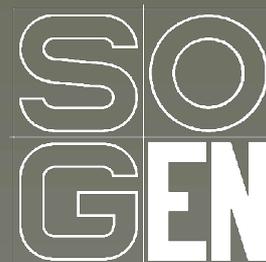


Cliente:

BONOTTO Srl
Via Opus, 5
31040 Salgareda (TV) ITALIA



Lavoro:

**LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UN NUOVO FORNO
PRESSO LO STABILIMENTO VETRI SPECIALI S.p.A.
DI ORMELLE (TV)**

Documento:

**RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI
SCAVI**

FABBRICATO 03 - FORNO



Codice documento

17063G1100A

E					
D					
C					
B					
A	31-05-2017	EMISSIONE	D. STELLA	S.CARRARO	S.CARRARO
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO



Cert. Nr. 501008053

SOGEN s.r.l. SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

SEDE LEGALE: via Bonazza, 33 - 35132 Padova (PD) - IT
SEDE OPERATIVA: via Bonazza, 33 - 35132 Padova (PD) - IT
INTERNET: www.sogen.it ftp.sogen.eu

p.iva e c.f. IT-03651260287
tel. +39 049 864 6799 fax +39 049 864 8442
email: info@sogen.it tecnico@sogen.it segreteria@sogen.it



INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI E NORMATIVE	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	Acciaio da carpenteria per palancole	5
3.2	Acciaio da carpenteria per profili	5
4	PROFILO GEOTECNICO	6
6.1	Generalità	8
6.2	Modellazione degli elementi	8
6.2.1	Terreno di sedime	8
6.2.2	Elementi palancola	8
6.2.3	Elemento puntellazione	8
6.3	Carichi applicati	9
6.3.1	Sovraccarico variabile al p.c.	9
6.3.2	Azione sismica	9
6.4	Risultati delle modellazioni	9
6.4.1	Generalità	9
6.4.2	Spostamenti	11
6.4.3	Sollecitazioni sulle palancole e sui puntelli	12
7.1	Verifica della palancola a flessione	14
7.2	Verifica del sistema di puntellazione	14
7.3	Verifica di infissione	16

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle opere provvisionali di sostegno dello scavo si inserisce nell'ambito dei lavori di LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UN NUOVO FORNO PRESSO LO STABILIMENTO VETRI SPECIALI S.p.A. DI ORMELLE (TV).

Nello specifico si riportano le verifiche delle opere provvisionali di sostegno dello scavo del Fabbricato 03 – Forno, per l'esecuzione della porzione interrata dell'edificio. Lo scavo presenta altezza dal p.c. di 7.00 metri e dimensioni in pianta pari a 60x60m, con forma irregolare. Il sostegno dello scavo avviene con palancole metalliche tipo L604 di lunghezza pari a 16.0m, previa l'esecuzione di uno sbancamento generale di 1.5m dal p.c., per un'altezza netta di sostegno dello scavo pari a 5.5m. Le palancole sono puntellate da sistema di puntatura e composta da travi di ripartizione in 2 HEB550 e puntoni metallici.

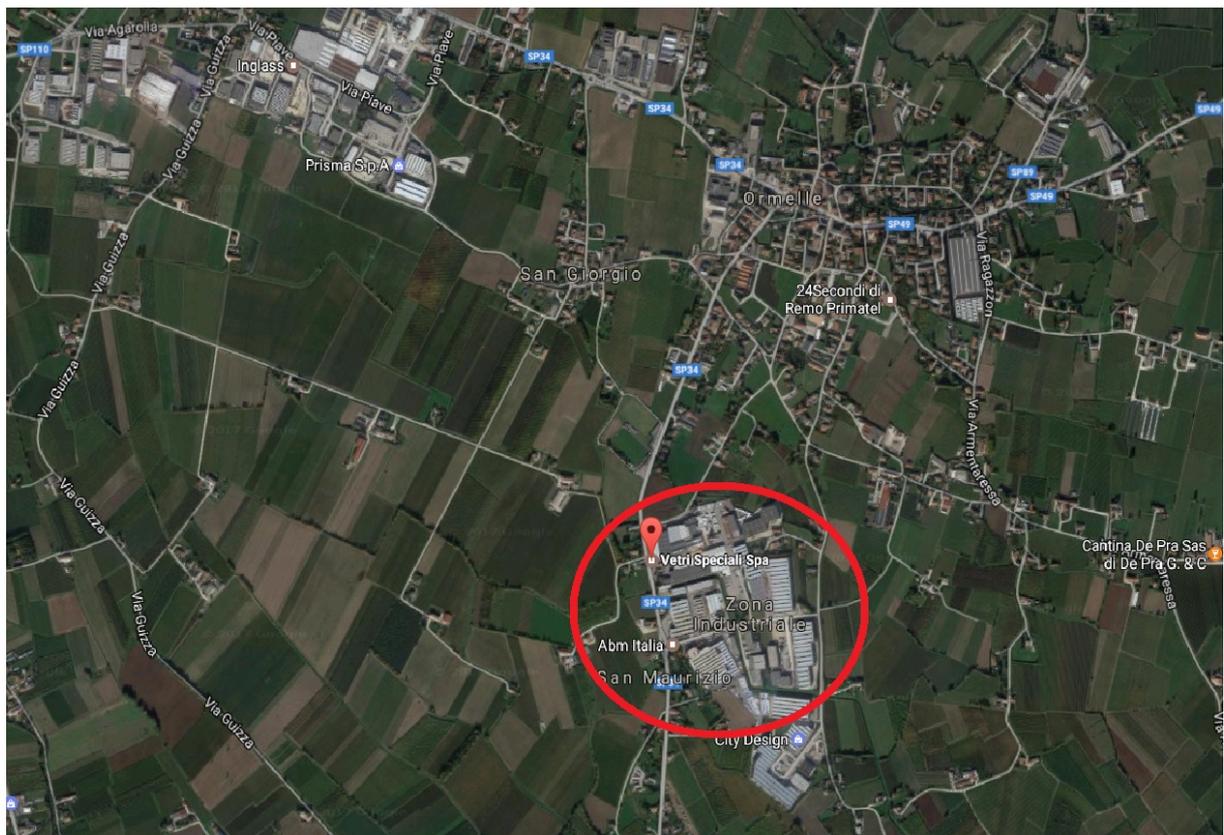


Figura 1.1. Immagine satellitare con individuazione della zona dello scavo



2 RIFERIMENTI E NORMATIVE

I riferimenti presi in considerazione per la redazione del presente documento sono:

- AGI – giugno 1977: “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- D.M. 11.03.1988 : “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno e delle opere di fondazione”.
- Circ.Min. 24.09.1988: “Istruzioni relative alle ”Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno e delle opere di fondazione”.
- D.M. 14.01.08 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.
- Circ. Min. LL.PP. 2 febbraio 2009, n. 617 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE “NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” DI CUI AL D.M. 14 GENNAIO 2008.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vengono di seguito riportate le caratteristiche dei materiali considerate nei calcoli di progetto.

3.1 Acciaio da carpenteria per palancole

ACCIAIO DA CARPENTERIA - Rif. DM 14/01/2008			
qualità		S 275	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1.10	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	γ_{M2}	1.25	
peso specifico	ρ	78.50	kN/mc
modulo elastico	E	210000	MPa
modulo di elasticità trasversale $G = E / (2 \times (1 + \nu))$	G	80769	MPa
coeff. di Poisson	ν	0.30	
coeff. espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	$^{\circ}C^{-1}$
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	275.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430.00	MPa
resistenza di calcolo delle sezioni $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	f_{yd}	261.90	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1}$	261.90	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità negli elementi dei ponti $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1,ponti}$	250.00	MPa
resistenza di calcolo per sezioni tese con fori $f_{yd,2} = f_{yk} / \gamma_{M2}$	$f_{yd,2}$	220.00	MPa

3.2 Acciaio da carpenteria per profili

ACCIAIO DA CARPENTERIA - Rif. DM 14/01/2008			
qualità		S 355	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1.10	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	γ_{M2}	1.25	
peso specifico	ρ	78.50	kN/mc
modulo elastico	E	210000	MPa
modulo di elasticità trasversale $G = E / (2 \times (1 + \nu))$	G	80769	MPa
coeff. di Poisson	ν	0.30	
coeff. espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	$^{\circ}C^{-1}$
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510.00	MPa
resistenza di calcolo delle sezioni $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	f_{yd}	338.10	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1}$	338.10	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità negli elementi dei ponti $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1,ponti}$	322.73	MPa
resistenza di calcolo per sezioni tese con fori $f_{yd,2} = f_{yk} / \gamma_{M2}$	$f_{yd,2}$	284.00	MPa

4 PROFILO GEOTECNICO

Per la redazione del presente documento si farà riferimento a quanto riportato nella "Relazione geologica e Geotecnica" redatta dal Dott. Geol. Paolo Sivieri nel novembre 2016.

Sono stati eseguiti n° 7 sondaggi a carotaggio continuo e n. 3 SPT per ogni sondaggio, oltre che prove di permeabilità Lefranc su 2 dei 7 sondaggi.

Si desume quindi la seguente stratigrafia (Tabella 1), in cui vengono inseriti i soli parametri drenati anche per materiali di natura coesiva, in quanto il comportamento drenato è più gravoso nell'analisi di opere di sostegno. Il modulo elastico del terreno in fase di ricompressione (E_{ur}) viene assunto pari a $3x E$.

Tabella 1

strato	Da (m da p.c.)	A (m da p.c.)	γ (kN/mc)	E (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	ϕ (°)
Ripporto ghiaioso	0.00	-0.60		15'000	0	36
Sabbia fine	-0.60	-2.00	19.5	20'000	0	33
Ghiaia media	-2.00	-11.30	20.0	30'000	0	33
Argilla e limo con intercalazioni sabbiose-limose	-11.30	-20.0	19.0	8'000	5	26

La quota di falda stimata massima è posta a circa 2.0m dal p.c.

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Come anticipato al paragrafo 1 lo scavo presenta un ingombro di circa 60x60m, a forma irregolare sostenuto da palancole tipo Larssen 604 di lunghezza 16.0m.

L'altezza di scavo è pari a 5.50m + 1.50 di sbancamento generale. La quota di falda è quindi posta a circa 0.50m dal piano di infissione delle palancole.

Sono previste puntellazioni o comunque vincoli sulla palanca posti a circa -2.00 dal piano di infissione, ovvero a 4.0m dal fondoscavo, puntellazioni che possono essere rimosse dopo l'esecuzione della platea di fondazione a ridosso della palanca.

La fasistica di realizzazione dell'opera e quindi del calcolo è la seguente:

1. Sbancamento di 1.50m dal p.c.
2. Infissione palancole tipo L604 – L = 16.0m
3. Scavo a -2.50 da piano di infissione palancole (e contemporaneo abbattimento della falda all'interno dello scavo)
4. Posa in opera del sistema di puntellazione a -2.00 da piano di infissione
5. Scavo fino a fondoscavo (-5.50 da opiano di infissione, -7.00 da p.c. originario)
6. Applicazione del sovraccarico al p.c. di 10 kPa
7. Esecuzione platea di fondazione a contrasto sui diaframmi
8. Rimozione del puntello

6 MODELLAZIONE NUMERICA

6.1 Generalità

Nel presente paragrafo viene modellata e dimensionata la paratia in palancole metalliche. Nello specifico si assumono le caratteristiche geometriche della paratia definita nel paragrafo 5.

La modellazione della paratia viene eseguita con il software Paratie Plus (Harpaceas), programma specifico per l'ingegneria geotecnica.

Nello specifico si esegue un modello in stato piano corrispondente alla sezione trasversale dello scavo. L'elemento palanca viene modellato come elemento beam avente adeguate caratteristiche inerziali e in terreno come elemento molla di adeguata rigidità.

Si seguirà per le verifiche l'approccio 2 secondo la combinazione 1, A1+M1+R3, che prevede l'amplificazione dei carichi agenti secondo i coefficienti parziali sulle azioni γ_G e γ_Q e l'adozione di coefficienti parziali sulle resistenze γ_M unitari per la determinazione dei parametri geotecnici del terreno.

La fasistica di modellazione è quella riportata al paragrafo 5.

6.2 Modellazione degli elementi

6.2.1 Terreno di sedime

Il terreno di sedime viene modellato con il modello costitutivo a molle con comportamento elastoplastico, secondo i parametri riportati alla Tabella 1.

6.2.2 Elementi palanca

Le palancole vengono modellate come elemento beam tipo Larssen L604 avente le seguenti caratteristiche:

$$E = 210 \times 10^6 \text{ kPa} \quad \nu = 0.3 \quad \gamma = 78.5 \text{ kN/mc} \quad A = 156.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad J = 30400 \text{ cm}^4/\text{m}$$

6.2.3 Elemento puntellazione

Il vincolo offerto dal sistema di puntellazione viene modellato con vincolo elastico avente rigidità minima pari a $k = 9'000 \text{ kN/m/m}$

6.3 Carichi applicati

Il peso del terreno e quindi la spinta di queste nelle opere strutturali viene computata automaticamente dal software, così come la spinta della falda, una volta definita la quota piezometrica o l'andamento del moto di filtrazione nelle fasi di scavo.

6.3.1 Sovraccarico variabile al p.c.

Viene previsto un carico da automezzi in cantiere a tergo dello scavo, per una pressione uniforme su impronta di 4 metri, pari a 10 kPa.

6.3.2 Azione sismica

Trattandosi di opere provvisionali si omette l'azione sismica.

6.4 Risultati delle modellazioni

6.4.1 Generalità

Si riportano nelle figure seguenti le immagini relative al modello di calcolo eseguito.

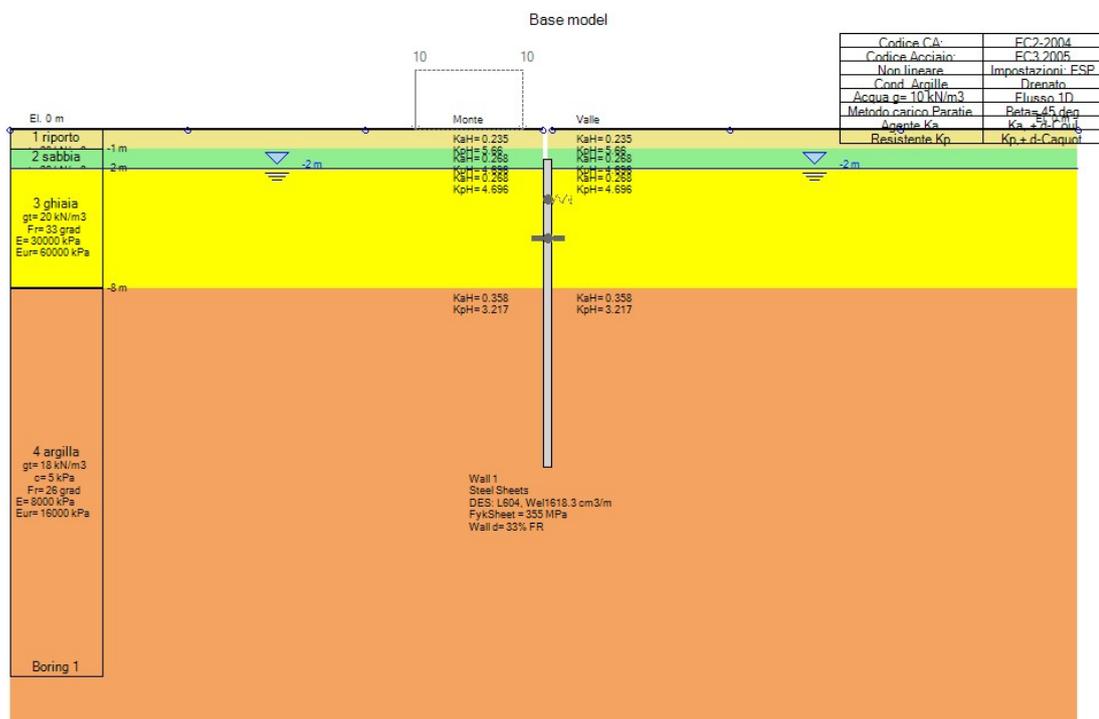


Figura 4.1. Stato iniziale

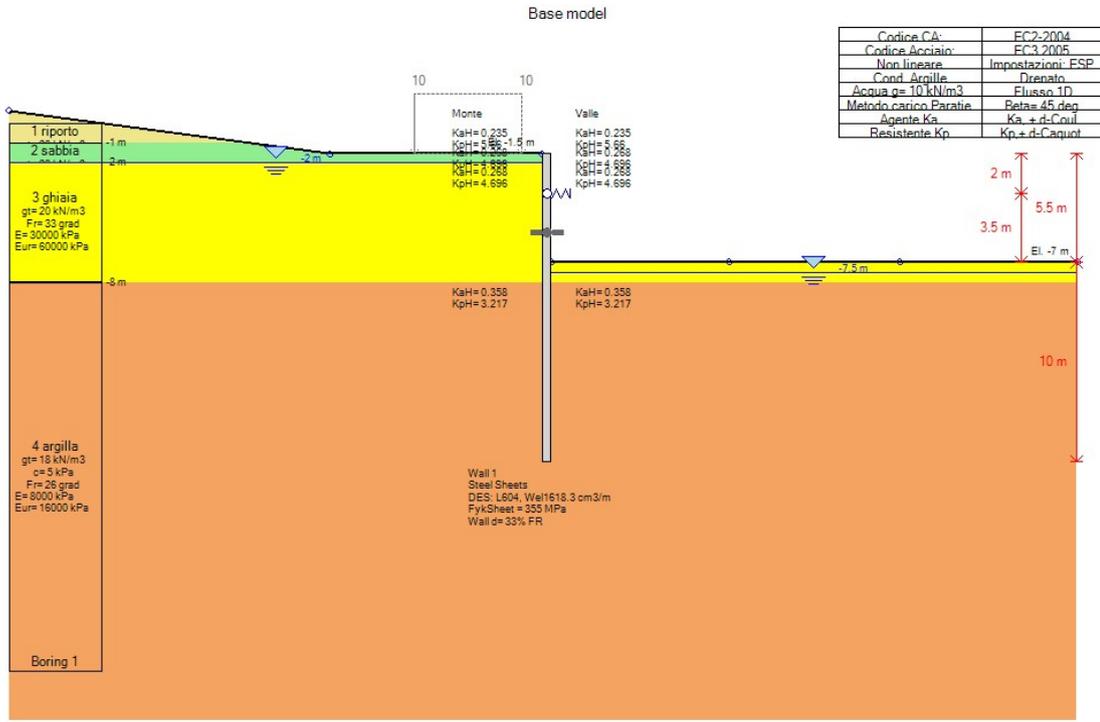


Figura 4.2. Fase di fondoscavo

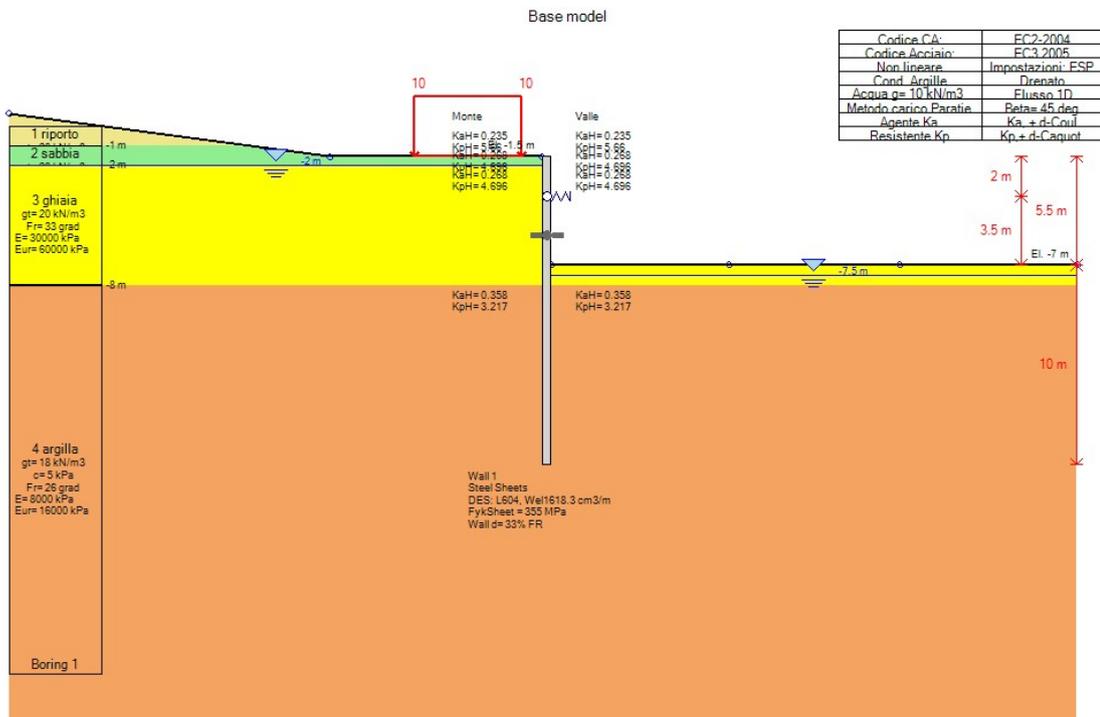


Figura 4.3. Fase di fondoscavo + sovraccarico al p.c.

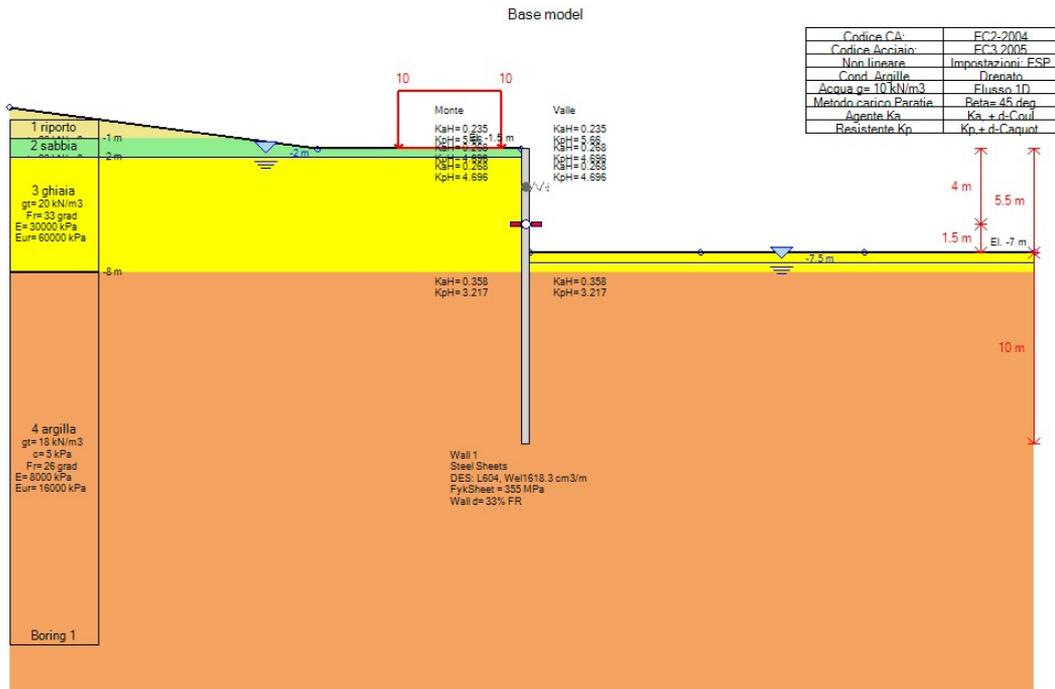


Figura 4.4. Fase di fondoscavo + rimozione puntello+ sovraccarico al p.c.

6.4.2 Spostamenti

Si riporta l'andamento degli spostamenti verticali e orizzontali per le fasi più significative.

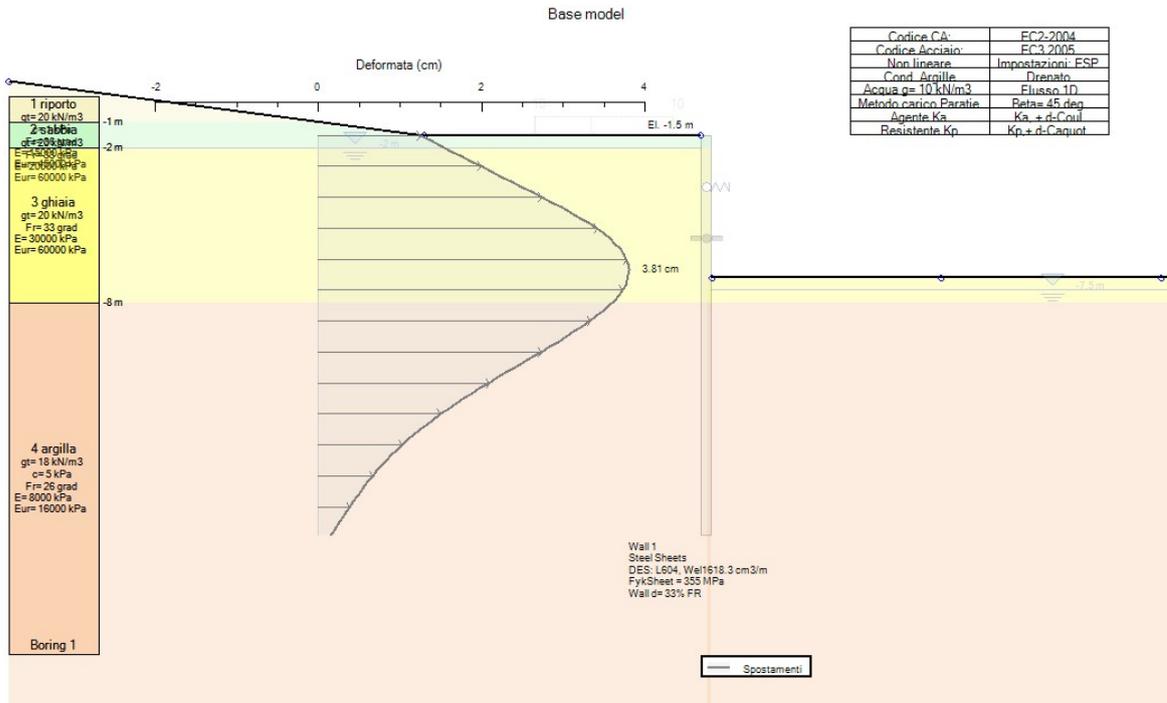


Figura 4.5. Fase di fondoscavo : spostamenti orizzontali della paratia

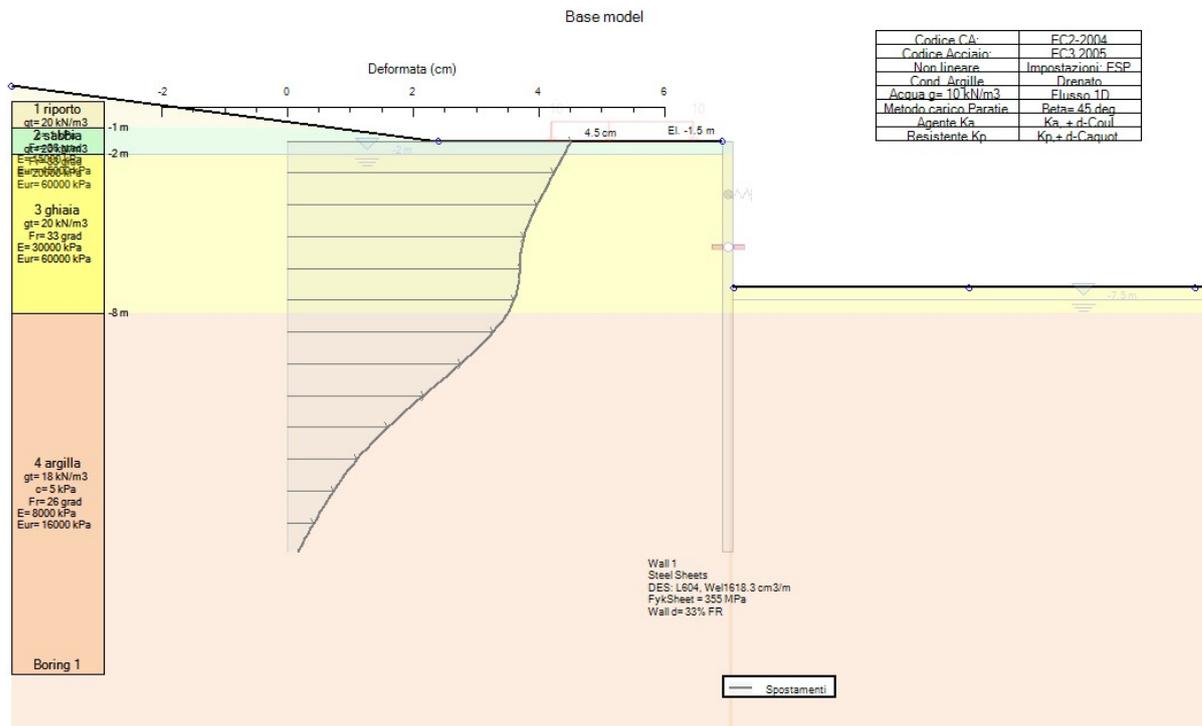


Figura 4.6. Fase di fondoscavo+rimozione puntello +sovraccarico al p.c.: spostamenti orizzontali della paratia

Come si evince dalle figure precedenti lo spostamento orizzontale massimo della paratia è pari a circa 4cm. Si ha quindi un rapporto H/s tra altezza di scavo e spostamento orizzontale pari a 1/140 accettabile trattandosi di situazione provvisoria.

6.4.3 Sollecitazioni sulle palancole e sui puntelli

Si riporta l'andamento dello sforzo di taglio e del momento flettente sulle palancole, per la fase più significativa, e per la combo A1+M1: si ottiene un valore massimo della flessione pari a 260 kNm/m (Figura 4.7).

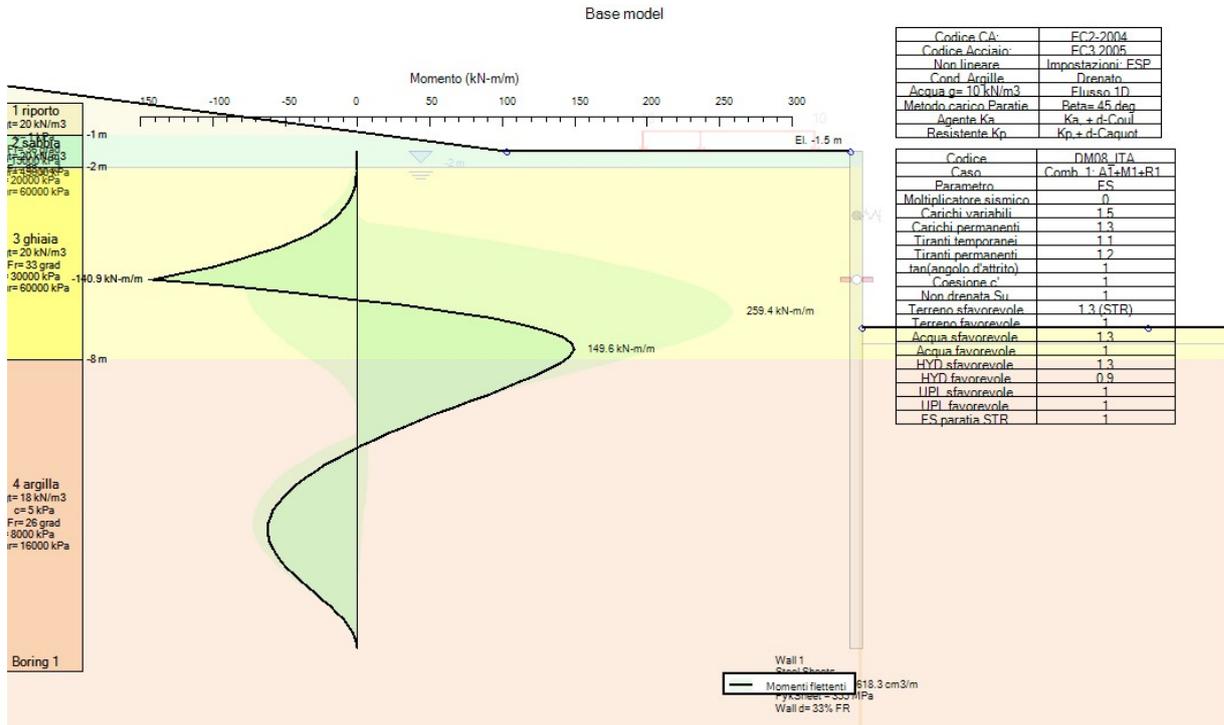


Figura 4.7. Palancola L604 - Fase di fondoscavo + sovraccarico al p.c. - Momento flettente e sforzo di taglio

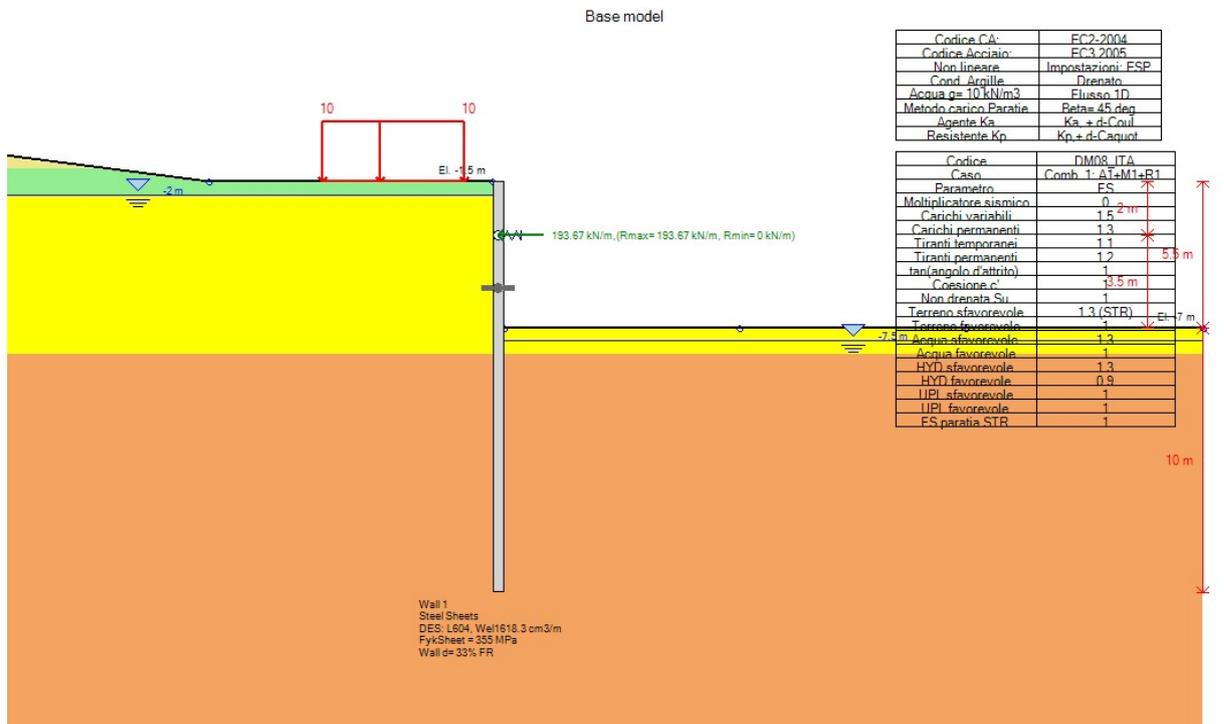


Figura 4.8. Sistema di puntellazione - Fase di fondoscavo + sovraccarico al p.c. - Reazione massima

7 VERIFICHE

7.1 Verifica della palanca a flessione

Si esegue la verifica considerando un modulo di resistenza $W = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$

$$\sigma = M/W = 2600000/1600 = 1625 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2620 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

7.2 Verifica del sistema di puntellazione

Il sistema di vincolo riceve una reazione pari a

$$R_{SLU} = 194 \text{ kN/m allo SLU}$$

Ovvero:

$$R_{SLE} = 150 \text{ kN/m allo SLE}$$

Per un interasse dei puntelli pari a 10 metri la reazione SLU e SLE sul singolo puntello

$$N_{sd} = 1940 \text{ kN/m allo SLU}$$

$$N_{sle} = 1500 \text{ kN/m allo SLE}$$

Le travi di ripartizione, su luce $L = 10$ metri, presentano una flessione massima stimata pari a:

$$M = 1/8 R_{SLU} L^2 = 1425 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica a flessione delle travi 2 HEB550 di ripartizione:

7.3 Verifica di infissione

Utilizzando la combinazione SLU A2+M2+R1 è possibile ottenere dal programma Paratie Plus il calcolo del coefficiente di sicurezza all'infissione e allo stato limite idraulico dell'opera di sostegno, che risultano essere rispettivamente:

$FS_{Inf} = 2.36 > 1.0$ → VERIFICA SODDISFATTA

$FS_{IDRAULICA} = 1.02 > 1.0$ → VERIFICA SODDISFATTA

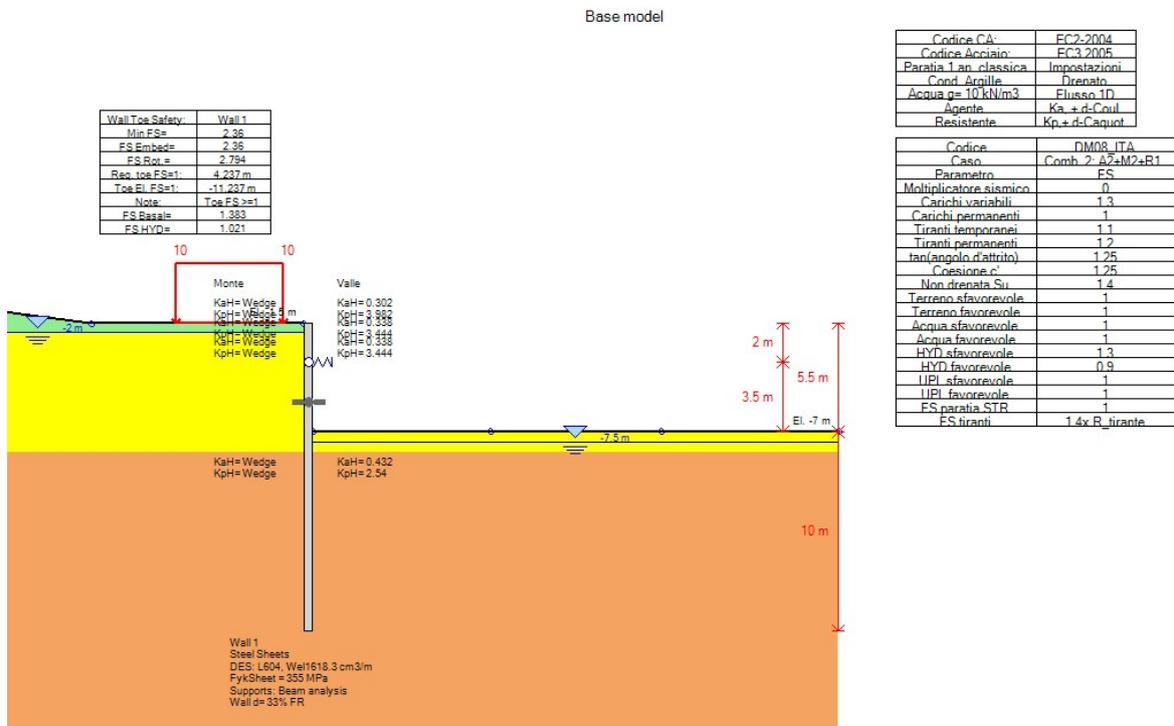
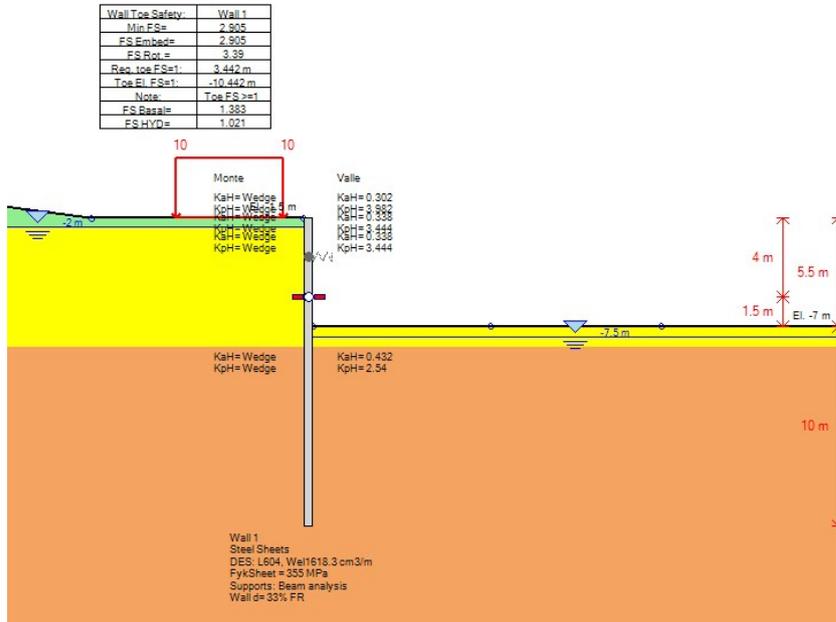


Figura 4.9. Verifica di infissione fase di fondoscavo + sovraccarico al p.c.

Base model



Codice CA:	EC2:2004
Codice Acciaio:	EC3:2005
Paratia 1 an. classica:	Impostazioni
Cond. Argilla:	Drenato
Acquage 10 kN/m3:	Flusso 1D
Agente:	Ka + rCoul
Resistente:	Kp + rCoul

Codice:	DM08_ITA
Caso:	Comb. 2: A2+M2+R1
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	0
Carichi variabili:	1.3
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1.1
Tiranti permanenti:	1.2
tan(angolo d'attrito):	1.25
Coesione c':	1.25
Non drenata Su:	1.4
Terreno sfavorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
HYD sfavorevole:	1.3
IPI sfavorevole:	0.9
IPI sfavorevole:	1
IPI sfavorevole:	1
FS paratia STR:	1
ES tiranti:	1.4x R tirante

Figura 4.10. Verifica di infissione fase di rimozione puntello + sovraccarico al p.c.