



CONSORZIO DEL TICINO

TRAVERSA DELLA MIORINA
COMUNE DI CASTELLETTO SOPRA TICINO (NO)



LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER IL
RIPRISTINO DELLA CAPACITA' D'INVASO DI RITENUTA

INTERVENTO SU CAMPATE 3 E 4 IN SPONDA DESTRA TICINO

PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE DI CALCOLO E DI VERIFICA OPERE PROVVISORIALI



PROGETTAZIONE, COORDINAMENTO DELLE
ATTIVITÀ SPECIALISTICHE, STRUTTURE
PROVVISORIALI E CANTIERIZZAZIONE

MAJONE&PARTNERS
ENGINEERING

DOTT. ING. DENIS CERLINI
DOTT. ING. NICOLA PESSARELLI
DOTT. ING. BEATRICE MAJONE

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:
DORIANA BELLANI

CARPENTERIE



DOTT. ING. STEFANO BARBARESI
DOTT. ING. FRANCESCO BARBARESI

VIA DEL MONACO, 3 - 61121 PESARO (PU)
TEL. 0721403695 - FAX 072140895
EMAIL: bbprogetti.barbaresi@gmail.com
P.I. 02304940410

COORDINAMENTO PER LA SICUREZZA

STUDIO DI ARCHITETTURA ED INGEGNERIA

M I C R O N

DOTT. ING. MASSIMO MARSILI
via Brescia n.2 - 20063 Cernusco sul Naviglio (MI)
Tel. 335.67.63.018
E-Mail: massimo.marsili@studiomicron.it

ASPETTI IDRAULICI PAESAGGISTICI E AMBIENTALI



DOTT. ING. MASSIMO SARTORELLI

DATA: MAG 2021
REV.1
REV.2
REV.3

SCALA:

FILE:

TAVOLA:

RCP 06

La presente tavola è tutelata dai diritti di copyright, Art. 1151-2-3 C.C.

INDICE

1. PREMESSA	4
2. VERIFICHE STRUTTURALI	5
2.1 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFIA DI CALCOLO	6
2.3 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA	12
2.3.1 <i>Condizione statica</i>	13
2.3.2 <i>Spinta delle terre</i>	14
2.3.3 <i>Sisma</i>	17
2.4 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI	18
2.5 SCHEMATIZZAZIONE MODELLO DI CALCOLO	22
2.5.1 <i>Scenario 1</i>	22
2.5.2 <i>Scenario 2 - (solo condizioni di esercizio transitorie)</i>	23
2.5.3 <i>Scenario 3 - (solo condizioni di esercizio transitorie)</i>	23
2.5.4 <i>Rigidezza paratia</i>	24
2.5.5 <i>Parametri geotecnici di calcolo</i>	24
2.5.6 <i>Modellazione delle azioni</i>	25
2.6 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	26
2.6.1 <i>Scenario 1</i>	26
2.6.2 <i>Scenario 2</i>	27
2.6.3 <i>Scenario 3</i>	28
2.7 PRINCIPALI RISULTATI E VERIFICHE	29
2.7.1 <i>Scenario 1</i>	29
2.7.2 <i>Scenario 2</i>	29
2.7.3 <i>Scenario 3</i>	30
3. VERIFICHE DI FILTRAZIONE	31
3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO MATEMATICO DI FILTRAZIONE	31
3.2 CRITERI DI VERIFICA AL SIFONAMENTO	32
3.3 IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO E ANALISI PRELIMINARE DI SENSITIVITÀ	33
3.3.1 <i>Valori di permeabilità adottati</i>	35
3.3.2 <i>Condizioni al contorno</i>	35
3.3.3 <i>Risultati delle simulazioni</i>	35
3.1 VERIFICA DELLE OPERE PROVVISORIALI NELLA CONFIGURAZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO ESECUTIVO	38
3.1.1 <i>Risultati ottenuti</i>	38
4. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO PROVVISORIALE.....	42

4.1	POMPA “TIPO P1” E STIMA DEI TEMPI PER LO SVUOTAMENTO DELLE AREE OPERATIVE ..	42
4.2	POMPE “TIPO P2” PER IL SOLLEVAMENTO DELLE PORTATE DI FILTRAZIONE	44
4.3	ASPETTI ECONOMICI E CONTRATTUALI	46

ALLEGATI DI CALCOLO (VERIFICHE STRUTTURALI PALANCOLA AU20)

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1: - Diga Miorina - Nspt - Dr.....	9
Figura 2.2: - Diga Miorina - angolo di attrito unità incoerenti.....	10
Figura 2.3: - Diga Miorina - modulo di deformazione unità incoerenti.....	11
Figura 3.1: – Configurazione delle opere provvisionali previste nel Progetto Definitivo (stralcio planimetrico)	33
Figura 3.2: – Configurazione delle opere provvisionali previste nel Progetto Definitivo (sezione trasversale A-A').....	34
Figura 3.3: – Simulazione F1: andamento delle linee di flusso.....	36
Figura 3.4 – Simulazione F1: andamento dei gradienti idraulici.....	37
Figura 3.5 – Schematizzazione della soluzione di progetto.....	38
Figura 3.6 – Simulazione F2: andamento delle linee di flusso	39
Figura 3.7 – Simulazione F2: andamento dei gradienti idraulici	39
Figura 3.8 – Simulazione F3: andamento dei gradienti idraulici	40
Figura 4.1 – Elettropompa sommergibile del tipo “Xylem-Flygt mod. 2250.011 MT”	43
Figura 4.2 – Elettropompa sommergibile del tipo “Xylem-Flygt mod. BS 2670.180 MT”	45

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (vedi tab. 6.2.I NTC).....	13
Tabella 2.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnica del terreno (vedi tab. 6.2.II NTC) ...	13
Tabella 2.3: tabella 5.1 - UNI EN 1993 5:2002.....	20
Tabella 2.4: coefficienti γ_e e γ_{f1}	21
Tabella 3.1 – Valori di permeabilità assunti nei calcoli	35
Tabella 3.2 – Simulazioni preliminari e analisi di sensitività del modello	37

Tabella 3.3 – Simulazioni configurazioni di progetto	41
Tabella 4.1 – Portata di filtrazione complessiva nelle diverse configurazioni operative	44

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo strutturale relativa alle palancole provvisorie necessarie per la messa in asciutta delle aree di cantiere nell'ambito degli interventi di manutenzione straordinaria per il ripristino della capacità di invaso e ritenuta della traversa della Miorina.

Si rimanda alla relazione generale, alle relazioni specialistiche ed agli elaborati grafici di progetto per la descrizione generale dell'intervento in progetto, delle varie fasi operative e della programmazione temporale del cantiere.

Nella presente relazione vengono presentate:

- le verifiche strutturali degli elementi costitutivi della paratia di ritenuta provvisoria (palancole tipo AccelorMittal AU20), nelle diverse configurazioni di riferimento di massima sollecitazione di tali elementi strutturali; l'obiettivo principale delle verifiche è la determinazione delle condizioni di lavoro degli elementi strutturali tali da garantire il mantenimento della geometria originaria e quindi la loro estrazione;
- le verifiche di filtrazione della paratia di sostegno, in diverse configurazioni e con l'obiettivo di controllare l'assenza di movimentazione della frazione fine del materiale d'alveo (tali, cioè, da indurre a fenomeni di sifonamento in corrispondenza della struttura di contenimento), nonché di stimare la portata di filtrazione da emungere con l'impianto di sollevamento di cantiere per garantirne l'evacuazione e quindi il mantenimento in asciutta delle aree operative durante le lavorazioni.

Completa la relazione un ultimo capitolo in cui vengono descritte le possibili tipologie di pompe da prevedere per il mantenimento in asciutta delle aree di lavoro, tipologia che è stata presa a riferimento nella stima economica dell'intervento (noleggio per l'intera durata del cantiere). E' del tutto evidente che tale indicazione deve essere considerata come una delle possibili configurazioni che, da un punto di vista tecnico, l'Appaltatore dovrà verificare (e potrà migliorare) in sede esecutiva in relazione alla propria esperienza, al proprio know how, alla attrezzatura che intende, con l'obiettivo di garantire le necessarie condizioni di sicurezza dall'allagamento del cantiere, posto all'interno dell'alveo del fiume Ticino.

2. VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente capitolo viene presentato il dimensionamento strutturale delle opere di ritenuta provvisoriale necessarie all'intervento in progetto che, prevedendo la sostituzione delle paratoie di regolazione, necessita della chiusura con elementi a tenuta (opere di ritenuta costituite da palancole metalliche) delle aree operative per la loro successiva messa in asciutta.

Per la descrizione di dettaglio dell'intervento e nello specifico delle fasi di realizzazione, si rimanda agli specifici elaborati del presente progetto.

Il dimensionamento della paratia di sostegno si è articolato come segue:

- Caratterizzazione Geotecnica: verifica ed accertamento del modello geotecnico di riferimento e suo affinamento a seguito della totalità delle indagini eseguite nell'area sia di tipo tradizionale che geoelettrico;
- Analisi geotecniche-strutturali: sulle base del punto precedente, per le sezioni ritenute maggiormente rappresentative, si è svolta una modellazione numerica agli elementi finiti allo scopo di pervenire alla valutazione delle sollecitazioni indotte sulla struttura in questione per effetti dei carichi agenti, simulando le varie fasi di scavo previste;
- Verifiche strutturali: verifiche dei principali elementi strutturali.

2.1 Normativa e documentazione di riferimento

Nel seguito si citano la normativa e gli elaborati a cui si è fatto riferimento per la redazione del presente elaborato:

NORMATIVA:

- **D.M. 17/01/2018**: Aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”..

DOCUMENTAZIONE CONSULTATA

Per la stesura del presente elaborato si è considerato la seguente documentazione:

- [1] Comune di Golasecca “Indagini geofisiche di tipo geoelettrico presso la diga della Miorina nel Comune di Golasecca”. A firma del Dott. Geologo Davide Roverselli in data Aprile 2019 e suoi Allegati.
- [2] Comune di Golasecca “Indagine Geognostica in Località Diga Miorina in provincia di Varese nel Comune di Golasecca”. A firma del Dott. Geologo Belloli Marco in data Agosto 2019 e suoi Allegati.

I documenti [1] e [2] sono riportati in allegato al presente progetto esecutivo (elaborato RGLo8 “Indagini geoelettriche e geognostiche”)

- [3] Comune di Golasecca “Diga di regolazione del lago maggiore alla Rapida Miorina - Rapporto tecnico Indagini geognostiche”. A firma del Dott. Geologo Da Prada Tiziana in data Marzo 2004 e suoi Allegati.

Il documento [3] è riportato all'interno della “Relazione geologica e geotecnica” allegata al presente progetto esecutivo (elaborato RGE05)

- [4] Consorzio del Ticino - Traversa della Miorina Comune di Golasecca “Lavori di Manutenzione straordinaria per il ripristino della capacità di invaso di ritenuta Intervento su campate 1 e 2 in sinistra Ticino - PROGETTO ESECUTIVO- “Relazione geologica e geotecnica” (elaborato RGE05), a firma del Dott. Geologo Giovanni Fasser in data 18 Aprile 2016 e suoi Allegati.

2.2 **Caratterizzazione geotecnica e stratigrafia di calcolo**

Ai fini della caratterizzazione sono stati utilizzati tutti i risultati delle prove in situ ed in particolare le prove SPT, ricordando che i terreni presenti sono di natura prevalentemente granulare. Nelle figure seguenti saranno riportate quindi:

- l'andamento con la profondità di N_{spt} e D_r (densità relativa) per quanto riguarda gli spessori incoerenti;
- l'andamento con la profondità dell'angolo di attrito per unità incoerenti;
- l'andamento con la profondità del modulo di elasticità sempre per unità incoerenti.

Nel seguito, ai fini della completezza di relazione per i materiali **incoerenti**, verranno anche ricordate puntualmente le correlazioni più note e la metodologia utilizzata per la

determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni (D_R , angolo di Attrito, modulo di deformazione).

DENSITA' RELATIVA

Relativamente alle unità incoerenti presenti, è possibile determinare il valore della densità relativa tramite le indagini in situ, ed in particolare:

- dalle prove penetrometriche statiche in funzione di q_c e σ'_v (Jamiolkowski, Ladd, Germaine, Lancellotta, 1985);
- dalle prove SPT (Standard Penetration Test) in funzione di N_{SPT} (Skempton, 1986).

In questo **caso particolare** la densità relativa è stata ottenuta dalle prove SPT (Standard Penetration Test) in funzione di N_{SPT} (Skempton, 1986) eseguite durante i sondaggi delle campagne eseguite.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO

La valutazione dell'angolo di resistenza al taglio per i terreni incoerenti può essere ottenuta in generale mediante:

- interpretazione delle prove SPT;
- interpretazione di prove penetrometriche statiche.

La determinazione da prove SPT viene eseguita sfruttando le seguenti correlazioni:

- in funzione della densità relativa ottenibile da NSPT e σ'_v (Schmertmann, 1977);
- direttamente in funzione di NSPT e σ'_v (De Mello, 1971);
- Bolton, 1986.

Dalle prove CPT si può ottenere il valore di ϕ' mediante:

- conoscendo q_c ed FR (Searle, 1979);
- in funzione della densità relativa ottenibile da q_c e σ'_v (Schmertmann, 1977);
- in funzione di q_c e σ'_v (Durgunoglu & Mitchell, 1975 - Robertson e Campanella, 1983).

Nel caso **specifico** si è considerato la determinazione da prove SPT avendo a disposizione una buona quantità di dati.

CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'

La valutazione di tali parametri può essere ottenuta mediante interpretazione delle prove SPT tramite i valori di N_{spt} .

La determinazione da prove SPT è stata effettuata sfruttando le seguenti correlazioni:

- D'Apollonia, 1970; Stroud, 1980; Jamiolkowski et al., 1985.

Golasecca (Va) Diga Miorina
Nspt-DR da Sondaggi 2004-2016

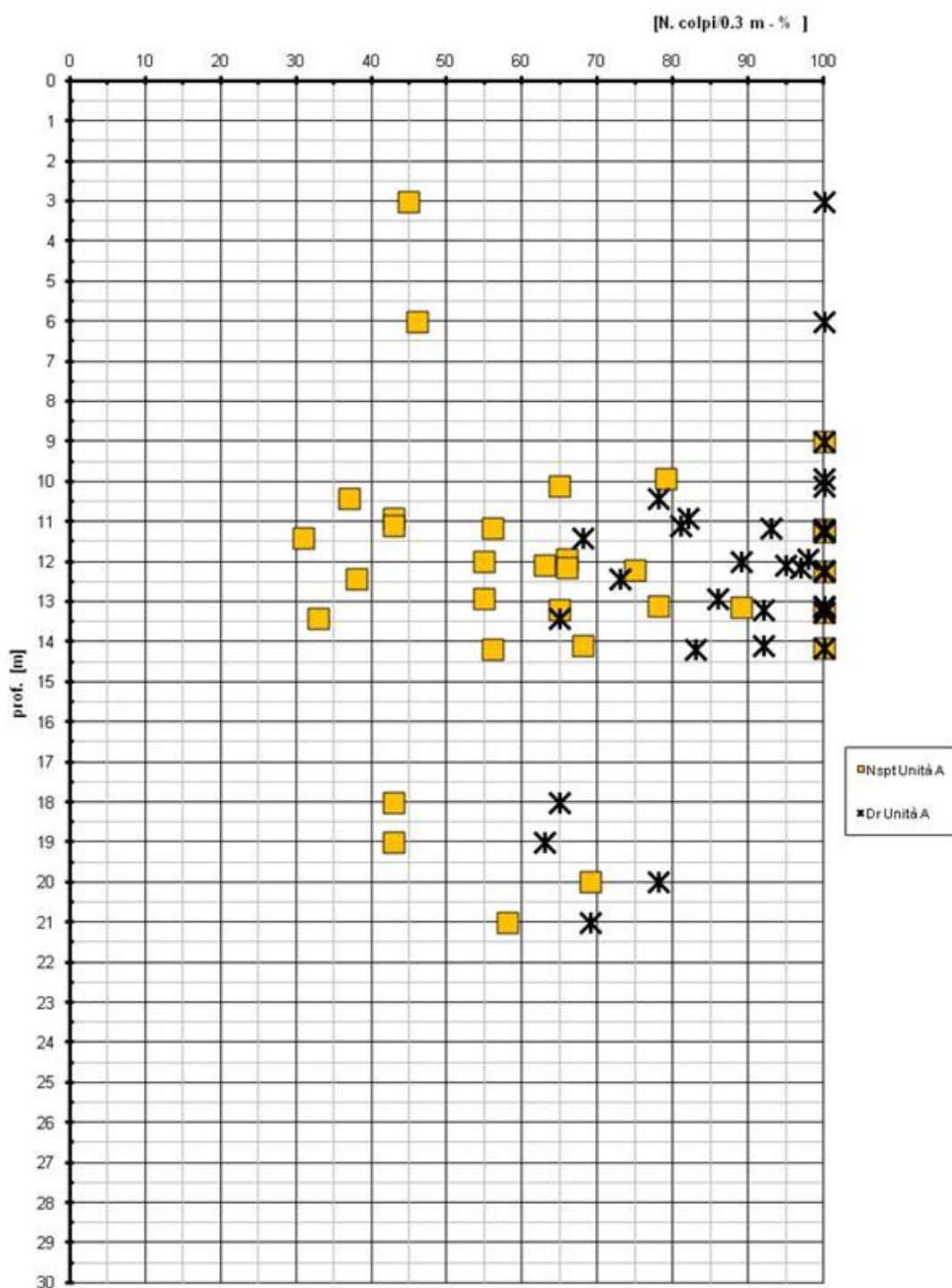


Figura 2.1: - Diga Miorina - Nspt - Dr

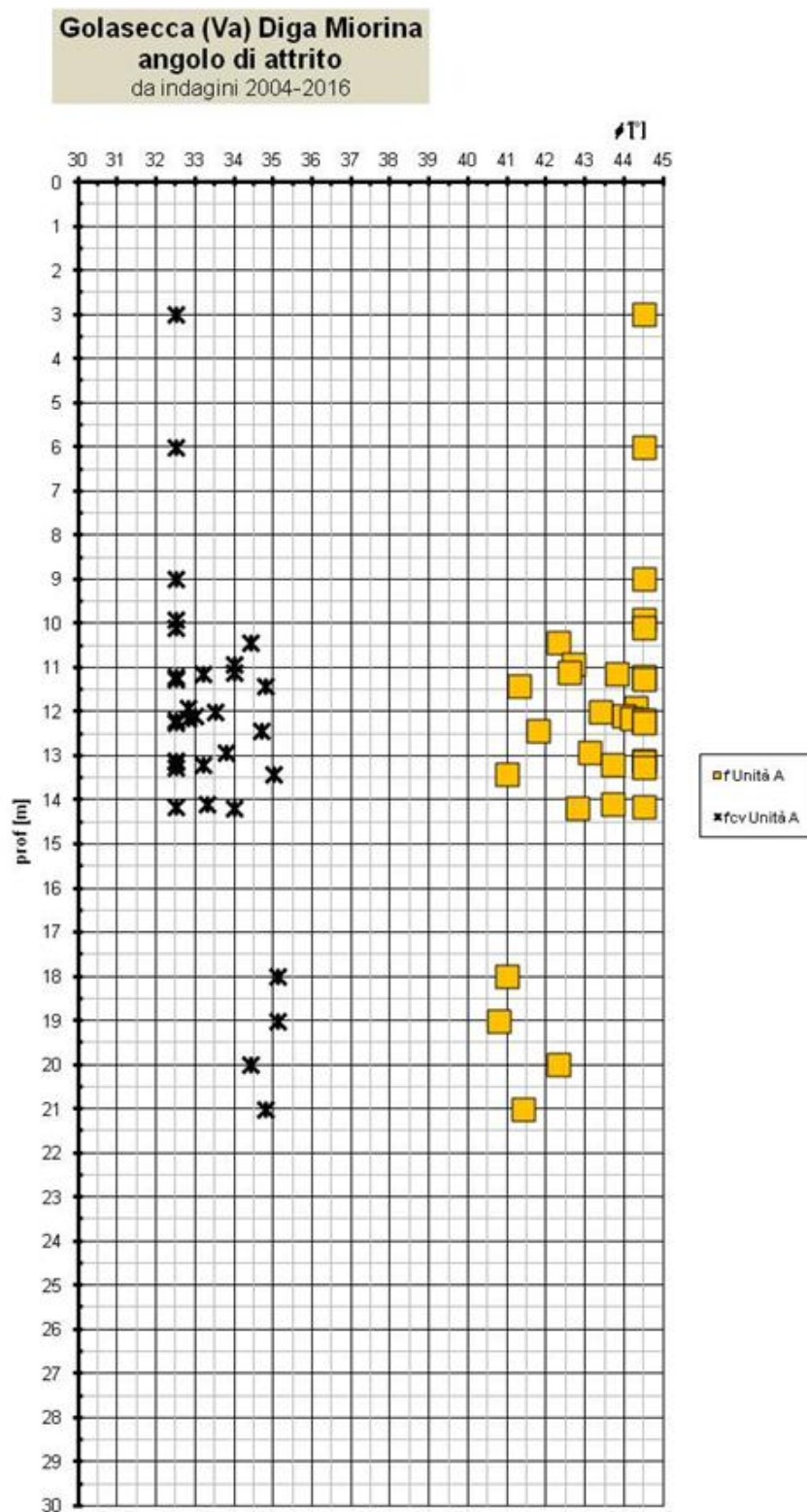


Figura 2.2: - Diga Miorina - angolo di attrito unità incoerenti

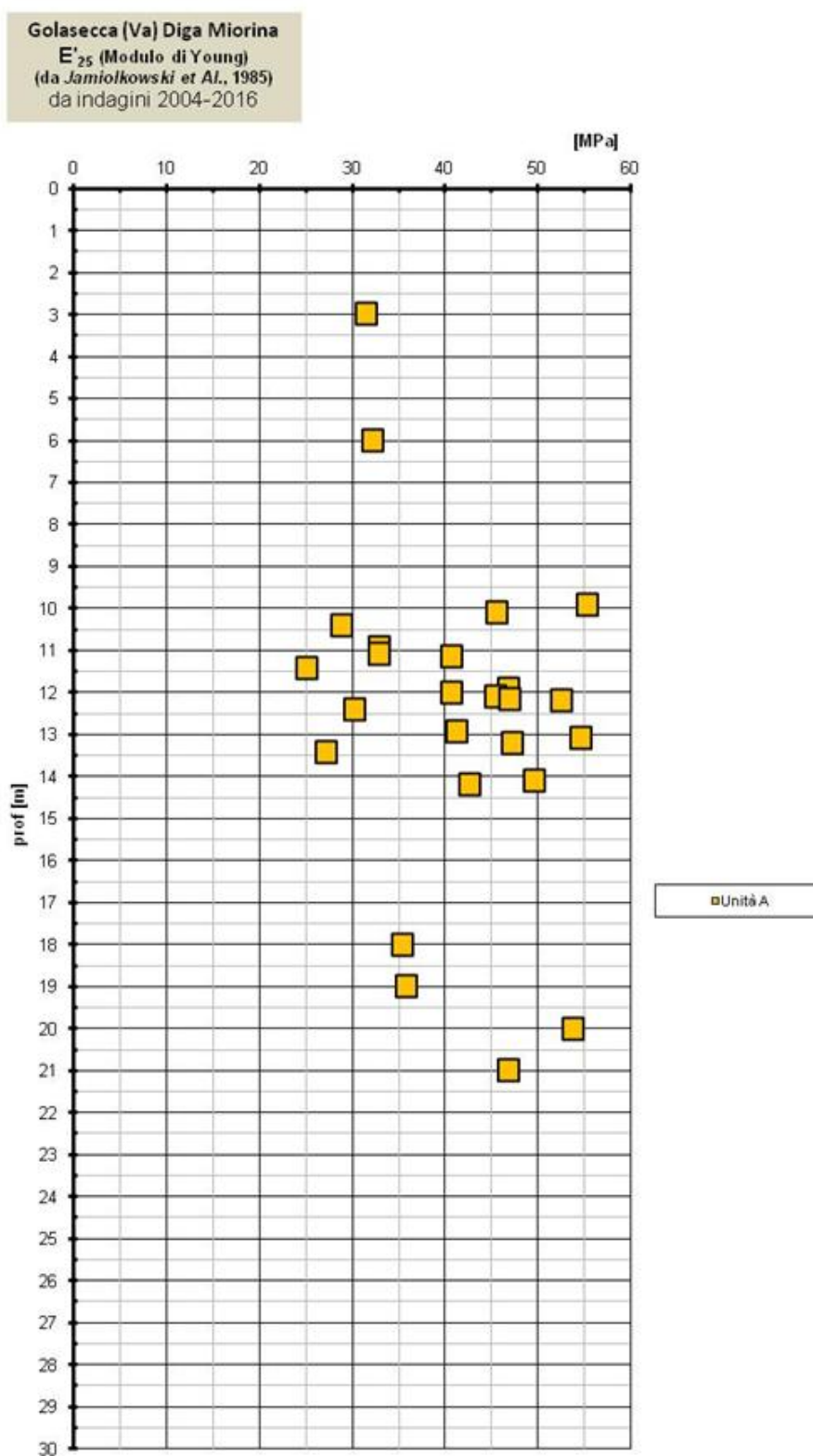


Figura 2.3: - Diga Miorina - modulo di deformazione unità incoerenti

Ai fini della caratterizzazione geotecnica si è adottato il criterio di considerare una zona “geotecnicamente omogenea”, ove per zona omogenea si intende che all’interno di essa si ha una sostanziale uniformità della successione stratigrafica.

Nel caso in esame la stratigrafia si può definire come costante e uniforme (all’interno dell’eterogeneità di un “mezzo” come il terreno) ed è rappresentata in sintesi da terreno granulare costituito da sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia per uno spessore pari alla lunghezza delle indagini eseguite.

In riferimento ad esso, la parametrizzazione geotecnica che si ritiene media cautelativa conseguentemente a precedenti esperienze su terreni simili è di seguito indicata:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3;$$

$$c' = 0;$$

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

$$E'_{25} = 43 \text{ MPa}.$$

2.3 Criteri generali di progettazione, analisi e verifica

Il dimensionamento del palancolato è svolto seguendo i dettami del NTC 2018, svolgendo le verifiche con il metodo degli stati limite.

Le analisi progettuali sono state sviluppate secondo il seguente iter logico procedurale:

- premessa generale, normativa di riferimento;
- sintesi della caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica;
- approccio progettuale e metodo di calcolo per il dimensionamento delle opere di sostegno;
- dimensionamento degli elementi strutturali.

Le analisi strutturali e geotecniche dell’opera di sostegno riguardano i seguenti argomenti:

- ◇ analisi strutturale dell’opera di sostegno;
- ◇ verifica del quadro deformativo della paratia;
- ◇ verifiche geotecniche di stabilità del tratto infisso.

In accordo al § 5.5.3.1.2 dell' *Aggiornamento nuove norme tecniche per le costruzioni* (Decreto 17 Gennaio 2018,) per le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) si utilizza l'approccio 1.

2.3.1 Condizione statica

Approccio 1:.....combinazione 1: A1+M1+R1

Approccio 1:.....combinazione 2: A2+M2+R1

tenendo conto dei coefficienti parziali di cui alle tabelle del NTC 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I (R1=1).

Per le verifiche geotecniche degli SLU di raggiungimento dello stato limite del terreno si adotta la combinazione 2 in cui i parametri A2 sono posti uguali ad 1.

Verificando che risulti:

$$E_d < R_d$$

ove:

$E_d \Rightarrow$ Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sulla paratia;

$R_d \Rightarrow$ Resistenza di calcolo dedotta a partire da un valore caratteristico (R_k) fattorizzato applicando i fattori parziali (γ_R).

I valori dei coefficienti parziali da applicarsi sono riassunti nelle tabelle seguenti.

Tabella 2.1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (vedi tab. 6.2.I NTC)

Carichi			A1	A2
Permanenti	Favorevole		1.0	1.0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole		0.0	0.0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1.5	1.3
Variabili	Favorevole		0.0	0.0
	Sfavorevole	$\gamma_{Q,i}$	1.5	1.3

⁽¹⁾ – Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti delle azioni permanenti.

Tabella 2.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnica del terreno (vedi tab. 6.2.II NTC)

Parametro		M1	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Coesione non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso di unità di volume	γ_γ	1.0	1.0

Le azioni considerate agenti sull'opera sono state calcolate con riferimento alle indicazioni riportate sull'“Aggiornamento Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (DM 17/01/2018) e sono di seguito descritte per completezza di trattazione.

2.3.2 Spinta delle terre

Metodo di Coulomb

La teoria di *Coulomb* considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare *Coulomb* ammette, al contrario della teoria di *Rankine*, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di *Coulomb* dalla seguente relazione

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di *Coulomb* nella versione riveduta da *Muller-Breslau*, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete ϕ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di naturale declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano:

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) \cdot K_a$$
$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) \cdot K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2 \cdot H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta **altezza critica** e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete fosse inferiore ad h_c non si ha nessuna spinta sulla parete.

Metodo di Mononobe Okabe

Il metodo di *Mononobe-Okabe* adotta le stesse ipotesi della teoria di *Coulomb*: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teo-

ria di *Coulomb*, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} * (1 \pm k_v) * \gamma * H^2 * K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$\sin(\alpha + \phi - \theta)$$

$$K_a = \frac{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}{\sin(\alpha + \phi - \theta)}$$

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) * K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) * K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2 * H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione
a risulta neg
z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta **altezza critica** e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete fosse inferiore ad h_c non si ha nessuna spinta sulla parete.

2.3.3 Sisma

Cautelativamente si è considerato anche l'azione del sisma, valutato come di seguito riportato:

opera:

$V_N = 10$ (vita nominale);

$CU = 1$ (coefficiente di utilizzo)

terreno:

categoria = C;

categoria Topografica = T1

(tali dati sono stati ricavati dal da [4])

Conseguentemente a quanto sopra si ottiene:

$$a_g/g = 0.034$$

$$S_S = 1.5;$$

$$S_T = 1.0$$

Secondo le NTC le componenti orizzontali a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significativi riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (in questo caso 1) e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$:

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

Si ha perciò:

$$a_h = 0.0357g$$

2.4 Criteri di verifica strutturali

La verifica di resistenza della maggior parte delle sezioni nei vari elementi strutturali è automatizzata all'interno del software utilizzato (*Paratie Plus*) e viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 6.2.3.1.1 del D.M.17/01/18.

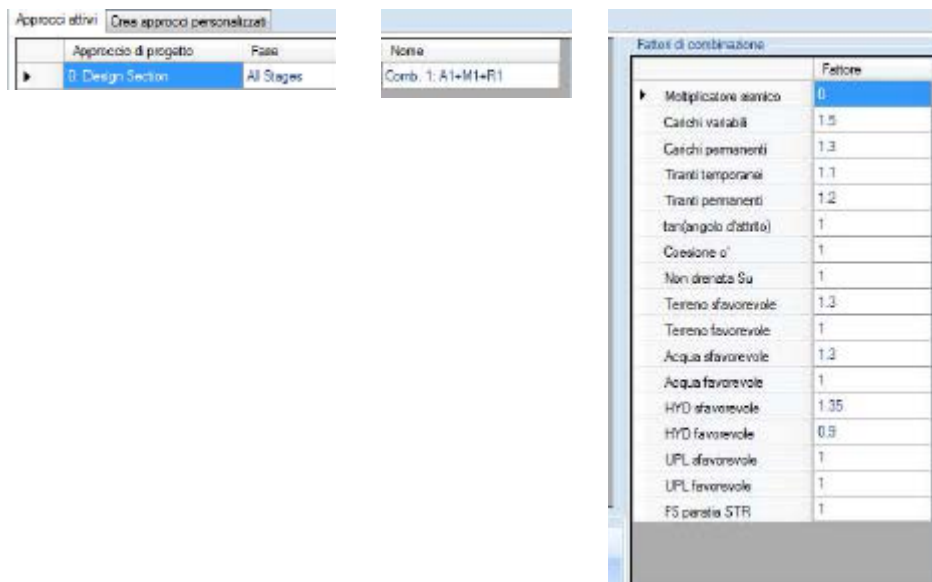
In questo caso particolare l'elemento strutturale principale è rappresentato dalla palanca metallica, e nel seguito vengono riportati i criteri principali utilizzati nelle verifiche.

A premessa si vuole evidenziare che il verificatore inserito in *Paratie Plus* non effettua verifiche allo stato limite di servizio, solamente allo stato limite ultimo.

Le verifiche vengono effettuate in accordo a UNI EN 1993 5:2002.

Nel caso si selezionino DM2018 sotto verifiche STR, verranno considerati i coefficienti di sicurezza gamma previsti dalla normativa italiana.

La verifica strutturale viene effettuata in accordo all'approccio **1 combinazione** A1 + M1 + R1 (DM2018).





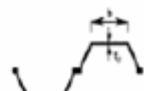
Per quanto riguarda la Classificazione della sezione si fa riferimento alla tabella 5.1 di UNI EN 1993 5:2002 riportata per completezza di seguito (vedasi Tabella 2.3).

Verranno utilizzate **palancole di acciaio tipo AccelorMittal, AU20** di lunghezza pari a 13 m.

L'acciaio presenta le seguenti caratteristiche:

- Modulo elastico: $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
- Tipo: S355
- Tensione di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

Tabella 2.3: tabella 5.1 - UNI EN 1993 5:2002

Classification	Z-profile	U-profile														
																
Class 1	<ul style="list-style-type: none">- the same boundaries apply as for class 2- a rotation check has to be carried out (see note)															
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [45]$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [37]$														
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [66]$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [49]$														
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	<table><tr><td>f_y [N/mm²]</td><td>240</td><td>270</td><td>320</td><td>355</td><td>390</td><td>430</td></tr><tr><td>ϵ</td><td>0,99</td><td>0,93</td><td>0,86</td><td>0,81</td><td>0,78</td><td>0,74</td></tr></table>	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74	
f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430										
ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74										
Key: b: width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio r/t_f is not greater than [3,0]; otherwise a more precise approach should be used; t_f: thickness of the flange for flanges with constant thickness; r: midline radius of the corners between the webs and the flanges; f_y: yield strength.																
Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in E.4.4.2.																

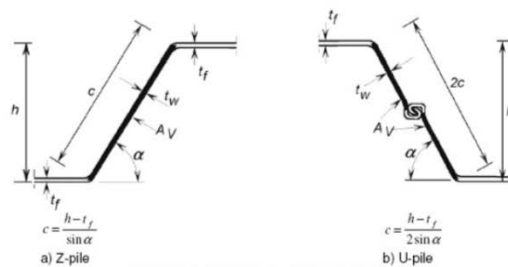
Verifica a taglio

Viene effettuata in accordo al paragrafo 5.2.2 (5.4) di UNI EN 1993 5:2002.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / [\gamma_{m0} \cdot (3)^{0.5}] \geq V_{Ed}$$

Nel caso di palancole l'area di taglio vale:

- $A_v = t_w \cdot (h - t_f)$



I risultati sono visualizzabili sia sotto forma di taglio resistente, sia di tassi di sfruttamento per ogni fase.

Verifica a flessione

Viene effettuata in accordo al paragrafo 5.2.2 (5.2) di UNI EN 1993 5:2002.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Dove (da EC3-5) :

- $M_{Rd} = W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{M0} * \beta_B$ per sezioni di classe 1 o 2
- $M_{Rd} = W_{el} * f_{yk} / \gamma_{M0} * \beta_B$ per sezioni di classe 3
- $M_{Rd} = W_{eff,min} * f_{yk} / \gamma_{M0} * \beta_B$ per sezioni di classe 4 (Annex A-EN1993-5)

- $\gamma_{M0} = 1,05$ NTC2008 (1,00 EC1993-5)

- $\beta_B = 1,0$ per Z-piles (AZ) e triple U-piles (PU o AU)
- $\beta_B \leq 1,0$ per singole o doppie U-piles

Per le indicazioni sui valori numerici del coefficiente β_B si rimanda all'annesso nazionale.



Tabella 2.4: coefficienti β_B e β_o

Type de palplanche	Nombre de niveaux de fixation	Type de sol	Coefficients	
			β_B	β_o
Simple			0,6	0,4
Double	0	lâche	0,7	0,6
		autre	0,6	0,7
	1	lâche	0,8	0,7
		autre	0,9	0,8
	≥ 2	lâche	0,9	0,8
		autre	1,0	0,9

NOTES:

1) Par fixation nous entendons tous les artifices qui bloquent le déplacement relatif des palplanches dans les serrures enclenchées sur chantier, par exemple: liernes, soudures, voir (4) de l'annexe A. Les pieds de palplanches ne sont pas à considérer comme des fixations. L'effet d'une fixation ne sera pris en compte que pour les phases suivant l'installation de la fixation.

2) Les sols lâches sont définis dans ce cadre comme suit:

- les sols non cohérents: $q_c \leq 10$ MPa (CPT) et $p_i \leq 1$ MPa (essai pressiométrique);
- les sols cohérents: $q_c \leq 0,75$ MPa (CPT) et $p_i \leq 0,45$ MPa (essai pressiométrique);
- les remblais;
- l'eau.

3) Pour les sols situés au-dessus de la nappe phréatique les coefficients peuvent être majorés de 0,1.

4) Il convient d'utiliser différents coefficients pour les différentes couches sur la longueur de la palplanche, dans le cas d'un terrain multicouche. Pour des raisons de simplification les coefficients les plus faibles peuvent cependant être appliqués sur toute la longueur de la palplanche.

5) Il convient de se référer à la norme NBN EN 1997-2 pour les détails concernant les essais CPT et pressiométriques.

Il verifikatore effettua una classificazione della sezione. I risultati vengono forniti sia in termini di tassi di sfruttamento sia in termini di momento resistente.

2.5 Schematizzazione modello di calcolo

Di seguito si illustra la schematizzazione del modello di calcolo elaborato per gli scenari considerati e di seguito descritti, ove per “monte” è da intendersi il lato della paratia di sostegno esterno al cantiere e “valle” il lato interno.

Come già detto la paratia nelle varie sezioni è concepita come opera **provvisoria**.

Nel caso specifico la valutazione dell'interazione terreno-struttura della paratia di sostegno viene affrontata tramite l'impostazione di un modello matematico agli elementi finiti in campo non lineare, tenendo conto delle condizioni litostratigrafiche presenti di cui all'affinamento del modello geotecnico del sottosuolo e degli elementi strutturali resistenti installati durante le varie fasi esecutive.

I risultati generali dell'elaborazione sono riportati in allegato alla presente relazione, mentre al paragrafo 2.7 è riportata la sintesi significativa dei risultati ottenuti; di seguito vengono descritte le ipotesi assunte nei 3 scenari di calcolo adottati nelle verifiche.

2.5.1 Scenario 1

- quota testa palancola: +195.50 m s.l.m.;
- quota fondo alveo: +191.10 m s.l.m.;
- quota aggotamento: +190.50 m s.l.m..

Di seguito si riportano le fasi oggetto di verifica:

- **FASE0:** scavo di bonifica a monte e a valle e ripristino della quota di fondo alveo;
- **FASE1:** installazione palancola considerando, a favore di sicurezza, una quota a monte e a valle pari a quella di testa palancola;
- **FASE2:** fase di cantiere - acqua a monte della palancola a testa palancola - acqua a valle posta a -0.60m dal fondo alveo in seguito alle operazioni di aggotamento;
- **FASE3:** sisma - identica a fase 2 ma considerando a monte l'acqua posta a quota 194.00 m s.l.m, ossia a -1.50 m dalla testa della palancola.¹

¹ La quota di 194.00 m s.l.m. è posta a +50 cm rispetto all'attivazione della “Fase di allertamento come definito all'interno del “Piano di monitoraggio idrologico e di allertamento” (elaborato RPM10).

2.5.2 Scenario 2 - (solo condizioni di esercizio transitorie)

- quota testa palancola: +195.50 m s.l.m.;
- quota fondo alveo: +191.10 m s.l.m.;
- quota aggettamento: +190.50m slm.

Di seguito si riportano le fasi oggetto di verifica:

- **FASE1:** installazione palancola considerando una quota dell'acqua a monte e a valle pari a quella di testa palancola:
- **FASE2:** fase di cantiere - acqua a monte della palancola a (-1 m) da testa palancola
- acqua a valle posta a +190.50 m s.l.m.+ scavo di bonifica pari ad 1 m a monte e valle.

2.5.3 Scenario 3 - (solo condizioni di esercizio transitorie)

- quota testa palancola: +195.50 m s.l.m.;
- quota fondo alveo: +191.10 m s.l.m.;
- quota aggettamento: +190.50 m s.l.m..

Di seguito si riportano le fasi oggetto di verifica:

- **FASE1:** installazione palancola considerando una quota dell'acqua a monte e a valle pari a quella di testa palancola:
- **FASE2:** fase di cantiere - acqua a monte della palancola a (-2.5m) da testa palancola - acqua a valle posta a +190.50 m s.l.m. + scavo di bonifica pari a 2 m a monte e valle.

Rispetto allo scenario 2, lo scenario 3 (anch'esso relativo a condizioni di esercizio transitorie) ha lo scopo di verificare la stabilità del palancolato provvisorio qualora si rendesse necessario uno scavo di bonifica preliminare all'infissione delle palancole. Si è a tal fine considerato un approfondimento massimo del fondo alveo, per la sua bonifica superficiale, pari a 189.10 m s.l.m. (-2.00 m dal fondo), per poi verificare il palancolato:

- nella Fase "1" (installazione palancola) caratterizzata da un livello idrico a monte e a valle pari alla quota di testa palancola (195.50 m s.l.m.);
- nella Fase "2" (fase di cantiere) caratterizzata da un livello a valle pari alla quota determinata dall'aggettamento per la messa in asciutta dell'area di lavoro interna al

palancolato; in tale configurazione il palancolato risulta verificato per livelli idrici a monte (quota idrica fiume Ticino esterna al palancolato) pari, al massimo, a 193.00 m s.l.m. (ossia -2.50 da testa palancola).

In altri termini, la verifica dello Scenario 3 – Fase 2 fornisce la condizione limite sul massimo livello idrico esterno (193.00 m s.l.m.) accettabile durante la fase di bonifica, con uno scavo del fondo ad una profondità massima di 159.10 m s.l.m. (pari a -2.00 m dal fondo alveo). Livelli idrici esterni superiori a 193.00 m s.l.m., o profondità di scavo inferiori a 189.10 m s.l.m. determinano condizioni non verificate ai sensi delle NTC 2018 e nei termini precisati qui precisati.

2.5.4 Rigidezza paratia

- Palancole: AU20
- Lunghezza: 13 m
- Acciaio: S355.

Per quanto riguarda le caratteristiche degli elementi strutturali, si è fatto riferimento ad un comportamento elastico caratterizzato dai seguenti parametri principali, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria; nel seguito vengono riportati i criteri di valutazione delle rigidezze degli elementi strutturali ed i valori delle grandezze:

Rigidezza della palancola.

$$k_{fless} = \frac{E \cdot J}{1m}$$

considerando come spessore equivalente quanto segue (con S=1)

$$T_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12J_{xx}}{S}}$$

2.5.5 Parametri geotecnici di calcolo

Con riferimento a quanto descritto in precedenza sono riportate le caratteristiche meccaniche dei litotipi interessati:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3;$$

$$c' = 0;$$

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

$$E'_{25} = 43 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta attiva e passiva, k_a e k_p , utilizzati, questi sono stati valutati secondo le formulazioni di *Coulomb* (k_a) e *Caquot-Kerisel* (k_p) adottando per il coefficiente di attrito terreno-muro l'ipotesi ipotesi, in condizioni statiche di:

$$\delta = 0.5 \phi \text{ (sia lato attivo che lato passivo).}$$

2.5.6 Modellazione delle azioni

L'azione permanente è rappresentata dalle spinte del terreno e dell'acqua.

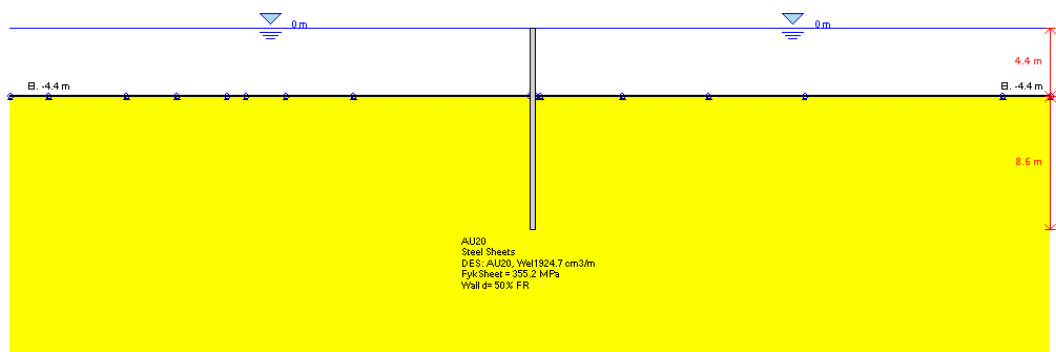
Sono state considerate nella simulazione delle fasi operative di scavo le condizioni drenate. Durante le fasi di scavo non si è considerato alcun sovraccarico accidentale.

2.6 Combinazioni e/o percorsi di carico

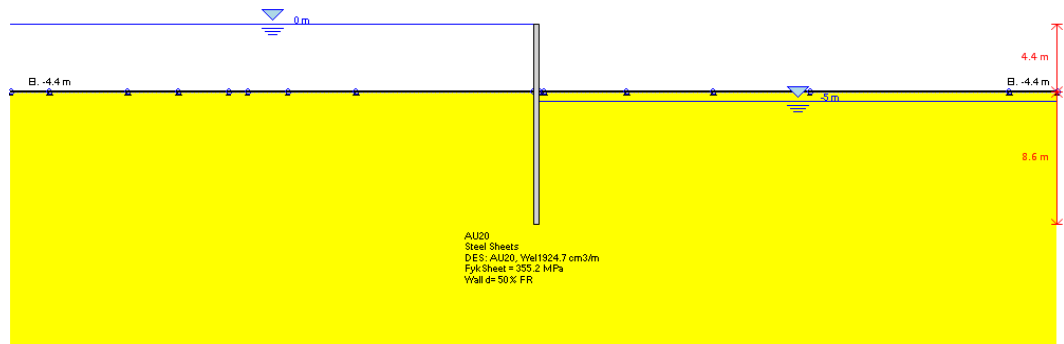
Si sono simulati per le sezioni analizzate i seguenti percorsi di carico a schematizzare le sequenze esecutive di realizzazione.

2.6.1 Scenario 1

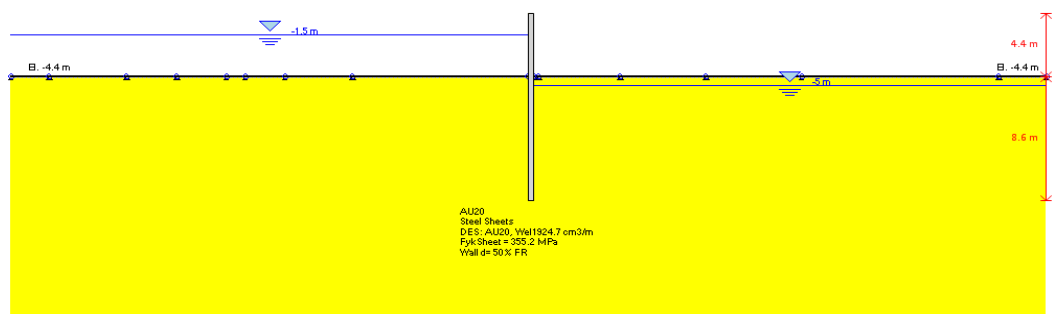
fase 1: installazione palancole



fase2: cantiere

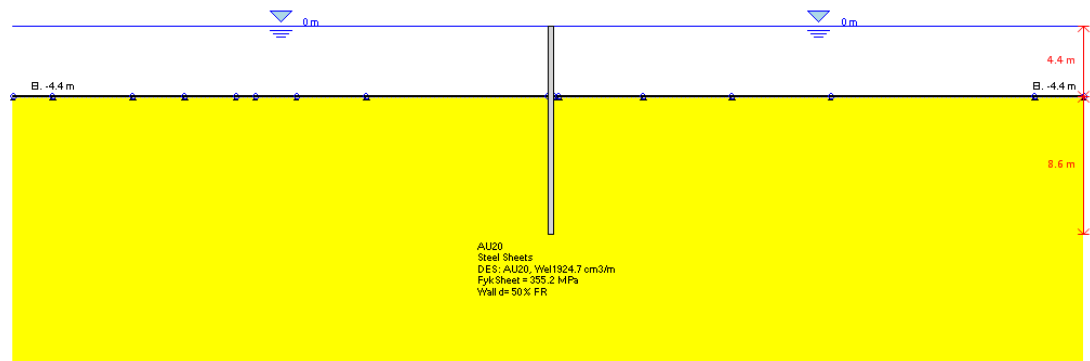


fase3: sisma

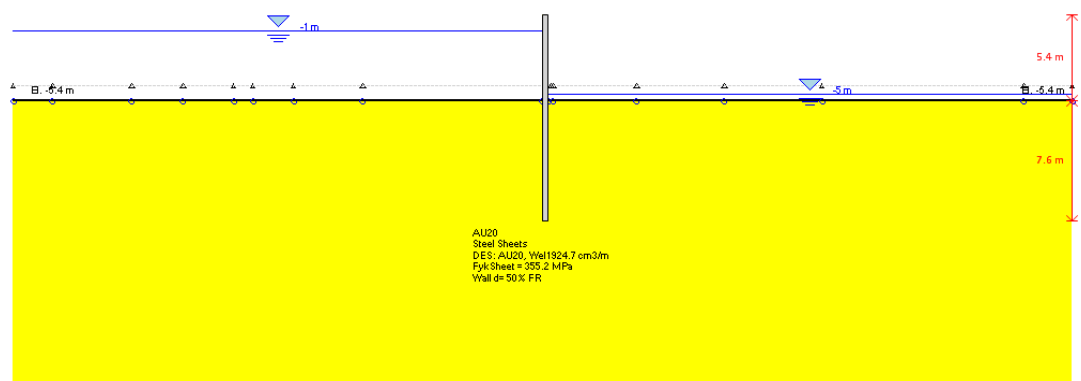


2.6.2 Scenario 2

fase 1: installazione palancole

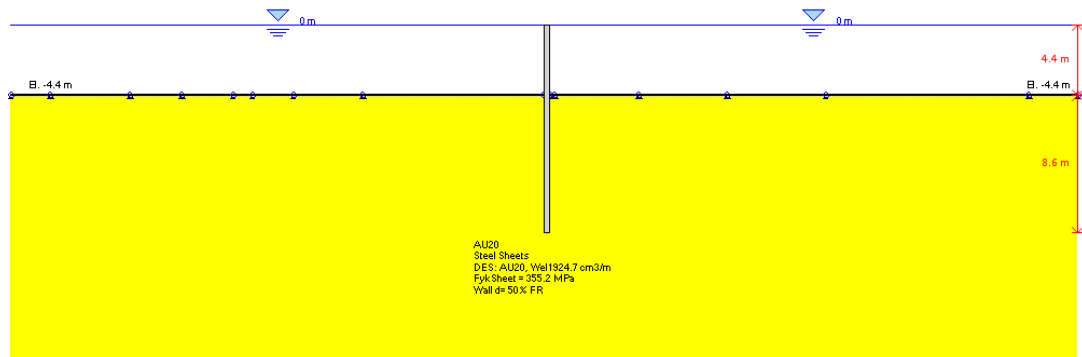


fase2: cantiere

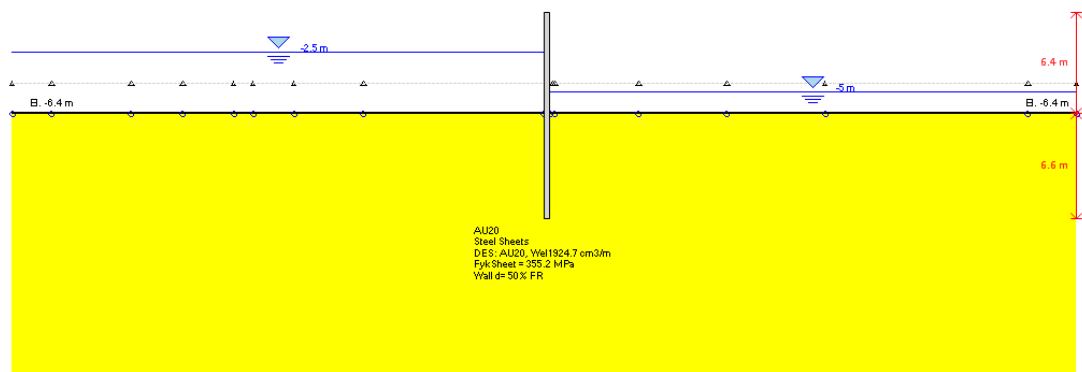


2.6.3 Scenario 3

fase 1: installazione palancole



fase2: cantiere



2.7 Principali risultati e verifiche

2.7.1 Scenario 1

Si riporta il riepilogo dei risultati nei singoli approcci di calcolo.

Tutte le principali verifiche sono soddisfatte.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Momento paratia (kN- m/m)	Momento paratia (kN- m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso fles- sione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)	Verifica sifo- namento (FS)
Risolto												
Base model	con suc- cesso	9.98	314.27	314.27	109.12	109.12	0.483	0.483	0.035	3.97	1.777	1.807
o: DM18_ITA:	Risolto											
Comb. 1:	con suc- cesso	9.98	408.55	408.55	144.64	144.64	0.627	0.627	0.046	3.97	1.777	1.251
A1+M1+R1												
o: DM18_ITA:	Risolto											
Comb. 2:	con suc- cesso	15.93	400.14	400.14	142.11	142.11	0.615	0.615	0.046	2.505	1.404	1.251
A2+M2+R1												
o: DM18_ITA:	Risolto											
EQK - GEO	con suc- cesso	15.93	400.14	400.14	142.11	142.11	0.615	0.615	0.046	2.505	1.404	1.251
o: DM18_ITA:	Risolto											
EQK - STR	con suc- cesso	9.98	314.27	314.27	109.12	109.12	0.483	0.483	0.035	3.97	1.777	1.807
o: DM18_ITA:	Risolto											
Comb. 3:	con suc- cesso	9.98	408.55	408.55	144.64	144.64	0.627	0.627	0.046	3.97	1.777	1.251
A1+M1+R3												
o: DM18_ITA:	Risolto											
SLE: (RARA)	con suc- cesso	9.98	314.27	314.27	111.26	111.26	0.483	0.483	0.036	3.97	1.777	1.807

2.7.2 Scenario 2

Si riporta il riepilogo dei risultati nei singoli approcci di calcolo considerati.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso fles- sione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)	Verifica sifo- namento (FS)
o: DM18_ITA:	Risolto											
SLE: (RARA)	con successo	15.17	378.41	378.41	137.46	137.46	0.581	0.581	0.044	3.225	1.777	1.327

2.7.3 Scenario 3

Si riporta il riepilogo dei risultati nei singoli approcci di calcolo considerati.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso fles- sione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)	Verifica sifonamento (FS)
o: DM18_ITA: SLE: (RARA)	Risolto											
	con successo	22.36	449.48	449.48	193.87	193.87	0.69	0.69	0.062	2.253	1.777	1.323

3. VERIFICHE DI FILTRAZIONE

Vengono di seguito descritte le verifiche di filtrazione effettuate per valutare l'efficienza delle opere provvisorie previste per la messa in asciutta delle aree di lavoro necessarie per la manutenzione straordinaria delle paratoie della traversa.

In particolare, mediante un modello matematico di filtrazione, sono state eseguite le verifiche al sifonamento delle palancole e sono state calcolate le portate che risulta necessario emungere per la messa in asciutta temporanea delle aree di lavoro.

Per la taratura e la verifica di sensibilità del modello nei confronti dei valori di permeabilità, si è fatto riferimento alla configurazione geometrica iniziale proposta nel Progetto Definitivo ovvero con palancole a monte e valle della traversa distanziate tra loro in modo differente.

Successivamente sulla base del modello implementato si è ottimizzata la soluzione progettuale spostando, per quanto più possibile, le opere di tenuta in prossimità del manufatto in c.a.

Le verifiche al sifonamento sono state eseguite con riferimento a quanto previsto nelle NTC 2018 (paragrafo 6.2.4.2 del D.M. 17/01/18).

3.1 Descrizione del modello matematico di filtrazione

Per le verifiche di filtrazione è stato implementato un modello bidimensionale agli elementi finiti attraverso il codice di calcolo **SEEP2D** e l'interfaccia grafica **GMS 10.4** (**G**roundwater **M**odelling **S**ystem).

I calcoli sono stati effettuati utilizzando un modello matematico agli elementi finiti bidimensionale sul piano verticale. L'equazione differenziale che descrive il moto vario bidimensionale nel piano verticale entro un acquifero saturo è la seguente:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

in cui:

- $h [m] = z + p/\gamma$: è il carico idraulico variabile da punto a punto in funzione del tempo ($h(x,z,t)$);
- γ : è il peso specifico dell'acqua;
- $k_x, k_z [m/s]$: sono i valori dei coefficienti di permeabilità nelle due direzioni del piano verticale x-z;
- $S_s [m^{-1}]$: è il coefficiente di immagazzinamento specifico, funzione delle caratteristiche di comprimibilità dell'acqua e del mezzo poroso.

Salvo particolari applicazioni (problemi di subsidenza), considerato il valore molto piccolo di S_s si trascura interamente il termine a secondo membro dell'equazione sopra riportata.

Con questa semplificazione scompare l'influenza diretta della variabile temporale e l'evoluzione temporale del carico idraulico è dovuta esclusivamente alle condizioni al contorno, anch'esse variabili nel tempo.

La soluzione, con S_s posto uguale a zero, viene individuata tramite il metodo degli elementi finiti; come è noto questo metodo prevede una suddivisione del dominio di interesse in elementi di forma regolare (*mesh*) entro i quali si ipotizza un certo andamento analitico (funzioni interpolari) della funzione incognita da individuare. Gli elementi sono definiti geometricamente dalle coordinate dei nodi di contorno in corrispondenza dei quali il metodo fornisce il valore dell'incognita.

Nel modello matematico adottato le funzioni interpolari sono state imposte lineari, le funzioni peso sono state poste uguali alle funzioni interpolari e di conseguenza anch'esse lineari (metodo di Galerkin).

3.2 Criteri di verifica al sifonamento

Come già detto in premessa oltre alla quantificazione delle portate da emungere, sono state eseguite le verifiche al sifonamento delle palancole provvisorie che vengono infisse a monte e valle della traversa.

La verifica di stabilità nei confronti dello stato limite ultimo idraulico di sifonamento è stata condotta controllando che il gradiente idraulico di efflusso, calcolato in uscita dal

fronte di scavo sia inferiore al gradiente idraulico critico i_c . Con riferimento al coefficiente di sicurezza parziale $R = 2$ definito al punto 6.2.4.2 del D.M. 17/01/18, la verifica al sifonamento risulta soddisfatta quando il rapporto tra il gradiente idraulico critico e il gradiente massimo in uscita è maggiore o uguale di 2.

$$\frac{i_c}{i_{max}} \geq 2$$

Quale valore del gradiente idraulico critico si è assunto il valore 1. Tale valore viene comunemente indicato come valore di riferimento in molte fonti di letteratura.

Il gradiente massimo di efflusso è stato invece determinato sulla base di analisi di filtrazione bidimensionale attraverso il rilevato arginale ed i relativi terreni di fondazione a mezzo del codice di calcolo agli elementi finiti.

3.3 Implementazione del modello e analisi preliminare di sensitività

Mediante il modello è stata schematizzata la geometria della soluzione iniziale proposta nel Progetto Definitivo e riportata nella figura seguente.

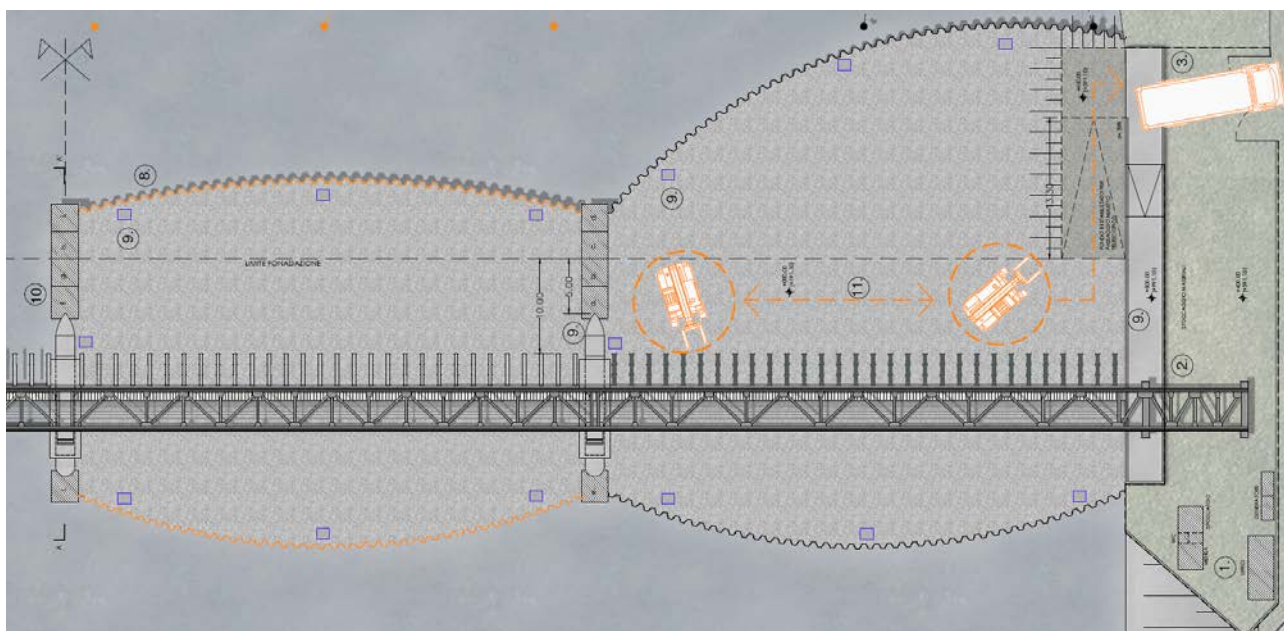


Figura 3.1: – Configurazione delle opere provvisionali previste nel Progetto Definitivo (stralcio planimetrico)

Tale configurazione prevede l'infissione di palancole a monte e a valle della traversa rispettivamente poste ad una distanza dalla platea di fondazione di 1.5 m (palancole di monte) e 10.0 m (palancole di valle).

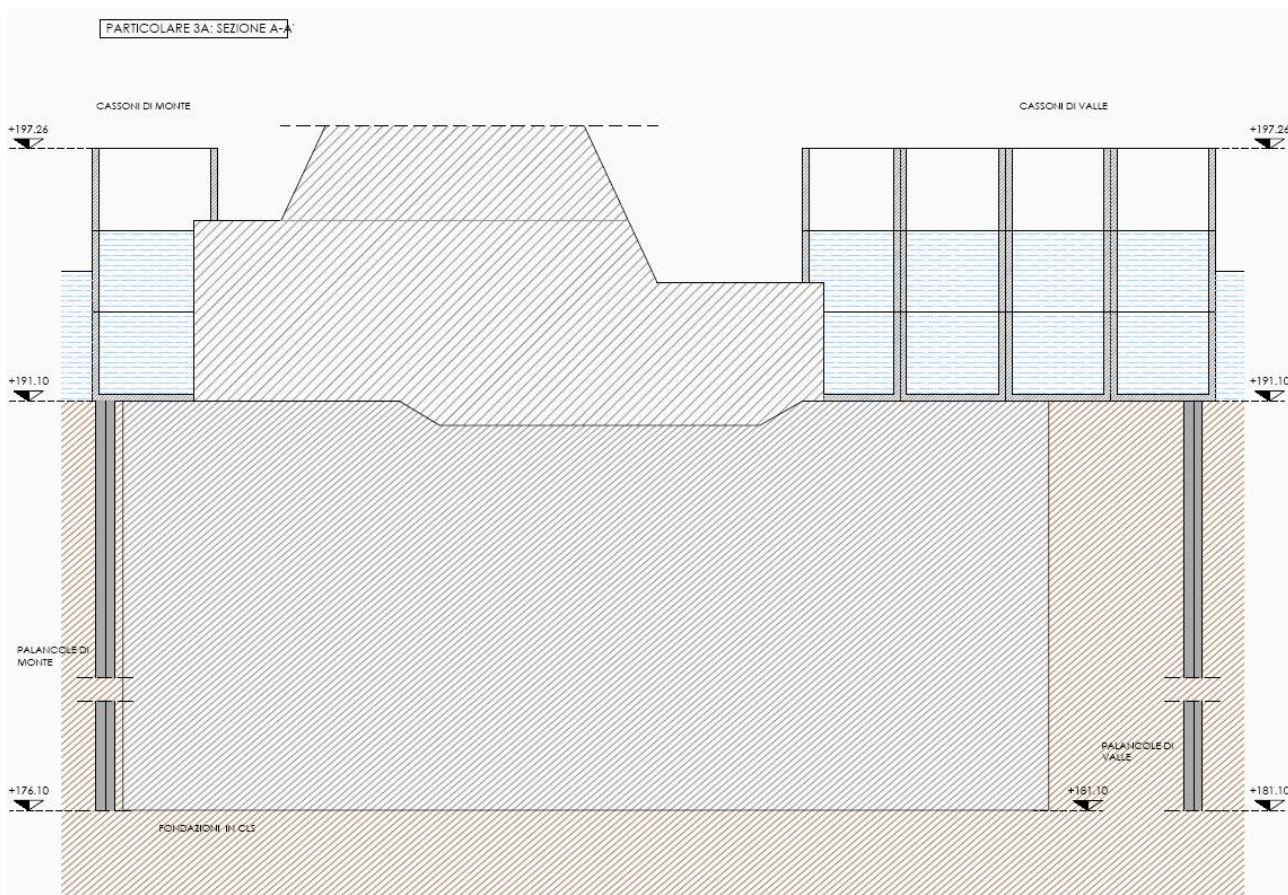


Figura 3.2: – Configurazione delle opere provvisorie previste nel Progetto Definitivo (sezione trasversale A-A')

È stata quindi riprodotta la sezione di progetto mediante la creazione di una mesh all'interno della quale è stato schematizzato sia il manufatto di fondazione che le palancole provvisorie a monte e valle della traversa.

Per la definizione dell'assetto litologico del terreno di fondazione di è fatto riferimento alla campagna di indagine geognostica eseguita nel mese di Agosto 2019. Con riferimento al sondaggio S1 il substrato al di sotto del manufatto è costituito da terreni a grana medio-grossolana rappresentati per lo più da sabbie ghiaioso-limose per uno spessore di 25 m. Tale stratigrafia risulta confermata anche dai sondaggi elettrici eseguiti nella stessa campagna.

3.3.1 Valori di permeabilità adottati

Come valore di permeabilità nei calcoli è stato assunto il valore medio delle prove di permeabilità eseguite a varie profondità nel sondaggio S1 pari a 3.95×10^{-4} m/s.

Tale valore è stato preso come riferimento per le simulazioni e la stima della portata da emungere.

È stata comunque effettuata un'analisi di sensitività aumentando il coefficiente di permeabilità rispettivamente di mezzo ordine e di un ordine di grandezza rispetto al valore di riferimento come indicato nella seguente tabella:

Litologia	$k_{\text{RIFERIMENTO}}$	k_1	k_2
Sabbie ghiaioso-limose	3.95×10^{-4} m/s	3.95×10^{-3} m/s	1.97×10^{-3} m/s

Tabella 3.1 – Valori di permeabilità assunti nei calcoli

3.3.2 Condizioni al contorno

Le analisi di filtrazione sono state condotte in moto stazionario considerando, a favore di sicurezza, un livello idrico a monte delle palancole pari a **195.50 m s.l.m.** Tale valore coincide con la quota di sommità delle palancole e risulta più alto di 50 cm rispetto alla quota di tracimazione controllata degli elementi di tenuta (195.00 m s.l.m.). Tutte le simulazioni sono state quindi svolte a favore di sicurezza tenendo quindi conto di eventuali variazioni di livello dovuti ad un eventuale funzionamento anche anomalo del sistema.

A valle delle palancole, all'interno delle aree di scavo, è stata invece imposta una quota piezometrica pari a **190.50 m s.l.m.** Tale quota coincide con la quota più bassa della platea di fondazione ed è pari alla quota piezometrica prevista per l'aggottamento delle acque durante i lavori.

3.3.3 Risultati delle simulazioni

Vengono di seguito descritti i risultati delle simulazioni in termini di portata totale filtrante per unità di larghezza e di gradiente massimo in uscita dal fronte di scavo.

Nelle figure seguenti, con riferimento alla simulazione che considera come valore di k quello medio derivante dalle prove di permeabilità (Simulazione F1 - $K= 3.95 \cdot 10^{-4}$ m/s), si riporta il reticolo di flusso calcolato con il modello e l'andamento dei gradienti idraulici all'interno del campo di moto.

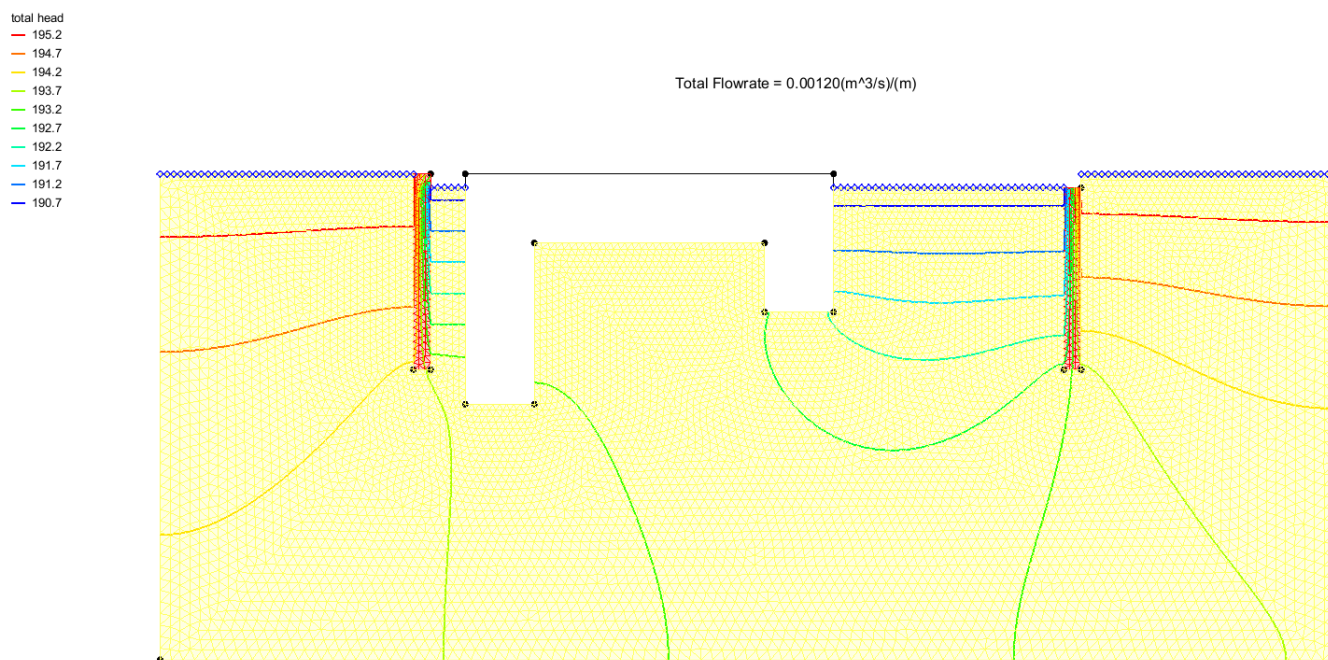


Figura 3.3: – Simulazione F1: andamento delle linee di flusso

Dai calcoli risulta una portata filtrante in uscita dal fronte di scavo di scavo pari a **1.20 l/s*m** ed un gradiente massimo in uscita di **0.35**.

Con riferimento ai criteri di verifica al sifonamento riportati nelle NTC2018 il coefficiente di sicurezza risulta pari a **2.9 > 2.0** per cui la verifica risulta soddisfatta.

Come già detto nei paragrafi precedenti, sulla base del modello implementato, è stata fatta un'analisi di sensitività al variare del coefficiente di permeabilità; allo scopo sono state eseguite le seguenti simulazioni:

1. Simulazione **F1-a**: $K= 3.95 \times 10^{-3}$ m/s (un ordine di grandezza superiore rispetto alla permeabilità media di riferimento)
2. Simulazione **F1-b**: $K= 1.97 \times 10^{-3}$ m/s (mezzo ordine di grandezza superiore rispetto alla permeabilità media di riferimento)

Dai risultati emerge che il valore della portata cresce linearmente con l'aumentare della permeabilità; nello specifico le portate da emungere in fase sci scavo passano **da un minimo di 1.20 l/s per metro (Simulazione F1) ad un massimo di 12.6 l/s per metro (Simulazione F1-a), ad un valore di 6.31 l/s per metro (Simulazione F1-b)**. I gradienti in uscita soddisfano comunque sempre la verifica al sifonamento.

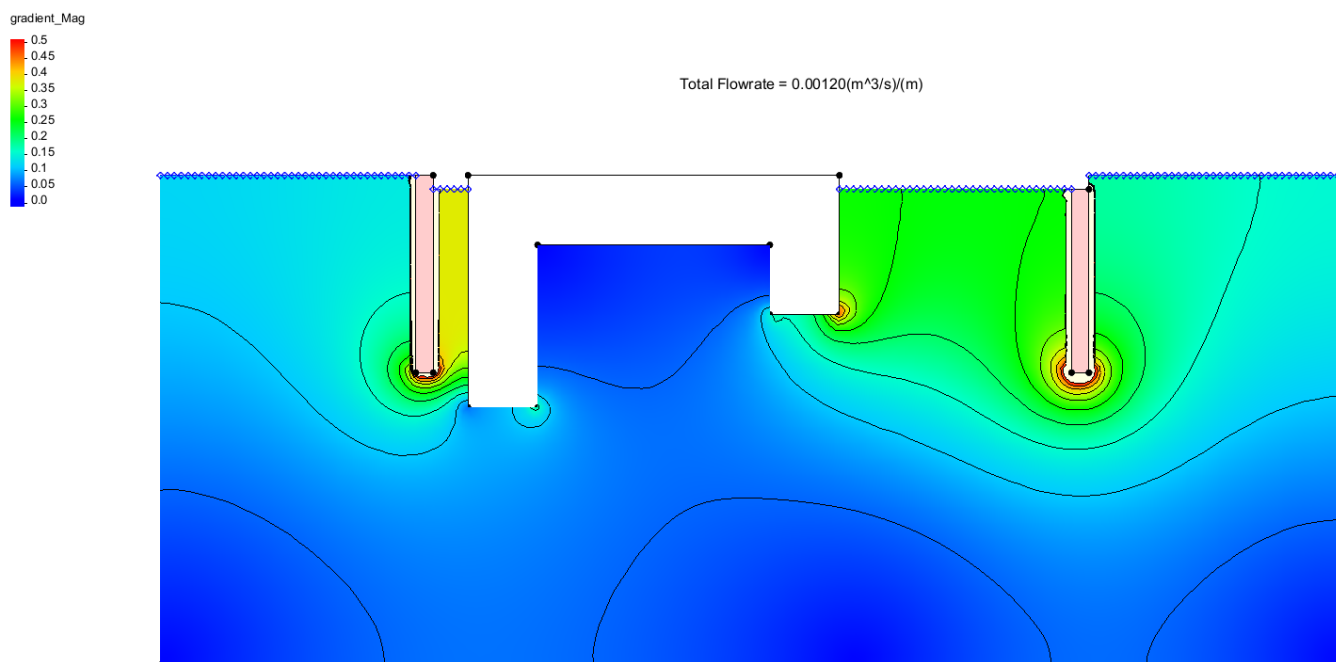


Figura 3.4 – Simulazione F1: andamento dei gradienti idraulici

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle simulazioni eseguite (con riferimento allo schema geometrico delle opere provvisorie previste nel progetto definitivo) per la validazione del modello.

Simulazione N.	ASPETTI IDRAULICI			ASPETTI GEOMETRICI		RISULTATI MODELLO			VERIFICA SIFONAMENTO
	Livello idrico	Quota aggettamento	Permeabilità substrato	Quota sommità palancole	Quota fondo palancole	Gradiente max in uscita	Velocità max filtrazione	Portata specifica	Coefficiente F>2?
	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]		[m/s]	[l/s per m]	
F1	195.50	190.50	3.95*10⁻⁴	195.50	182.50	0.35	2.55*10 ⁻⁴	1.20	2.9
F1-a	195.50	190.50	3.95*10 ⁻³	195.50	182.50	0.45	2.55*10 ⁻³	12.6	2.2
F1-b	195.50	190.50	1.97*10 ⁻³	195.50	182.50	0.40	1.27*10 ⁻³	6.31	2.5

Tabella 3.2 – Simulazioni preliminari e analisi di sensitività del modello

3.1 Verifica delle opere provvisionali nella configurazione proposta nel Progetto Esecutivo

Sulla base del modello implementato sono state condotte le simulazioni per la verifica delle opere provvisionali nella configurazione prevista nella presente Progettazione Esecutiva.

Nello specifico la soluzione proposta prevede, quali opere provvisionali, l'infissione di palancole a monte e valle della traversa ad una distanza di circa **1.50 m**.

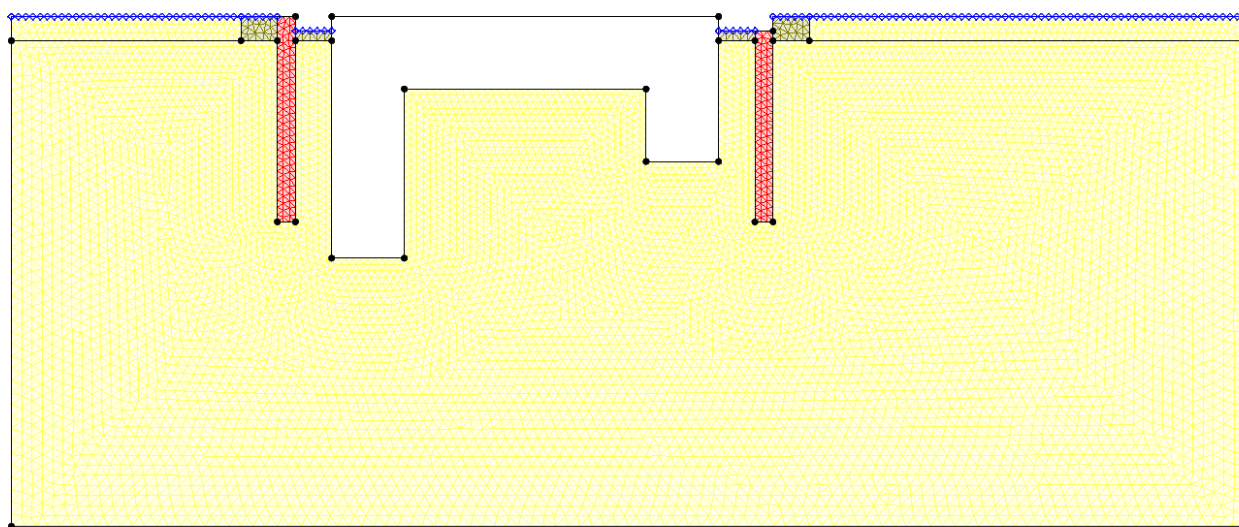


Figura 3.5 – Schematizzazione della soluzione di progetto

Come condizione di carico idraulico e di permeabilità è stata considerata la stessa configurazione prevista per la *Simulazione F1*. Si è ritenuto infatti che tale valore di k è quello più rappresentativo (anche secondo fonti di letteratura differenti) per i terreni costituiti da materiali medio-grossolani come quelli rinvenuti nella zona oggetto di intervento.

3.1.1 Risultati ottenuti

Nelle figure seguenti si riporta l'andamento delle linee di flusso dei gradienti idraulici all'interno del campo di moto, calcolati mediante il modello di filtrazione, con la configurazione delle palancole previste in progetto (*Simulazione F2*)

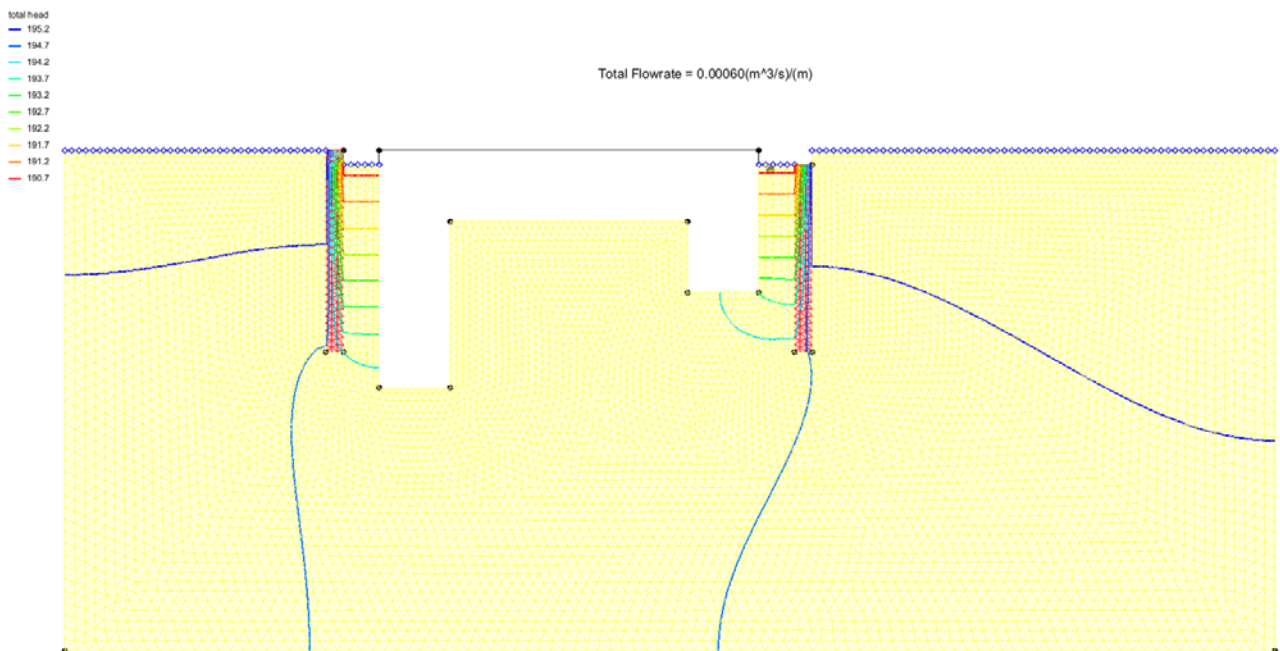


Figura 3.6 – Simulazione F2: andamento delle linee di flusso

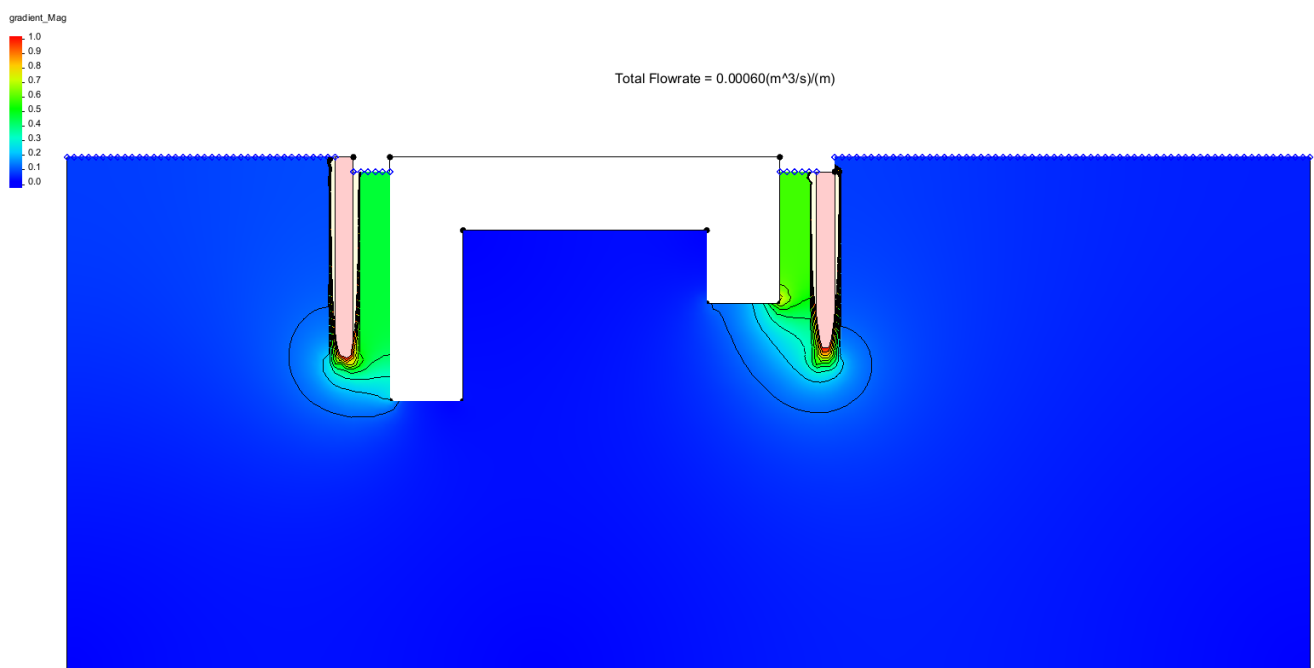


Figura 3.7 – Simulazione F2: andamento dei gradienti idraulici

Dai calcoli risulta una portata filtrante in uscita dal fronte di scavo di scavo pari a **0.60 l/s*m** ed un gradiente massimo in uscita di **0.40**.

Con riferimento ai criteri di verifica al sifonamento riportati nelle NTC2018 il coefficiente di sicurezza risulta pari a $2.5 > 2.0$ per cui la verifica risulta soddisfatta.

Al fine di ridurre le portate da drenare e quindi da emungere con sollevamento meccanico è stato previsto il tamponamento dello spazio tra palancola e manufatto, per una profondità di circa 1.5 m mediante la realizzazione di un pacchetto in materiale impermeabile (calcestruzzo). Ciò sarà possibile alla fine delle operazioni di messa in asciutta dell'area di lavoro. Mediante il modello è stata quindi simulata tale configurazione (*Simulazione F3*), prevedendo a tergo delle palancole un riempimento in materiale impermeabile per il quale si è assunto un valore di k uguale a 1.0×10^{-7} m/s.

Nella figura seguente si riportano i risultati della Simulazione F3 in termini di andamento dei gradienti idraulici, mentre nella successiva tabella si riportano le principali grandezze idrauliche (portata filtrante, velocità e gradiente massimo in uscita) ottenute con le simulazioni di progetto. Per un rapido confronto con la soluzione originaria proposta nel progetto definitivo in tabella si riportano anche i risultati della simulazione F1

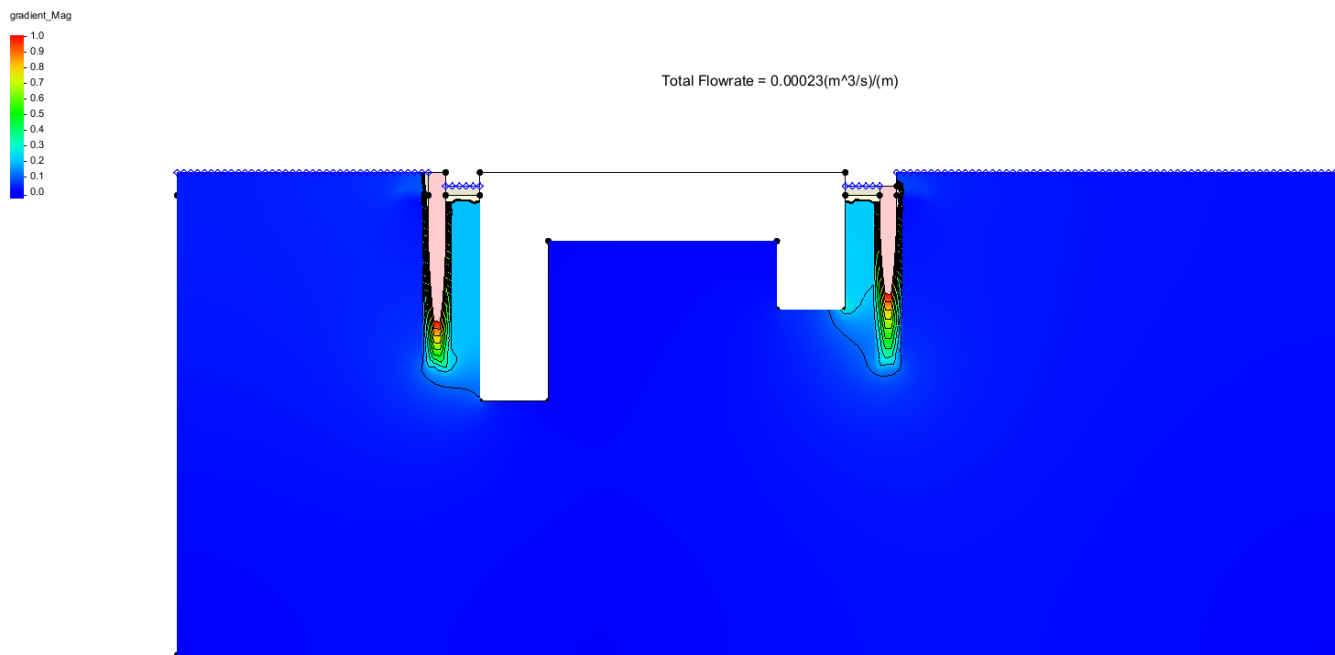


Figura 3.8 – Simulazione F3: andamento dei gradienti idraulici

Simulazione N.	ASPETTI IDRAULICI			ASPETTI GEOMETRICI		RISULTATI MODELLO			VERIFICA SIFONAMENTO
	Livello idrico	Quota aggettamento	Permeabilità substrato	Quota sommità palancole	Quota fondo palancole	Gradiente max in uscita	Velocità max filtrazione	Portata specifica	Coefficiente $F > 2$?
[]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[]	[m/s]	[l/s per m]	[]
F1 (PD)	195.50	190.50	$3.95 \cdot 10^{-4}$	195.50	182.50	0.35	$2.55 \cdot 10^{-4}$	1.20	2.9
F2	195.50	190.50	$3.95 \cdot 10^{-4}$	195.50	182.50	0.40	$2.21 \cdot 10^{-4}$	0.60	2.5
F3	195.50	190.50	$3.95 \cdot 10^{-4}$	195.50	182.50	0.20	$7.45 \cdot 10^{-5}$	0.23	5.0

Tabella 3.3 – Simulazioni configurazioni di progetto

Tutte le simulazioni di progetto, come già specificato in precedenza, sono state condotte ipotizzando un valore di k pari a 3.95×10^{-4} m/s (valore medie delle prove di permeabilità condotte nel sondaggio S1 – agosto 2019). Dall'analisi di sensitività condotta nel paragrafo precedente si è dedotto che il valore della portata da emungere aumenta linearmente con l'aumentare della permeabilità. In tal caso considerando una permeabilità maggiore la portata da emungere si può stimare in un intervallo **compreso tra 0.60 e 6.0 l/s per metro in assenza del tamponamento tra palancole e manufatto e invece variabile tra 0.23 e 2.3 l/s per metro in presenza del tamponamento.**

Sulla base di tali stime è stata definita la portata complessiva da emungere per mantenere in asciutta l'area di lavoro sia nella configurazione della fase relativa alla chiusura della sola campata 4 e quella della fase con la chiusura di entrambe le campate 4 e 3, per cui si rimanda al successivo Capitolo.

4. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO PROVVISORIO

Nel precedente Capitolo 3 si è provveduto a stimare tramite modellazione numerica l'entità della portata di filtrazione attesa a seguito della realizzazione del palancolato. Per tale motivo il progetto prevede l'installazione di un impianto di sollevamento provvisorio costituito da elettropompe sommergibili alimentate da un gruppo elettrogeno autonomo, in grado di assicurare il regolare funzionamento di tali dispositivi in tutte le condizioni, anche a seguito di un eventuale allagamento delle aree di cantiere per il transito di un evento di piena eccezionale.

L'adozione di una batteria di motopompe carrate al contrario non garantirebbe la stessa efficienza e risulterebbe di più difficile gestione rispetto alla soluzione ipotizzata e di seguito descritta.

Per far fronte alle diverse condizioni ipotizzabili, l'impianto di sollevamento provvisorio sarà costituito da almeno un gruppo elettrogeno installato a quote di sicurezza (195.50 m s.l.m.) per alimentare le pompe.

Relativamente a quest'ultime in questa sede sono state previste due differenti tipologie di pompe:

- N°1 pompa tipo P1, con portata in continuo pari a circa 250 l/s a 10 m di prevalenza;
- N°2 pompe tipo P2, con portata unitaria in continuo pari a circa 50 l/s a 10 m di prevalenza.

4.1 Pompa "tipo P1" e stima dei tempi per lo svuotamento delle aree operative

La pompa tipo P1 è stata pensata per far fronte in tempi rapidi allo svuotamento delle aree operative, come ad esempio a seguito della chiusura con il palancolato provvisorio, o a seguito di un qualsiasi evento (es. piena eccezionale) che determini un allagamento dell'area ad esso interna.

Sulla base dell'esperienza maturata in analoghi cantieri si è valutato che un'elettropompa sommergibile del tipo "Xylem-Flygt mod. 2250.011 MT", in grado di sollevare una portata in continuo pari a circa 250 l/s a 10 m di prevalenza offre un ottimo

compromesso in termini di dimensioni, peso, potenza allo spunto e rendimento effettivo.

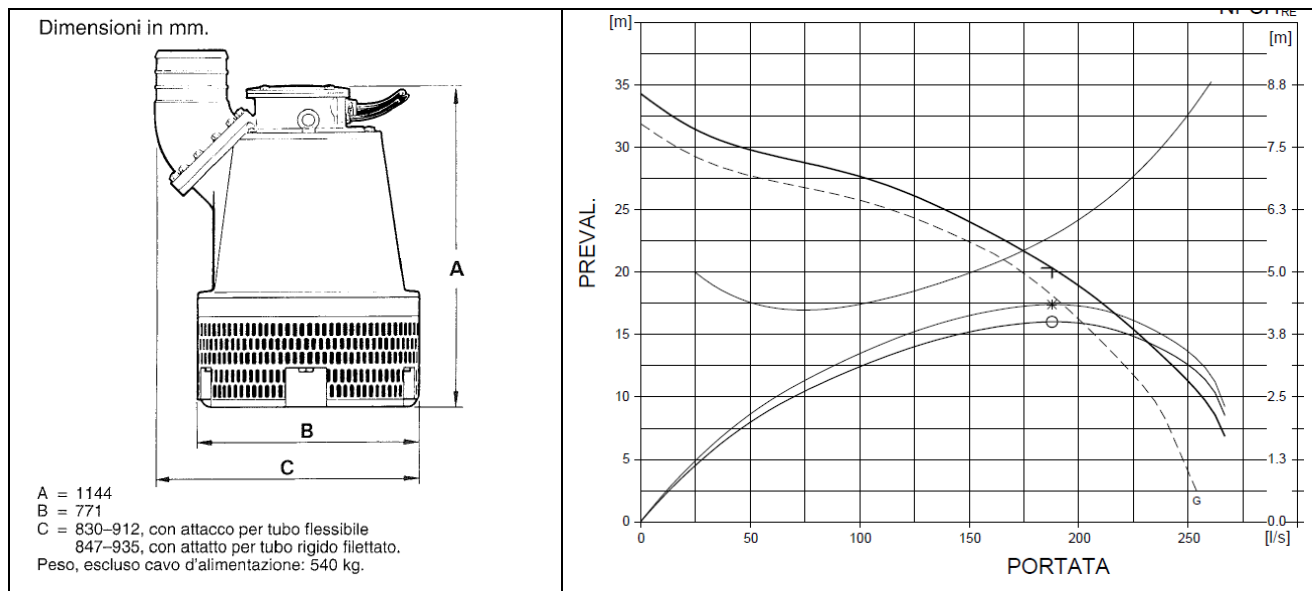


Figura 4.1 – Elettropompa sommergibile del tipo “Xylem-Flygt mod. 2250.011 MT”

Con tale tipo di pompa “P1”, ipotizzando una portata media reale in continuo pari a 150 l/s, poiché il volume della sola campata 4 è di $50 \times 20 \times 4.4$ (da 195.50 a 191.10 m s.l.m.) = 4'400 mc, sono necessarie circa 8 ore in continuo per svuotare l'intero volume accumulato fino alla quota di sommità del palancolato.

Tale ipotesi è alquanto cautelativa, in quanto la quota idrica esterna che consentirà le lavorazioni in condizioni ordinarie sarà inferiore a 194.00 m s.l.m., e quindi il volume da svuotare (ed i tempi di svuotamento) sarebbe ridotto di circa il 30%, essendo rapportato ad un'altezza di 2.90 m (e non di 4.40 m).

Durante le lavorazioni in corrispondenza della campata 3 vi sarà il raddoppio dell'area e quindi del volume e conseguentemente i tempi di svuotamento, ma sempre nell'ordine delle ore. In tali condizioni occorre peraltro osservare che tali valutazioni tengono in considerazione il funzionamento della sola pompa tipo “P1”: nulla vieta, anzi si auspica, che anche le pompe tipo “P2” di cui al successivo paragrafo possano venire utilizzate per ridurre ulteriormente le tempistiche necessarie alla messa in asciutta delle aree interne al palancolato.

4.2 Pompe “tipo P2” per il sollevamento delle portate di filtrazione

In base al modello di filtrazione (Simulazione F2: palancole in posizione prossima alla platea, carico idraulico di 5 m – da 195.50 a 190.50 m s.l.m.) risulta una portata specifica di **0.60 l/s** per metro lineare². Ipotizzando la realizzazione del tappo in calcestruzzo di tamponamento tra il palancolato e la platea (Simulazione F3: come la F2 ma appunto con il cordolo) la portata specifica passa a **0.23 l/s** per metro lineare.

Pertanto, con riferimento alle diverse fasi operative (una o due campate in asciutta) risultano le portate complessive da sollevare riportate nella seguente tabella.

Area in asciutta	Lunghezza	Portata (F2)	Portata (F3)
	[m]	[l/s]	[l/s]
Campata 4	60	36	14
Campata 4	60	36	14
Campata 4+3	110	66	25
Campata 4+3	110	66	25

Tabella 4.1 – Portata di filtrazione complessiva nelle diverse configurazioni operative

Tali valutazioni sono state effettuate trascurando l'effetto tridimensionale del fenomeno e considerando che le venute d'acqua sulle due testate dell'area di lavoro (chiusure lato conca di navigazione e contro le pile) sia commisurata alle lunghezze sopra calcolate (larghezza delle aree di cantiere + tratti di chiusura). Non è possibile fare previsioni analitiche in merito alle perdite tra una palancola e l'altra ovvero tra i vari elementi dei panconi/panconcelli modulari.

Dalla Tabella 4.1 si possono quindi dedurre i valori di riferimento per la scelta della tipologia di elettropompa sommergibile più indicata: ragionando sull'area operativa relativa ad una singola campata (in Tabella 4.1, le prime due righe), le portate stimate variano da 14 a 36 l/s complessivi, da sollevare in continuo. Riferendosi invece alle due campate (in Tabella 4.1, le ultime due righe) le portate complessive variano tra 25 e 66 l/s.

Si è pertanto valutato che un'elettropompa sommergibile del tipo “Xylem-Flygt mod. BS 2670.180 MT”, in grado di sollevare una portata in continuo pari a circa 50 l/s a 10 m di prevalenza, sia una scelta ragionevole per garantire l'evacuazione dell'intera portata

² La lunghezza è da intendersi misurata nella direzione di calcolo del modello (trasversale al corso d'acqua), e la portata stimata è già il valore complesso della filtrazione a monte ed a valle della traversa.

di filtrazione per l'area di lavoro rapportata ad una singola campata: si è in tal senso tenuto conto della non perfetta tenuta tra una palancola e l'altra nell'approssimare per eccesso l'entità della portata stimata mediante modello numerico. Come per la pompa tipo "P1", anche tale tipologia "P2" offre un ottimo compromesso in termini di dimensioni, peso, potenza allo spunto e rendimento effettivo.

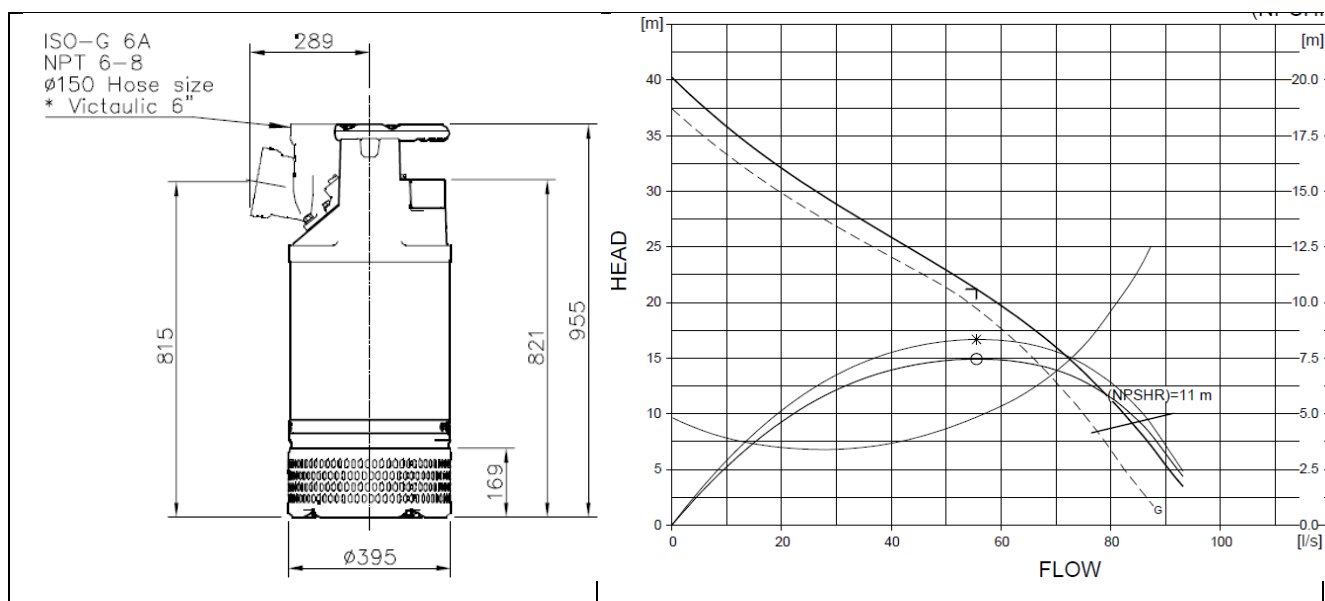


Figura 4.2 – Elettropompa sommersibile del tipo “Xylem-Flygt mod. BS 2670.180 MT”

Poiché durante le fasi di lavoro su entrambe le campate ci si attende un raddoppio delle portate, si è previsto l'utilizzo di 2 pompe di tipo “P2” da utilizzare in continuo in tali fasi dell'esecuzione dei lavori in appalto, anche per garantire un migliore modularità del sistema. In altri termini per l'intervento sulla campata 4, dovrebbe essere sufficiente soltanto una delle due pompe “P2” previste, anche facendo riferimento alla simulazione F2 che non prevede il cordolo in calcestruzzo di tamponamento tra il palancolato e la platea. Le due pompe da far funzionare in contemporanea potrebbero essere necessarie quando, intervenendo su entrambe le campate si avrà il massimo fronte aperto e quindi la massima portata di filtrazione.

Occorre peraltro evidenziare che in entrambe le simulazioni F2 ed F3 si è fatto riferimento ad un carico idraulico di 5.0 m, ossia ad un livello idrico esterno pari a 195.50 m s.l.m. (pari alla quota di sommità del palancolato): nella realtà, durante la maggior parte delle fasi lavorative, il carico idraulico sarà inferiore a tale valori (vd. Relazione idrologica ed idraulica e Piano di monitoraggio idrologico e di allertamento), e di conse-

guenza l'entità della portata di filtrazione sarà minore di quella stimata. Alla stessa stregua occorre ricordare che la stima della permeabilità effettuata sulla base delle indagini geognostiche disponibili potrebbe non essere, lungo tutto il tratto di 100 m oggetto d'intervento, esattamente uguale; se esso fosse più basso vorrà dire, ancora una volta, che le portate da evacuare sono ulteriormente inferiori; se viceversa fosse superiore rispettivamente di $\frac{1}{2}$ o 1 ordine di grandezza, le portate da evacuare potrebbero aumentare rispettivamente x5 e x10 volte quanto stimato.

In tal senso e qualora vi fossero imprevisti (es. improvvise venute d'acqua in cantiere) occorre ricordare che sarà sempre possibile utilizzare anche la pompa tipo "P1" in contemporanea alle due pompe tipo "P2" con una portata complessiva sollevabile in contemporanea dell'ordine dei 350 l/s a 10 metri di prevalenza.

4.3 **Aspetti economici e contrattuali**

L'onere per la realizzazione dell'impianto di sollevamento sopra descritto è stato stimato all'interno di un prezzo a corpo nell'ambito del quale sono contemplati tutti gli oneri per garantire, per l'intera durata del cantiere, il mantenimento in asciutta delle aree di cantiere:

- n°1 elettropompa tipo P1;
- n°2 elettropompe tipo P2;
- i relativi collettori di mandata;
- il gruppo elettrogeno per il funzionamento in contemporanea di n°1 pompa tipo P1 e di n°2 pompe tipo P2;
- il gasolio per il funzionamento del gruppo elettrogeno per l'intera durata del cantiere;
- i cavi elettrici per il collegamento delle pompe al gruppo elettrogeno;
- ogni ulteriore eventuale onere per dare tali dispositivi funzionanti.

Per le pompe (con relativi accessori) ed il gruppo elettrogeno è previsto il noleggio per i 9 mesi ca. di durata del cantiere.

Nello stesso prezzo a corpo sono previsti i pozzetti, tendenzialmente prefabbricati in c.a., per l'alloggiamento delle pompe P1 e, cautelativamente, è prevista la realizzazione del “tamponamento per la tenuta idraulica in c.a.” che tuttavia, in relazione all'effettivo comportamento dell'acquifero, potrebbe non rendersi necessario in relazione alla potenzialità dell'impianto di sollevamento descritta nel paragrafo precedente. Viceversa, l'Appaltatore potrebbe ritenere migliorativa la realizzazione di tale elemento in modo da evitare l'utilizzo in continuo delle pompe.

Il prezzo “AP-10” è in ogni caso a corpo e compensa ogni onere connesso al mantenimento in asciutta, per l'intera durata del cantiere, delle aree operative.

ALLEGATI DI CALCOLO (VERIFICHE STRUTTURALI PALANCOLA AU₂₀)

SCENARIO 1

```
**
* PARATIE ANALYSIS FOR DESIGN SECTION:Base model
* file name: M:\_ GEODE commesse\COMMESSE IG 2020\IG20_002_TICINO\LAVORO\PARATIA_AU20\au20_r.01a.DEEP
* Time: 4/1/2020 8:29:43 AM
* Automatic thrust mode used: Program automatically selects Ka Kp equation based on settings and defined friction angles
*1: Define General Calculation Settings
delta 0.25
unit m kN
option param itemax 40

* User assumes that no tension behavior for slave elements can develop.
*2. ADD GENERAL WALLS & DIMESIONS
wall Leftwall 0 -13 0 1

*3.1 DEFINE SURFACE FOR LEFT WALL
soil 0_L Leftwall -13 0 1 0
soil 0_R Leftwall -13 0 2 180

*4: DEFINE SOIL LAYER ELEVATIONS & STRENGTHS
* BORING Boring 1
  *DATA FOR LAYER: 1, SOIL TYPE= 11, D1-sabbia-TICINO
    Ldata L1 0
      weight 16 9 10
      Resistance 0 33 0.295 3.392
      atrest 0.455 0.8 1
      Young 43000 60000
      permeabil 0.1
    EndL

  * Wedge analysis with custom lines, stage 0, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

  * Active wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0 m with wedges formed on left side.
    * Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13
      *End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 98.11, RXactCV = 98.11, RXactPK = 98.11
      * Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2948

  * Passive wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0 m
    * Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Bottom Elevation= -4.5
      *End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 1128.26, RXpassCV = 1128.26, RXpassPK =
      1128.26
      * Layer 1 KpCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 1128.26/[-4.5 - -13] x 38.7] = 3.4299
      * Layer 1 KpPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 1128.26/[-4.5 - -13] x 38.7] = 3.4299
      * Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 3.3921

  * Active wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.
    * Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13
      *End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 98.11, RXactCV = 98.11, RXactPK = 98.11
      * Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2948

  * Passive wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0.43 m
```

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 1128.97$, $RX_{passCV} = 1128.64$, $RX_{passPK} = 1128.64$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 1128.643 / [-4.5 - -13] \times 38.7 = 3.431$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 1128.643 / [-4.5 - -13] \times 38.7 = 3.431$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 3.3921$

* ADJUST Ka_{Wedge} and Kp_{Wedge} according to active earth pressure factors $LF_{Act} = 1$, $LF_{Res} = 1$ (or $1/LF_{Res} = 1$)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_{Act} and LF_{Res} are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/Ka_{Rankine}$ or $Kp(B=0)/Kp_{Rankine}$, where B= surface angle.

* $Kp_{Down} = Kp_{Right} \times Kp_{BaseDown}(B=0) / Kp_{Rankine} = 3.392 \times 5.417 / 3.392 = 5.417$

* $Ka_{Down} = Ka_{Right} \times Ka_{BaseDown}(B=0) / Ka_{Rankine} = 0.295 \times 0.256 / 0.295 = 0.256$

* $Ka_{Up} = Ka_{Left} \times Ka_{BaseUp}(B=0) / Ka_{Rankine} = 0.295 \times 0.256 / 0.295 = 0.256$

* $Kp_{Up} = Kp_{Left} \times Kp_{BaseUp}(B=0) / Kp_{Rankine} = 3.392 \times 5.417 / 3.392 = 5.417$

* Wedge analysis with custom lines, stage 1, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0 m with wedges formed on left side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{act} = 76.62$, $RX_{actCV} = 76.62$, $RX_{actPK} = 76.62$

* Layer 1 $Ka_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 0.2281$

* Layer 1 $Ka_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 0.2281$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), $Ka_{Wedge} = 0.2281$

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 881.13$, $RX_{passCV} = 881.13$, $RX_{passPK} = 881.13$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.129 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 2.623$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.129 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 2.623$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 2.623$

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{act} = 76.62$, $RX_{actCV} = 76.62$, $RX_{actPK} = 76.62$

* Layer 1 $Ka_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 0.4166$

* Layer 1 $Ka_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 0.4166$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), $Ka_{Wedge} = 0.4166$

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0.43 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 881.68$, $RX_{passCV} = 881.43$, $RX_{passPK} = 881.43$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.428 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 4.7925$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.428 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 4.7925$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 4.7938$

* ADJUST Ka_{Wedge} and Kp_{Wedge} according to active earth pressure factors $LF_{Act} = 1$, $LF_{Res} = 1$ (or $1/LF_{Res} = 1$)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_Act and LF_Res are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/KaRankine$ or $Kp(B=0)/KpRankine$, where B= surface angle.

* $KpDown = KpRight \times KpBaseDown(B=0) / KpRankine = 4.794 \times 7.655/3.392 = 7.6554$

* $KaDown = KaRight \times KaBaseDown(B=0) / KaRankine = 0.417 \times 0.362/0.295 = 0.3618$

* $KaUp = KaLeft \times KaBaseUp(B=0) / KaRankine = 0.228 \times 0.198/0.295 = 0.1981$

* $KpUp = KpLeft \times KpBaseUp(B=0) / KpRankine = 2.623 \times 4.189/3.392 = 4.1888$

* Wedge analysis with custom lines, stage 2, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0 m with wedges formed on left side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 76.62, RXactCV = 76.62, RXactPK = 76.62

* Layer 1 KaCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 0.2347$

* Layer 1 KaPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 0.2347$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2347

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 881.13, RXpassCV = 881.13, RXpassPK = 881.13

* Layer 1 KpCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 881.129/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 2.6994$

* Layer 1 KpPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 881.129/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 2.6994$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 2.6994

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 76.62, RXactCV = 76.62, RXactPK = 76.62

* Layer 1 KaCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 0.3961$

* Layer 1 KaPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 0.3961$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.3961

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0.43 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 870.93, RXpassCV = 870.7, RXpassPK = 870.7

* Layer 1 KpCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 870.704/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 4.5016$

* Layer 1 KpPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 870.704/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 4.5016$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 4.5028

* ADJUST KaWedge and KpWedge according to active earth pressure factors LF_Act= 1, LF_Res= 1(or 1/LF_Res = 1)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_Act and LF_Res are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/KaRankine$ or $Kp(B=0)/KpRankine$, where B= surface angle.

* $KpDown = KpRight \times KpBaseDown(B=0) / KpRankine = 4.503 \times 6.71/3.392 = 6.7102$

* $KaDown = KaRight \times KaBaseDown(B=0) / KaRankine = 0.396 \times 0.344/0.295 = 0.344$

* $KaUp = KaLeft \times KaBaseUp(B=0) / KaRankine = 0.235 \times 0.204/0.295 = 0.2038$

* $KpUp = KpLeft \times KpBaseUp(B=0) / KpRankine = 2.699 \times 4.023/3.392 = 4.0227$

*5.1: DEFINE STRUCTURAL MATERIALS

*START GENERAL MATERIALS

* GENERAL CONCRETE MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2

*Concrete material: 0 Name= C20/25, E= 29961.9MPa
material CONC_0_C 29961900

*Concrete material: 1 Name= C25/30, E= 31475.7MPa
material CONC_1_C 31475700

*Concrete material: 2 Name= Fc 3ksi, E= 21541.8MPa
material CONC_2_F 21541800

* GENERAL STEEL MEMBER MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2

*Steel material: 0 Name= Fe360, E= 206000.2MPa
material STEEL_0_ 206000200

*Steel material: 1 Name= Fe510, E= 206000.2MPa
material STEEL_1_ 206000200

*Steel material: 2 Name= A36, E= 200100MPa
material STEEL_2_ 200100000

*Steel material: 3 Name= A50, E= 200100MPa
material STEEL_3_ 200100000

*Steel material: 4 Name= New steel 4, E= 206000.2MPa
material STEEL_4_ 206000200

* GENERAL REBAR MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*Rebar material: 0 Name= Grade 60, E= 200100MPa
material REB_0_Gr 200100000

*Rebar material: 1 Name= Grade 75, E= 200100MPa
material REB_1_Gr 200100000

*Rebar material: 2 Name= Grade 80, E= 200100MPa
material REB_2_Gr 200100000

*Rebar material: 3 Name= Grade 150, E= 200100MPa
material REB_3_Gr 200100000

*Rebar material: 4 Name= Strands 270 ksi, E= 200100MPa
material REB_4_St 200100000

*Rebar material: 5 Name= S410, E= 210000.1MPa
material REB_5_S4 210000100

*Rebar material: 6 Name= S500, E= 210000.1MPa
material REB_6_S5 210000100

*Rebar material: 7 Name= B450C, E= 210000.1MPa
material REB_7_B4 210000100

* USER DEFINED MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*User material: 0 Name= Mat_default, E= 29961.9MPa
material USER_0_U 29961900

* END GENERAL MATERIALS

* 5.2 Define a very stiff material for rigid supports
mate stiffMAT 100000000000

* 6.1 LEFT WALL STRUCTURAL PROPERTIES

*Calculate equivalent Steel Sheet Pile Ixx. x Wall Spacing

* Ewall= 206000.2 MPa, Stiffness Ixx= 42702 cm4/m x 1 m = 42702 cm4

* Iequivalent= Ewall x Ixx x ConvEI / (Estandard x ConvEL x Wall Spacing) =>

```
* Iequivalent= 206000.2 MPa x 42702 cm4/m x 1 m = 42702 cm4 x 1E-08/ (206000.2 x 1 x 1)= 0.00043      (m^4/m)
*Now calculate Equivalent Wall Thickness from Ixx/Length
* Wall thick= (12 x Ixx/L)^(1/3) = (12 x 0.00043)^(1/3) = 0.1724 (m)
BEAM Leftwall_BEAM Leftwall -13 0 STEEL_1_ 0.172402 00 00

* GENERATE BEAMS FROM ADDITIONAL WALL ELEMENTS
*8.1: ADD WALL LOADS & PRESCRIBED CONDITIONS FOR LEFT WALL
*
* END OF NODE ADDITION

* Simplified paratie surcharge modeling assumed by user.
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 0
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 1
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 2
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
*Stage 2, Wall 0, SEISMIC Ax= 0.02 g, Az= 0g

* SEISMIC PRESSURES ADDED AS EXTERNAL LOADS WITH SEMIRIGID METHOD
* Seismic pressures are added only from top to excavation elevation
* Surface elevation (left) ELtop = -5.4, bottom (right) Elbot= -5.4
* Total vertical stress on retained side at ELexc SVT= 39kPa
* Seismic pressure (rectangular diagram) EQ = SVFT x (1-Az) x Ax x Bfactor =
*      EQ= 39 x (1 - 0) x 0.02 x 1 = 0.78kPa

* HYDRODYNAMIC SEISMIC PRESSURES ADDED AS EXTERNAL LOADS, ALL SOILS TREATED AS IMPERVIOUS.
* Wall seismic inertia effects included, wall weight WL=1.23061 kN/m
*      seismic inertia EQwl= WL x ax 0.02461 kN/m
*****
* 10: GENERATE ALL STEP/STAGES
*****
*START DATA FOR STAGE: 0 Name: Install.Palancole
step 0 : Install.Palancole

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL
setwall Leftwall
*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes
* LAYER 1 Stage 0
* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpDH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417
* END LAYER 1 Stage : 0
* If Section 10.b is not specified then parameters are same as in previous stage.
*END 10.a

*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE
*      These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7
*      or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.
      change L1 u-ka 0.256 Leftwall
      change L1 d-ka 0.256 Leftwall
      change L1 u-kp 5.417 Leftwall
      change L1 d-kp 5.417 Leftwall
*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 0
geom -4.4 -4.4
water 0 0 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL
*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE
```

*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED APPROACH

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 0 NAME: Install.Palancole

*START DATA FOR STAGE: 1 Name: Cantiere

step 1 : Cantiere

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL

setwall Leftwall

*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes

* LAYER 1 Stage 1

* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256

* KpDH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417

* KaDH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256

* KpUH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417

* END LAYER 1 Stage : 1

* If Section 10.b is not specified then parameters are same as in previous stage.

*END 10.a

*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE

* These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7

* or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.

change L1 u-ka 0.1981 Leftwall

change L1 d-ka 0.3618 Leftwall

change L1 u-kp 4.1888 Leftwall

change L1 d-kp 7.6554 Leftwall

*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 1

geom -5.4 -5.4

water -1 4 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL

*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE

*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED APPROACH

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

```
ENDSTEP
*END DATA FOR STAGE 1 NAME: Cantiere
*****

*****

*START DATA FOR STAGE: 2 Name: sisma
step 2 : sisma

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL
setwall Leftwall
*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes
* LAYER 1 Stage 2
* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpDH= Lancellotta_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0, Ax= 0.036g) = 5.055
* KaDH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpUH= Lancellotta_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0, Ax= 0.036g) = 5.055
*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE
*   These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7
*   or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.
      change L1 u-ka 0.2038 Leftwall
      change L1 d-ka 0.344 Leftwall
      change L1 u-kp 4.0227 Leftwall
      change L1 d-kp 6.7102 Leftwall
*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 2
geom -5.4 -5.4
water -1.5 3.5 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL
*NOTE: SEISMIC PRESSURES ARE ADDED FOR THIS STAGE AS EXTERNAL PRESSURES, BASED ON CONVENTIONAL METHODS
*   DIRECTLY IN THE DLOAD COMMAND.
*   HYDRODYNAMIC EFFECTS, IF ANY, ADDED SEPARATELY.

*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE
*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED
APPROACH

*13.2.2: ADD LEFT WALL SEISMIC CALCULATED AS EXTERNAL OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE
      dload step Leftwall -0.25 0.8046 0 0.8046
      dload step Leftwall -0.5 0.8046 -0.25 0.8046
      dload step Leftwall -0.75 0.8046 -0.5 0.8046
      dload step Leftwall -1 0.8046 -0.75 0.8046
      dload step Leftwall -1.25 0.8046 -1 0.8046
      dload step Leftwall -1.5 0.8046 -1.25 0.8046
      dload step Leftwall -1.75 0.9774 -1.5 0.8046
      dload step Leftwall -2 1.049 -1.75 0.9774
      dload step Leftwall -2.25 1.1039 -2 1.049
      dload step Leftwall -2.5 1.1502 -2.25 1.1039
      dload step Leftwall -2.75 1.191 -2.5 1.1502
      dload step Leftwall -3 1.2279 -2.75 1.191
      dload step Leftwall -3.25 1.2618 -3 1.2279
      dload step Leftwall -3.5 1.2934 -3.25 1.2618
      dload step Leftwall -3.75 1.323 -3.5 1.2934
      dload step Leftwall -4 1.351 -3.75 1.323
      dload step Leftwall -4.25 1.3777 -4 1.351
      dload step Leftwall -4.4 1.3931 -4.25 1.3777
      dload step Leftwall -4.75 1.4276 -4.4 1.3931
      dload step Leftwall -5 1.4512 -4.75 1.4276
      dload step Leftwall -5.25 1.5292 -5 1.4512
```

```
dload step Leftwall -5.4 1.5571 -5.25 1.5292

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

ENDSTEP
*END DATA FOR STAGE 2 NAME: sisma
*****

set country english
*
*
```

SCENARIO 2

```
**
* PARATIE ANALYSIS FOR DESIGN SECTION:Base model
* file name: M:\_ GEODE commesse\COMMESSE IG 2020\IG20_002_TICINO\LAVORO\PARATIA_AU20\au20_r.01a.DEEP
* Time: 4/1/2020 8:29:43 AM
* Automatic thrust mode used: Program automatically selects Ka Kp equation based on settings and defined friction angles
*1: Define General Calculation Settings
delta 0.25
unit m kN
option param itemax 40

* User assumes that no tension behavior for slave elements can develop.
*2. ADD GENERAL WALLS & DIMESIONS
wall Leftwall 0 -13 0 1

*3.1 DEFINE SURFACE FOR LEFT WALL
soil 0_L Leftwall -13 0 1 0
soil 0_R Leftwall -13 0 2 180

*4: DEFINE SOIL LAYER ELEVATIONS & STRENGTHS
* BORING Boring 1
  *DATA FOR LAYER: 1, SOIL TYPE= 11, D1-sabbia-TICINO
    Ldata L1 0
      weight 16 9 10
      Resistance 0 33 0.295 3.392
      atrest 0.455 0.8 1
      Young 43000 60000
      permeabil 0.1
    Endl

  * Wedge analysis with custom lines, stage 0, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

  * Active wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0 m with wedges formed on left side.
    * Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13
      *End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 98.11, RXactCV = 98.11, RXactPK = 98.11
      * Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2948

  * Passive wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0 m
    * Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Bottom Elevation= -4.5
      *End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 1128.26, RXpassCV = 1128.26, RXpassPK =
      1128.26
      * Layer 1 KpCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 1128.26/[-4.5 - -13] x 38.7] = 3.4299
      * Layer 1 KpPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 1128.26/[-4.5 - -13] x 38.7] = 3.4299
      * Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 3.3921

  * Active wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.
    * Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13
      *End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 98.11, RXactCV = 98.11, RXactPK = 98.11
      * Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2948

  * Passive wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0.43 m
```

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 1128.97$, $RX_{passCV} = 1128.64$, $RX_{passPK} = 1128.64$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 1128.643 / [-4.5 - -13] \times 38.7 = 3.431$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 1128.643 / [-4.5 - -13] \times 38.7 = 3.431$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 3.3921$

* ADJUST Ka_{Wedge} and Kp_{Wedge} according to active earth pressure factors $LF_{Act} = 1$, $LF_{Res} = 1$ (or $1/LF_{Res} = 1$)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_{Act} and LF_{Res} are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/Ka_{Rankine}$ or $Kp(B=0)/Kp_{Rankine}$, where B= surface angle.

* $Kp_{Down} = Kp_{Right} \times Kp_{BaseDown}(B=0) / Kp_{Rankine} = 3.392 \times 5.417 / 3.392 = 5.417$

* $Ka_{Down} = Ka_{Right} \times Ka_{BaseDown}(B=0) / Ka_{Rankine} = 0.295 \times 0.256 / 0.295 = 0.256$

* $Ka_{Up} = Ka_{Left} \times Ka_{BaseUp}(B=0) / Ka_{Rankine} = 0.295 \times 0.256 / 0.295 = 0.256$

* $Kp_{Up} = Kp_{Left} \times Kp_{BaseUp}(B=0) / Kp_{Rankine} = 3.392 \times 5.417 / 3.392 = 5.417$

* Wedge analysis with custom lines, stage 1, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0 m with wedges formed on left side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{act} = 76.62$, $RX_{actCV} = 76.62$, $RX_{actPK} = 76.62$

* Layer 1 $Ka_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 0.2281$

* Layer 1 $Ka_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 0.2281$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), $Ka_{Wedge} = 0.2281$

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 881.13$, $RX_{passCV} = 881.13$, $RX_{passPK} = 881.13$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.129 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 2.623$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.129 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 2.623$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 2.623$

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{act} = 76.62$, $RX_{actCV} = 76.62$, $RX_{actPK} = 76.62$

* Layer 1 $Ka_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 0.4166$

* Layer 1 $Ka_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 0.4166$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), $Ka_{Wedge} = 0.4166$

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0.43 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 881.68$, $RX_{passCV} = 881.43$, $RX_{passPK} = 881.43$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.428 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 4.7925$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.428 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 4.7925$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 4.7938$

* ADJUST Ka_{Wedge} and Kp_{Wedge} according to active earth pressure factors $LF_{Act} = 1$, $LF_{Res} = 1$ (or $1/LF_{Res} = 1$)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_Act and LF_Res are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/KaRankine$ or $Kp(B=0)/KpRankine$, where B= surface angle.

* $KpDown = KpRight \times KpBaseDown(B=0) / KpRankine = 4.794 \times 7.655/3.392 = 7.6554$

* $KaDown = KaRight \times KaBaseDown(B=0) / KaRankine = 0.417 \times 0.362/0.295 = 0.3618$

* $KaUp = KaLeft \times KaBaseUp(B=0) / KaRankine = 0.228 \times 0.198/0.295 = 0.1981$

* $KpUp = KpLeft \times KpBaseUp(B=0) / KpRankine = 2.623 \times 4.189/3.392 = 4.1888$

* Wedge analysis with custom lines, stage 2, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0 m with wedges formed on left side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 76.62, RXactCV = 76.62, RXactPK = 76.62

* Layer 1 KaCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 0.2347$

* Layer 1 KaPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 0.2347$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2347

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 881.13, RXpassCV = 881.13, RXpassPK = 881.13

* Layer 1 KpCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 881.129/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 2.6994$

* Layer 1 KpPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 881.129/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 2.6994$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 2.6994

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 76.62, RXactCV = 76.62, RXactPK = 76.62

* Layer 1 KaCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 0.3961$

* Layer 1 KaPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 76.622/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 0.3961$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.3961

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0.43 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 870.93, RXpassCV = 870.7, RXpassPK = 870.7

* Layer 1 KpCV = $DXFcv / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 870.704/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 4.5016$

* Layer 1 KpPK = $DXFpk / [(ELtop - Elbot) \times SVEaverage] = 870.704/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 4.5016$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 4.5028

* ADJUST KaWedge and KpWedge according to active earth pressure factors LF_Act= 1, LF_Res= 1(or 1/LF_Res = 1)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_Act and LF_Res are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/KaRankine$ or $Kp(B=0)/KpRankine$, where B= surface angle.

* $KpDown = KpRight \times KpBaseDown(B=0) / KpRankine = 4.503 \times 6.71/3.392 = 6.7102$

* $KaDown = KaRight \times KaBaseDown(B=0) / KaRankine = 0.396 \times 0.344/0.295 = 0.344$

* $KaUp = KaLeft \times KaBaseUp(B=0) / KaRankine = 0.235 \times 0.204/0.295 = 0.2038$

* $KpUp = KpLeft \times KpBaseUp(B=0) / KpRankine = 2.699 \times 4.023/3.392 = 4.0227$

*5.1: DEFINE STRUCTURAL MATERIALS

*START GENERAL MATERIALS

* GENERAL CONCRETE MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2

*Concrete material: 0 Name= C20/25, E= 29961.9MPa
material CONC_0_C 29961900

*Concrete material: 1 Name= C25/30, E= 31475.7MPa
material CONC_1_C 31475700

*Concrete material: 2 Name= Fc 3ksi, E= 21541.8MPa
material CONC_2_F 21541800

* GENERAL STEEL MEMBER MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2

*Steel material: 0 Name= Fe360, E= 206000.2MPa
material STEEL_0_ 206000200

*Steel material: 1 Name= Fe510, E= 206000.2MPa
material STEEL_1_ 206000200

*Steel material: 2 Name= A36, E= 200100MPa
material STEEL_2_ 200100000

*Steel material: 3 Name= A50, E= 200100MPa
material STEEL_3_ 200100000

*Steel material: 4 Name= New steel 4, E= 206000.2MPa
material STEEL_4_ 206000200

* GENERAL REBAR MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*Rebar material: 0 Name= Grade 60, E= 200100MPa
material REB_0_Gr 200100000

*Rebar material: 1 Name= Grade 75, E= 200100MPa
material REB_1_Gr 200100000

*Rebar material: 2 Name= Grade 80, E= 200100MPa
material REB_2_Gr 200100000

*Rebar material: 3 Name= Grade 150, E= 200100MPa
material REB_3_Gr 200100000

*Rebar material: 4 Name= Strands 270 ksi, E= 200100MPa
material REB_4_St 200100000

*Rebar material: 5 Name= S410, E= 210000.1MPa
material REB_5_S4 210000100

*Rebar material: 6 Name= S500, E= 210000.1MPa
material REB_6_S5 210000100

*Rebar material: 7 Name= B450C, E= 210000.1MPa
material REB_7_B4 210000100

* USER DEFINED MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*User material: 0 Name= Mat_default, E= 29961.9MPa
material USER_0_U 29961900

* END GENERAL MATERIALS

* 5.2 Define a very stiff material for rigid supports
mate stiffMAT 100000000000

* 6.1 LEFT WALL STRUCTURAL PROPERTIES

*Calculate equivalent Steel Sheet Pile Ixx. x Wall Spacing

* Ewall= 206000.2 MPa, Stiffness Ixx= 42702 cm4/m x 1 m = 42702 cm4

* Iequivalent= Ewall x Ixx x ConvEI / (Estandard x ConvEL x Wall Spacing) =>

```
* Iequivalent= 206000.2 MPa x 42702 cm4/m x 1 m = 42702 cm4 x 1E-08/ (206000.2 x 1 x 1)= 0.00043      (m^4/m)
*Now calculate Equivalent Wall Thickness from Ixx/Length
* Wall thick= (12 x Ixx/L)^(1/3) = (12 x 0.00043)^(1/3) = 0.1724 (m)
BEAM Leftwall_BEAM Leftwall -13 0 STEEL_1_ 0.172402 00 00

* GENERATE BEAMS FROM ADDITIONAL WALL ELEMENTS
*8.1: ADD WALL LOADS & PRESCRIBED CONDITIONS FOR LEFT WALL
*
* END OF NODE ADDITION

* Simplified paratie surcharge modeling assumed by user.
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 0
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 1
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 2
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
*Stage 2, Wall 0, SEISMIC Ax= 0.02 g, Az= 0g

* SEISMIC PRESSURES ADDED AS EXTERNAL LOADS WITH SEMIRIGID METHOD
* Seismic pressures are added only from top to excavation elevation
* Surface elevation (left) ELtop = -5.4, bottom (right) Elbot= -5.4
* Total vertical stress on retained side at ELexc SVT= 39kPa
* Seismic pressure (rectangular diagram) EQ = SVFT x (1-Az) x Ax x Bfactor =
*      EQ= 39 x (1 - 0) x 0.02 x 1 = 0.78kPa

* HYDRODYNAMIC SEISMIC PRESSURES ADDED AS EXTERNAL LOADS, ALL SOILS TREATED AS IMPERVIOUS.
* Wall seismic inertia effects included, wall weight WL=1.23061 kN/m
*      seismic inertia EQwl= WL x ax 0.02461 kN/m
*****
* 10: GENERATE ALL STEP/STAGES
*****
*START DATA FOR STAGE: 0 Name: Install.Palancole
step 0 : Install.Palancole

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL
setwall Leftwall
*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes
* LAYER 1 Stage 0
* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpDH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417
* END LAYER 1 Stage : 0
* If Section 10.b is not specified then parameters are same as in previous stage.
*END 10.a

*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE
*      These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7
*      or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.
      change L1 u-ka 0.256 Leftwall
      change L1 d-ka 0.256 Leftwall
      change L1 u-kp 5.417 Leftwall
      change L1 d-kp 5.417 Leftwall
*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 0
geom -4.4 -4.4
water 0 0 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL
*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE
```

*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED APPROACH

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 0 NAME: Install.Palancole

*START DATA FOR STAGE: 1 Name: Cantiere

step 1 : Cantiere

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL

setwall Leftwall

*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes

* LAYER 1 Stage 1

* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256

* KpDH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417

* KaDH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256

* KpUH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417

* END LAYER 1 Stage : 1

* If Section 10.b is not specified then parameters are same as in previous stage.

*END 10.a

*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE

* These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7

* or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.

change L1 u-ka 0.1981 Leftwall

change L1 d-ka 0.3618 Leftwall

change L1 u-kp 4.1888 Leftwall

change L1 d-kp 7.6554 Leftwall

*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 1

geom -5.4 -5.4

water -1 4 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL

*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE

*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED APPROACH

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

```
ENDSTEP
*END DATA FOR STAGE 1 NAME: Cantiere
*****

*****

*START DATA FOR STAGE: 2 Name: sisma
step 2 : sisma

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL
setwall Leftwall
*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes
* LAYER 1 Stage 2
* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpDH= Lancellotta_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0, Ax= 0.036g) = 5.055
* KaDH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpUH= Lancellotta_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0, Ax= 0.036g) = 5.055
*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE
*   These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7
*   or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.
      change L1 u-ka 0.2038 Leftwall
      change L1 d-ka 0.344 Leftwall
      change L1 u-kp 4.0227 Leftwall
      change L1 d-kp 6.7102 Leftwall
*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 2
geom -5.4 -5.4
water -1.5 3.5 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL
*NOTE: SEISMIC PRESSURES ARE ADDED FOR THIS STAGE AS EXTERNAL PRESSURES, BASED ON CONVENTIONAL METHODS
*   DIRECTLY IN THE DLOAD COMMAND.
*   HYDRODYNAMIC EFFECTS, IF ANY, ADDED SEPARATELY.

*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE
*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED
APPROACH

*13.2.2: ADD LEFT WALL SEISMIC CALCULATED AS EXTERNAL OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE
      dload step Leftwall -0.25 0.8046 0 0.8046
      dload step Leftwall -0.5 0.8046 -0.25 0.8046
      dload step Leftwall -0.75 0.8046 -0.5 0.8046
      dload step Leftwall -1 0.8046 -0.75 0.8046
      dload step Leftwall -1.25 0.8046 -1 0.8046
      dload step Leftwall -1.5 0.8046 -1.25 0.8046
      dload step Leftwall -1.75 0.9774 -1.5 0.8046
      dload step Leftwall -2 1.049 -1.75 0.9774
      dload step Leftwall -2.25 1.1039 -2 1.049
      dload step Leftwall -2.5 1.1502 -2.25 1.1039
      dload step Leftwall -2.75 1.191 -2.5 1.1502
      dload step Leftwall -3 1.2279 -2.75 1.191
      dload step Leftwall -3.25 1.2618 -3 1.2279
      dload step Leftwall -3.5 1.2934 -3.25 1.2618
      dload step Leftwall -3.75 1.323 -3.5 1.2934
      dload step Leftwall -4 1.351 -3.75 1.323
      dload step Leftwall -4.25 1.3777 -4 1.351
      dload step Leftwall -4.4 1.3931 -4.25 1.3777
      dload step Leftwall -4.75 1.4276 -4.4 1.3931
      dload step Leftwall -5 1.4512 -4.75 1.4276
      dload step Leftwall -5.25 1.5292 -5 1.4512
```

```
dload step Leftwall -5.4 1.5571 -5.25 1.5292

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

ENDSTEP
*END DATA FOR STAGE 2 NAME: sisma
*****

set country english

*

*
```

SCENARIO3

```
**
* PARATIE ANALYSIS FOR DESIGN SECTION:Base model
* file name: M:\_ GEODE commesse\COMMESSE IG 2020\IG20_002_TICINO\LAVORO\PARATIA_AU20\au20_r.01a.DEEP
* Time: 4/1/2020 8:29:43 AM
* Automatic thrust mode used: Program automatically selects Ka Kp equation based on settings and defined friction angles
*1: Define General Calculation Settings
delta 0.25
unit m kN
option param itemax 40

* User assumes that no tension behavior for slave elements can develop.
*2. ADD GENERAL WALLS & DIMENSIONS
wall Leftwall 0 -13 0 1

*3.1 DEFINE SURFACE FOR LEFT WALL
soil 0_L Leftwall -13 0 1 0
soil 0_R Leftwall -13 0 2 180

*4: DEFINE SOIL LAYER ELEVATIONS & STRENGTHS
* BORING Boring 1
  *DATA FOR LAYER: 1, SOIL TYPE= 11, D1-sabbia-TICINO
    Ldata L1 0
      weight 16 9 10
      Resistance 0 33 0.295 3.392
      atrest 0.455 0.8 1
      Young 43000 60000
      permeabil 0.1
    EndL

  * Wedge analysis with custom lines, stage 0, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

  * Active wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0 m with wedges formed on left side.
    * Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13
      *End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 98.11, RXactCV = 98.11, RXactPK = 98.11
      * Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2948

  * Passive wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0 m
    * Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Bottom Elevation= -4.5
      *End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 1128.26, RXpassCV = 1128.26, RXpassPK =
      1128.26
      * Layer 1 KpCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 1128.26/[-4.5 - -13] x 38.7] = 3.4299
      * Layer 1 KpPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 1128.26/[-4.5 - -13] x 38.7] = 3.4299
      * Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 3.3921

  * Active wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.
    * Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors
    (will be applied later)
      *Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13
      *End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 98.11, RXactCV = 98.11, RXactPK = 98.11
      * Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= 98.112/[-4.5 - -13] x 38.7] = 0.2983
      * Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2948

  * Passive wedge analysis is performed for left wall stage 0 at x= 0.43 m
```

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -4.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 1128.97$, $RX_{passCV} = 1128.64$, $RX_{passPK} = 1128.64$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 1128.643 / [-4.5 - -13] \times 38.7 = 3.431$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 1128.643 / [-4.5 - -13] \times 38.7 = 3.431$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 3.3921$

* ADJUST Ka_{Wedge} and Kp_{Wedge} according to active earth pressure factors $LF_{Act} = 1$, $LF_{Res} = 1$ (or $1/LF_{Res} = 1$)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_{Act} and LF_{Res} are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/Ka_{Rankine}$ or $Kp(B=0)/Kp_{Rankine}$, where B= surface angle.

* $Kp_{Down} = Kp_{Right} \times Kp_{BaseDown}(B=0) / Kp_{Rankine} = 3.392 \times 5.417 / 3.392 = 5.417$

* $Ka_{Down} = Ka_{Right} \times Ka_{BaseDown}(B=0) / Ka_{Rankine} = 0.295 \times 0.256 / 0.295 = 0.256$

* $Ka_{Up} = Ka_{Left} \times Ka_{BaseUp}(B=0) / Ka_{Rankine} = 0.295 \times 0.256 / 0.295 = 0.256$

* $Kp_{Up} = Kp_{Left} \times Kp_{BaseUp}(B=0) / Kp_{Rankine} = 3.392 \times 5.417 / 3.392 = 5.417$

* Wedge analysis with custom lines, stage 1, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0 m with wedges formed on left side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{act} = 76.62$, $RX_{actCV} = 76.62$, $RX_{actPK} = 76.62$

* Layer 1 $Ka_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 0.2281$

* Layer 1 $Ka_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 0.2281$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), $Ka_{Wedge} = 0.2281$

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 881.13$, $RX_{passCV} = 881.13$, $RX_{passPK} = 881.13$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.129 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 2.623$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.129 / [-5.4 - -13] \times 44.2 = 2.623$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 2.623$

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{act} = 76.62$, $RX_{actCV} = 76.62$, $RX_{actPK} = 76.62$

* Layer 1 $Ka_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 0.4166$

* Layer 1 $Ka_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 76.622 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 0.4166$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), $Ka_{Wedge} = 0.4166$

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 1 at x= 0.43 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors $RX_{pass} = 881.68$, $RX_{passCV} = 881.43$, $RX_{passPK} = 881.43$

* Layer 1 $Kp_{CV} = DX_{Fcv} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.428 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 4.7925$

* Layer 1 $Kp_{PK} = DX_{Fpk} / [(EL_{top} - El_{bot}) \times SVE_{average}] = 881.428 / [-5.4 - -13] \times 24.2 = 4.7925$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), $Kp_{Wedge} = 4.7938$

* ADJUST Ka_{Wedge} and Kp_{Wedge} according to active earth pressure factors $LF_{Act} = 1$, $LF_{Res} = 1$ (or $1/LF_{Res} = 1$)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_Act and LF_Res are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/KaRankine$ or $Kp(B=0)/KpRankine$, where B= surface angle.

* $KpDown = KpRight \times KpBaseDown(B=0) / KpRankine = 4.794 \times 7.655/3.392 = 7.6554$

* $KaDown = KaRight \times KaBaseDown(B=0) / KaRankine = 0.417 \times 0.362/0.295 = 0.3618$

* $KaUp = KaLeft \times KaBaseUp(B=0) / KaRankine = 0.228 \times 0.198/0.295 = 0.1981$

* $KpUp = KpLeft \times KpBaseUp(B=0) / KpRankine = 2.623 \times 4.189/3.392 = 4.1888$

* Wedge analysis with custom lines, stage 2, set base Ka and Kp with zero surface angle, i.e. horizontal ground.

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0 m with wedges formed on left side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 76.62, RXactCV = 76.62, RXactPK = 76.62

* Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $76.622/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 0.2347$

* Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $76.622/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 0.2347$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.2347

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 881.13, RXpassCV = 881.13, RXpassPK = 881.13

* Layer 1 KpCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $881.129/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 2.6994$

* Layer 1 KpPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $881.129/[-5.4 - -13] \times 42.95] = 2.6994$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 2.6994

* Active wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0.43 m with wedges formed on right side.

* Ka parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start active wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Layer top Elevation= -4.5, Bottom Elevation= -13

*End active wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXact = 76.62, RXactCV = 76.62, RXactPK = 76.62

* Layer 1 KaCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $76.622/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 0.3961$

* Layer 1 KaPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $76.622/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 0.3961$

* Layer 1 equivalent Ka (used for non-clay layers), KaWedge = 0.3961

* Passive wedge analysis is performed for left wall stage 2 at x= 0.43 m

* Kp parameters here do not include modifications for design approach Driving earth and Passive resistance factors (will be applied later)

*Start passive wedge analysis Layer 1: Top elevation= -5.4, Bottom Elevation= -4.5

*End passive wedge Layer 1. Total wedge forces with factors RXpass = 870.93, RXpassCV = 870.7, RXpassPK = 870.7

* Layer 1 KpCV = DXFcv / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $870.704/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 4.5016$

* Layer 1 KpPK = DXFpk / [(ELtop - Elbot) x SVEaverage]= $870.704/[-5.4 - -13] \times 25.45] = 4.5016$

* Layer 1 equivalent Kp (used for non-clay layers), KpWedge = 4.5028

* ADJUST KaWedge and KpWedge according to active earth pressure factors LF_Act= 1, LF_Res= 1(or 1/LF_Res = 1)

* Left side is considered uphill, and right downhill in wedge analysis for this stage.

* Design approach factors LF_Act and LF_Res are both one, values do not need to be adjusted.

* Adjust active Ka or passive Kp wedge analysis values to appropriate downhill or uphill side according to soil type.

* Layer: 1 is not a clay, adjust Ka, Kp values by ratio of $Ka(B=0)/KaRankine$ or $Kp(B=0)/KpRankine$, where B= surface angle.

* $KpDown = KpRight \times KpBaseDown(B=0) / KpRankine = 4.503 \times 6.71/3.392 = 6.7102$

* $KaDown = KaRight \times KaBaseDown(B=0) / KaRankine = 0.396 \times 0.344/0.295 = 0.344$

* $KaUp = KaLeft \times KaBaseUp(B=0) / KaRankine = 0.235 \times 0.204/0.295 = 0.2038$

* $KpUp = KpLeft \times KpBaseUp(B=0) / KpRankine = 2.699 \times 4.023/3.392 = 4.0227$

*5.1: DEFINE STRUCTURAL MATERIALS

*START GENERAL MATERIALS

* GENERAL CONCRETE MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2

*Concrete material: 0 Name= C20/25, E= 29961.9MPa
material CONC_0_C 29961900

*Concrete material: 1 Name= C25/30, E= 31475.7MPa
material CONC_1_C 31475700

*Concrete material: 2 Name= Fc 3ksi, E= 21541.8MPa
material CONC_2_F 21541800

* GENERAL STEEL MEMBER MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2

*Steel material: 0 Name= Fe360, E= 206000.2MPa
material STEEL_0_ 206000200

*Steel material: 1 Name= Fe510, E= 206000.2MPa
material STEEL_1_ 206000200

*Steel material: 2 Name= A36, E= 200100MPa
material STEEL_2_ 200100000

*Steel material: 3 Name= A50, E= 200100MPa
material STEEL_3_ 200100000

*Steel material: 4 Name= New steel 4, E= 206000.2MPa
material STEEL_4_ 206000200

* GENERAL REBAR MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*Rebar material: 0 Name= Grade 60, E= 200100MPa
material REB_0_Gr 200100000

*Rebar material: 1 Name= Grade 75, E= 200100MPa
material REB_1_Gr 200100000

*Rebar material: 2 Name= Grade 80, E= 200100MPa
material REB_2_Gr 200100000

*Rebar material: 3 Name= Grade 150, E= 200100MPa
material REB_3_Gr 200100000

*Rebar material: 4 Name= Strands 270 ksi, E= 200100MPa
material REB_4_St 200100000

*Rebar material: 5 Name= S410, E= 210000.1MPa
material REB_5_S4 210000100

*Rebar material: 6 Name= S500, E= 210000.1MPa
material REB_6_S5 210000100

*Rebar material: 7 Name= B450C, E= 210000.1MPa
material REB_7_B4 210000100

* USER DEFINED MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*User material: 0 Name= Mat_default, E= 29961.9MPa
material USER_0_U 29961900

* END GENERAL MATERIALS

* 5.2 Define a very stiff material for rigid supports
mate stiffMAT 100000000000

* 6.1 LEFT WALL STRUCTURAL PROPERTIES

*Calculate equivalent Steel Sheet Pile Ixx. x Wall Spacing

* Ewall= 206000.2 MPa, Stiffness Ixx= 42702 cm4/m x 1 m = 42702 cm4

* Iequivalent= Ewall x Ixx x ConvEI / (Estandard x ConvEL x Wall Spacing) =>

```
* Iequivalent= 206000.2 MPa x 42702 cm4/m x 1 m = 42702 cm4 x 1E-08/ (206000.2 x 1 x 1)= 0.00043      (m^4/m)
*Now calculate Equivalent Wall Thickness from Ixx/Length
* Wall thick= (12 x Ixx/L)^(1/3) = (12 x 0.00043)^(1/3) = 0.1724 (m)
BEAM Leftwall_BEAM Leftwall -13 0 STEEL_1_ 0.172402 00 00

* GENERATE BEAMS FROM ADDITIONAL WALL ELEMENTS
*8.1: ADD WALL LOADS & PRESCRIBED CONDITIONS FOR LEFT WALL
*
* END OF NODE ADDITION

* Simplified paratie surcharge modeling assumed by user.
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 0
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 1
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
* 9.A 1st wall compute external wall surcharges. Stage 2
*      Elasticity load factor that accounts for possible rigidity effects mElastic= 1
*Stage 2, Wall 0, SEISMIC Ax= 0.02 g, Az= 0g

* SEISMIC PRESSURES ADDED AS EXTERNAL LOADS WITH SEMIRIGID METHOD
* Seismic pressures are added only from top to excavation elevation
* Surface elevation (left) ELtop = -5.4, bottom (right) Elbot= -5.4
* Total vertical stress on retained side at ELexc SVT= 39kPa
* Seismic pressure (rectangular diagram) EQ = SVFT x (1-Az) x Ax x Bfactor =
*      EQ= 39 x (1 - 0) x 0.02 x 1 = 0.78kPa

* HYDRODYNAMIC SEISMIC PRESSURES ADDED AS EXTERNAL LOADS, ALL SOILS TREATED AS IMPERVIOUS.
* Wall seismic inertia effects included, wall weight WL=1.23061 kN/m
*      seismic inertia EQwl= WL x ax 0.02461 kN/m
*****
* 10: GENERATE ALL STEP/STAGES
*****
*START DATA FOR STAGE: 0 Name: Install.Palancole
step 0 : Install.Palancole

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL
setwall Leftwall
*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes
* LAYER 1 Stage 0
* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpDH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417
* END LAYER 1 Stage : 0
* If Section 10.b is not specified then parameters are same as in previous stage.
*END 10.a

*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE
*      These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7
*      or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.
      change L1 u-ka 0.256 Leftwall
      change L1 d-ka 0.256 Leftwall
      change L1 u-kp 5.417 Leftwall
      change L1 d-kp 5.417 Leftwall
*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 0
geom -4.4 -4.4
water 0 0 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL
*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE
```

*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED APPROACH

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 0 NAME: Install.Palancole

*START DATA FOR STAGE: 1 Name: Cantiere

step 1 : Cantiere

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL

setwall Leftwall

*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes

* LAYER 1 Stage 1

* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256

* KpDH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417

* KaDH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256

* KpUH= Butee_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0) = 5.417

* END LAYER 1 Stage : 1

* If Section 10.b is not specified then parameters are same as in previous stage.

*END 10.a

*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE

* These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7

* or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.

change L1 u-ka 0.1981 Leftwall

change L1 d-ka 0.3618 Leftwall

change L1 u-kp 4.1888 Leftwall

change L1 d-kp 7.6554 Leftwall

*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 1

geom -5.4 -5.4

water -1 4 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL

*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE

*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED APPROACH

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

```
ENDSTEP
*END DATA FOR STAGE 1 NAME: Cantiere
*****

*****

*START DATA FOR STAGE: 2 Name: sisma
step 2 : sisma

setwall Leftwall

* DATA FOR LEFT WALL
setwall Leftwall
*10.a: DESCRIBE Kp, Ka Changes for this stage due to Defined Wall Friction, Slope or Strength Code Changes
* LAYER 1 Stage 2
* KaUH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpDH= Lancellotta_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0, Ax= 0.036g) = 5.055
* KaDH= [Coulomb_Kah(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0)] = 0.256 = 0.256
* KpUH= Lancellotta_Kph(deg FR= 33, DFR= 16.5, Asur= 0, Ax= 0.036g) = 5.055
*10b: START GENERATE SOIL PROPERTY CHANGE COMMANDS FOR STAGE
*   These changes might be associated with the use of a Strength reduction code such as EUR 7
*   or with the user changing from drained to undrained in this stage etc.
      change L1 u-ka 0.2038 Leftwall
      change L1 d-ka 0.344 Leftwall
      change L1 u-kp 4.0227 Leftwall
      change L1 d-kp 6.7102 Leftwall
*10a: END GENERATING CHANGES FOR STAGE.

*10.1 Generate left wall water elevations for stage 2
geom -5.4 -5.4
water -1.5 3.5 -13 0 UPDATE

*13.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES NOT FROM LOADS DIRECTLY LOADING THE WALL
*NOTE: SEISMIC PRESSURES ARE ADDED FOR THIS STAGE AS EXTERNAL PRESSURES, BASED ON CONVENTIONAL METHODS
*   DIRECTLY IN THE DLOAD COMMAND.
*   HYDRODYNAMIC EFFECTS, IF ANY, ADDED SEPARATELY.

*13.2.1: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED FROM PARATIE ENGINE
*13.2.1B: ADD LEFT WALL SURCHARGES CALCULATED OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE, FOR LOADS NOT CONFORMING TO SIMPLIFIED
APPROACH

*13.2.2: ADD LEFT WALL SEISMIC CALCULATED AS EXTERNAL OUTSIDE FROM PARATIE ENGINE
      dload step Leftwall -0.25 0.8046 0 0.8046
      dload step Leftwall -0.5 0.8046 -0.25 0.8046
      dload step Leftwall -0.75 0.8046 -0.5 0.8046
      dload step Leftwall -1 0.8046 -0.75 0.8046
      dload step Leftwall -1.25 0.8046 -1 0.8046
      dload step Leftwall -1.5 0.8046 -1.25 0.8046
      dload step Leftwall -1.75 0.9774 -1.5 0.8046
      dload step Leftwall -2 1.049 -1.75 0.9774
      dload step Leftwall -2.25 1.1039 -2 1.049
      dload step Leftwall -2.5 1.1502 -2.25 1.1039
      dload step Leftwall -2.75 1.191 -2.5 1.1502
      dload step Leftwall -3 1.2279 -2.75 1.191
      dload step Leftwall -3.25 1.2618 -3 1.2279
      dload step Leftwall -3.5 1.2934 -3.25 1.2618
      dload step Leftwall -3.75 1.323 -3.5 1.2934
      dload step Leftwall -4 1.351 -3.75 1.323
      dload step Leftwall -4.25 1.3777 -4 1.351
      dload step Leftwall -4.4 1.3931 -4.25 1.3777
      dload step Leftwall -4.75 1.4276 -4.4 1.3931
      dload step Leftwall -5 1.4512 -4.75 1.4276
      dload step Leftwall -5.25 1.5292 -5 1.4512
```

```
dload step Leftwall -5.4 1.5571 -5.25 1.5292

*13.3: ADD WALL SURCHARGES THAT ARE DIRECTLY ON THE LEFT WALL
* END DATA FOR LEFT WALL

*19.1 EXAMINE IF SUPPORTS ARE REMOVED FOR LEFT WALL
* 19: END SUPPORT REMOVAL

*20: ADD LATERAL LINE LOADS PLACED DIRECTLY ON WALL

ENDSTEP
*END DATA FOR STAGE 2 NAME: sisma
*****

set country english
*
*
```