

STEFANO
CORBARI
ARCHITETTO
CREMONA
VIA BELFUSO 20
TEL/FAX 0372 462318
CELL. 338 2725205

PIANO ATTUATIVO RESIDENZIALE
Ambito di Trasformazione CR.15
Via POSTUMIA

RELAZIONE GEOLOGICA
dott. geol. Marco Daguati

documento F
20/06/2023

PROVINCIA DI CREMONA
COMUNE DI CREMONA
via Postumia
CT fg 53 mapp 1128

Proprietà: **GALLI GIACOMO**

Comune CREMONA

Provincia CREMONA

Committente **Sig. Galli Giacomo**

Oggetto **Progetto di edifici residenziali in Comune di Cremona, via Postumia (ambito di trasformazione CR.15): indagine di caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni di fondazione.**

Data 30 luglio 2015

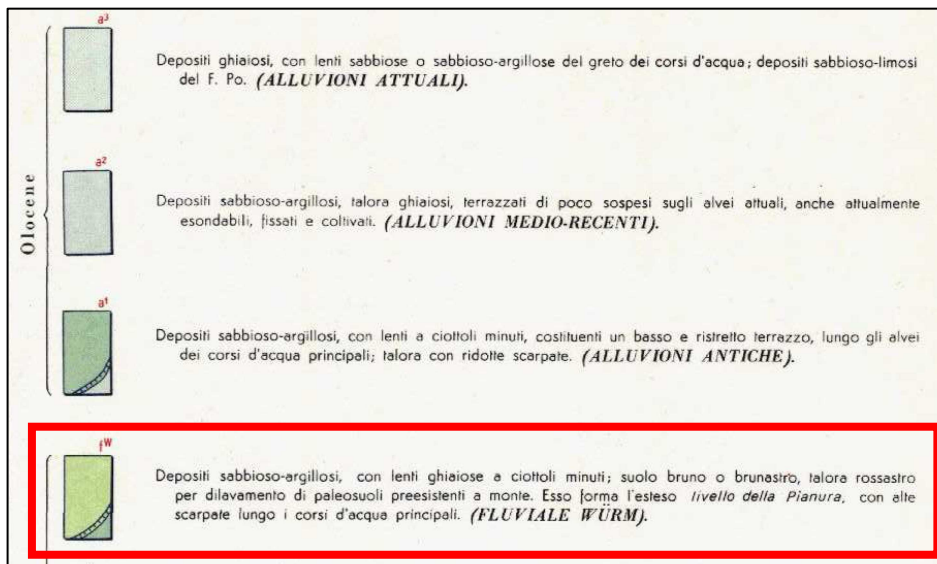
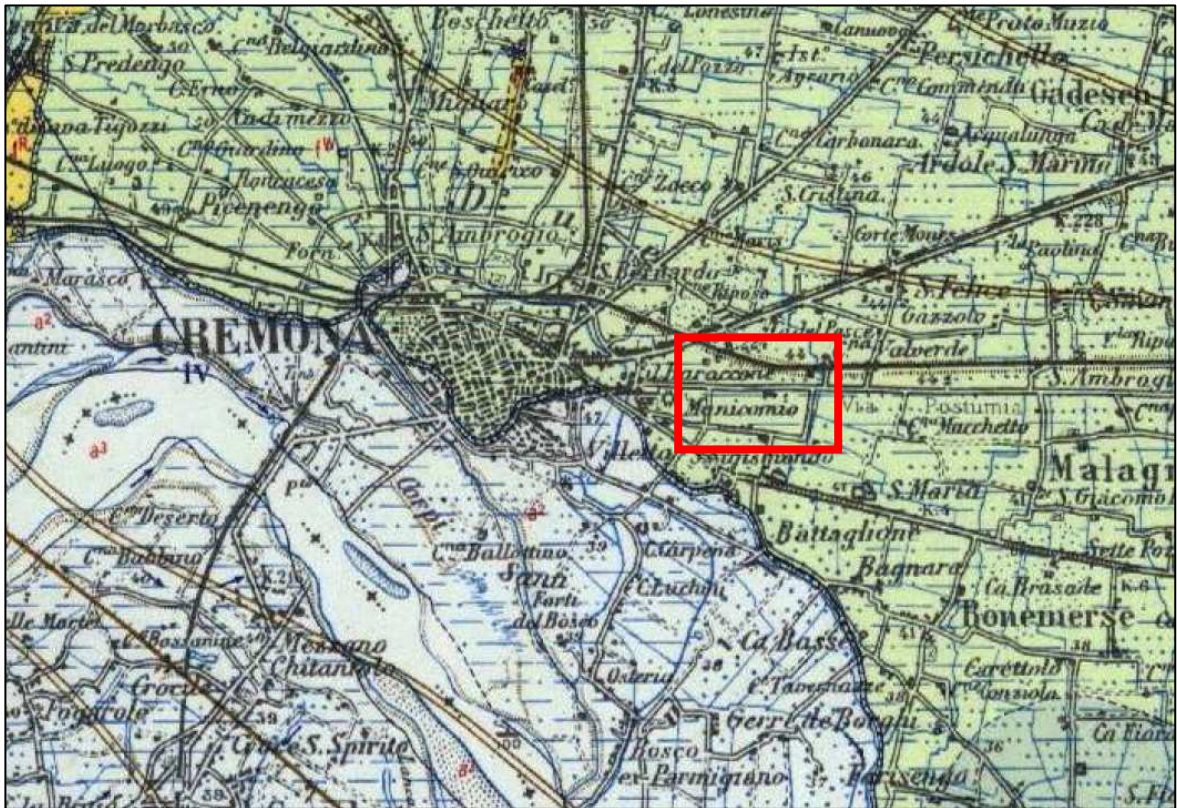
PREMESSA E INQUADRAMENTO GEOLOGICO

In seno al progetto di edifici residenziali in Comune di Cremona (via Postumia), il Sig. Galli Giacomo ha affidato allo scrivente l'incarico di definire le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 14.01.2008 e s.m.i.

L'indagine geognostica si è avvalsa di 4 prove eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT) spinte ad una profondità massima di 7,8 metri. Le prove sono state programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzate secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura dell'Associazione Geotecnica Italiana (1977).

Dato lo scopo del presente lavoro, non sono state compiute analisi in termini geologico-stratigrafici classici: l'area presa in esame è geologicamente "semplice", in quanto inserita in un territorio in cui affiorano solo depositi continentali quaternari di origine fluviale che, in questa zona, raggiungono spessori rilevanti.

L'intervento in questione, infatti, si sviluppa sul ripiano alluvionale tardo-pleistocenico noto anche come Livello Fondamentale della Pianura, terrazzato verso S sui depositi olocenici del fiume Po, come si evince dalla seguente immagine tratta in stralcio dalla Carta geologica d'Italia (F. 61 "Cremona").



Carta Geologica d'Italia (Foglio 61 "Cremona").

INDAGINE GEOTECNICA: MODALITÀ ESECUTIVE E CRITERI INTERPRETATIVI

Come già indicato in premessa, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati di 4 prove eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT), spinte ad una profondità massima di 7,8 m.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.1.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.2.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.3.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.4.

L'indagine mediante penetrometro statico consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno.

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta che agisce in modo alternato sulla punta e su un manicotto collegato: la prova è quindi discontinua e le misure di resistenza sono eseguite ed annotate ogni 20 cm di penetrazione.

Sulle aste è stato installato un dispositivo (anello allargatore) per ridurre l'effetto dell'attrito del terreno e facilitare l'approfondimento a parità di spinta disponibile.

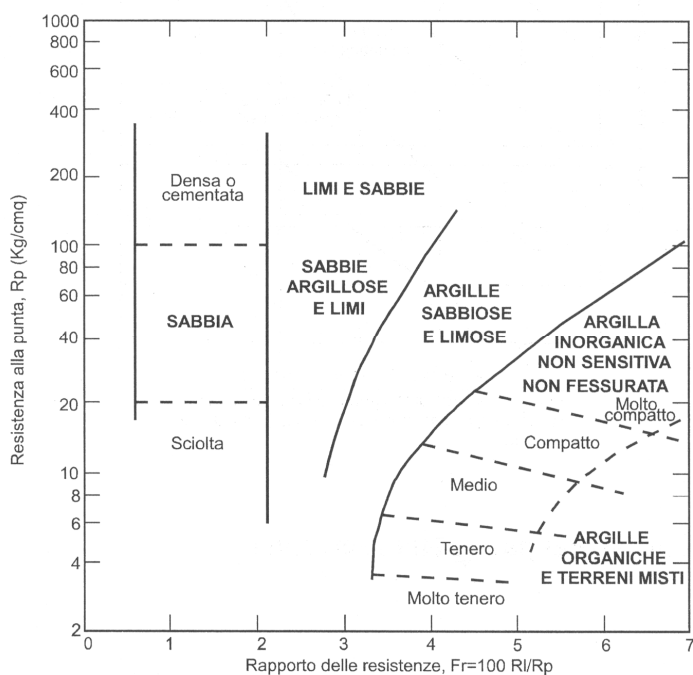
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta;
- la R_l tot, ovvero la resistenza complessiva all'avanzamento della punta e del manicotto di dimensioni note.

La documentazione allegata comprende sia copia delle letture eseguite direttamente dallo strumento penetrometrico, sia i grafici secondo le seguenti coppie di valori:

- R_p (o q_c) / profondità;
- R_l / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto R_p/R_l è stato possibile risalire con una certa approssimazione alla natura litologica dei terreni attraversati, utilizzando come discriminante il metodo suggerito da Schmertmann (1978); quest'ultimo considera come indicativo della litologia il rapporto fra la resistenza alla punta ed il rapporto Fr (figura seguente).



Tuttavia, si rammenta che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni di tipo empirico.

Nell'interpretazione dei risultati, le prove penetrometriche sono state assimilate a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito e, nella definizione del comportamento geotecnico, è stata adottata una distinzione fondamentale fra terreni incoerenti (resistenza al taglio caratterizzata dal solo angolo di attrito) e terreni fini (resistenza al taglio caratterizzata soprattutto dall'esistenza di legami coesivi).

Per quanto concerne la definizione dei parametri geotecnici, utilizzando le più note e diffuse correlazioni basate sui dati CPT, si è proceduto al calcolo di:

- coesione non drenata (C_u) e modulo edometrico (E_d) per i terreni coesivi;
- angolo di attrito interno (ϕ), densità relativa (D_r) e modulo di deformazione (E) per i terreni incoerenti.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo parametro sono stati utilizzati differenti metodi in cui l'angolo di attrito è calcolato in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace, successivamente confrontati fra loro; in particolare:

Metodo di CAQUOT:
$$\phi = 9,8 + 4,96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

Metodo di KOPPEJAN:
$$\phi = 5,8 + 5,21 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

Metodo di DE BEER:
$$\phi = 5,9 + 4,76 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

DENSITÀ RELATIVA D_r

Definisce il grado di addensamento dei terreni attraversati; sono stati utilizzati i seguenti metodi:

HARMAN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di sabbia e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = 34,36 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{12,3 \cdot \sigma'_v{}^{0,7}} \right)$$

In cui:

σ'_v : tensione verticale efficace

q_c : resistenza alla punta

SCHMERTMANN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = -97,8 + 36,6 \cdot \ln q_c - 26,9 \cdot \ln \sigma'_v$$

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica (Schmertmann)

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 2,5 * R_p$$

COESIONE NON DRENATA CU.

E' stato utilizzato il metodo empirico proposto da Lunne e Eide (valido, ovviamente solo per i terreni coesivi) :

$$C_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = (R_p - \sigma_v) / K$$

con K = costante compresa fra 12 e 19 (in funzione della plasticità)

MODULO EDOMETRICO ED.

E' stato calcolato attraverso la correlazione empirica Rp-Cu definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

$$E_d \text{ (kg * cm}^{-2}\text{)} = e^{3,12+1,08C_u}$$

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

Per i terreni coesivi, è stata utilizzata la seguente formula di confronto :

$$\gamma_n \text{ (t/m}^3\text{)} = 2 + 0,515 * \text{Log (Cu)}$$

Per i terreni incoerenti, invece, è stato assunto un valore medio di γ_n variabile tra 1,8 e 1,9 t/m³.

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) all'interno dei fori penetrometrici è stata rilevata la presenza di acqua sotterranea ad una profondità di ca. 5,3 m (non sono note le possibili escursioni piezometriche);
- 3) facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 ed alla Circolare Esplicativa del C.S.L.P., per ciascuna unità che compone il modello geotecnico sono stati calcolati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ($\gamma(fk)$, $D_r(fk)$, $\phi(fk)$ e $E(fk)$), definiti come media probabilistica della distribuzione dei risultati ottenuti (ovvero il valore al di sotto del quale si colloca il 50% dei risultati).

Sulla base delle prove eseguite, quindi, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive.

Unità R	Terreno vegetale o di alterazione di spessore pari a ca. 0.8-1.0 m; l'orizzonte è caratterizzato da valori delle resistenze penetrometriche falsate dallo stato di disidratazione e non dalle caratteristiche geotecniche naturali.
Unità A	Si tratta di un orizzonte incoerente poco addensato fino alla profondità di ca. 2.4 m, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi=26^\circ-27^\circ$ e un modulo di deformazione $E=100 \text{ kg/cm}^2$.
Unità B	Alla base dell'unità A si riconosce un deposito a matrice limosa, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi=25^\circ$ e un modulo di deformazione $E=75 \text{ kg/cm}^2$. All'interno dell'unità si riconoscono livelli di peggiori caratteristiche geotecniche (angolo di attrito $\Phi=23^\circ$ e modulo di deformazione $E=50 \text{ kg/cm}^2$), probabilmente associati a una maggior componente argillosa. Nonostante il probabile comportamento semi-coesivo della sub-unità A2, cautelativamente, ai fini della risposta geotecnica non è stato considerato il

	contributo nella resistenza al taglio derivante dall'eventuale coesione della matrice fine.
<i>Unità C</i>	Alla profondità di 4.4-4.8 m si sviluppa un deposito sabbioso, caratterizzato da un angolo di attrito $\Phi=27^\circ$ e un modulo di deformazione $E=150 \text{ kg/cm}^2$.
<i>Unità D</i>	Oltre la profondità di circa 6 m si riconosce un terreno a matrice limosa per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi=24^\circ-25^\circ$ e un modulo di deformazione $E=75-80 \text{ kg/cm}^2$.

Il profilo geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione è rappresentato nella seguente figura.

Sig. Galli Giacomo
Cremona (CR), Via Postumia (Ambito di Trasformazione CR.15)



Sig. Galli Giacomo

Località: Cremona, via Postumia

Scala 1:40

Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Quota della falda dal p.c.(m): 5,28

Data:

Sigla: /Prova n.4

Quota dal p.c.(m):

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Modulo di Young(kg/cmq)	Angolo d'attrito(°)
0.80		Terreno vegetale/Orizzonte di alterazione	nc	nc
0.80				
1.00		Sabbia	100	26
1.80				
1.60		Limo/limo sabbioso	75	25
3.40				
1.10		Limo argilloso	50	23
4.50				
1.50		Sabbia	150	27
6.00				
1.60		Limo	75	24
7.60				

VALUTAZIONE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICO: STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Le recenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni rendono obbligatorio il metodo di calcolo agli stati limite (D.M. 14.01.2008), fatta eccezione per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4 (cap. 2.7 del D.M. citato). Considerato quindi l'azzonamento sismico del Comune di Cremona (zona sismica 3), nel corso della verifica di cui al presente studio si è proceduto a calcolare la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 14.01.2008 (capitolo 6). Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si parla di **stato limite ultimo** (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la capacità portante del sistema fondazione-terreno. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non verificandosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSB2), successivamente controllata con altri metodi (Meyerhof, Brinch-Hansen):

$$q_d = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

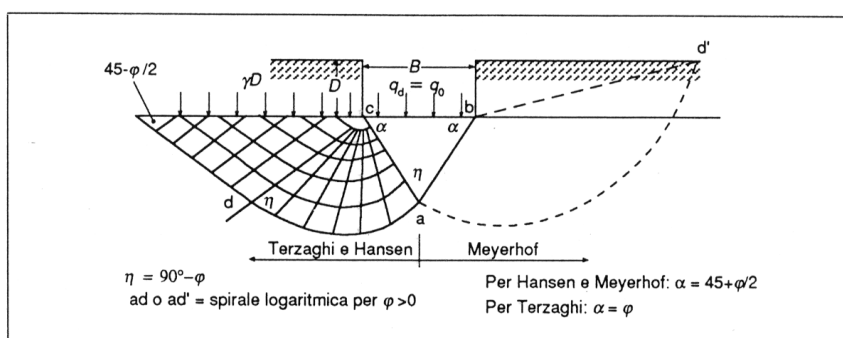
B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c, N_q, N_γ = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c, s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Preliminarmente all'analisi dei risultati, si desidera rammentare come nel calcolo della capacità portante svolga un ruolo importante il fattore "profondità", unitamente alla geometria della fondazione ed ai parametri geotecnici del terreno. La reazione del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico, infatti, prevede tre zone a comportamento meccanico e reologico differente:

- una zona geometricamente assimilabile ad un cuneo, in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti in modo solidale con la fondazione;
- una zona di scorrimento radiale, rappresentata da una serie di archi di spirale logaritmica o di cerchio, in cui avviene la trasmissione dello sforzo dalla zona del cuneo alla zona laterale;
- una zona laterale che si oppone alla penetrazione del cuneo nel terreno, la quale assume la forma di un triangolo. Sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione (γD).



Schema di rottura del terreno sotto una fondazione (Casadio & Elmi, 1995)

E' perciò evidente come riducendo l'incastro (D) delle strutture di fondazione rispetto a un eventuale piano interrato diminuisca il peso del terreno (γD) che svolge la funzione di contrasto alla penetrazione del cuneo di rottura. Nel caso di fondazioni accostate a un piano interrato, quindi, l'incastro D andrà calcolato come differenza di quota tra il piano di posa e la base del volume interrato.

Sulla base delle precedenti osservazioni e del profilo geotecnico definito in precedenza, sono state valutate le seguenti due ipotesi:

Ipotesi 1 – piano di posa entro l'Unità A con un incastro nei terreni (D) pari a 1 m;

Ipotesi 2 – piano di posa entro l'Unità B (profondità 3.20 m) con un incastro nei terreni (D) pari a 0.50 m rispetto a un piano interrato 2.7 m sotto il piano campagna.

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. del citato D.M. 14.01.2008.

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 1**, costituito da due combinazioni così articolate:

Combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$$R_d/E_d \geq 1$$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

STATI LIMITE ULTIMI (SLU) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

SINTESI DATI PROGETTUALI – IPOTESI 1

Dati Geometrici:

Tipologia di fondazione = nastriforme

Incastro **minimo** della fondazione nei terreni (**D**) = 1.0 m

Terreni di fondazione = **Unità A**

Sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità qualsiasi orizzonte di alterazione/riporto superficiale indipendentemente dallo spessore rilevato.

Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} * (B * L) / \gamma_R$ (Tabella 6.4.1 colonna R1)

è:

FONDAZIONE NASTRIFORME - IPOTESI 1						
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
80	100	3,07	301,06	1	24,56	240,85
100	100	3,23	316,75	1	32,30	316,75
120	100	3,29	322,64	1	39,48	387,17
150	100	3,44	337,35	1	51,60	506,02

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1.25$; $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_{cu} = 1.4$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} * (B * L) / \gamma_R$ diviene:

FONDAZIONE NASTRIFORME - IPOTESI 1								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
80	100	1,75	171,62	1,8	0,97	95,34	7,78	76,27
100	100	1,83	179,46	1,8	1,02	99,70	10,17	99,70
120	100	1,85	181,42	1,8	1,03	100,79	12,33	120,95
150	100	1,92	188,29	1,8	1,07	104,60	16,00	156,91

SINTESI DATI PROGETTUALI – IPOTESI 2

Dati Geometrici:

Tipologia di fondazione = nastriforme
 Profondità del piano di posa = 3.20 m rispetto al piano campagna
 Incastro **minimo** della fondazione nei terreni (**D**) rispetto al volume interrato = 0.5 m
 Terreni di fondazione = **Unità B**

Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)
 coefficienti parziali applicati: $\gamma_f = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

FONDAZIONE NASTRIFORME - IPOTESI 2						
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
80	100	1,43	140,24	1	11,44	112,19
100	100	1,51	148,08	1	15,10	148,08
120	100	1,58	154,95	1	18,96	185,93
150	100	1,70	166,71	1	25,50	250,07

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)
 coefficienti parziali applicati: $\gamma_f = 1$; $\gamma_c = 1.25$; $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_{cu} = 1.4$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ diviene:

FONDAZIONE NASTRIFORME - IPOTESI 2								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]/ml	Rd [kN]/ml
80	100	0,84	82,38	1,8	0,47	45,76	3,73	36,61
100	100	0,88	86,30	1,8	0,49	47,94	4,89	47,94
120	100	0,91	89,24	1,8	0,51	49,58	6,07	59,49
150	100	0,97	95,12	1,8	0,54	52,85	8,08	79,27

I modesti risultati in termini di reazione geotecnica agli SLU GEO deriva soprattutto dallo scarso incastro D della fondazione rispetto al piano interrato. Per migliorare la risposta sarà sufficiente approfondire ulteriormente la fondazione rispetto alla quota dell'interrato.

STATI LIMITI D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni (Metodo di Newmark) prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'approccio 1-combinazione 2 sono stati stimati i cedimenti assoluti riassunti nella seguente tabella ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSB2).

Va tuttavia ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

IPOTESI 1

I risultati dei cedimenti calcolati sono riassunti nella seguente tabella.

FONDAZIONE NASTRIFORME - IPOTESI 1						
B [cm]	L [cm]	q_{lim}/γ_R [kg*cm⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Ed [kg*10³]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
80	100	0,97	95,34	7,78	76,27	17-20
100	100	1,02	99,70	10,17	99,70	21-25
120	100	1,03	100,79	12,33	120,95	24-30
150	100	1,07	104,60	16,00	156,91	29-35

Si tratta quindi di terreni con una sensibile propensione ai cedimenti, al limite della soglia dei 25-30 mm che la geotecnica tradizionale indica come "cedimento accettabile".

IPOTESI 2

Nel calcolo dei cedimenti è stato valutato l'effetto determinato dal peso del terreno che verrà rimosso per la realizzazione del piano interrato, il quale avrà agito da carico di pre-consolidazione sul piano di posa della fondazione (effetto "galleggiamento" o "flottazione"): ipotizzando un peso di volume del terreno pari ad almeno 1.8 t/m^3 , ogni metro di interramento ridurrà di circa 0.18 kg/cm^2 il carico effettivamente responsabile del consolidamento del terreno.

I risultati sono riassunti nella seguente tabella.

FONDAZIONE NASTRIFORME - IPOTESI 2						
B [cm]	L [cm]	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Ed [kg*10 ³]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimenti S (mm) compensati
80	100	0,47	45,76	3,73	36,61	4-5
100	100	0,49	47,94	4,89	47,94	5-6
120	100	0,51	49,58	6,07	59,49	6-7
150	100	0,54	52,85	8,08	79,27	7-9

SUGGERIMENTI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi del vigente D.M. 14.01.2008), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Codogno, 30.07.2015

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

dott. geologo Marco Daguati




Sig. Galli Giacomo
Cremona (CR), Via Postumia (Ambito di Trasformazione CR.15)

COROGRAFIA

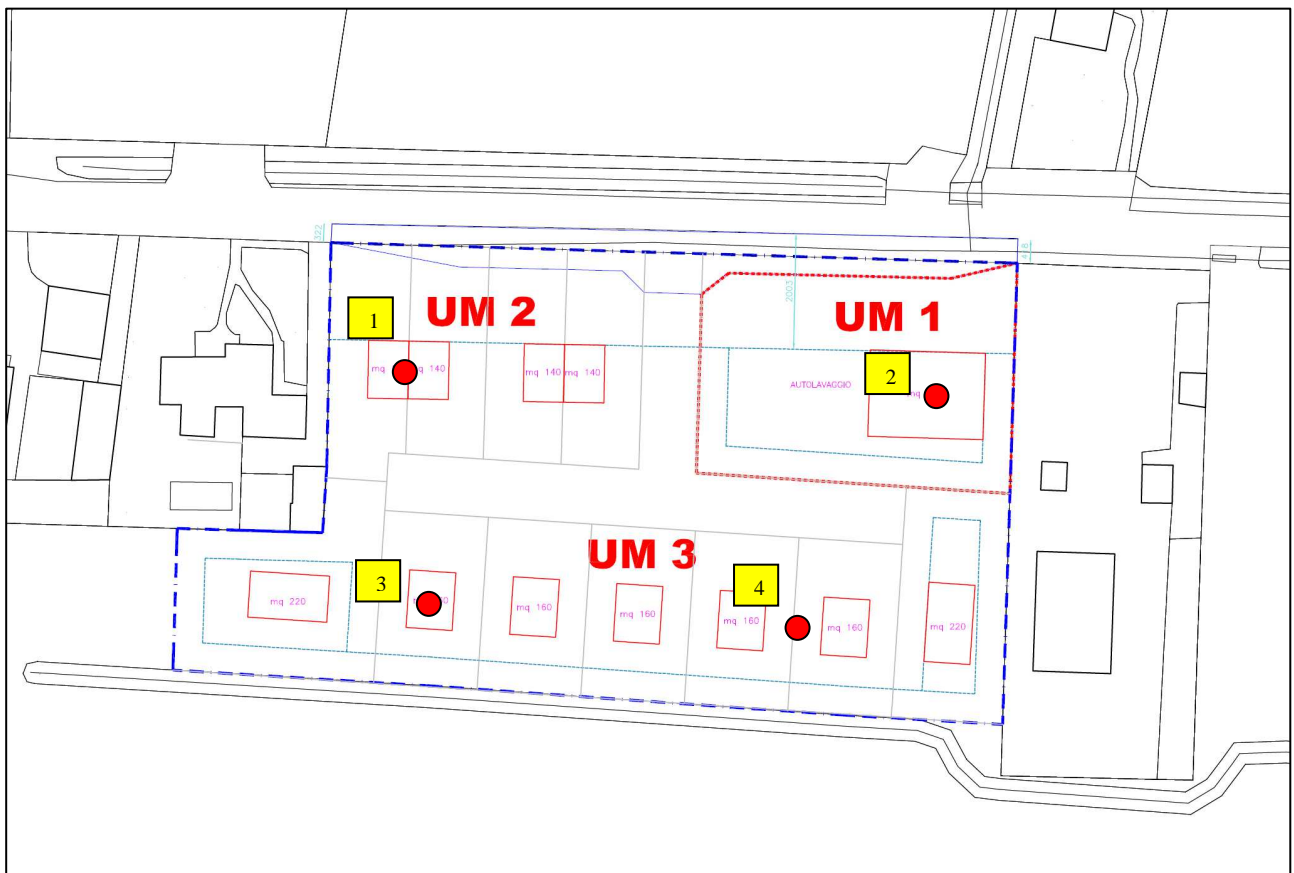
(Base: Google Earth)

Ubicazione dell'area



PLANIMETRIA DELL'AREA

- 1**
- Ubicazione delle prove penetrometriche (CPT) e relativa numerazione



Sig. Galli Giacomo
Cremona (CR), Via Postumia (Ambito di Trasformazione CR.15)

**REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMETRICI
e RELATIVA CORRELAZIONE TRA UNITA' GEOTECNICHE**

Sig. Galli Giacomo
Cremona (CR), Via Postumia (Ambito di Trasformazione CR.15)

CPT n. 1			CPT n. 2			CPT n. 3			CPT n. 4		
Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²
0,2	1	2	0,2	1	2	0,2	1	2	0,2	1	2
0,4	93	100	0,4	95	138	0,4	63	93	0,4	98	136
0,6	70	100	0,6	90	132	0,6	85	102	0,6	117	176
0,8	56	104	0,8	68	95	0,8	56	94	0,8	89	160
1	61	104	1	55	102	1	55	90	1	64	132
1,2	52	111	1,2	68	97	1,2	62	103	1,2	68	120
1,4	47	86	1,4	65	90	1,4	63	107	1,4	65	134
1,6	43	77	1,6	66	98	1,6	58	96	1,6	59	118
1,8	45	94	1,8	68	100	1,8	45	68	1,8	86	131
2	24	66	2	72	102	2	44	70	2	36	71
2,2	27	39	2,2	54	89	2,2	32	53	2,2	42	53
2,4	23	31	2,4	41	61	2,4	25	48	2,4	31	47
2,6	49	65	2,6	23	48	2,6	30	58	2,6	36	48
2,8	78	96	2,8	32	53	2,8	31	58	2,8	37	47
3	57	79	3	24	37	3	43	72	3	28	39
3,2	27	53	3,2	29	56	3,2	50	77	3,2	30	40
3,4	38	64	3,4	35	61	3,4	35	75	3,4	33	48
3,6	59	95	3,6	37	62	3,6	54	96	3,6	27	45
3,8	32	70	3,8	30	54	3,8	58	89	3,8	25	36
4	54	99	4	18	28	4	46	63	4	20	34
4,2	35	78	4,2	26	35	4,2	62	94	4,2	19	28
4,4	35	67	4,4	42	61	4,4	40	65	4,4	13	29
4,6	83	116	4,6	37	50	4,6	32	48	4,6	42	74
4,8	81	133	4,8	46	73	4,8	67	97	4,8	59	90
5	74	118	5	63	95	5	72	108	5	64	97
5,2	72	114	5,2	65	104	5,2	77	120	5,2	62	85
5,4	70	112	5,4	78	99	5,4	75	118	5,4	64	100
5,6	64	92	5,6	67	94	5,6	81	124	5,6	59	97
5,8	55	91	5,8	53	91	5,8	56	89	5,8	57	90
6	27	39	6	60	92	6	32	51	6	53	82
6,2	11	21	6,2	31	48	6,2	33	55	6,2	20	38
6,4	58	83	6,4	20	32	6,4	24	48	6,4	16	30
6,6	63	86	6,6	28	53	6,6	13	21	6,6	38	59
6,8	47	85	6,8	65	89	6,8	39	65	6,8	42	71
7	40	96	7	54	92	7	52	87	7	34	62
7,2	27	44	7,2	31	48	7,2	34	58	7,2	24	38
7,4	36	59	7,4	33	49	7,4	33	46	7,4	35	57
7,6	45	75	7,6	46	77	7,6	47	73	7,6	43	68
7,8	40	64	7,8	54	83	7,8	52	76	7,8	-	-
8	-	-	8	-	-	8	-	-	8	-	-

Sig. Galli Giacomo
Cremona (CR), Via Postumia (Ambito di Trasformazione CR.15)

PROFILI VERTICALI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

Committente: Sig. Galli Giacomo

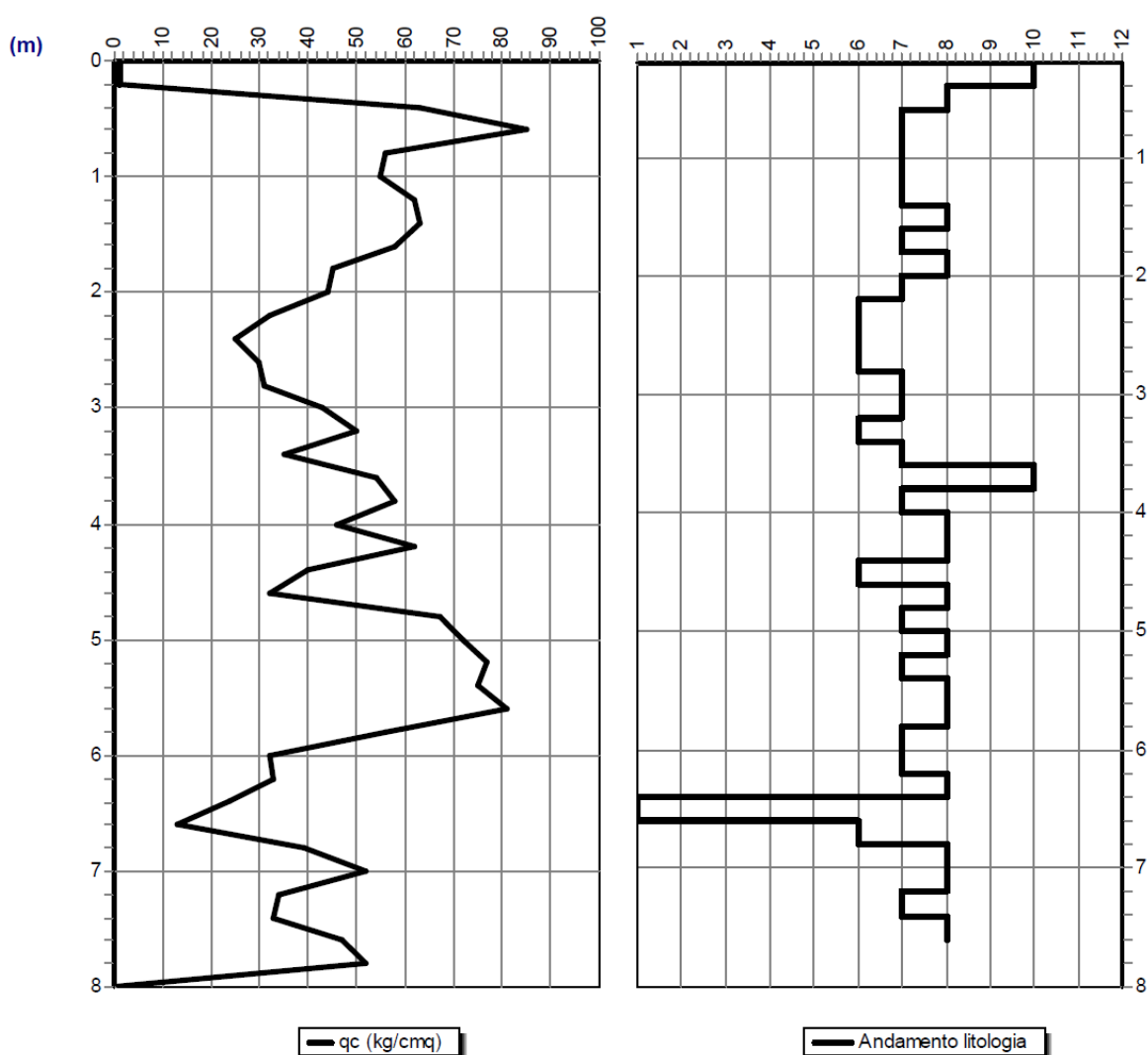
Località: Cremona, via Postumia

Data: Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m): Sigla: \Prova n.3

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

