



**Città Metropolitana
di VENEZIA**

Regione VENETO

PROGETTO

**Ampliamento "Vetreria Zignago Vetro"
di Fossalta di Portogruaro
Sezione II
Forno Fusorio F1bis
Progetto Definitivo**

COMMITTENTE



Zignago Vetro S.p.A.

Viale Ita Marzotto, 8
30025 - Villanova di Fossalta di Portogruaro
VENEZIA

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

NUMERO ELABORATO

PD-F1bis.MF-ST-R01

DATA PRIMA EMISSIONE
03.07.2017

PROGETTISTI

Ing. Marco Pujatti

Ing. Pieralberto Fadalti

FIRME COMMITTENTE

Indice

1. PREMESSE.....	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3. STRUMENTI SOFTWARE (DM14/01/2008 cap.10)	4
4. SCELTA DELL'APPROCCIO PROGETTUALE.....	5
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE E MODELLO STRATIGRAFICO	5
6. SOLUZIONE TECNICA.....	6
7. SOLUZIONE OPERATIVA.....	6
8. CALCOLO DELLA PARATIA	7
9. ALLEGATI.....	14

1. PREMESSE

L'intervento prevede la realizzazione di un palancoato provvisorio a protezione dello scavo per la realizzazione di un vano interrato destinato alle macchine formatrici nell'ambito dell'ampliamento della Vetreria "Zignago Vetro" di Fossalta di Portogruaro(VE).

L'opera dovrà avere breve durata e dovrà permettere esclusivamente la realizzazione dei muri della zona interrata.

Per ogni altra funzione attribuita all'opera in questione il palancoato dovrà essere verificato con le nuove condizioni di carico.

Il livello della falda nel terreno è stato assunto pari ad -1.50 m dal p.c..

In caso di forti e/o prolungati periodi di pioggia il livello di falda può variare, sarà dunque opportuno verificare che la falda si mantenga ad un livello inferiore o uguale a 1.50 m dal p.c. prima di eseguire lo scavo.

La quota dello scavo è assunta pari a 6.0 m dal piano lavoro che corrisponde alla quota 0.00 della prova CPTU n°FC presa a riferimento. Prima di realizzare lo scavo dovrà essere abbassata la falda fino a quota almeno pari a -6.00 m dal piano campagna.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono state esaminate n°7 prove penetrometriche statiche e n°1 sondaggio eseguiti dalla SRV Indagini Geologiche S.r.l. di Latisana (UD) nell'aprile 2017 nell'area soggetta all'intervento. Le prove penetrometriche sono state spinte fino alla profondità compresa tra 20 e 30 m dal piano campagna mentre il sondaggio fino alla profondità di 40 m dal piano campagna.

3. STRUMENTI SOFTWARE (DM14/01/2008 cap.10)

Nell'esecuzione dei calcoli si è ricorsi ai seguenti strumenti software (DM 14/1/2008 10):

- Microsoft Excel 2007: Si tratta di un programma facente parte della suite Microsoft Office 2007 che consente di lavorare su fogli di calcolo. Per svolgere i vari calcoli necessari per dimensionamento e verifica degli elementi strutturali è stato utilizzato un foglio di calcolo preimpostato ad opera dell'azienda stessa di comprovata validità.

- Modulo DIAF all'interno di ENG 8.31 12/2012 della Sigma c soft

4. SCELTA DELL'APPROCCIO PROGETTUALE

Secondo quanto indicato al paragrafo 2.4.1 e Tabella 2.4.I delle Norme Tecniche 2008 le opere provvisorie sono da considerarsi di TIPO 1 e per una vita nominale dell'opera inferiore a 2 anni le verifiche sismiche possono essere omesse.

L'opera oggetto di questa relazione dovrà dunque essere mantenuta in funzione per un periodo inferiore a due anni, salvo il ricalcolo della stessa comprendendo le azioni sismiche relative al sito.

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE E MODELLO STRATIGRAFICO

Descrizione stratigrafica:

Quota falda: -1.50 m

STRATO A Da quota 0.00 m a quota -1.50 m

Argille

$c_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

fuori falda

Peso specifico 16 kN/mc

$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

$\phi' = 20^\circ$

STRATO A' Da quota -1.50 m a quota -3.00 m

Argille

$c_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

in falda

Peso specifico 11 kN/mc

$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

$\phi' = 20^\circ$

STRATO B' Da quota -3.00 m a quota -6.00 m

Sabbie

In falda

Peso specifico immerso 11 kN/mc

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 28^\circ$$

STRATO A' Da quota -6.00 m a quota -7.00 m

Argille

$$c_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

in falda

Peso specifico 11 kN/mc

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 20^\circ$$

STRATO B' Da quota -7.00 m a quota -7.50 m

Sabbie

In falda

Peso specifico immerso 11 kN/mc

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 28^\circ$$

STRATO A' Da quota -7.50 m a quota -9.00 m

Argille

$$c_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

in falda

Peso specifico 11 kN/mc

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 20^\circ$$

STRATO C' Da quota -9.00 m a quota -12.00 m

Sabbie

In falda

Peso specifico immerso 11 kN/mc

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 33^\circ$$

6. SOLUZIONE TECNICA

Lo scavo in progetto ha profondità rispetto al piano campagna di circa 6.00 m ed il sostegno previsto è costituito da una paratia verticale formata da palancole tipo Larssen con tiranti inclinati a tergo del paramento che costituiscono un vincolo alle deformazioni di testa del paramento.

I tiranti a tergo delle palancole sono inclinati di 30° rispetto al piano orizzontale.

In particolare la struttura che si verificherà a seguire sarà così composta:

Parete verticale: palancole Larssen tipo 606 lunghezza L=12.00 m;

Tiranti: tiranti del 1° ordine formati da n°3 trefoli ciascuno, inclinati di 30° rispetto all'orizzontale e della lunghezza L=20.00 m realizzati alla profondità di -1.50 m dal piano campagna.

7. SOLUZIONE OPERATIVA

Si prevede di eseguire l'intervento secondo le seguenti fasi operative:

1. Infissione palancole;
2. Abbassamento della falda a quota almeno pari a -6.50 m dal piano campagna;
3. Scavo -1.50 m;
4. Esecuzione tiranti inclinati dove necessario;
5. abbassamento della falda a fondo scavo con idoneo sistema di drenaggio; al fine di contenere le spinte si è ipotizzato un abbassamento della falda anche a tergo del palancolato.
6. scavo fino alla quota di -6.00m;
7. getto del magrone di fondazione.

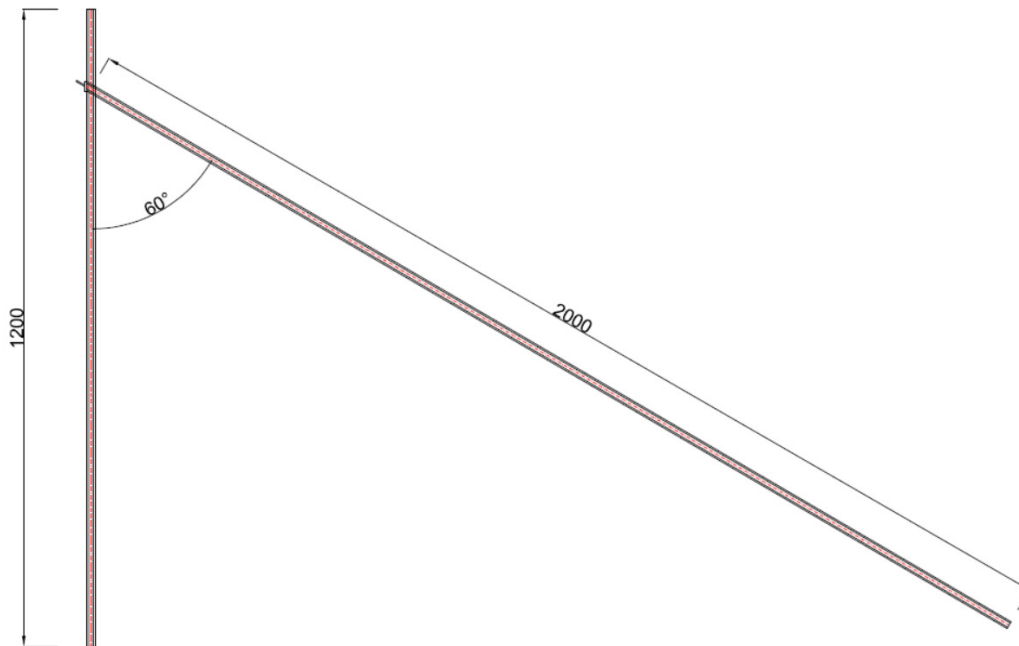
Per evitare la nascita di piccole deformazioni lungo il palancolato si consiglia di effettuare il getto del magrone di fondazione nei tempi immediatamente successivi allo scavo di - 6.00 m.

8. CALCOLO DELLA PARATIA

La paratia viene calcolata con programma automatico DIAF della σ_c soft di Padova che adotta, quale metodo di calcolo, la tecnica delle differenze finite applicata all'equazione differenziale del quart'ordine tipica di una trave elastica su suolo elastico alla Winkler. Qui il terreno viene schematizzato con delle molle a comportamento elasto-plastico, parametrizzate mediante le pressioni limite attiva P_a e passiva P_p , la pressione a riposo P_0 e il coefficiente di spinta orizzontale K_h che caratterizza la fase elastica.

Mettendo in conto le plasticizzazioni del terreno, il programma permette di inserire ed analizzare l'effetto di eventuali isteresi dovute alle diverse fasi di costruzione del diaframma. In tal senso diviene importante individuare quel criterio di lavorazione che rende minimo lo stato deformativo e di sollecitazione del diaframma.

Il programma permette genera automaticamente le combinazioni di carico secondo le indicazioni del capitolo 6 del DM14/01/2008.



I parametri di calcolo utilizzati sono:

Parete verticale

la paratia viene realizzata con palancole Larssen tipo 606 L=12.00 metri.

$$J = 543.7 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

$$E = 2140700 \text{ kg/cmq}$$

Tiranti

A tergo della parete verticale vengono realizzati dei tiranti inclinati della lunghezza di 20.00 m ad interasse di 2.40 m inclinati di 30° rispetto all'orizzontale.

Nel modello vengono rappresentati da una molla che entra in funzione dopo la realizzazione della trave di coronamento.

La costante elastica della molla viene così calcolata:

$$k \left[\frac{\text{kgcm}}{\text{cm}} \right] = \frac{\frac{A \cdot E}{L - \frac{L_a}{2}}}{i} \cdot \cos(90^\circ - \alpha)$$

Dove:

A[cmq]=3.63 area sezione trefolo

E[kg/cmq]=2100000 modulo elastico acciaio

L[cm]=2000 lunghezza tirante

La[cm]=1450 lunghezza di amarro (ricavata nei paragrafi seguenti)

l[cm]=240 interasse tiranti inclinati

$\alpha = 60^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto alla verticale del tirante

$$k = \frac{\frac{3.63 \text{ cm}^2 \cdot 2100000 \text{ kg/cm}^2}{2000 \text{ cm} - \frac{1450 \text{ cm}}{2}}}{240} \cdot \cos 30^\circ = 21.57 \frac{\text{kgcm}}{\text{cm}} \approx 21 \text{ kg} = 0.21 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Carichi permanenti/accidentali

Non sono stati considerati carichi accidentali agenti a tergo del palancolato.

I valori ottenuti dal calcolo eseguito vengono di seguito riportati.

a. SPOSTAMENTI

Come indicato al paragrafo 6.5.3.2 del DM14/01/2008 gli spostamenti vengono stimati con verifiche agli Stati Limite d'Esercizio e risultano:

SLE	Spostamento_{max} (cm)
Combinazione rara	1.2

b. SOLLECITAZIONI

Calcolate secondo le due combinazioni di coefficienti indicate al paragrafo 6.5.3.1.2.

SLU	M_{max} (kg·cm/cm)	T_{max} (kg/cm)
Combinazione 1	28688	121

c. VERIFICA DELLA PARETE VERTICALE

Viene eseguita la verifica a flessione secondo il paragrafo 4.2.4.1 del DM14/01/2008, controllando che il momento di progetto sia minore del momento resistente.

Il momento resistente della sezione si determina con la seguente formula:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2500cm^3 \cdot 35.5kN / cm^2}{1.05} = 59166kgm = 591.66kNm$$

Nella quale W_{pl} è il modulo resistente della singola palancola, f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio e γ_{M0} è il coefficiente di riduzione secondo le Norme Tecniche 2008.

Il momento sollecitante di progetto M_{ed} pari a 286.88 kNm risulta quindi inferiore al momento resistente pari a 591.66 kNm.

d. Dimensionamento dei tiranti inclinati

La sollecitazione di trazione agente sui micropali inclinati è data dalla relazione

$$T_d = T_{\max} \times i \times \frac{1}{\sin \alpha}$$

con

i = interasse tiranti inclinati

α = inclinazione tiranti rispetto la verticale

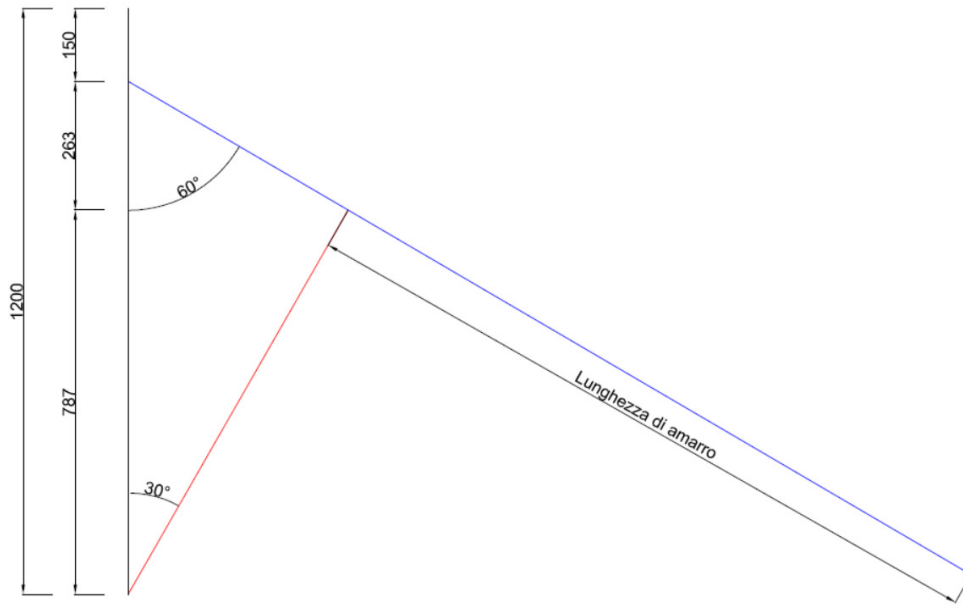
$$T_d = \frac{121 \text{ kg/cm} \times 240 \text{ cm}}{\sin 60^\circ} = 33532 \frac{\text{kg}}{\text{tirante}} = 335.3 \frac{\text{kN}}{\text{tirante}}$$

Il calcolo della portata utile del tirante è stato effettuato utilizzando le usuali correlazioni che suddividono il terreno in strati di caratteristiche omogenee desunti dalle prove penetrometriche eseguite e considerando solo il tratto di palo esterno alla zona di spinta attiva a monte della paratia.

La parete verticale è composta da palancole Larssen di lunghezza 20.00 m.

Sulla base dei dati geologici in nostro possesso si è scelto per il calcolo del cuneo di spinta un angolo d'attrito pari a 33°.

Noto che l'inclinazione sulla verticale del cuneo di spinta è pari a 45°-33°/2=28.5°(assumiamo a favore di sicurezza un angolo di 30°), lo spessore di terreno da non considerare risulta quindi pari a circa 2.6 m.



Ad essa corrisponde un tratto di micropalo pari a $2.6/\cos 60^\circ = 5.2$ m, approssimato a 5.5 m che non sarà considerato nel conto.

Si osserva che il micropalo d'ancoraggio arriva ad una profondità pari a $1.5 + (20 \cdot \cos 60^\circ) = 11.50$ m.

Metodo Bustamante e Doix

La portata di un singolo elemento si può calcolare con la relazione:

$$Ql = D_i \pi L_i q_s$$

Con:

q_s = coefficiente di interazione palo-terreno funzione della spinta laterale, dal tipo di terreno e dalla pressione di iniezione; (abaco di Bustamante)

D_i = diametro efficace dipendente dal tipo di terreno, dalla pressione di iniezione e proporzionale al diametro di perforazione; $\alpha_0 \times D$. A favore della sicurezza assumiamo un coefficiente $\alpha_0 = 1$.

L_i = spessore dello strato i-esimo

Il valore della resistenza di punta non viene considerato.

In allegato viene riportato il dettaglio dei calcoli.

Il valore di resistenza limite ottenuto dalle predette formule è da ritenersi un valore di calcolo da cui si dovranno estrapolare, secondo normativa (D.M. 14 gennaio 2008 6.4.3.1.1), prima il valore caratteristico $R_{a,k}$ e poi i valori di progetto $R_{a,d}$ della resistenza del tirante.

Riassumiamo di seguito i valori di capacità portante limite ottenuti per la prova CPTU FC (verticale considerata nel calcolo).

verticale	Ql trz[kN]
1	660

Essendo la resistenza a sfilamento una resistenza a trazione non è stato considerato il contributo della punta.

Ricordiamo che, nel caso specifico dei tiranti, i valori dei parametri del terreno da prendere in considerazione sono coefficientati per tutti gli approcci secondo M1 (Tab. 6.2.II), come indicato al capitolo 6.6.2 del DM14/01/2008.

Per il calcolo dei **valori caratteristici** si dovranno applicare i fattori di correlazione ξ_i ; essi dipendono dalla metodologia usata per il calcolo, nel nostro caso:

b) con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

E dal numero di verticali indagate che in questo caso vengono assunte pari a 1:

verticali	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Ricordando che le espressioni per il calcolo dei valori caratteristici indicati dalla normativa sono le seguenti:

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,cal})_{media}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,cal})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

dalla quale si ottiene un valore di $R_{a,k}$ di 388,2 kN.

Per il calcolo della **resistenza di progetto** per i diversi stati limite si dovranno applicare i seguenti coefficienti di sicurezza parziali:

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

I coefficienti da applicare sono quelli indicati per i tiranti temporanei.

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_{Ra,p}} = \frac{388.2kN}{1.1} = 352.9kN$$

Il valore così ottenuto viene confrontato con la massima azione di progetto T_d con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 indicata al capitolo 6.6.2 del DM14/01/2008.

$$T_d = 322.2kN < 352.9kN = R_{a,d}$$

Il tirante risulta verificato.

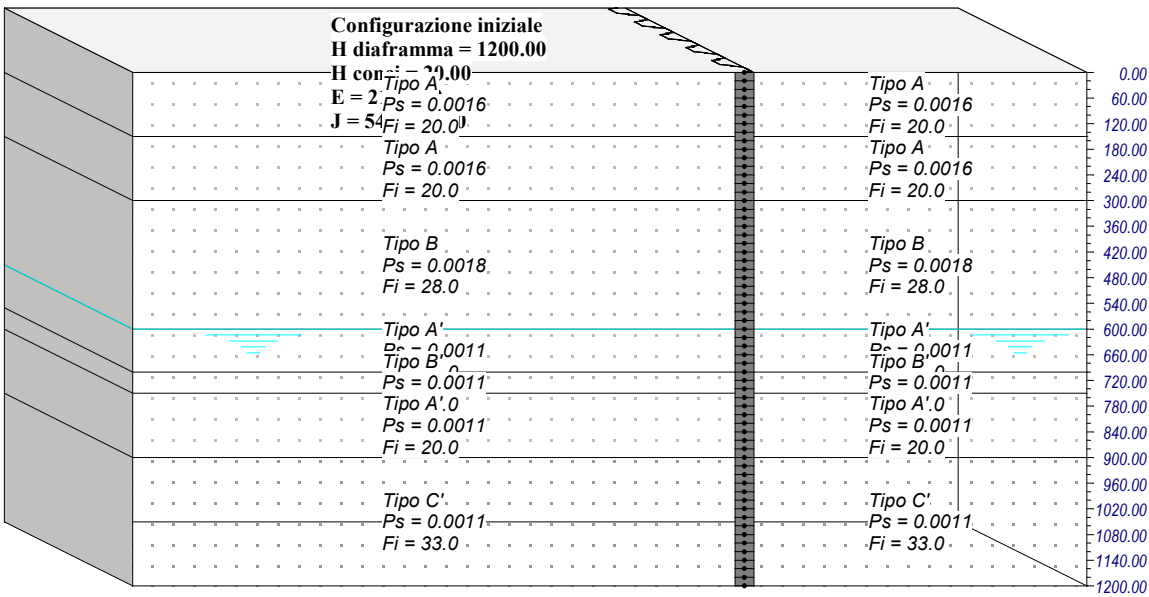
Il tirante sarà realizzato con n°3 trefoli e con Betoncino RS30 per un diametro di 160mm m.r..

9. ALLEGATI

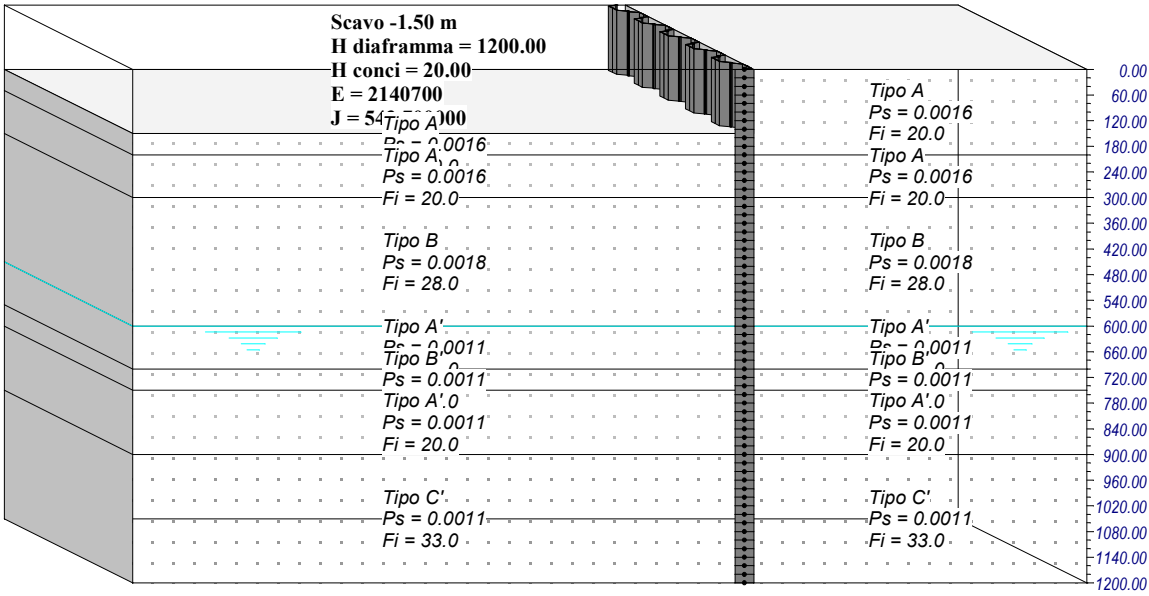
1. Schema di calcolo, diagrammi di calcolo della berlinese

GEOFONDAZIONI INGEGNERIA E LAVORI s.r.l.

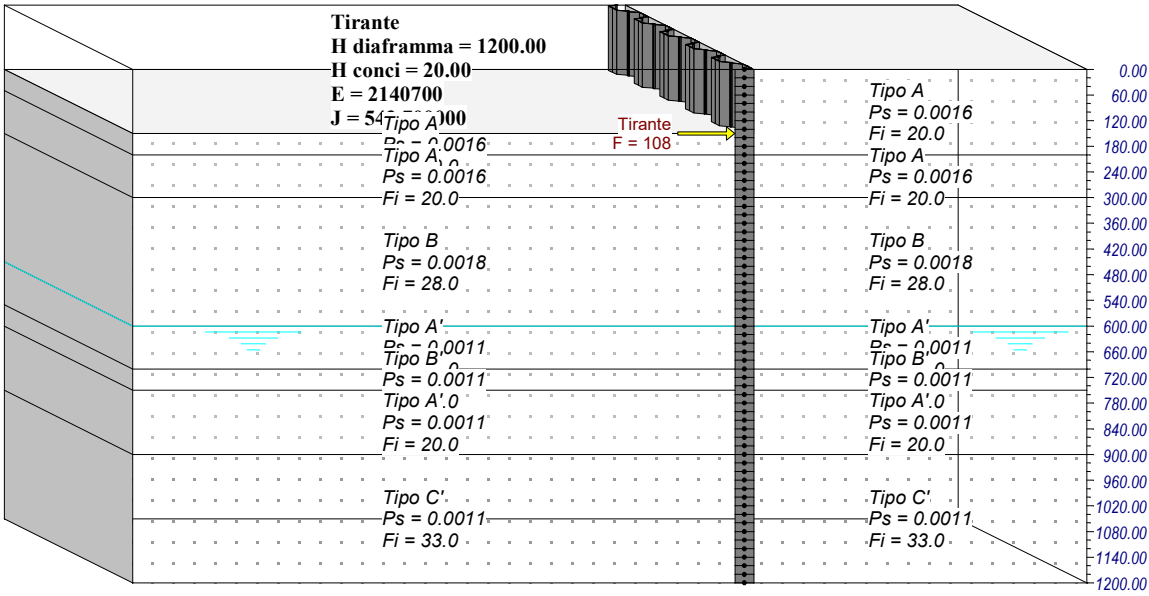
UFFICIO TECNICO



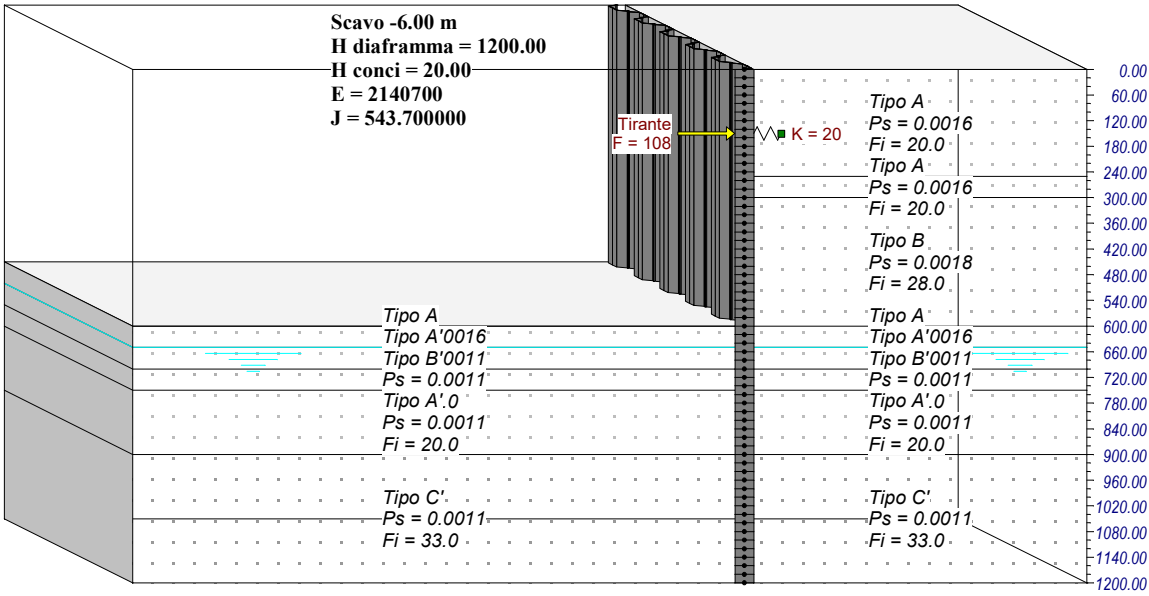
▼ Configurazione iniziale
△ Scavo -1.50 m
△ Tirante
△ Scavo -6.00 m



△ Configurazione iniziale
▼ Scavo -1.50 m
△ Tirante
□ Scavo -6.00 m



△ Configurazione iniziale
△ Scavo -1.50 m
▼ Tirante
□ Scavo -6.00 m



△ Configurazione iniziale
△ Scavo -1.50 m
△ Tirante
△ Scavo -6.00 m

