sup> ]
superficie fondazione ridotta		2.51	[m <sup>2</sup> ]
tensione unitaria		19.91	[kPa]
tensione max - x		17.23	[kPa]
tensione min - x		2.74	[kPa]
tensione max - y		24.43	[kPa]
tensione min - y		0.00	[kPa]

N, Mxx

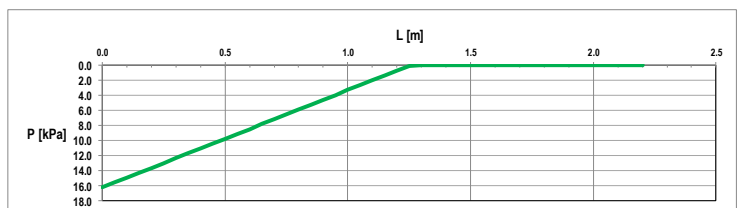
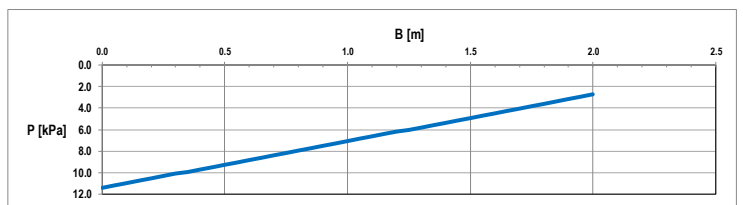
Mxx	9.60	[kNm]
N	47.00	[kN]
$e_x$	0.20	[m]
x/6	0.33	[m]
B	2.00	[m]
B*	2.00	[m]

SEZIONE TUTTA COMPRESSA

N, Myy

Myy	22.18	[kNm]
N	47.00	[kN]
$e_y$	0.47	[m]
y/6	0.37	[m]
L	2.20	[m]
L*	1.26	[m]

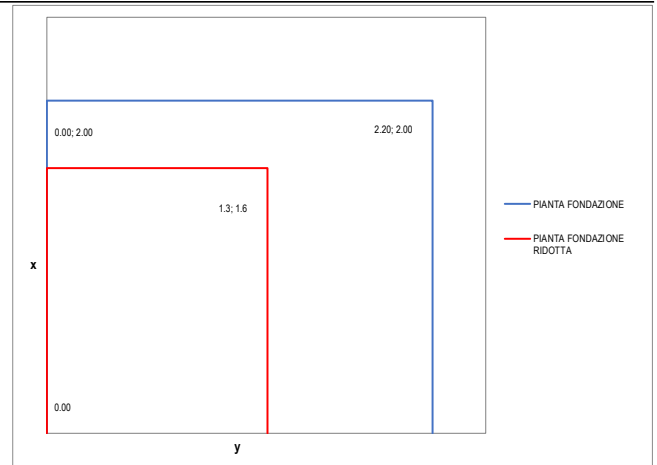
SEZIONE PARZIALIZZATA





**CAPACITA' PORTANTE**

		<b>M1</b>		
Coesione efficace di progetto	0.00	<b>1.00</b>	0	[kPa]
	0.00	<b>1.00</b>	0	[kPa]
	30.00	<b>1.00</b>	30.0	[ ° ]
Peso del terreno equivalente superficiale	18.00	<b>1.00</b>	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del terreno equivalente sotto la fondazione	18.00	<b>1.00</b>	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Fondazione ridotta per il calcolo della capacità portante	Larghezza	B'	1.59	[m]
	Lunghezza	L'	1.26	[m]
Area della fondazione efficace		A <sub>f</sub>	2.00	[m <sup>2</sup> ]
Profondità piano	Altezza	D	0.20	[m]
Taglio x		V <sub>Ed,x</sub>	11.00	[kN]
Taglio y		V <sub>Ed,y</sub>	3.40	[kN]
Sforzo Normale		N <sub>ed</sub>	47.0	[kN]
Sovraccarico laterale sul piano della fondazione		q	3.60	[kPa]



**TERRENI GRANULARI - VERIFICA A LUNGO TERMINE - CONDIZIONI DRENATE**

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot z_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$$

		x	y
Fattori capacità portante <i>N<sub>y</sub> mediate teoria di Lundgren-Mortensen (1953)</i>	N <sub>γ</sub>	15.070	15.070
	N <sub>c</sub>	30.140	30.140
	N <sub>q</sub>	18.401	18.401
Fattori forma della fondazione <i>(Bowles 1991,1997)</i>	s <sub>γ</sub>	0.493	0.684
	s <sub>c</sub>	1.774	1.482
	s <sub>q</sub>	1.731	1.456
Fattori inclinazione del carico	i <sub>γ</sub>	0.409	0.771
	i <sub>c</sub>	0.510	0.822
	i <sub>q</sub>	0.537	0.832
Fattori inclinazione piano di posa	b <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	b <sub>c</sub>	1.000	1.000
	b <sub>q</sub>	1.000	1.000
Fattori inclinazione piano campagna	g <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	g <sub>c</sub>	1.000	1.000
	g <sub>q</sub>	1.000	1.000
Fattori profondità piano di posa	k	0.100	0.091
	d <sub>q</sub>	1.029	1.026
	d <sub>c</sub>	1.031	1.028
	d <sub>γ</sub>	1.000	1.000
Fattori sismici <i>Effetto cinematico di Paulucci e Pecker (1997)</i>	z <sub>γ</sub>	0.872	0.872
	z <sub>c</sub>	0.940	0.940
	z <sub>q</sub>	0.872	0.872

SLV		x	y	
Pressione limite	Q <sub>lim</sub>	93	172	[kPa]
R [NTC2018 Tab 6.4.I]	R <sub>3</sub>	<b>1.80</b>	<b>1.80</b>	-
Pressione resistente	Q <sub>lim</sub> / R <sub>3</sub>	52	96	[kPa]
Pressione agente massima	Q <sub>Ed</sub>	17.23	24.43	[kPa]

Coefficiente di sicurezza	FS	3.00	3.92
		VERIFICATO	VERIFICATO

## 12. PLATEA - MACCHINARI UTA

La verifica della platea di fondazione è eseguita facendo riferimento ad un modello agli elementi finiti, nel quale essa viene modellata mediante elementi *plate*, assegnandole le rispettive caratteristiche.

Il modello è vincolato verticalmente tramite molle superficiali (*face support*) a simulare la presenza del terreno alla Winkler ( $k_w = 10000 \text{ kN/m}^3$ ) e orizzontalmente con molle laterali (*edge support*) per tener conto della presenza del terreno.

Di seguito si riporta un'immagine relativa al modello FEM di riferimento:

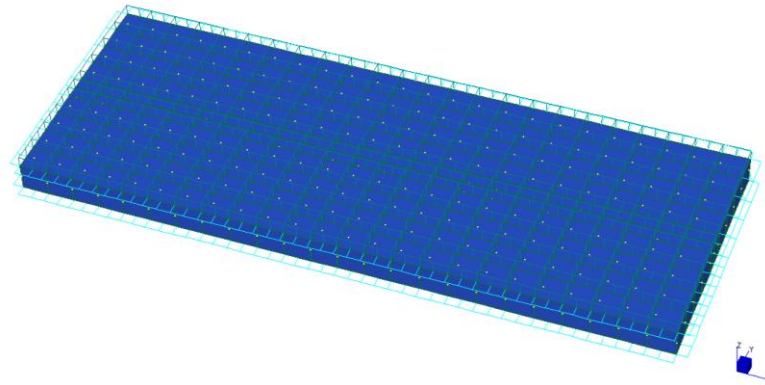


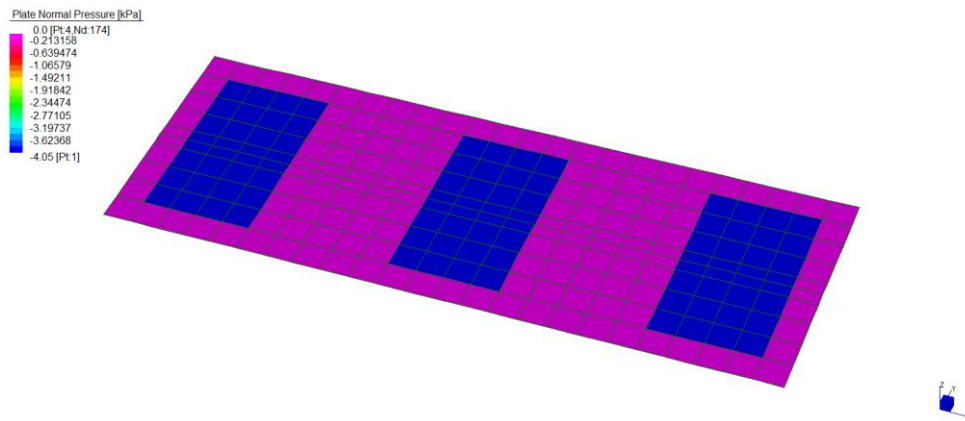
Figura 13 – Platea macchinari UTA -Modello FEM – vista solid

### 12.1.1. Applicazione dei carichi

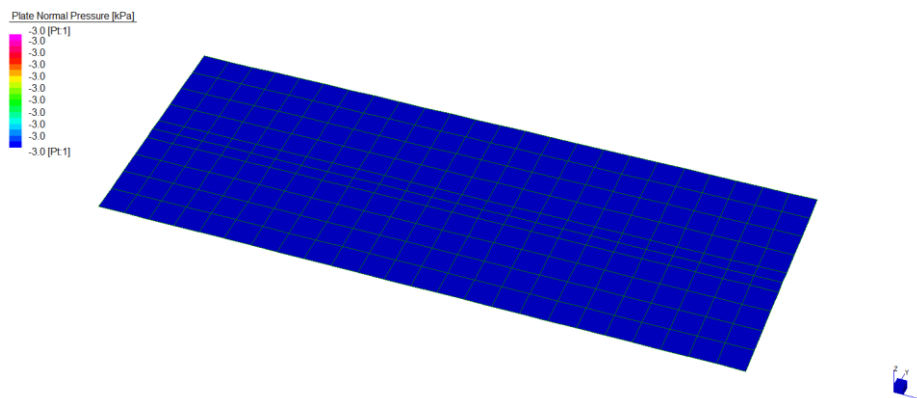
- Peso proprio

Il peso degli elementi in calcestruzzo armato è calcolato con il seguente valore per unità di volume  $\gamma_{ca} = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

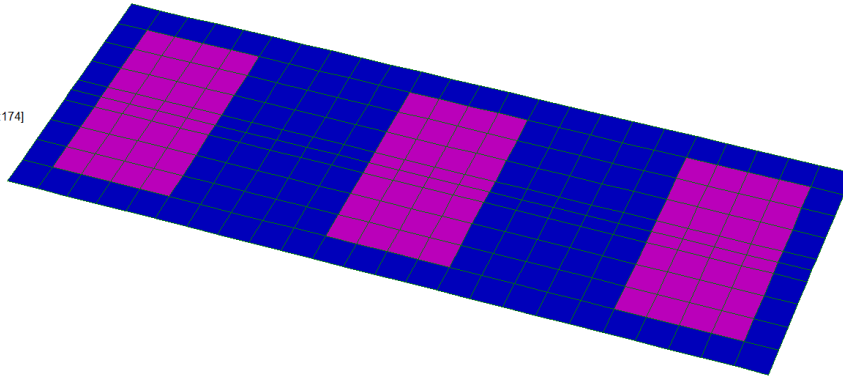
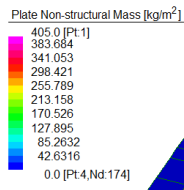
- Peso macchinari UTA



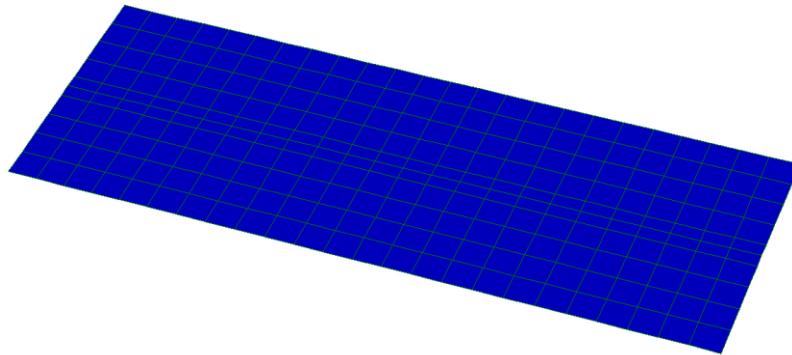
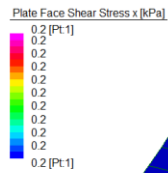
- Carico accidentale: manutenzione



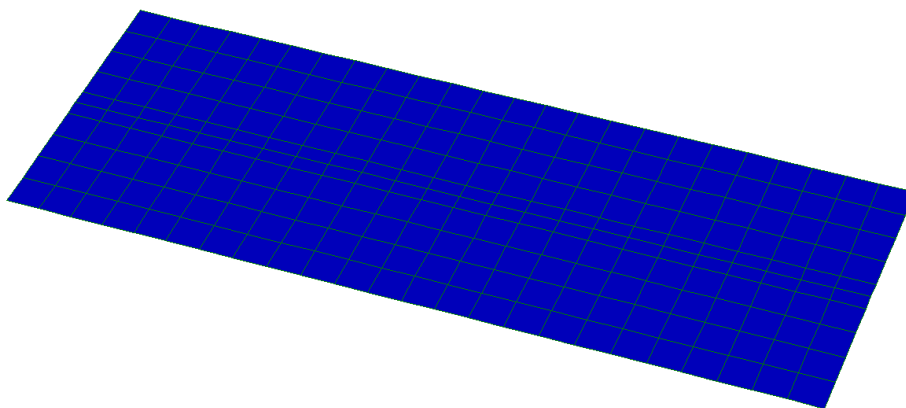
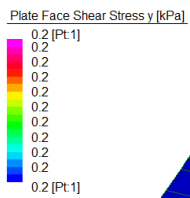
– Azione sisma



– Inerzie strutturali X



– Inerzie strutturali Y



## 12.2. Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche allo SLU/SLV e allo SLE per la platea di fondazione.

### 12.2.1. Sollecitazioni

Si riportano le visualizzazioni delle sollecitazioni agenti per le combinazioni più gravose.

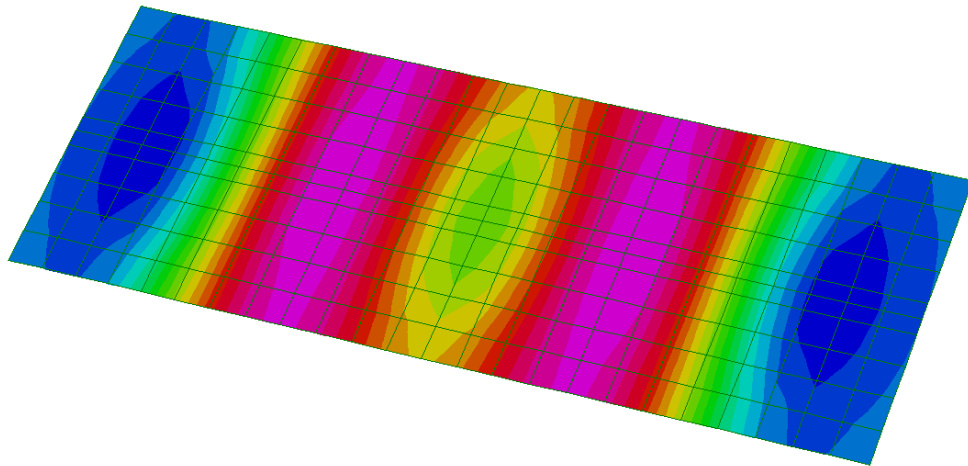
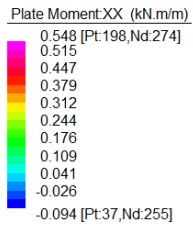


Figura 14 – Momento MXX– comb.SLU

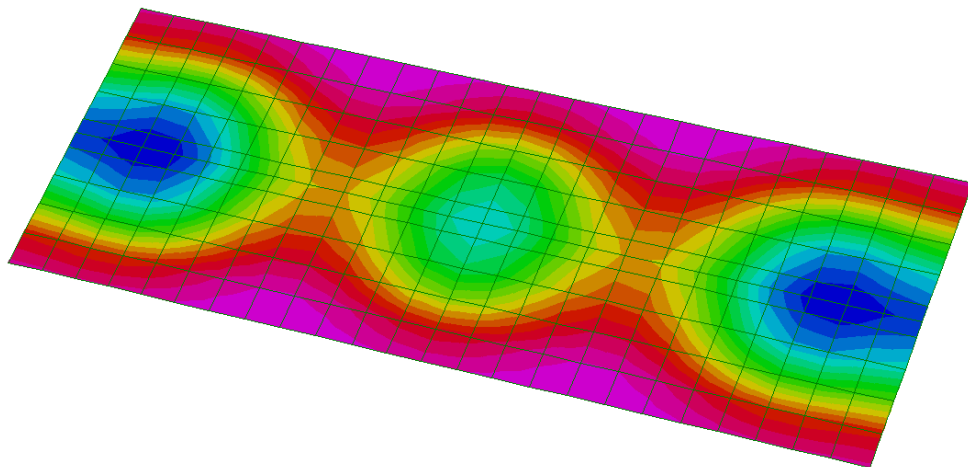
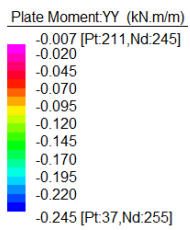


Figura 15 – Momento MYY– comb.SLU

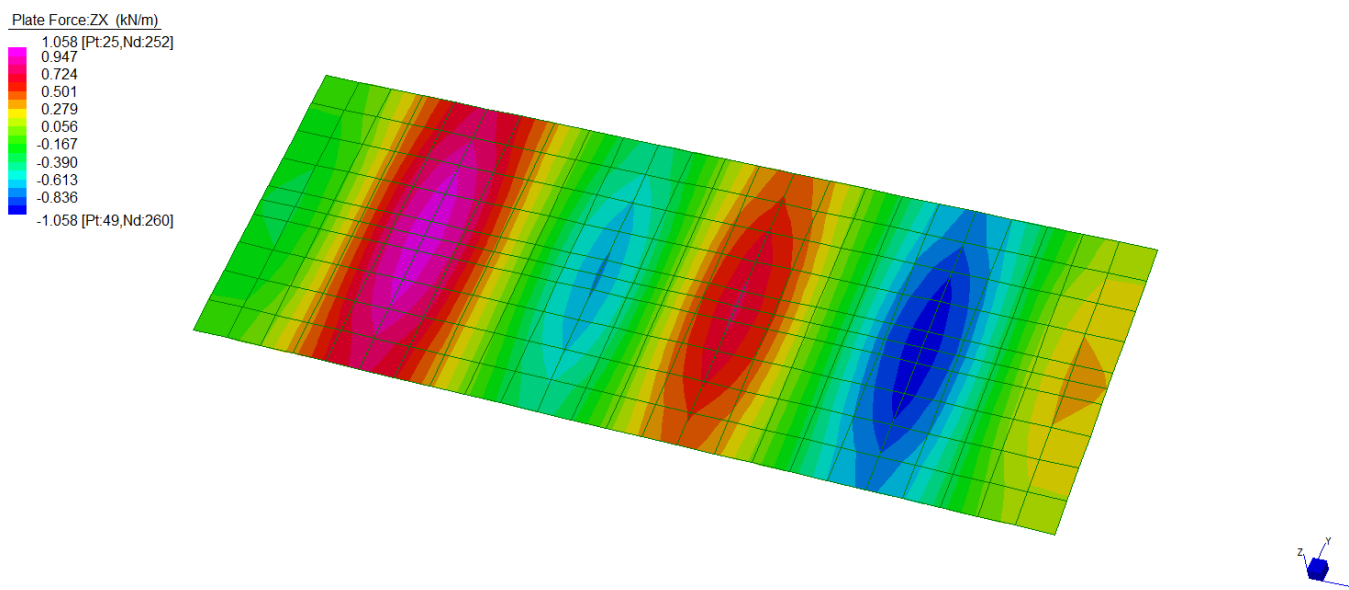


Figura 16 – Taglio TZX- comb.SLU

### 12.2.2. Verifica a flessione

La platea è un elemento in c.a. a sezione rettangolare di spessore 30 cm. Si prevede un'armatura costituita da Ø10/20 superiori e inferiori in entrambe le direzioni. Si riporta di seguito la verifica a flessione a metro lineare in combinazione SLU e SLE.

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Platea macchinari

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00	

Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50  
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	30.0
3	100.0	30.0
4	100.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	5.1	5.1	10
2	5.1	24.9	10
3	94.9	24.9	10
4	94.9	5.1	10

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	10
2	2	3	3	10

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.40	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione



N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.40 (40.37)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.40 (40.37)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.6 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.8 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	0.60	0.00	0.00	42.65	0.00	71.08	7.9(6.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.108	0.0	30.0	-0.00313	94.9	24.9	-0.02886	5.1	5.1

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.001299762	-0.035492852	0.108	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata

Sc max                   Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max        Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min                 Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min        Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff.                 Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff.                 Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.07	0.0	30.0	-4.4	5.1	5.1	529	3.9

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.                    La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
 Esito della verifica  
 e1                    Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata  
 e2                    Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff  
 k1                    = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt                    = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2                    = (e1 + e2)/(2\*e1) [eq.(7.13)EC2]  
 k3                    = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4                    = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø                    Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf                    Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm         Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max               Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk                    Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess.             Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess.             Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.836	10.0	46	0.00001 (0.00001)	539	0.007 (990.00)	40.37	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.07	0.0	30.0	-4.4	5.1	5.1	529	3.9

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.836	10.0	46	0.00001 (0.00001)	539	0.007 (0.40)	40.37	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.07	0.0	30.0	-4.4	5.1	5.1	529	3.9

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

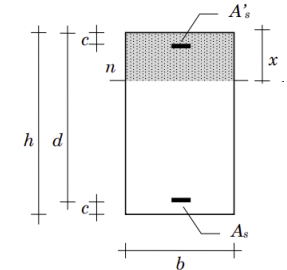
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.836	10.0	46	0.00001 (0.00001)	539	0.007 (0.30)	40.37	0.00

12.2.3. Verifica a taglio

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE NTC 2018 [Verifica elemento senza armature resistenti a taglio]			
<b>DATI DI INPUT</b>			
<i>Sollecitazioni</i>			
Taglio massimo sollecitante	V <sub>Ed</sub> [kN]	1.00	
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione	N <sub>Ed</sub> [kN]	0.00	
<i>Parametri sezione cls</i>			
Larghezza sezione cls	b [mm]	1000.00	
Altezza sezione cls	h [mm]	300.00	
Copriferro	c [mm]	30.00	
Area di calcestruzzo	A <sub>c</sub> [mm <sup>2</sup> ]	300000	
Larghezza minima della sezione in zona tesa	b <sub>w</sub> [mm]	3000000	
Altezza utile della sezione	d [mm]	270	
<i>Armature longitudinali</i>			
Numero barre	n°	5	
Diametro barre	Φ [mm]	10	
Numero barre aggiuntive	n°agg	0	
Diametro barre aggiuntive	Φ <sub>agg</sub> [mm]	0	
Area armatura longitudinale tesa	A <sub>sl</sub> [mm <sup>2</sup> ]	392.70	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.13%	
<i>Caratteristiche cls</i>			
<b>Classe di Resistenza</b>		<b>C25/30</b>	
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28gg	R <sub>ck</sub> [MPa]	30	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28gg	f <sub>ck</sub> [MPa]	24.9	
Resistenza cilindrica media a compressione a 28gg	f <sub>cm</sub> [MPa]	32.90	
Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione	α <sub>cc</sub>	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1.5	
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub> [MPa]	14.11	
<i>Caratteristiche acciaio</i>			
Tensione caratteristica di snervamento acciaio f <sub>yk</sub> ≥ f <sub>y,nom</sub>	f <sub>yk</sub> [MPa]	450	
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1.15	
Resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento	f <sub>yd</sub> [MPa]	391	



$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

VERIFICA ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO - §4.1.2.3.5.1			
<i>Parametri</i>			
	k	1.86	< 2
	v <sub>min</sub> [MPa]	0.44	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0.0015	≤ 0,02
Tensione di (pre)compressione	σ <sub>cp</sub> [MPa]	0.00	≤ 0,2 f <sub>cd</sub>
<i>Valutazione resistenza al taglio</i>			
	V <sub>Rd,min</sub> [kN]	119.68	
Resistenza a taglio del tirante d'acciaio	V <sub>Rd,calc</sub> [kN]	92.58	

Taglio massimo sollecitante	V <sub>Ed</sub> [kN]	1.00
Resistenza a taglio di progetto	V <sub>Rd</sub> [kN]	119.68
<b>Coefficiente di sicurezza della verifica</b>	<b>FS</b>	<b>119.68</b>
Verifica soddisfatta senza armatura specifica		

La verifica risulta soddisfatta.

### 12.3. Verifiche geotecniche

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante del terreno secondo la normativa vigente.

Dal modello FEM realizzato si ricava uno sforzo normale agente sulla struttura per la combinazione più gravosa pari a 132 kN.

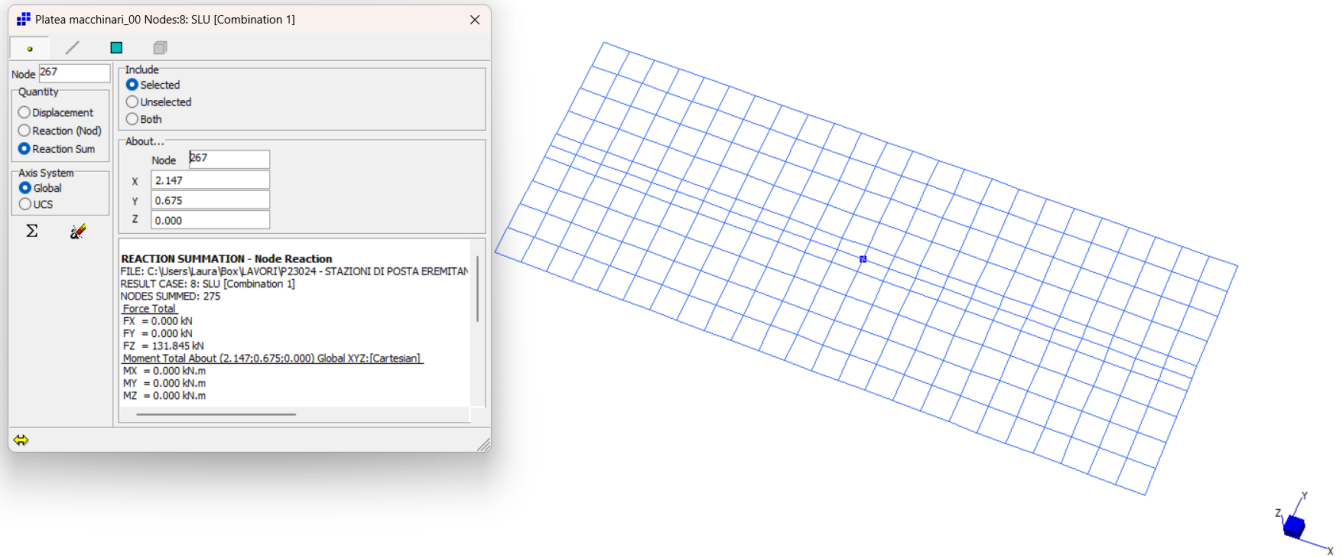


Figura 17 – Reazioni alla base– comb.SLU

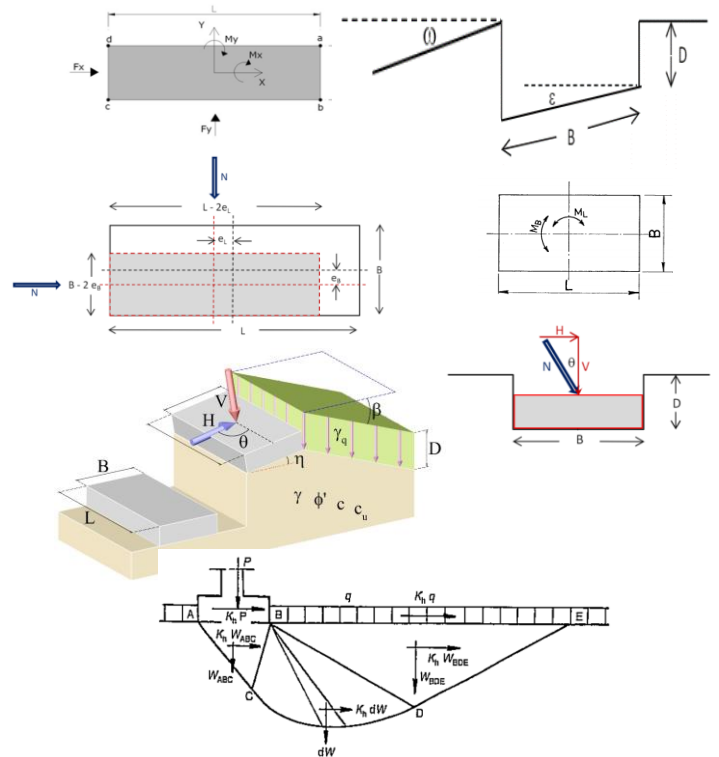
Si riporta di seguito la verifica della capacità portante del terreno:

**VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - BRINCH-HANSEN (1970/1974) - NTC2018**

Combinazione di carico	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{y(Ed)}$ [kN]	$M_{x(Ed)}$ [kNm]	$M_{y(Ed)}$ [kNm]	Condizioni di validità	$\omega \leq \phi'$	$i_{sp} i_{\theta} > 0$	$\omega + \epsilon \leq 90^\circ$	$k_n < \tan \phi'$
SLU	132.00	0.00	0.00	0.00	0.00		SI	SI	SI	-

**Dati generali di input**

Peso di volume del terreno superficiale	$\gamma_{terr,s}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del terreno al di sotto della quota di posa	$\gamma_{terr}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso di volume acqua	$\gamma_w$	9.81	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito del terreno di posa equivalente	$\phi$	30.00	[°]
Coesione efficace caratteristica equivalente	$c'$	0.00	[kPa]
Coesione non drenata caratteristica equivalente	$c_u$	0.00	[kPa]
Larghezza della fondazione - Sezione trasversale	B	1.75	[m]
Lunghezza della fondazione - Sezione longitudinale	L	4.70	[m]
Altezza della fondazione	H	0.30	[m]
Inclinazione piano campagna	$\omega$	0.00	[°]
Inclinazione piano di posa	$\epsilon_y$	0.00	[°]
Inclinazione piano di posa	$\epsilon_x$	0.00	[°]
Profondità falda da p.c.	$Z_w$	3.00	[m]
Profondità piano di posa dal p.c.	D	0.30	[m]
Profondità di influenza della falda [Meyerhof (1951)]	$Z_{inf}$	4.37	[m]
Peso del terreno superficiale equivalente	$\gamma_{q,eq}$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del terreno sotto il piano di posa equivalente	$\gamma_{eq}$	14.25	[kN/m <sup>3</sup> ]
Il peso proprio della fondazione è già compreso nella combinazione?		SI	
Carico assiale: peso proprio fondazione	$P_p$	0.00	[kN]
Carico assiale totale	$N_{Ed,y,tot}$	132.00	[kN]
	$N_{Ed,x,tot}$	132.00	[kN]
	$V_{y,tot}$	0.00	[kN]
	$V_{x,tot}$	0.00	[kN]
Sforzo di taglio totale	$V_{xy}$	0.00	[kN]
Momento $M_{x(Ed)}$ TOT	$M_{x(Ed)}$ TOT	0.00	[kNm]
Momento $M_{y(Ed)}$ TOT	$M_{y(Ed)}$ TOT	0.00	[kNm]



**Coefficienti sismici**

Amplificazione stratigrafica	$S_S$	1.500
Amplificazione topografica	$S_T$	1.000
NTC18 eq. 3.2.5: $S = S_S \times S_T$	S	1.500
Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	$a_g/g$	0.329
Accelerazione orizzontale massima	$a_{max}/g$	0.494
Metodo di analisi [NTC18 §7.11.6.2.1]		Stato limite ultimo [SLU]
Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa	$\beta_m$	0.38
Coeff. Sismico Orizzontale	$k_h$	0.188
Coeff. Sismico Verticale	$\pm k_v$	0.094

**Carico netto in fondazione**

Tensione verticale geostatica	q	5.40	[kPa]
Carico in fondazione		16.05	[kPa]
Carico in fondazione, al netto dell'approfondimento		10.65	[kPa]
Larghezza fondazione secondo x		1.75	[m]
Larghezza fondazione secondo y		4.70	[m]
Carico verticale		132.00	[kN]
Carico verticale		16.05	[kPa]
Momento x	Mx	0.00	[kNm]
Momento y	My	0.00	[kNm]
Eccentricità del carico in x	e <sub>x(B)</sub>	0.00	[m]
Eccentricità del carico in y	e <sub>y(L)</sub>	0.00	[m]
Nocciolo di inerzia	x/6	0.29	[m]
	y/6	0.78	[m]
Base ridotta fondazione in x	B*	1.75	[m]
Lunghezza ridotta fondazione in y	L*	4.70	[m]
Carico medio		16.05	[kPa]
<b>Carico netto medio</b>		<b>10.65</b>	<b>[kPa]</b>

**Pressioni sul terreno**

**Pianta ridotta e tensioni indotte**

superficie fondazione di progetto		8.23	[m <sup>2</sup> ]
superficie fondazione ridotta		8.23	[m <sup>2</sup> ]
tensione unitaria		10.65	[kPa]
tensione max - x		16.05	[kPa]
tensione min - x		10.65	[kPa]
tensione max - y		16.05	[kPa]
tensione min - y		10.65	[kPa]

**N, Mxx**

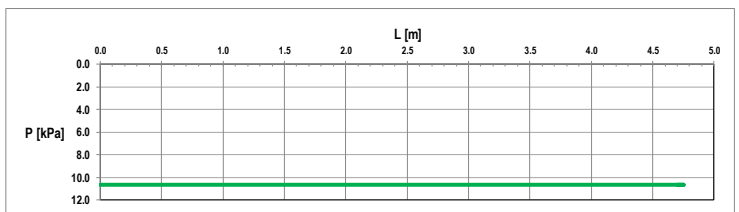
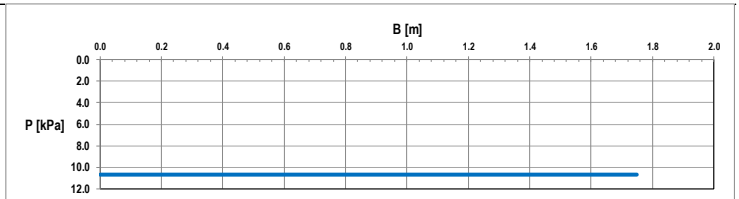
Mxx	0.00	[kNm]
N	132.00	[kN]
e <sub>x</sub>	0.00	[m]
x/6	0.29	[m]
B	1.75	[m]
B*	1.75	[m]

SEZIONE TUTTA COMPRESSA

**N, Myy**

Myy	0.00	[kNm]
N	132.00	[kN]
e <sub>y</sub>	0.00	[m]
y/6	0.78	[m]
L	4.70	[m]
L*	4.70	[m]

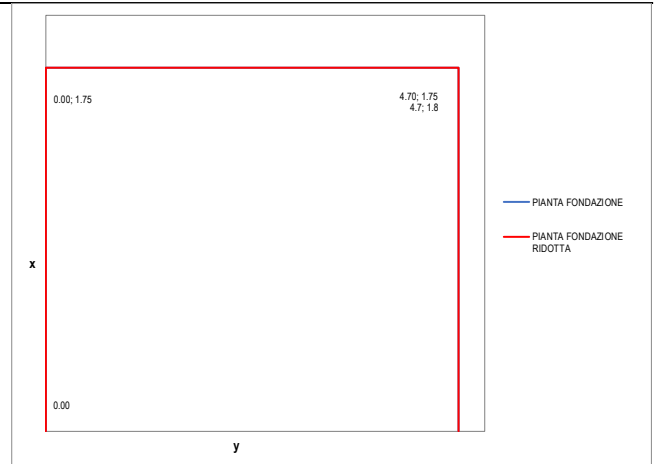
SEZIONE TUTTA COMPRESSA



**CAPACITA' PORTANTE**

		<b>M1</b>		
Coesione efficace di progetto	0.00	1.00	0	[kPa]
	0.00	1.00	0	[kPa]
	30.00	1.00	30.0	[ ° ]
Peso del terreno equivalente superficiale	18.00	1.00	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del terreno equivalente sotto la fondazione	14.25	1.00	14.25	[kN/m <sup>3</sup> ]

Fondazione ridotta per il calcolo della capacità portante	Larghezza	B'	1.75	[m]
	Lunghezza	L'	4.70	[m]
Area della fondazione efficace		A <sub>f</sub>	8.23	[m <sup>2</sup> ]
Profondità piano	Altezza	D	0.30	[m]
Taglio x		V <sub>Ed,x</sub>	0.00	[kN]
Taglio y		V <sub>Ed,y</sub>	0.00	[kN]
Sforzo Normale		N <sub>Ed</sub>	132.0	[kN]
Sovraccarico laterale sul piano della fondazione		q	5.40	[kPa]



**TERRENI GRANULARI - VERIFICA A LUNGO TERMINE - CONDIZIONI DRENATE**

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot z_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$$

		x	y
Fattori capacità portante	N <sub>γ</sub>	15.070	15.070
	N <sub>c</sub>	30.140	30.140
N <sub>γ</sub> mediante teoria di Lundgren-Mortensen (1953)	N <sub>q</sub>	18.401	18.401
Fattori forma della fondazione (Bowles 1991,1997)	s <sub>γ</sub>	0.851	-0.074
	s <sub>c</sub>	1.227	2.640
	s <sub>q</sub>	1.215	2.551
Fattori inclinazione del carico	i <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	i <sub>c</sub>	1.000	1.000
	i <sub>q</sub>	1.000	1.000
Fattori inclinazione piano di posa	b <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	b <sub>c</sub>	1.000	1.000
	b <sub>q</sub>	1.000	1.000
Fattori inclinazione piano campagna	g <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	g <sub>c</sub>	1.000	1.000
	g <sub>q</sub>	1.000	1.000
Fattori profondità piano di posa	k	0.171	0.064
	d <sub>q</sub>	1.049	1.018
	d <sub>c</sub>	1.052	1.019
	d <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	d <sub>γ</sub>	1.000	1.000

SLU		x	y	
Pressione limite	Q <sub>lim</sub>	287	221	[kPa]
R [NTC2018 Tab 6.4.I]	R <sub>3</sub>	2.30	2.30	-
Pressione resistente	Q <sub>lim</sub> / R <sub>3</sub>	125	96	[kPa]
Pressione agente massima	Q <sub>Ed</sub>	16.05	16.05	[kPa]

Coefficiente di sicurezza	FS	7.77	5.98
		VERIFICATO	VERIFICATO

### 13. VERIFICA SOLAIO IN LEGNO

Di seguito si riporta la verifica di una porzione di solaio esistente in legno massiccio, posto al primo piano, in seguito alla realizzazione di un nuovo pacchetto di finitura costituito da un massetto alleggerito (peso:1400kg/cmc) di 9 cm e un pavimento in gres di 1 cm.

Il solaio è costituito da un tavolato di spessore 2.5 cm e da travetti di dimensioni 9.5x11.0 cm. Si riporta un'immagine relativa alla zona indagata:

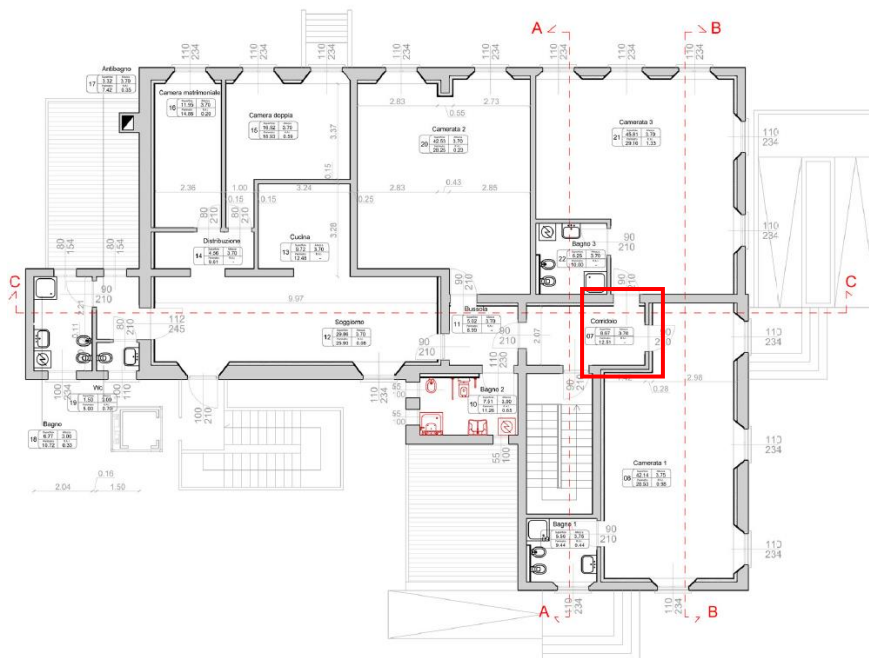


Figura 18 –Primo solaio – zona indagata

Di seguito si riportano i carichi considerati in sede di analisi:

	spessore [m]	$\gamma$ [kN/mc]		
tavolato	0.105	4.5	0.47	kN/mq
gres	0.01		0.2	kN/mq
massetto	0.09	14	1.26	kN/mq

g1	p.p.travetto	0.10	kN/mq
g1	tavolato	0.47	kN/mq
g2	intonaco	0.20	kN/mq
g2	pavimento (gres+massetto)	1.46	kN/mq
q	accidentale	2.00	kN/mq

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sui travetti, posti ad interasse pari a 48 cm e di lunghezza pari a 2.17m.

$$G1 = pp \text{ travetto} + pp \text{ tavolo} \times i = 0.05 + 0.47 \times 0.48 = 0.27 \text{ kN/m}$$

$$G2 = g2 \times i = (0.20 + 1.46) \times 0.48 = 0.80 \text{ kN/m}$$

$$Q = q \times i = 2 \times 0.48 = 0.96 \text{ kN/m}$$

$$Mslu = 1/8 \text{ qslu } l^2 = 1/8 (1.3 \times 0.27 + 1.5 \times (0.80 + 0.96)) \times 2.17^2 = 1.76 \text{ kNm}$$

$$Vslu = \text{qslu } l/2 = (1.3 \times 0.27 + 1.5 \times (0.80 + 0.96)) \times 2.17/2 = 3.25 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta la verifica dei travetti:

CARATTERISTICHE DEL LEGNO			
Coefficiente di sicurezza per il materiale	$\gamma_m$	1.50	
Coefficiente $k_{mod}$	$k_{mod}$	0.80	
		<b>C24</b>	<b>Calcolo</b>
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	12.80
Trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	16.50	8.80
Trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	0.40	0.21
Compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	24.00	12.80
Compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	2.70	1.44
Taglio	$f_{v,k}$	2.70	1.44
Modulo medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	11.60	11600
Modulo parallelo alla fibratura	$E_{0,05}$	9.40	9400
Modulo medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	0.39	390
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	7.20	7200
Caratteristiche di sollecitazione	$\gamma_{a/g}$	1.00	

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE E DELL'ASTA			
Base della sezione	b	95	[mm]
Altezza della sezione	h	110	[mm]
Lunghezza libera d'inflexione attorno a y - y	$L_{0y}$	2170	[mm]
Lunghezza libera d'inflexione attorno a z - z	$L_{0z}$	2170	[mm]
Distanza tra i ritegni torsionali	$L_{LT}$	2170	[mm]
Area della sezione	A	10450	[mm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia y - y	$I_y$	10537083.3	[mm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia z - z	$I_z$	7859270.83	[mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza y - y	$W_y$	191583.333	[mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza z - z	$W_z$	165458.333	[mm <sup>3</sup> ]
Raggio d'inerzia y	$i_y$	31.75	[mm]
Raggio d'inerzia z	$i_z$	27.42	[mm]
Snellezze dell'elemento	$\lambda_y$	68.34	[-]
	$\lambda_z$	79.13	[-]
Tensioni critiche euleriane	$\sigma_{c,crit,y}$	19.87	[MPa]
	$\sigma_{c,crit,z}$	14.82	[MPa]
Snellezze relative dell'elemento	$\lambda_{rel,y}$	1.099	[-]
	$\lambda_{rel,z}$	1.273	[-]
Coefficienti di stabilità	$\beta_c$	0.20	[-]
	$k_y$	1.184	[-]
	$k_z$	1.407	[-]
	$k_{c,y}$	0.616	[-]
	$k_{c,z}$	0.498	[-]
Tensioni limite di calcolo	$k_{c,y}f_{c,0,d}$	7.88	[MPa]
	$k_{c,z}f_{c,0,d}$	6.38	[MPa]

Abbassamenti			
valori puri		*kdef	
0.65	mm	1.16	mm
1.88	mm	3.39	mm
2.27	mm	4.08	mm
Somma		8.63	mm
$u_{tot,fin} < L/200$	8.63	<	10.85
$u_2 (q) < l/300$	4.55	<	7.23

Le verifiche risultano soddisfatte.



Di seguito si riporta la verifica di una porzione di solaio esistente in legno massiccio, posto al primo piano, costituito da un tavolato di spessore 2.5 cm, da travetti di dimensione 9.5x11.0 cm e posti ad interasse pari a 48 cm e da una trave, con la funzione di rompi-tratta, di dimensioni 20x30 cm. Si riporta un'immagine relativa alla zona indagata con indicazione delle orditure degli elementi principali (in blu la trave e in verde i travetti):

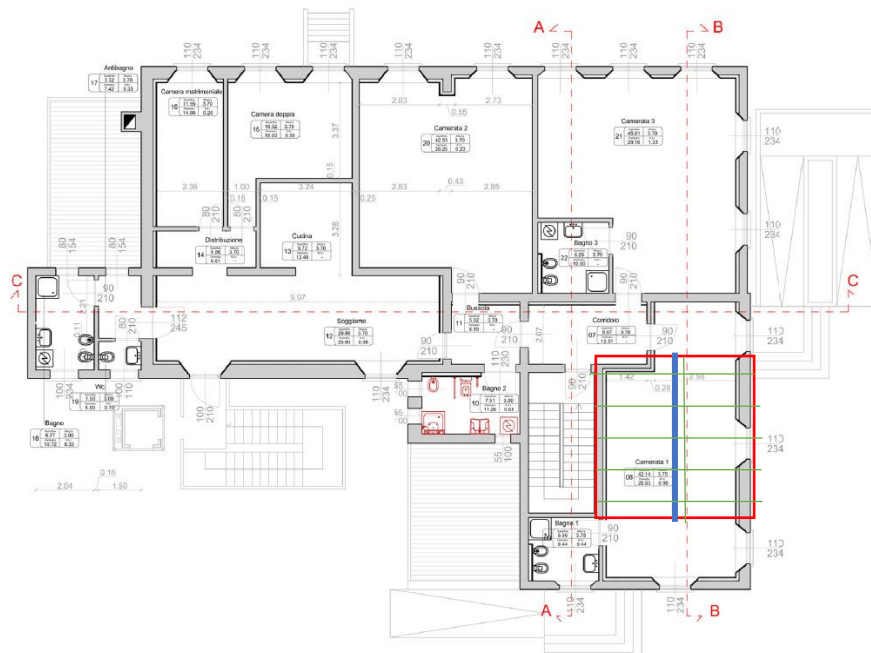


Figura 19 –Primo solaio – zona indagata

I travetti, orditi est-ovest, sono in appoggio sulle murature presenti al piano inferiore e sulla trave; la trave invece è ordita nord-sud in semplice appoggio sulle murature sottostanti.

Di seguito si riportano i carichi considerati in sede di analisi:

	spessore [m]	$\gamma$		
tavolato	0.105	4.5	0.47	kN/mq
gres	0.006		0.2	kN/mq
massetto	0.03	14	0.42	kN/mq

g1	p.p.travetto	0.10	kN/mq
g1	tavolato	0.47	kN/mq
g2	intonaco	0.20	kN/mq
g2	pavimento (gres+massetto)	0.62	kN/mq
q	accidentale	2.00	kN/mq

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sui travetti, posti ad interasse pari a 48 cm e di lunghezza pari a 2.38m.

$$G1 = \text{pp travetto} + \text{pp tavolo} \times i = 0.05 + 0.47 \times 0.48 = 0.27 \text{ kN/m}$$

$$G2 = g2 \times i = (0.20 + 0.62) \times 0.48 = 0.39 \text{ kN/m}$$

$$Q = q \times i = 2 \times 0.48 = 0.96 \text{ kN/m}$$

$$Mslu = 1/8 qslu l^2 = 1/8 (1.3 \times 0.27 + 1.5 \times (0.39 + 0.96)) \times 2.38^2 = 1.69 \text{ kNm}$$

$$Vslu = qslu l/2 = (1.3 \times 0.27 + 1.5 \times (0.39 + 0.96)) \times 2.38/2 = 2.84 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta la verifica dei travetti:

<b>CARATTERISTICHE DEL LEGNO</b>			
Coefficiente di sicurezza per il materiale	$\gamma_m$	1.50	
Coefficiente $k_{mod}$	$K_{mod}$	0.80	
		<b>C24</b>	<b>Calcolo</b>
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	12.80
Trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	16.50	8.80
Trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	0.40	0.21
Compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	24.00	12.80
Compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	2.70	1.44
Taglio	$f_{v,k}$	2.70	1.44
Modulo medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	11.60	11600
Modulo parallelo alla fibratura	$E_{0,05}$	9.40	9400
Modulo medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	0.39	390
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	7.20	7200
Caratteristiche di sollecitazione	$\gamma_{q/g}$	1.00	

<b>CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE E DELL'ASTA</b>			
Base della sezione	b	95	[mm]
Altezza della sezione	h	110	[mm]
Lunghezza libera d'inflessione attorno a y - y	$L_{0y}$	2380	[mm]
Lunghezza libera d'inflessione attorno a z - z	$L_{0z}$	2380	[mm]
Distanza tra i ritegni torsionali	$L_{LT}$	2380	[mm]
Area della sezione	A	10450	[mm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia y - y	$I_y$	10537083.3	[mm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia z - z	$I_z$	7859270.83	[mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza y - y	$W_y$	191583.333	[mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza z - z	$W_z$	165458.333	[mm <sup>3</sup> ]
Raggio d'inerzia y	$i_y$	31.75	[mm]
Raggio d'inerzia z	$i_z$	27.42	[mm]
Snellezze dell'elemento	$\lambda_y$	74.95	[-]
	$\lambda_z$	86.78	[-]
Tensioni critiche euleriane	$\sigma_{c,crit,y}$	16.51	[MPa]
	$\sigma_{c,crit,z}$	12.32	[MPa]
Snellezze relative dell'elemento	$\lambda_{rel,y}$	1.205	[-]
	$\lambda_{rel,z}$	1.396	[-]
Coefficienti di stabilità	$\beta_c$	0.20	[-]
	$k_y$	1.317	[-]
	$k_z$	1.584	[-]
	$k_{c,y}$	0.541	[-]
	$k_{c,z}$	0.429	[-]
<b>Tensioni limite di calcolo</b>	$k_{c,y}f_{c,0,d}$	6.93	[MPa]
	$k_{c,z}f_{c,0,d}$	5.49	[MPa]

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - TENSOFFLESSIONE - TAGLIO		SLU	SOLLECITAZIONI
Massima forza di compressione	$N_{c,sd}$	0.00 [kN]	0.00
Massima forza di trazione	$N_{t,sd}$	0.00 [kN]	0.00
Massimo momento flettente	$M_{sd}$	1.69 [kNm]	1.69
Massimo taglio	$V_{sd}$	2.84 [kN]	2.84
Tensione massima di compressione	$\sigma_{c,0,d} = N_{c,sd}/A$	0.00 [MPa]	
Tensione massima di trazione	$\sigma_{t,0,d} = N_{t,sd}/A$	0.00 [MPa]	
Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{sd}/W_y$	8.82 [MPa]	
Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{sd}/(b h)$	0.41 [MPa]	
<b>Tasso di lavoro in compressione</b>	$\sigma_{c,0,d}/[k_c \cdot \min(f_{c,0,d})]$	0.00 [-]	SI
<b>Tasso di lavoro in trazione</b>	$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}$	0.00 [-]	SI
<b>Tasso di lavoro a flessione</b>	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.69 [-]	SI
<b>Tasso di lavoro a pressoflessione</b>	$\sigma_{c,0,d}/[k_c \cdot \min(f_{c,0,d})] + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.69 [-]	SI
<b>Tasso di lavoro a taglio</b>	$\tau_d/f_{v,d}$	0.28 [-]	SI

Abbassamenti			
valori puri		*kdef	
0.94	mm	1.68	mm
1.35	mm	2.42	mm
3.28	mm	5.91	mm
Somma		10.01	mm
u <sub>tot,fin</sub> < L/200	10.01	<	11.90
u <sub>2</sub> (q) < l/300	4.11	<	7.93

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla trave, posta ad interasse pari a 2.38 m e di lunghezza pari a 5m.

$$G1 = pp \text{ travetto} + pp \text{ tavolato} + pp \text{ trave } x i = 0.10 + 0.47 + 0.27 \times 2.38 = 1.63 \text{ kN/m}$$

$$G2 = g_2 \times i = (0.20 + 0.62) \times 2.38 = 1.95 \text{ kN/m}$$

$$Q = q \times i = 2 \times 2.38 = 4.76 \text{ kN/m}$$

$$M_{slu} = 1/8 q_{slu} l^2 = 1/8 (1.3 \times 1.63 + 1.5 \times (1.95 + 4.76)) \times 5^2 = 38.07 \text{ kNm}$$

$$V_{slu} = q_{slu} l/2 = (1.3 \times 1.63 + 1.5 \times (1.95 + 4.76)) \times 5/2 = 30.46 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta la verifica della trave:

CARATTERISTICHE DEL LEGNO			
Coefficiente di sicurezza per il materiale	$\gamma_m$	1.50	
Coefficiente $k_{mod}$	$k_{mod}$	0.80	
		C24	Calcolo
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	12.80
Trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	16.50	8.80
Trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	0.40	0.21
Compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	24.00	12.80
Compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	2.70	1.44
Taglio	$f_{v,k}$	2.70	1.44
Modulo medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	11.60	11600
Modulo parallelo alla fibratura	$E_{0,05}$	9.40	9400
Modulo medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	0.39	390
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	7.20	7200
Caratteristiche di sollecitazione	$\gamma_a/g$	1.00	

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE E DELL'ASTA			
Base della sezione	b	200	[mm]
Altezza della sezione	h	300	[mm]
Lunghezza libera d'inflessione attorno a y - y	$L_{0y}$	5000	[mm]
Lunghezza libera d'inflessione attorno a z - z	$L_{0z}$	5000	[mm]
Distanza tra i ritegni torsionali	$L_{LT}$	5000	[mm]
Area della sezione	A	60000	[mm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia y - y	$I_y$	450000000	[mm <sup>4</sup> ]
Momento d'inerzia z - z	$I_z$	200000000	[mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza y - y	$W_y$	3000000	[mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza z - z	$W_z$	2000000	[mm <sup>3</sup> ]
Raggio d'inerzia y	$i_y$	86.60	[mm]
Raggio d'inerzia z	$i_z$	57.74	[mm]
Snellezze dell'elemento	$\lambda_y$	57.74	[-]
	$\lambda_z$	86.60	[-]
Tensioni critiche euleriane	$\sigma_{c,crit,y}$	27.83	[MPa]
	$\sigma_{c,crit,z}$	12.37	[MPa]
Snellezze relative dell'elemento	$\lambda_{rel,y}$	0.929	[-]
	$\lambda_{rel,z}$	1.393	[-]
Coefficienti di stabilità	$\beta_c$	0.20	[-]
	$k_y$	0.994	[-]
	$k_z$	1.579	[-]
	$k_{c,y}$	0.741	[-]
	$k_{c,z}$	0.430	[-]
Tensioni limite di calcolo		$k_{c,y}f_{c,0,d}$	9.49 [MPa]
		$k_{c,z}f_{c,0,d}$	5.51 [MPa]

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - TENSOFFLESSIONE - TAGLIO		SLU	SOLLECITAZIONI
Massima forza di compressione	$N_{c,sd}$	0.00 [kN]	0.00
Massima forza di trazione	$N_{t,sd}$	0.00 [kN]	0.00
Massimo momento flettente	$M_{sd}$	38.07 [kNm]	38.07
Massimo taglio	$V_{sd}$	30.46 [kN]	30.46
Tensione massima di compressione	$\sigma_{c,0,d} = N_{c,sd}/A$	0.00 [MPa]	
Tensione massima di trazione	$\sigma_{t,0,d} = N_{t,sd}/A$	0.00 [MPa]	
Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{sd}/W_y$	12.69 [MPa]	
Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1.5 V_{sd}/(bh)$	0.76 [MPa]	
Tasso di lavoro in compressione	$\sigma_{c,0,d}/[k_{c,min}f_{c,0,d}]$	0.00 [-]	SI
Tasso di lavoro in trazione	$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}$	0.00 [-]	SI
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.99 [-]	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione	$\sigma_{c,0,d}/[k_{c,min}f_{c,0,d}] + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.99 [-]	SI
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.53 [-]	SI

Abbassamenti			
valori puri		*kdef	
2.54	mm	4.57	mm
3.04	mm	5.48	mm
7.42	mm	13.36	mm
Somma		23.40	mm
$u_{ot,fin} < L/200$	23.40	<	25.00
$u_2 (q) < l/300$	10.04	<	16.67

Le verifiche risultano soddisfatte.

**INDICE DELLE FIGURE**

Figura 1 – Vista dall’alto. In verde l’area di progetto edificio Ex Gabelli.....	5
Figura 2 – Vista dall’alto. In rosso l’area di progetto edificio Casetta Eremitano.....	5
Figura 3 – Pianta Platea relativa alla piattaforma elevatrice e platea relativa ai macchinari UTA.....	6
Figura 4 – Primo solaio oggetto di analisi.....	6
Figura 5 – Ubicazione delle indagini eseguite nei pressi dell’edificio ex Gabetti.....	13
Figura 6 – Metodo Edometrico di Terzaghi, Fondazioni, C.Viggiani.....	17
Figura 7: Meccanismo di rottura.....	21
Figura 8 – Platea piattaforma elevatrice -Modello FEM – vista solid (a sinistra) e vista lineare (a destra).....	31
Figura 9 – Momento MXX– comb.SLV.....	34
Figura 10 – Momento MYY– comb.SLV.....	34
Figura 11 – Taglio TZY– comb.SLV.....	35
Figura 12 – Reazioni alla base– comb.SLV.....	39
Figura 13 – Platea macchinari UTA -Modello FEM – vista solid.....	42
Figura 14 – Momento MXX– comb.SLU.....	44
Figura 15 – Momento MYY– comb.SLU.....	44
Figura 16 – Taglio TZX– comb.SLU.....	45
Figura 17 – Reazioni alla base– comb.SLU.....	50
Figura 18 –Primo solaio – zona indagata.....	52
Figura 19 –Primo solaio – zona indagata.....	54