

Engineering SPT - STUDIO PIERPAOLO ing. TURCHI



47521 CESENA (FC) - Via Cesare Battisti, 149  
Tel 0547-613143 - Fax 0547-613143

Web: <http://www.engineeringspt.it>  
E-mail: [studio.ingegneria@aruba.it](mailto:studio.ingegneria@aruba.it)  
[info@engineeringspt.it](mailto:info@engineeringspt.it)  
[pierpaolo.turchi@ingpec.eu](mailto:pierpaolo.turchi@ingpec.eu)

COMUNE DI: **GAMBETTOLA**

All.to : **6.2**

PROPRIETÀ: **VITROPLANT ITALIA S.r.l. SOCIETA' AGRICOLA**  
Via Loreto n° 170 – LOC. BUDRIO - 47521 CESENA (FC)  
(P.I. 03437480407)

# RELAZIONE GEOTECNICA

**OGGETTO: PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI IMPIANTO SERRICOLO IN AMPLIAMENTO A QUELLO ESISTENTE - ISTANZA PROCEDIMENTO UNICO AI SENSI art. 53 L.R. 24/17 – 47030 GAMBETTOLA (FC).**

Il progettista delle strutture



**E**

COMUNE DI GAMBETTOLA  
Comune di Gambettola

COPIA CONFORME ALL'ORIGINALE DIGITALE

Protocollo N. 0002507/2024 del 12/02/2024

Firmatario: pierpaolo.turchi

## INDICE

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	PAG. 2
2. VALUTAZIONI GEOLOGICHE DEL TERRENO .....	PAG. 3
3. VALUTAZIONI SISMICHE DEL TERRENO.....	PAG. 3
4. VALUTAZIONI GEOTECNICHE DEL TERRENO.....	PAG. 4
4.1. BLOCCO SERVIZI - CT .....	PAG. 5
4.2. BLOCCO SERVIZI - SPOGLIATOI.....	PAG. 7
<b>5.</b> CONCLUSIONI .....	PAG. 9

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

- Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC18) e relative "Istruzioni per l'applicazione" ovvero Circolare ministeriale n°7 CSLPP del 21/1/2019 (di seguito CNTC18) .

Inoltre si sono tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

- Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" Norma UNI EN 1992 (di seguito EC2)
- Eurocodice 8: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" . Norma UNI EN 1998 (di seguito EC8)

## VALUTAZIONI GEOLOGICHE DEL TERRENO

La relazione geotecnica fa riferimento all'indagine geologica condotta dal dott. geol. Aride Bucci eseguita sul terreno di fondazione nel mese di Ottobre 2023.

Tale relazione è riportata nell'allegato 6.1 e da essa possono essere desunti i parametri geotecnici per una responsabile progettazione strutturale.

L'area in oggetto, dal punto di vista morfologico, è inserita nel contesto pianeggiante di piana alluvionale e si trova ad una quota altimetrica di circa 30m s.l.m. La morfologia della pianura alluvionale è piuttosto monotona, salvo che in corrispondenza delle principali incisioni fluviali e gli impatti antropici costituiti da opere di mitigazione idraulica e infrastrutture viarie. Il paesaggio è caratterizzato da una serie ininterrotta di terreni adibiti ad attività agricolturale intensiva e da centri abitati e strade. Si possono anche distinguere aree consorziali di tutela dalle canalizzazioni di bonifica e delle arginature.

La caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni indagati è stata determinata attraverso la realizzazione di n. 2 prove penetrometriche statiche elettriche CPTe spinte alla profondità massima di 7m dal piano campagna la cui stratigrafia è di seguito riportata:

Prova CPTe n°1

<i>1. Argille e limi argilloso sabbiosi</i>	<i>p.c. / -6,00m</i>
---	----------------------

Prova CPTe n°2

<i>1. Argille e limi argilloso sabbiosi</i>	<i>p.c. / -5,30m</i>
<i>2. Argille e limi sabbiosi</i>	<i>-5,30m / -7,00m</i>

Il livello della falda superficiale è stato riscontrato a -2,00m dal p.c.

## VALUTAZIONI SISMICHE DEL TERRENO

Al fine di caratterizzare il terreno dal punto di vista sismico si è proceduto anche con un'indagine geofisica mediante un rilievo H.V.S.R. che ha determinato le seguenti caratteristiche:

- La velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri risulta essere pari a 210m/sec, per cui il sito in esame ricade nella categoria di sottosuolo C;
- Il coefficiente di amplificazione topografica si può collocare nella categoria T1;
- Il pericolo di liquefazione è basso o inesistente;

## VALUTAZIONI GEOTECNICHE DEL TERRENO

### **RESISTENZA DEL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO** (§ 7.11.5.3)

Per entrambi i due fabbricati sono state adottate fondazioni superficiali per il blocco servizi – CT una platea mentre per il blocco servizi – spogliatoi cordoli a sezione quadrata; le fondazioni saranno immerse in un terreno che avrà subito una stabilizzazione a calce.

Questo tipo di intervento serve per migliorare le proprietà meccaniche dello strato di terreno attraverso reazioni di indurimento della calce che porteranno nel tempo ad un considerevole aumento della resistenza meccanica del pacchetto di materiale lapideo posato.

Di seguito si riporta una tabella esaustiva di quanto sopra detto:

TERRE IDONEE AL TRATTAMENTO CON LA CALCE										
Classificazione Generale	Terre ghiaio - sabbiose						Terre limo - argillose			
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%						Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 > 35%			
Gruppo	A1		A3	A2		A4	A5	A6	A7	
Sottogruppo	A1a	A1b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7		A7-5	A7-6
Analisi granulometrica frazione passante al setaccio										
2 UNI 2332%	≤80									
0,4 UNI 2332%	≤30	≤80	≥80							
0,075 UNI 2332%	≤15	≤25	≤10	≤35	≤35	≤35	≤35	>35	>35	>35
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332										
Limite liquido	0			≤40	>40	≤40	>40	≤40	>40	≤40
Indice di plasticità	≤6		N.P.	≤10	≤10 MAX	>10	>10	≤10	≤10	>10
Indice di gruppo	0		0	0		≤4		≤8	≤12	≤18
Tipi usuali di materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	Ghiaia e sabbia limosa argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. Compressibili	Argille poco compressibili Argille fort. Compressibili med. Plastiche Argille fort. Compressibili fort. Plastiche

**Vantaggi tecnici:**

- Portanza ottenibile nettamente superiore al tradizionale 50-100%
- Vita utile del pacchetto più alta 100-200%
- Elevate produzioni (3000-5000mq/giorno)

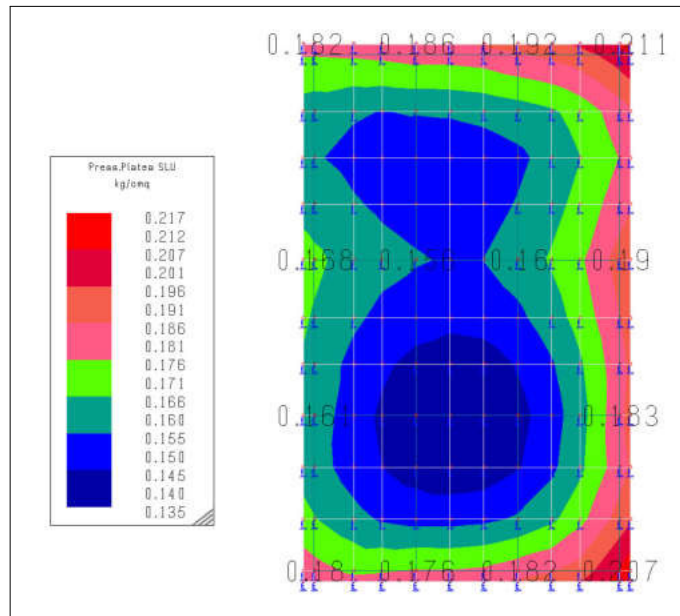
Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, ai fini del dimensionamento degli elementi di fondazione nonché della valutazione della verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno, è stato utilizzato lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) amplificato del coefficiente  $\gamma_{Rd} = 1.1$  così come riportato al § 7.2.5.

E' stato eseguito un controllo delle pressioni sul terreno e degli spostamenti per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. (§ 6.4.2.2)

**BLOCCO SERVIZI – CT**

**VERIFICA SLU** (per combinazioni statiche e sismiche - § 6.4.2.1):



Rappresentazione delle pressioni trasmesse sul suolo agli SLU (in kg/cm<sup>2</sup>)  
INVILUPPO COMBINAZIONI STATICHE E SISMICHE

Nelle verifiche strutturali della platea oltre che del complesso fondazione-terreno, è stato seguito l’approccio 2 (§ 2.6 - Tabella 2.6.I e § 6.4) utilizzando quindi le stesse combinazioni di carico già utilizzate per il dimensionamento della struttura in elevazione.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G <sub>s</sub>	Favorevoli	$\gamma_r$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G <sub>s</sub> <sup>(1)</sup>	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l’intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella coefficienti parziali per le azioni

L’approccio 2 (A1+M1+R3) fornisce la metodologia di calcolo nella quale si considerano i carichi permanenti e variabili incrementati dell’accelerazione sismica e non si applicano fattori di sicurezza ai parametri geotecnici.

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tabella coefficienti parziali per i parametri geotecnici

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

Tabella dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ 

pressione massima =  $0,217 \text{ kg/cm}^2$

Dalla relazione geologica si evince che il carico a rottura del terreno vale:

$q_{ult} = 1,952 \text{ kg/cm}^2$

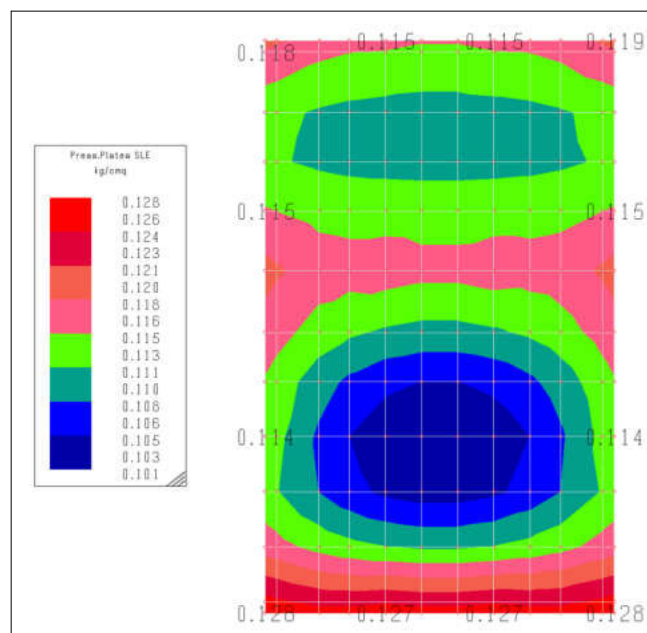
nel nostro caso la

pressione di calcolo =  $q_{ult} / \gamma_R = 1,952 \text{ kg/cm}^2 / 2,3 = 0,85 \text{ kg/cm}^2$  ( $\gamma_R$  (R3) = 2.3)

Pertanto, la verifica è soddisfatta in quanto  $0,217 < 0,85 \text{ kg/cm}^2$ .

**VERIFICA SLE** (combinazioni statiche SLE - § 6.4.2.2):

Nel caso di una fondazione, la verifica agli stati limite di esercizio comporta principalmente l'analisi dei cedimenti della fondazione sotto un carico di esercizio.

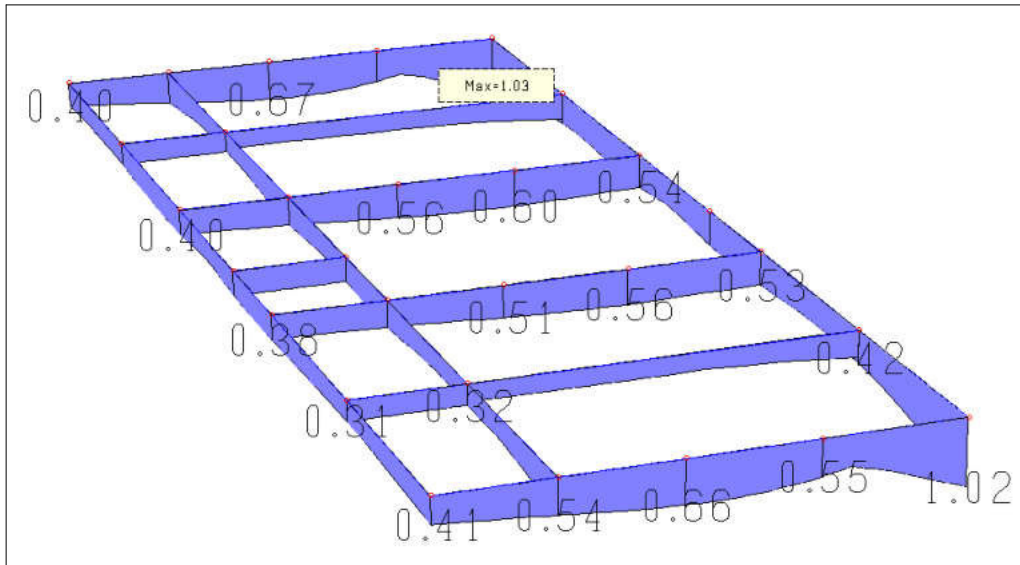
Rappresentazione delle pressioni trasmesse sul suolo agli SLE (in  $\text{kg/cm}^2$ )

Da quanto riportato dalla relazione geologica, con sovraccarichi di  $3.67 \text{ Kg/cm}^2$  si avranno cedimenti di circa  $3.92 \text{ cm}$  in corrispondenza della CPT2 e quindi cedimenti differenziali molto contenuti. Dall'immagine qui di sopra riportata si rileva che le tensioni massime sul terreno, nelle varie combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (rara, frequente e quasi permanente), sono molto inferiori a  $3.92 \text{ kg/cm}^2$ , e pertanto si può affermare che i cedimenti attesi per la nuova fondazione a platea sono dell'ordine di qualche centimetro e quindi ampiamente accettabili per la destinazione d'uso che avrà il fabbricato.

Pertanto, stante i valori attesi, la verifica è soddisfatta.

**BLOCCO SERVIZI – SPOGLIATOI**

**VERIFICA SLU** (per combinazioni statiche e sismiche - § 6.4.2.1):



Rappresentazione delle pressioni trasmesse sul suolo agli SLU (in kg/cm<sup>2</sup>)  
INVILUPPO COMBINAZIONI STATICHE E SISMICHE

Nelle verifiche strutturali della platea oltre che del complesso fondazione-terreno, è stato seguito l’approccio 2 (§ 2.6 - Tabella 2.6.I e § 6.4) utilizzando quindi le stesse combinazioni di carico già utilizzate per il dimensionamento della struttura in elevazione.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_r$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_k$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_{k2}^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q_k$	Favorevoli	$\gamma_{Qk}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli	$\gamma_{Qk}$	1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l’intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella coefficienti parziali per le azioni

L’approccio 2 (A1+M1+R3) fornisce la metodologia di calcolo nella quale si considerano i carichi permanenti e variabili incrementati dell’accelerazione sismica e non si applicano fattori di sicurezza ai parametri geotecnici.

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	$\tan \varphi'_{k}$	$\gamma_{\varphi'}$	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	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tabella coefficienti parziali per i parametri geotecnici

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

Tabella dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ 

pressione massima =  $1,03 \text{ kg/cm}^2$

Dalla relazione geologica si evince che il carico a rottura del terreno vale:

$q_{ult} = 2,53 \text{ kg/cm}^2$

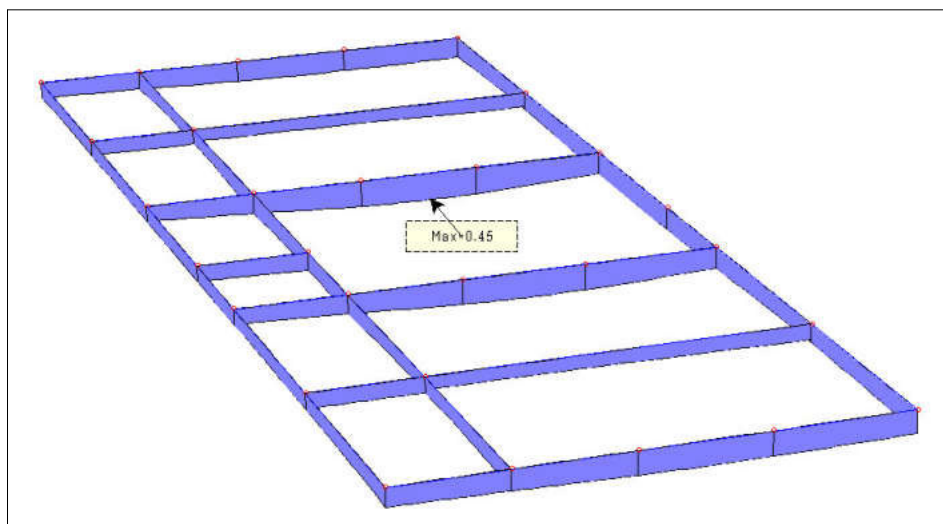
nel nostro caso la

pressione di calcolo =  $q_{ult} / \gamma_R = 2,53 \text{ kg/cm}^2 / 2,3 = 1,10 \text{ kg/cm}^2$

( $\gamma_R$  (R3) = 2.3)

Pertanto, la verifica è soddisfatta in quanto  $1,03 < 1,10 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **VERIFICA SLE** (COMBINAZIONI STATICHE SLE - § 6.4.2.2):

Rappresentazione delle pressioni trasmesse sul suolo agli SLE (in  $\text{kg/cm}^2$ )

Da quanto riportato dalla relazione geologica, per fondazioni a cordoli, con sovraccarichi di  $1.37 \text{ Kg/cm}^2$  si avranno cedimenti di circa  $2.52 \text{ cm}$  in corrispondenza della CPT2 e quindi cedimenti differenziali molto contenuti. Dall'immagine qui di sopra riportata si rileva che le tensioni massime sul terreno, nelle varie combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (rara, frequente e quasi permanente), sono molto inferiori a  $2.52 \text{ kg/cm}^2$ , e pertanto si può affermare che i cedimenti attesi per la nuova fondazione a platea sono dell'ordine di qualche centimetro e quindi ampiamente accettabili per la destinazione d'uso.

Pertanto, stante i valori attesi, la verifica è soddisfatta.

**CONCLUSIONI**

Basandosi sui dati penetrometrici riportati nella relazione geologica, e dalle calcolazioni eseguite con il programma "Mastersap" si evince che:

**BLOCCO SERVIZI – CT**

1. il valore del carico limite, calcolato in base all'approccio 2 (A1+M1) è:  
 $Q_u = 1,952 \text{ Kg/cm}^2$ ;
2. il valore della resistenza di progetto, calcolato sempre in base all'approccio 2 (R3) è:  
 $R_d = Q_u / \gamma_R = 1,952 / 2,3 = 1,10 \text{ Kg/cm}^2$ ;
3. Il valore della costante di Winkler è pari ad  $2,4 \text{ kg/cm}^3$ ;
4. il cedimento massimo atteso per la nuova costruzione, con una pressione di esercizio pari a  $0.128 \text{ Kg/cm}^2$ , risulta essere di pochi centimetri e comunque rientra nei limiti di tollerabilità per le normali strutture in carpenteria metallica;

**BLOCCO SERVIZI – SPOGLIATOI**

5. il valore del carico limite, calcolato in base all'approccio 2 (A1+M1) è:  
 $Q_u = 2,53 \text{ Kg/cm}^2$ ;
6. il valore della resistenza di progetto, calcolato sempre in base all'approccio 2 (R3) è:  
 $R_d = Q_u / \gamma_R = 1,952 / 2,3 = 0,85 \text{ Kg/cm}^2$ ;
7. Il valore della costante di Winkler è pari ad  $2,4 \text{ kg/cm}^3$ ;
8. il cedimento massimo atteso per la nuova costruzione, con una pressione di esercizio pari a  $0.460 \text{ Kg/cm}^2$ , risulta essere di pochi centimetri e comunque rientra nei limiti di tollerabilità per le normali strutture in carpenteria metallica;

Cesena, gennaio 2024

Il Progettista delle strutture

