







Nome Prog.	<b>C080 ARIANO POLESINE</b>				
Proponente	<b>European Energy</b> <i>Special Purpose Vehicle</i> <b>Arian Solar S.r.l.</b> Sede legale: Piazza San Sepolcro, 1 - 20123 Milano (MI) PEC: <a href="mailto:ariansolar@legalmail.it">ariansolar@legalmail.it</a> P.IVA: 13458950964				
Progettazione e Coordinamento	<b>Ren Project S.r.l.</b>  Ing. Leopoldo Franceschini Tel. 393 9404464 E-Mail: <a href="mailto:l.franceschini@renproject.it">l.franceschini@renproject.it</a>		St. Ambientale e Naturalistico	<b>eambiente S.r.l.</b>  Società soggetta ad attività di direzione e coordinamento di E3GROUP2010 S.r.l. Sede legale: Via delle Industrie, 5 - Marghera (Venezia) T. +39 041 8877708 <a href="mailto:contattaci@eambientesrl.com">contattaci@eambientesrl.com</a> - <a href="http://www.eambientesrl.com">www.eambientesrl.com</a>	
Consulenza Ambientale	<b>Filippo Tonion</b>  Email: <a href="mailto:f.tonion@treeconsulting.eu">f.tonion@treeconsulting.eu</a> Cell: 3270804005 P.IVA: 05489380260		Studio Progettazione connessione alla rete	<b>GSB Consulting Srl</b>  Sede legale: Via Ponte di Legno, 7 20134 Milano (MI) Cell. 373.7849614 Mail: <a href="mailto:gianandrea.bertinazzo@gsbconsulting.it">gianandrea.bertinazzo@gsbconsulting.it</a> P.IVA: 11882750968	
St. Geologico	<b>GEODELTA S.R.L. S.T.P.</b>  Centro Direzionale Villa Fini Via Roma 28 35010 - Limena (PD) <a href="mailto:info@geodelta.net">info@geodelta.net</a> - <a href="http://www.geodelta.net">www.geodelta.net</a>		Tecnico documentazione Prevenzione Incendi	<b>Fabio Tellatin Ingegneria</b> Ing. Fabio Tellatin Via Monte Pasubio, n. 17/A 35010 Curtarolo (PD) E-mail: <a href="mailto:fabio.tellatin@gmail.com">fabio.tellatin@gmail.com</a> Cell: 3295982540 PEC: <a href="mailto:fabio.tellatin@ingpec.eu">fabio.tellatin@ingpec.eu</a>	
Studio Agr.	<b>Studio Agronomico Dott. Panizon Riccardo</b> Via Toblino, 45 35142 Padova (PD) Cell. 348.382.75.76 PEO: <a href="mailto:riccardo.panizon@libero.it">riccardo.panizon@libero.it</a>		Studio archeologico	<b>Nike Servizi per l'Archeologia</b> Dott. Nicola Bacci Via A.Cornaro,20 35020 Codevigo (PD) Email: <a href="mailto:nicolabacci@yahoo.it">nicolabacci@yahoo.it</a> PEC: nicola.bacci@pec.it P.IVA 05104280283	
Scala	-----		Foglio	A4	
Ogg.	<b>Relazione Strutturale Nuovo Accesso</b>			COD.	<b>T011.D.2</b>
Opera	<b>PROGETTO PER UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO AVANZATO UBICATO NEL COMUNE DI ARIANO NEL POLESINE E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEI COMUNI DI ARIANO NEL POLESINE (RO), CORBOLA (RO), MESOLA (FE), CODIGORO (FE)</b>				
Rel. 0.0	Data 02/02/2026	Progettista Ing. Massimo Della Torre		Data	Progettista
Rel.					
Rel.					

**REN Project S.r.l.**  
Via Altinate 120 - Padova

<b>IMPIANTO AGRIVOLTAICO</b>
------------------------------

---

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**  
**Ponticello per accesso all'area dell'impianto**

Padova, 2 luglio 2025

Il Progettista  
ing. Massimo Della Torre


## Sommario

1.0	Elementi strutturali dell'impianto .....	1
2.0	Normativa di riferimento.....	1
3.0	Materiali impiegati e classe di esecuzione.....	2
4.0	Vita nominale e durabilità delle strutture in calcestruzzo armato .....	2
5.0	Caratteristiche del terreno di fondazione .....	2
6.0	Codice di calcolo.....	3
7.0	Azioni di progetto e combinazioni delle azioni .....	3
8.0	Dimensionamento dell'impalcato .....	3
9.0	Verifica delle fondazioni .....	4

## 1.0 Elementi strutturali dell'impianto

L'accesso carrabile all'area dell'impianto agrivoltaico da realizzare ad Ariano Polesine (RO) avviene tramite una rampa di raccordo tra la quota del piano stradale e quella del campo. Tra i due piani c'è un dislivello di 1,25 m.

Il progetto prevede la realizzazione di un terrapieno con una pendenza dell'ordine del 3% che raccorda il piano stradale con quello di un ponticello. Il ponticello scavalca un canale di scolo lasciando un franco libero di 50 cm ed ha sviluppo orizzontale. Un secondo terrapieno raccorda il piano di scorrimento del ponticello con il piano campagna, con una pendenza dell'ordine del 6%.

La larghezza del ponticello è stata prescritta dalla Committente, la luce libera è stata determinata lasciando 1,00 m di distanza tra le pile di sostegno e i cigli del canale di scolo ed infine la quota di intradosso dell'impalcato lasciando 50 cm di franco libero rispetto ai cigli.

La struttura del ponticello è in calcestruzzo armato. Le spalle, tra le quali vi è una luce libera di 6,65 m, sono realizzate con murature in calcestruzzo armato gettati in opera dello spessore di 50 cm le cui fondazioni sono larghe 1,5 m e spesse 50 cm. L'impalcato è realizzato con lastre alveolari prefabbricate precomprese dello spessore di 25 cm, completate con cappa di ripartizione in calcestruzzo dello spessore di 8 cm armata con rete metallica. Le lastre dell'impalcato sono appoggiate su piastre in Neoprene fissate sulla sommità delle spalle e tra la veletta di chiusura sulla sommità delle spalle e l'estremità delle lastre, viene lasciato un giunto di dilatazione di 50 mm.

L'impalcato viene pavimentato con un manto bituminoso e lungo i bordi longitudinali viene installato una ringhiera parapetto PSI in acciaio. I giunti di dilatazione vengono chiusi con un giunto in gomma armata.

Per le dimensioni di dettaglio delle opere si rimanda all'allegato A.

## 2.0 Normativa di riferimento

- [1] D. Min. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC18).
- [2] Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 "Istruzioni per l'applicazione del D.M. 17 gennaio 2019".

### 3.0 Materiali impiegati e classe di esecuzione

*Calcestruzzo*: classe di resistenza C25/30, consistenza fluida (S4), diametro massimo inerti  $\phi=25$  mm, rapporto a/c<0,60, contenuto minimo in cemento 300 kg/m<sup>3</sup>, classe di esposizione XC2.

*Acciaio*: barre del tipo B450C e acciaio per reti elettrosaldate B450A.

### 4.0 Vita nominale e durabilità delle strutture in calcestruzzo armato

#### 3.1 Vita nominale

La vita nominale della struttura, sulla base della tab. 2.4.1 delle NTC08, viene assunta in 50 anni (opere ordinarie, ponti etc.).

Si considera la classe d'uso II (costruzioni con normali affollamenti...),  $C_u = 1,0$ .

Il periodo di riferimento per le azioni sismiche risulta dunque:

$$V_r = V_n \times C_u = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

#### 3.2 Prescrizioni per la durabilità del calcestruzzo

Classe di esposizione: XC2 (calcestruzzo bagnato, raramente asciutto)

Classe indicativa di resistenza da prospetto E.1N: C25/30

Classe strutturale: S4 con riduzione a S3 per forma simile a soletta

Valore minimo del copriferro da prospetto 4.4.N:  $c_{min,dur}=20$  mm

altri fattori:  $\Delta c_{dur,\gamma}=0$ ,  $\Delta c_{dur,st}=0$ ,  $\Delta c_{dur,add}=0$

marginale di progetto per gli scostamenti  $\Delta c_{dev}=5 \div 10$  mm

*Copriferro delle barre (diametro 12 mm):*

copriferro minimo per aderenza:  $c_{min,b} = 14$  mm

copriferro minimo:  $c_{min} = \max\{14; 20+0-0-0; 10\} = 20$  mm

copriferro nominale:  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + (5 \div 10) = 25 \div 30$  mm

### 5.0 Caratteristiche del terreno di fondazione

L'indagine geotecnica redatta dal geologo Marco Dal Prà di Padova riporta un modello geotecnico nel quale, al di sotto di uno strato di terreno vegetale dello spessore di 40 cm, è presente un banco di limi ed argille che si spinge fino a 6 m di profondità ed ha un valore della coesione prevalentemente pari  $c_u=0,2$  daN/cm<sup>2</sup> e con densità 1900 kg/m<sup>3</sup>. Localmente il valore della coesione sale a  $c_u=0,3$  daN/cm<sup>2</sup>. Il livello della falda è a circa 2,5 m di profondità dal piano campagna.

Gli strati inferiori sono costituiti da alternanze di sabbie limose e limi argillosi.

La portata alla quota di imposta delle fondazioni delle spalle viene valutata in

$q_u=1,97$  daN/cm<sup>2</sup> e quella di progetto allo SLU è  $q_d=0,85$  daN/cm<sup>2</sup>.

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche viene indicato che il sottosuolo appartiene alla categoria D.

Per il dettaglio si rimanda alla relazione geotecnica e all'allegato C.

## **6.0 Codice di calcolo**

La semplicità degli schemi strutturali rende per lo più superfluo l'uso di un codice di calcolo e si sono utilizzate le formulazioni della Scienza delle Costruzioni implementate su foglio di calcolo.

## **7.0 Azioni di progetto e combinazioni delle azioni**

Le azioni permanenti considerate sono i pesi propri dei componenti strutturali e i sovraccarichi dati dal manto bituminoso e dai parapetti.

Le azioni accidentali significative sono quelle date dai mezzi che devono transitare sul ponticello come l'automezzo tipico dei VV.F. Questo ha un peso di 18.000 daN ripartito in 12.000 daN sull'asse posteriore e 6000 daN sull'asse anteriore. Il carico più gravoso, tuttavia, potrebbe essere quello dato da mezzi d'opera. Si sono dunque considerate due tipologie di sovraccarico accidentale. Il primo tipo di sovraccarico accidentale previsto è un carico uniforme di 2000 daN/m<sup>2</sup>, mentre il secondo è quello dato da due assi da 12.000 daN ciascuno posti sulla mezzeria della campata. Il carico viene rappresentato con quattro carichi concentrati da 6000 daN su impronte da 40x40 cm poste su una maglia di 1,3 m (interasse assi) per 2,0 m (interasse ruote dello stesso asse).

I carichi ambientali di neve e vento sono insignificanti.

Le azioni sismiche sono state considerate in termini di spostamenti relativi delle spalle tra loro e rispetto all'impalcato.

Per il dettaglio dei carichi e dei sovraccarichi e per i parametri relativi alle azioni sismiche si rimanda all'allegato B.

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dalla normativa vigente, ovvero combinazione SLU, SLV e SLE.

## **8.0 Dimensionamento dell'impalcato**

Le capacità portanti dei pannelli alveolari sono determinate da soluzioni costruttive diverse per ciascun costruttore per cui, data una certa luce, ad una stessa capacità portante corrispondono spessori diversi.

Nel caso in esame i dati di progetto di primo dimensionamento sono la luce di calcolo di 7,00 m, un sovraccarico permanente di 145 daN/m<sup>2</sup> ed un sovraccarico accidentale di 2000 daN/m<sup>2</sup>. Con tali dati si è accertato che lastre dello spessore di 25 cm con cappa di completamento di 8 cm sono in grado di sostenere le azioni imposte.

Nell'allegato D è riportata, a titolo di esempio, la scheda di un produttore dalla quale si ricava la capacità portante. In sede di progetto esecutivo dovranno essere condotte le verifiche di dettaglio per tutte le specifiche combinazioni di carico.

### 9.0 Verifica delle fondazioni

Le azioni considerate sono costituite dal peso proprio dell'impalcato e dei relativi sovraccarichi permanenti, dai sovraccarichi accidentali e dal peso proprio della spalla e della fondazione. Tenendo conto dell'eccentricità dell'appoggio dell'impalcato, la pressione sul terreno sotto le azioni verticali allo SLU è risultata inferiore al limite indicato al paragrafo 5.0. La pressione nelle condizioni SLE è tale da rendere superflua la verifica dei cedimenti.

Si è calcolato lo spostamento relativo delle spalle secondo le indicazioni in [1] e si è ricavato che è pari a 0,76 cm, valore che rientra ampiamente nei limiti di spostamento sostenibili dagli appoggi dell'impalcato.

Per i dettagli dei calcoli si rimanda all'allegato E.

Il progettista strutturale  
ing. Massimo Della Torre



The image shows a handwritten signature in blue ink over a circular professional stamp. The stamp is blue and contains the text: 'INGEGNERI DELLA PROV. DI PADOVA' around the top edge, 'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova' around the bottom edge, and in the center, 'Massimo Della Torre' and 'N. 2145'.

## **ELENCO DEGLI ALLEGATI**

- A. Progetto definitivo**
- B. Analisi dei carichi**
- C. Capacità portante terreno**
- D. Scheda dimensionamento lastre alveolari**
- E. Verifica fondazioni**
  - 1. Verifica tensioni di progetto
  - 2. Calcolo spostamento relativo



**Allegato A**  
**Progetto definitivo**

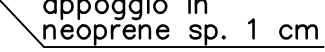
SCALA 1:50



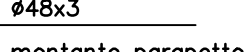
SCALA 1:10



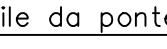
SCALA 1:50



SCALA 1:50



SCALA 1:200



Nome file:

**Allegato B**  
**Analisi dei carichi**

**1.0 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PONTICELLO**

<i>a) Impalcato</i>			
lunghezza	$l=$	<b>6,90</b>	m
larghezza	$b=$	<b>8,00</b>	m
spessore lasta alveolare	$s_a=$	<b>25</b>	cm
cappa in cls.	$s_c=$	<b>8</b>	cm
<i>b) Pile</i>			
lunghezza	$l=$	<b>8,00</b>	m
altezza	$h=$	<b>2,00</b>	m
spessore	$s=$	<b>50</b>	cm
<i>c) Piede di fondazione</i>			
lunghezza	$l=$	<b>8,00</b>	m
larghezza	$b=$	<b>1,50</b>	m
spessore	$s=$	<b>50</b>	cm

**2.0 AZIONI ORDINARIE****2.1 Carichi su impalcato**

<i>a) Peso proprio impalcato</i>			
peso proprio lastra alveolare	$q_{g1}=$	<b>405</b>	daN/m <sup>2</sup>
cappa di completamento $s=8$ cm	$q_{g2}=$	<b>200</b>	daN/m <sup>2</sup>
peso proprio impalcato	$q_g=$	<b>605</b>	daN/m <sup>2</sup>
<i>b) Sovraccarico permanente</i>			
binder $s=7$ cm	$q_{g3}=$	<b>113</b>	daN/m <sup>2</sup>
tappeto di usura $s=2$ cm	$q_{g4}=$	<b>32</b>	daN/m <sup>2</sup>
totale sovraccarico permanente	$q_g=$	<b>145</b>	daN/m <sup>2</sup>
<i>c) Sovraccarico accidentale</i>			
<i>Combinazione 1</i>			
carico uniformemente distribuito	$q_{a1}=$	<b>2000</b>	daN/m <sup>2</sup>
<i>Combinazione 2 - Coppia di assi in mezzeria</i>			
carico per asse	$P=$	<b>12000</b>	daN
numero assi	$n=$	<b>2</b>	
distanza assi	$i_a=$	<b>1,30</b>	m
interasse ruote	$i_r=$	<b>2,00</b>	m
carico concentrato su quattro punti	$P_a=$	<b>6000</b>	daN/ruota

**2.2 Carichi sulle pile**

<i>a) Peso proprio+sovraccarico permanente</i>			
luce di competenza	$l=$	<b>3,45</b>	m
sovraccarico permanente	$q_g=$	<b>2590</b>	daN/m
<i>b) Sovraccarico accidentale</i>			
sovraccarico accidentale combinazione 1	$q_{a1}=$	<b>6900</b>	daN/m
sovraccarico accidentale combinazione 2	$q_{a2}=$	<b>6000</b>	daN/m

## **Allegato C**

### **Capacità portante terreno**

**1.0 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE (HANSEN)****1.1 Parametri di progetto**

Stato limite di verifica	SLU	<b>GEO</b>
Approccio	tipo	<b>2</b>
Combinazione	tipo	<b>A1+M1+R3</b>
Parametro azioni	$\gamma_{G1} =$	<b>1,30</b>
	$\gamma_{Q1} =$	<b>1,50</b>
Parametri geotecnici M	$\gamma'_{\phi} =$	<b>1,00 (tangente angolo di attrito)</b>
	$\gamma'_{cu} =$	<b>1,00 (coesione efficace)</b>
Parametro resistenza R	$\gamma_R =$	<b>2,30 (capacità portante)</b>

**1.2 Caratteristiche della fondazione e del terreno**

Larghezza fond.	B=	<b>150</b> cm
Lunghezza fond.	L=	<b>800</b> cm
Prof. piano posa	D=	<b>250</b> cm
Resistenza al taglio	$c_u =$	<b>0,20</b> daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito	$\phi =$	<b>0</b> gradi
	====>	<b>0</b> rad
peso specifico terreno =		<b>1900</b> daN/m <sup>3</sup>
profondità falda=		<b>370</b> cm

**1.3 Parametri di calcolo**

rapporto	B/L=	0,19
rapporto	D/B=	1,67
fattore	$k_{(D/B)} =$	1,03
$\gamma \times D$	$q' =$	0,48 daN/cm <sup>2</sup>
prof. falda	$D_w =$	120 cm
prof. cono rottura	H=	75,00 cm
peso medio effettivo =		1540 daN/m <sup>3</sup>

**Fattori di capacità portante**

fattore di coesione	$N_c =$	5,14
fattore attrito e sovraccarico	$N_q =$	1,00
fattore peso e attrito	$N_{\gamma} =$	0,00

**Fattori correttivi di forma**

$S_c =$	0,04
$S_q =$	1,00
$S_{\gamma} =$	0,93

**Fattori correttivi di profondità**

$D_c =$	0,41
$D_q =$	1,00
$D_{\gamma} =$	1,00

**Fattore di riduzione per fondazioni larghe**

$r_{\gamma} =$	1,00
----------------	------

**1.4 Carico di rottura e capacità di resistenza**

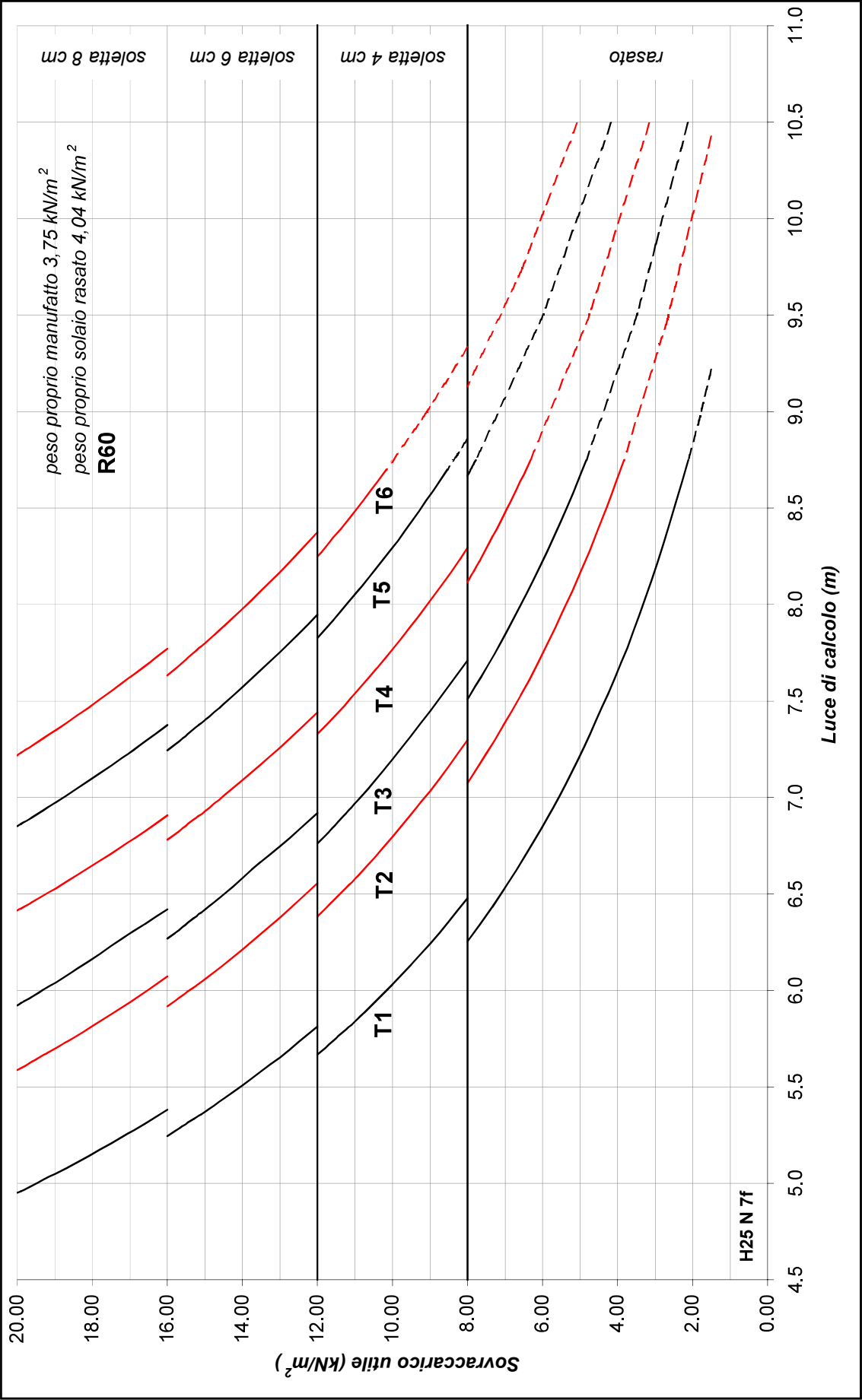
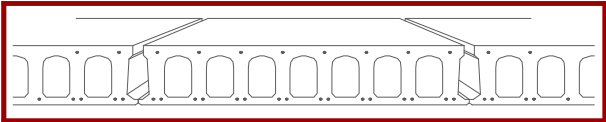
carico di rottura	$q_u =$	1,97 daN/cm <sup>2</sup>
<b>capacità di resistenza</b>	<b><math>q_d =</math></b>	<b>0,85</b> daN/cm <sup>2</sup>

## **Allegato D**

### **Scheda dimensionamento lastre alveolari**



H25 — 7 fori  
Serie NORMALE R60



Solaio a pannelli alveolari



## **Allegato E**

### **Verifica fondazioni**

1. Verifica tensioni di progetto
2. Calcolo spostamento relativo

**3.0 VERIFICA FONDAZIONE PILE****3.1 Geometria delle fondazioni ed azioni***a) Dimensioni e carichi*

larghezza piede di fondazione	B=	150 cm
altezza piede di fondazione	s=	50 cm
peso proprio piede	$Q_f$ =	1875 daN/m
peso proprio pila	$Q_p$ =	2500 daN/m
sovraccarico permanente impalcato	$Q_{ig}$ =	2590 daN/m
ripartizione trasversale carico asse	b'=	6,00 m
sovraccarico accidentale impalcato	$Q_{ia}$ =	1150 daN/m
eccentricità sovraccario impalcato e asse	e=	12,5 cm
fattore parziale azioni permanenti	$\gamma_g$ =	1,30
fattore parziale azioni accidentali	$\gamma_a$ =	1,35

*b) Pressioni sul terreno in condizioni statiche*

sovraccarico verticale in fondazione SLU	$Q_{SLU}$ =	10606 daN/m
momento flettente SLU	$M_{SLU}$ =	467 daNm/m
eccentricità carico totale	e=	4,41 cm < 25 cm
area di carico	A=	15000 cm <sup>2</sup> /m
modulo di resistenza	W=	375000 cm <sup>3</sup>
pressione massima allo SLU	$\sigma_{SLU}$ =	0,83 daN/cm <sup>2</sup>
pressione di progetto	$\sigma_D$ =	0,85 daN/cm <sup>2</sup>
verifica della pressione sul terreno	$\sigma_{SLU}/\sigma_D$ =	0,97 <b>verifica positiva</b>
sovraccarico in fondazione SLEqp	$Q_{SLE}$ =	6965 daN/m
momento flettente SLE	$M_{SLE}$ =	324 daNm/m
eccentricità carico totale	e=	4,65 cm < 25 cm
pressione massima allo SLE	$\sigma_{SLE}$ =	0,55 daN/cm <sup>2</sup>

*c) Momento flettente e armatura minima necessaria*

momento massimo	M=	1040 daNm/m
altezza utile sezione	h'=	45 cm
area armatura necessaria	$A_a$ =	0,53 cm <sup>2</sup> /m
area di progetto effettiva (4φ14/m)	$A_{a,eff}$ =	6,16 cm <sup>2</sup> /m
verifica armatura	$A_a/A_{a,eff}$ =	0,09 <b>verifica positiva</b>

**3.2 Verifica spostamento terreno in condizioni sismiche***a) Spostamento orizzontale del terreno*

categoria sottosuolo		D
accelerazione di progetto	$a_g$ =	0,62 m/s <sup>2</sup>
coefficiente categoria di sottosuolo	S=	1,80
periodo di riferimento	$T_c$ =	0,741 s
periodo di riferimento	$T_D$ =	1,852 s
spostamento orizzontale	$d_g$ =	3,82 cm
spostamento relativo massimo	$d_{ijmax}$ =	6,75 cm

*b) Spostamento relativo pile*

distanza pile	x=	7,15 m
velocità onde di taglio	$V_s$ =	146 m/s
spostamento relativo	$d_{ij}(x)$ =	0,76 cm

PAGINA LASCIATA INTENZIONALMENTE BIANCA