

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

GA – GALLERIE ARTIFICIALI

GA01 – GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO

GENERALE

Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona Data:			

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV. FOGLIO

I	N	1	7	1	1	E	I	2	R	H	G	A	0	1	0	0	0	0	1	A	-	-	-	P	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma Ing. Luca Randolfi	Data

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	R. CONFORTI <i>R. Conforti</i>	30/04/21	L. ALFIERI <i>LA</i>	30/04/21	P. GALVANIN <i>PG</i>	30/04/21	

Data: 30/04/21

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1711EI2RHGA0100001A.DOCX
-----------------	----------------------	----------------------------------



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 2 di 46	

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	Riferimenti Normativi.....	5
2.2	Documenti di progetto esecutivo	5
2.3	Software di calcolo.....	6
3	MATERIALI.....	7
4	ANALISI DEI CARICHI	9
4.1	Definizione dell'azione sismica	9
4.2	Definizione dei carichi agenti.....	10
4.2.1	Spinta del terreno in condizioni statiche	10
4.2.2	Spinta del terreno in condizioni sismiche.....	11
4.2.3	Spinta dell'acqua.....	12
4.2.2	Sovraccarichi permanenti sulla soletta di copertura	13
4.2.3	Sovraccarichi variabili	13
4.2.3.1	Sovraccarichi in fase di cantiere	13
4.2.3.2	Sovraccarichi in fase definitiva	14
5	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA.....	15
5.1	Approccio di calcolo	15
5.2	Modellazione delle sezioni e sistemi di vincolo	15
5.3	Programmi di calcolo	17
5.3.1	Codice di calcolo Paratie Plus	17
5.3.2	Codice di calcolo Flac 2D	18
5.4	Interazione con strutture interne: metodi semplificati	20
5.5	Interazione con strutture interne: modelli numerici bidimensionali.....	22
5.6	Combinazioni per la verifica agli SLU	22
5.7	Combinazioni per la verifica agli SLE	23
5.8	Combinazioni per la condizione sismica.....	23
5.9	Verifiche agli stati limite di esercizio	23

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 46	

5.10	Verifiche agli stati limite ultimi.....	24
5.11	Step di analisi – fasi tipiche di costruzione	25
5.12	Dimensionamento e verifica dei diaframmi.....	26
5.12.1	Verifiche strutturali	26
5.12.2	Verifiche SLU-GEO – stabilità del fondo scavo	26
5.12.3	Verifiche deformazioni/cedimenti attesi	27
5.12.3.1	Analisi degli spostamenti di primo livello con metodi semi-empirici	27
5.12.3.2	Analisi del danno atteso con metodi di primo livello	29
5.12.3.3	Analisi di secondo livello con metodi numerici	29
5.12.3.4	Analisi del danno atteso con metodi di secondo livello	29
5.12.4	Verifica di capacità portante dei diaframmi.....	33
5.12.5	Verifica di stabilità globale	37
5.12.5.1	Verifiche tramite metodi dell'equilibrio limite.....	37
5.12.5.2	Verifiche tramite metodo SSR	38
5.13	Verifica di stabilità del fondo scavo al galleggiamento	38
5.13.1	Schemi di impermeabilizzazione del fondo scavo	38
5.13.2	Verifica del tampone di fondo	39
5.13.2.1	Verifica con modelli numerici semplificati	39
5.13.2.2	Verifica con modelli numerici completi.....	40
5.13.3	Stima delle portate d'acqua all'interno dello scavo.....	41
5.13.4	Analisi semplificate	41
5.13.5	Analisi numeriche bidimensionali.....	41
5.14	Verifica sistemi di emungimento acque di falda mediante pozzi	42
5.14.1	Criteri di dimensionamento pozzi.....	42
5.14.2	Verifica degli effetti indotti dall'abbassamento transitorio della falda in fase di costruzione	45

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 4 di 46

1 INTRODUZIONE

La presente relazione è parte integrante del Progetto Esecutivo della Galleria artificiale GA01 San Martino Buon Albergo della Linea AV/AC Verona Padova posta in corrispondenza del Primo Lotto Funzionale Verona – Bivio Vicenza, tra le progressive pk 4+942.53 e pk 6+842.53.

Essa riporta la sintesi dei criteri di calcolo adottati per il dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi applicati sia per il dimensionamento delle sezioni lungo linea, sia per il calcolo delle opere di sostegno provvisionali.

Dette opere constano - per l'intero sviluppo della galleria artificiale dei seguenti elementi:

- paratie di diaframmi in calcestruzzo armato, a carattere definitivo, di sostegno della copertura in travi prefabbricate;
- tampone di fondo realizzato mediante jet-iniezione avente lo scopo di impermeabilizzare lo scavo sotto falda in modo da impedire l'ingresso di eccessivi quantitativi di acqua all'interno dello scavo stesso;
- opere di sostegno provvisionali, necessarie per sostenere i piani di lavoro in determinate porzioni della galleria, in vicinanza di preesistente (strade, edifici, canali idraulici) che non consentono l'apertura degli scavi a scarpa.

Maggiori dettagli in merito alle caratteristiche geometriche, fasi costruttive, tipologia di tampone di fondo proposto e agli schemi di calcolo utilizzati sono forniti nella Relazione Tecnica Generale e nelle relazioni specialistiche richiamate al successivo al successivo § 2.2.

Per quanto riguarda i criteri di verifica relativi al solettone di copertura (compresi cordoli di testa diaframmi), alla struttura interna, si rimanda parimenti agli elaborati specifici di progetto riportati al successivo § 2.2.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 5 di 46	

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Riferimenti Normativi

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI 9614 – “Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo e successive revisioni”.
- [4] UNI 9916 – “Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici”.
- [5] ISO 4866 – “Vibrazioni meccaniche ed urti - Vibrazioni di edifici - Guida per la misura di vibrazioni e valutazioni dei loro effetti sugli edifici”.
- [6] DIN 4150/3 – “Eschütterungen im Bauwesen. Entwirklungen auf bauliche Anlagen”.
- [7] Manuale di Progettazione RFI parte 2 sezione 4 - RFI DTC SI GA MA IFS 001 B.

2.2 Documenti di progetto esecutivo

IN1711EI2ROGA0100001	Relazione generale
IN1711EI2ROGA0100002	Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di confronto PD/PE
IN1711EI2RBGA0100001	Relazione geotecnica
IN1711EI2SPGA0102001	Specifiche tecniche campo prova jet grouting
IN1711EI2RHGA0100002	Validazione del dimensionamento strutturale e geotecnico mediante analisi numeriche bidimensionali
IN1711EI2RHGA0100003	Opere di sostegno e scavo - Monitoraggio in corso d'opera GA01A, GA01B, GA01E - Relazione e specifica tecnica
IN1711EI2L6GA0100001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
IN1711EI2P8GA0100001	Planimetria generale di inquadramento diaframmi e tampone di fondo
IN1711EI2P7GA0100001	Planimetria generale di scavo: Macrofase 1
IN1711EI2P7GA0100002	Planimetria generale di scavo: Macrofase 2
IN1711EI2P7GA0100003	Planimetria generale di scavo: Macrofase 3
IN1711EI2P7GA0100004	Planimetria generale di scavo: Macrofase 4
IN1711EI2P7GA0100005	Planimetria generale di scavo: Macrofase 5
IN1711EI2P7GA0100006	Planimetria generale di scavo: Macrofase 6
IN1711EI2P7GA0100007	Planimetria generale di scavo: Macrofase 7
IN1711EI2P7GA0100008	Planimetria generale di scavo: Macrofase 8
IN1711EI2PZGA0101001	Monitoraggio GA01A e GA01B - Planimetria e sezioni tipo
IN1711EI2PZGA0101002	Monitoraggio GA01E - Planimetria e sezioni tipo
IN1711EI2WAGA0101001	Sezioni tipo di scavo e riporto provvisorio - Dettagli esecutivi

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 6 di 46	

IN1711EI24TGA0100015A	Tabella materiali
IN1711EI2RHGA0100002A	Validazione del dimensionamento strutturale e geotecnico mediante analisi numeriche bidimensionali
IN1711EI2CLGA01A4001A	Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo
IN1711EI2CLGA01A4002A	Relazione di calcolo soletta di copertura
IN1711EI2CLGA01A4003A	Relazione di calcolo strutture interne
IN1711EI2CLGA01B4001A	Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo
IN1711EI2CLGA01B4002A	Relazione di calcolo soletta di copertura
IN1711EI2CLGA01B4003A	Relazione di calcolo strutture interne
IN1711EI2CLGA01E4001A	Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo
IN1711EI2CLGA01E4002A	Relazione di calcolo soletta di copertura
IN1711EI2CLGA01E4003A	Relazione di calcolo strutture interne
IN1711EI2WAGA01A0001	Fasi esecutive da pk 4+942,53 a pk 5+214,00
IN1711EI2WAGA01A0002	Fasi esecutive da pk 5+214,00 a pk 5+336,53
IN1711EI2WAGA01B0001	Fasi esecutive
IN1711EI2WAGA01E0001	Fasi esecutive - Tratto con tampone di fondo da PK. 6+279,43 a PK. 6+647,73
IN1711EI2WAGA01E0002	Fasi esecutive - Tratto senza tampone di fondo da PK. 6+647,73 a PK. 6+842,53
IN1711EI2WAGA01E0003	Fasi esecutive - Camera di arrivo

2.3 Software di calcolo

Per eseguire le analisi numeriche riportate nella presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

- Software di calcolo agli elementi finiti (FEM) per il calcolo delle paratie e della stabilità globale: PARATIE PLUS 2020 (Versione 20.1.0) 12 della Harpaceas
- Verifica delle Sezioni in c.a.: Sezioni in C.A. della Geostru Software di Reggio Calabria
- Software di calcolo alle differenze finite per il calcolo geotecnico: FLAC (Versione 8.0) della ITASCA

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 7 di 46

3 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nell' opera in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008 e di quanto prescritto dal Capitolato Generale d'Appalto delle Opere Civili di RFI.

Diaframmi/Pali

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC2
-	Rapporto A/C max	0.60
-	Classe di resistenza	C25/30
-	Classe di consistenza	S4/S5
-	Copriferro	60 mm
-	Diametro massimo aggregati	32 mm

Solette di fondazione

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC2
-	Rapporto A/C max	0.60
-	Classe di resistenza	C30/37
-	Classe di consistenza	S4
-	Copriferro	40 mm
-	Diametro massimo aggregati	25 mm

Pareti di rifodera

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC3
-	Rapporto A/C max	0.55
-	Classe di resistenza	C30/37
-	Classe di consistenza	S4/S5
-	Copriferro	40 mm
-	Diametro massimo aggregati	25 mm

Trave di coronamento e soletta superiore

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC3
-	Rapporto A/C max	0.55
-	Classe di resistenza	C30/37
-	Classe di consistenza	S4/S5
-	Copriferro	40 mm
-	Diametro massimo aggregati	25 mm

Travi prefabbricate

-	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	XC3
-	Rapporto A/C max	0.45
-	Classe di resistenza	C35/45
-	Classe di consistenza	S5

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 8 di 46</p>

- Copriferro 40 mm
- Diametro massimo aggregati 20 mm

Acciaio

- Armature per c.a. B450C
- Per carpenteria metallica opere provvisionali S355J0
- Per palancole provvisionali S355GP

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 9 di 46	

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Definizione dell'azione sismica

Operando secondo quanto previsto dalle NTC '08, la combinazione sismica di progetto agli Stati Limite Ultimi, da adottare per le verifiche è la seguente:

$E_d = G_1 "+" G_2 "+" P "+" E "+" \sum \psi_{2j} Q_{kj}$ dove:

- "+" indica la combinazione degli effetti;
- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali, peso proprio del terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, (compreso il peso dell'intero prisma di terreno gravante sulla copertura);
- P è il valore delle azioni di pretensione e precompressione;
- E è il valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento;
- ψ_{2j} coefficienti che forniscono i valori quasi permanenti delle azioni variabili;
- Q_{kj} valore caratteristico dell'azione variabile j -esima.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 "+" G_2 "+" \sum \psi_{2j} Q_{kj}$

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo:

- si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura $T=0$ e conseguente fattore di struttura $q=1$);
- si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo $SLU = SLV$ con $q=1$ (cioè analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo $SLE = SLD$;
- si considerano gli effetti dinamici della falda considerata la permeabilità del terreno;
- si trascura la componente verticale del sisma.

Con riferimento alla relazione sismica, per il dimensionamento dell'opera si sono considerati i seguenti valori di accelerazione di progetto:

- per la combinazione SLV : $a_{max} = 0.339 a_g$
- per la combinazione SLD : $a_{max} = 0.162 a_g$

La componente sismica E si traduce pertanto nella seguente espressione:

$$E = K_h [G_1 "+" G_2 "+" \sum \psi_{2j} Q_{kj}]$$

Con ψ_{2j} assunto pari a 0.2 per il carico variabile di copertura da traffico

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 10 di 46	

In aggiunta alle azioni inerziali dovute ai pesi propri e permanenti portati, nei vari modelli di calcolo si applica la sovraspinta sismica del terreno a partire dalle accelerazioni sopra definite con i criteri di calcolo esplicitati di seguito.

4.2 Definizione dei carichi agenti

Le opere di sostegno sono verificate applicando i carichi elementari indicati nel seguito.

4.2.1 Spinta del terreno in condizioni statiche

Noti i parametri di resistenza, è possibile definire il valore dei coefficienti di spinta in condizioni di equilibrio limite, come di seguito commentato.

Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo K_0 è valutato mediante la nota formula proposta da Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \tan(\phi') \cdot \tan(\alpha)$$

con:

$$\alpha = \tan(\phi')$$

OCR = grado di sovraconsolidazione (nel caso in esame $OCR \cong 1$)

Coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva K_A è valutato mediante la soluzione analitica di Muller-Breslau (1924, riferita a superfici di rottura piane.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

con:

ϕ : angolo di attrito del terreno

β : inclinazione del paramento

δ : angolo di attrito terra-muro

i : inclinazione del terreno a monte

Nel caso particolare di piano campagna orizzontale, paramento verticale considerando cautelativamente un attrito terra-muro nullo, la correlazione citata si riduce alla formulazione originariamente proposta da Rankine:

$$K_A = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

Coefficiente di spinta passiva

Il coefficiente di spinta passiva K_P è valutato mediante le soluzioni di Caquot & Kerisel (1948), ottenute con riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica), come riportato nella figura seguente.

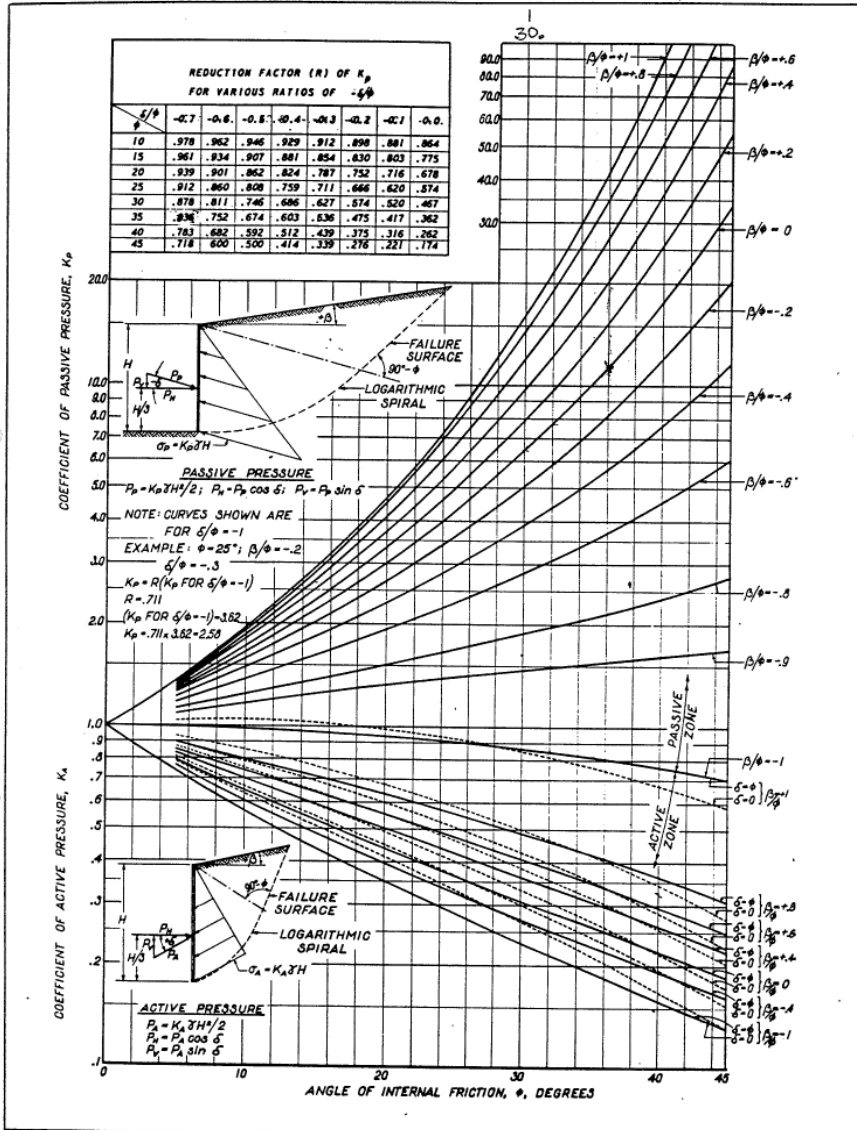


FIGURE 10-3
 Active and Passive Coefficients with Wall Friction (Sloping Backfill)

Figura 1 Abaco per la valutazione del coefficiente di spinta passiva di Caquot & Kerisel

Nella valutazione di tale parametro si è considerato che l'angolo di attrito tra opera di sostegno e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno, come di seguito indicato:

$$\delta/\phi' \cong 0.67 \quad (\text{diaframmi a fango in falda})$$

4.2.2 Spinta del terreno in condizioni sismiche

L'azione sismica viene considerata solo a lungo termine, quando cioè la struttura è completata (è gettata anche la struttura interna): in tali condizioni, le pareti in esame possono essere assimilate a "strutture rigide" vincolate alla traslazione. Il coefficiente sismico verticale, k_v , si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del DM 14/01/2008).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 12 di 46	

Nel caso in cui le paratie possono considerarsi come una struttura “rigida”, poco deformabile, in accordo con l’Eurocodice 8 e le NTC 2008, l’incremento di spinta sismica è calcolato secondo la teoria di Wood applicando la seguente pressione distribuita:

$$\Delta p = (a_g/g) \times S \times \gamma_t \times H$$

dove:

- S = fattore suolo per sisma orizzontale (= $S_s \times S_T$);
- a_g = accelerazione del suolo distinguendo tra fase sismica provvisoria (a fondo scavo) e definitiva (in esercizio)
- γ_t = peso specifico del terreno
- H = altezza dell’opera di sostegno

In caso di strutture deformabili, come pannelli “a sbalzo” o poco tirantati, in accordo con § E.9 dell’Eurocodice 8, la spinta sismica viene calcolata facendo ricorso al noto metodo proposto da Mononobe e Okabe.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi' - \psi - \beta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i - \psi)}{\cos(\beta + \delta + \psi) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

con:

- ϕ : angolo di attrito del terreno
- β : inclinazione del paramento
- δ : angolo di attrito terra-muro
- i: inclinazione del terreno a monte
- $\psi = \tan^{-1} k_h / (1 \pm k_v)$
- k_h : coefficiente sismico orizzontale
- k_v : coefficiente sismico verticale

4.2.3 Spinta dell’acqua

Il calcolo è stato condotto tenendo conto della presenza della falda, considerata inizialmente alla quota di riferimento e poi innalzata fino alla quota di progetto.

I livelli di falda utilizzati nella progettazione delle opere sono stati definiti coerentemente con i risultati del piano indagini e le misurazioni piezometriche; dunque, i livelli della falda di riferimento, per il dimensionamento delle opere in fase transitoria, valgono:

1. quota della falda di riferimento in fase di costruzione: pari alla falda media “misurata” incrementata di 0.5 m;
2. quota della falda a breve termine: pari alla falda media “misurata” incrementata di 3.0 m (quindi +2.5 m rispetto alla falda assunta in fase di costruzione) per il dimensionamento del tampone di fondo e dei diaframmi in fase di scavo provvisoria;

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 13 di 46	

3. Quota di falda a lungo termine: pari alla falda media “misurata” incrementata di 4.5 m (quindi +4.0 m rispetto alla falda assunta in fase di costruzione) per il dimensionamento delle opere definitive a lungo termine;

La falda riferimento per opere di scavo e tampone di fondo GA01 variabile tra 41.0÷37m s.l.m.

Considerata l'elevata permeabilità del terreno la norma prevede di aggiungere alla spinta idrostatica un contributo di spinta dell'acqua “libera” di muoversi all'interno dello scheletro solido:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

con:

- z = coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua;
- h = quota del pelo libero dell'acqua;
- γ_w = peso di volume dell'acqua;
- k_h = coefficiente sismico orizzontale.

4.2.1 Passaggio moduli di lungo termine

Come ultimo step di calcolo nella progettazione delle paratie in esame, si è tenuto conto della riduzione dei moduli elastici degli elementi strutturali (paratie e strutture interne) dovute ad effetti viscosi. Tale riduzione si è assunta pari al 20% ($E_{LT} = 0.8 \times E_{BT}$).

4.2.2 Sovraccarichi permanenti sulla soletta di copertura

Ai fini della progettazione dell'opera, si considera che la sistemazione superficiale dell'opera sia tale da ristabilire la quota di originaria del piano campagna. Pertanto, si è previsto l'applicazione di un sovraccarico permanente uniformemente distribuito sulla soletta di copertura di intensità pari a:

$$p_r = \gamma \cdot D$$

con:

γ : peso di volume del terreno assunto pari a 20 kN/m³

D: differenza di quota tra piano campagna a monte e testa paratia.

Nel dimensionamento dei diaframmi si farà riferimento alle massime coperture presenti nella tratta di riferimento.

4.2.3 Sovraccarichi variabili

4.2.3.1 Sovraccarichi in fase di cantiere

Il carico variabile in fase di cantiere è assunto pari a 20 kN/m².

Il carico è da considerare a lato diaframmi, (a meno dell'ingombro degli edifici esistenti) e su copertura (in presenza di massimo ricoprimento). Tale valore è in genere mantenuto in tutti gli step di calcolo a lato diaframmi al fine di massimizzare le sollecitazioni agenti su di essi.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 14 di 46	

4.2.3.2 Sovraccarichi in fase definitiva

Per il dimensionamento dei diaframmi nella fase finale - tenuto conto che le verifiche, come sopra riportato, sono sempre effettuate con riferimento al massimo ricoprimento di terreno agente, per il quale si ottiene, quindi, la massima diffusione dell'eventuale carico variabile agente sulla copertura stessa - viene adottata forfettariamente la seguente combinazione dei carichi:

$q_{e1} = 20\text{kPa}$ su tutta la soletta di copertura della galleria

$q_{e2} = 20\text{kPa}$ su tutta la superficie del modello all'esterno della soletta.

Maggiori approfondimenti in merito ai valori di carico variabile da traffico agenti sulla soletta in funzione delle altezze effettive di ricoprimento sono riportati nelle relazioni di calcolo strutturali relative alla copertura di cui al § 2.2; tali considerazioni di dettaglio sono effettuate per il dimensionamento della copertura.

Per la definizione delle combinazioni di carico, si considerano i seguenti coefficienti da applicare ai carichi accidentali assimilati a carichi da traffico per ponti stradali:

$\Psi_{0,1,j} = 0.75$ SLU DM 2008 Tab. 5.1.VI (in pratica non utilizzato essendo sempre il primo variabile)

$\Psi_{1,j} = 0.75$ SLE frequenti per ponti DM 2008 Tab. 5.1.VI

$\Psi_{2,j} = 0.20$ SLE quasi permanenti e sisma considerando zona urbana DM 2008 § 3.2.4

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 15 di 46</p>

5 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

5.1 Approccio di calcolo

Le verifiche sono condotte, in osservanza al D.M. del 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

Il calcolo delle paratie/opere di sostegno provvisionali (pali/palancole) viene eseguito in accordo con il § 6.5.3.1.2 delle NTC, per quanto riguarda la verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi e degli Stati Limite di Esercizio in condizioni statiche.

Per quanto riguarda la verifica della paratia in condizioni sismiche si fa riferimento al § 7.11.6.3 dello stesso documento, nonché alle indicazioni del Manuale di Progettazione RFI parte 2 sezione 4 - RFI DTC SI GA MA IFS 001 B.

5.2 Modellazione delle sezioni e sistemi di vincolo

La Galleria Artificiale S. Martino è costituita da una struttura scatolare con solettone di copertura a travi prefabbricate con armatura lenta e getto di completamento in opera che appoggia su diaframmi in c.a. realizzati con l'ausilio di benna mordente e fanghi bentonitici. La modalità di realizzazione dell'intera struttura è di tipo 'Top-Down' nella quale il solettone di copertura è realizzato prima dello scavo tra paratie.

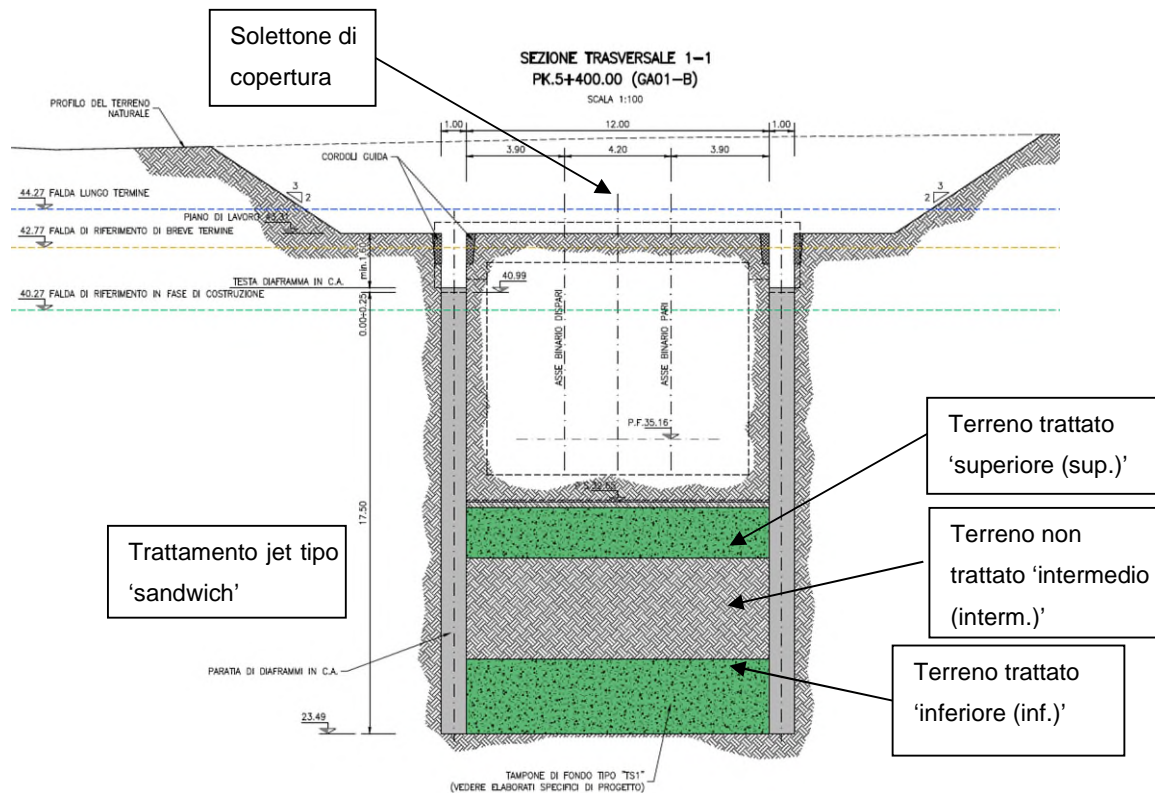


Figura 2 Galleria artificiale – Sezione tipologica con trattamento jet tipo 'sandwich' con doppio strato

Al termine dello scavo sotto copertura è realizzato un manufatto a "U" interno che ha lo scopo di impermeabilizzare lo scavo a lungo termine e creare la via di corsa dei treni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 16 di 46

Allo scopo di contrastare la sottospinta idraulica nelle fasi di scavo, è prevista la realizzazione di un consolidamento con colonne in jet grouting tra i due diaframmi nella zona compresa tra la quota di fondo scavo della galleria artificiale e il piede dei diaframmi.

Ai fini del dimensionamento strutturale, la soletta di copertura può essere considerata con due differenti schemi di connessione:

- copertura isostatica in semplice appoggio sui diaframmi perimetrali (vincolo di cerniera tra copertura e diaframmi);
- telaio iperstatico a nodi continui nelle sezioni di estremità del solettone di copertura (vincolo di incastro tra copertura e diaframmi).

La scelta di considerare lo schema a cerniera per il dimensionamento dei diaframmi e della copertura è stata dettata dalle seguenti considerazioni:

- le armature alla testa dei diaframmi saranno interessate dalle lavorazioni di “*scapitozzatura*” ciò che rende difficilmente proponibile la garanzia di un’adeguata giunzione per sovrapposizione delle barre del diaframma con quelle del solettone;
- la copertura è realizzata con travi prefabbricate a “T” rovescio e soletta collaborante ciò che rende più difficile garantire una omogenea trasmissione delle sollecitazioni flettenti tra soletta e diaframmi in caso di assunzione di vincolo di continuità tra gli stessi.

Tuttavia, non è escluso che una aliquota di momento possa essere trasmessa dal solettone ai diaframmi, in quanto la rotazione del nodo sarà limitata dallo spessore del diaframma, dal rapporto di rigidezza tra diaframma e solettone, dalla presenza in seconda fase del manufatto interno a “U” che limita ulteriormente la rotazione del nodo e dalla armatura di collegamento tra diaframmi e copertura comunque presente per rendere solidali le due strutture. Tali effetti sono stati messi in evidenza dalle modellazioni numeriche bidimensionali illustrate nella relazione IN1711E12RHGA0101002A.

Sulla base delle considerazioni precedenti, quindi, si sono sviluppati due set di modelli di calcolo:

- con vincolo a cerniera tra solettone di copertura e diaframmi;
- con vincolo di continuità tra solettone e diaframmi: questo secondo set è derivato direttamente dal precedente, verificando che la armatura minima di collegamento tra paratie e solettone sia tale da garantire il trasferimento del momento di continuità letto al nodo di attacco tra diaframmi e copertura. Tale sollecitazione è determinata al netto del peso proprio della copertura che è gettata in prima fase sulle travi prefabbricate in autoportanza. Pertanto, tale carico non è considerato agente sui diaframmi.

Nel dimensionamento finale delle armature dei pannelli si è quindi considerato l’involuppo delle sollecitazioni determinato con i due set di modelli strutturali sopra descritti.

L’effetto delle varie ipotesi di calcolo sul regime delle sollecitazioni interne dei diaframmi è stato valutato con diversi approcci numerici avvalendosi dei programmi di calcolo di seguito descritti.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 17 di 46

5.3 Programmi di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le fasi di lavoro (scavi, inserimento degli elementi di contrasto e dei tiranti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione, in fase elasto-plastica, tra terreno e paratia.

Per questo scopo si sono utilizzati i seguenti programmi:

- il programma di calcolo "PARATIE PLUS 2020 della Harpaceas", che consente di studiare elementi strutturali tipo "beam" disposti su un letto di molle di tipo elasto-plastico in modo da tenere conto dell'interazione con il terreno e con gli eventuali tiranti/puntoni intermedi.
- il programma di calcolo FLAC 8.0 (Itasca) che consente di analizzare problemi di meccanica del continuo e interazione terreno/strutture bidimensionali e assialsimmetrici mediante il metodo delle differenze finite.

5.3.1 Codice di calcolo Paratie Plus

Le analisi di stabilità locale e globale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (diaframmi, tiranti e puntoni), sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus.

Paratie Plus è un programma di calcolo non lineare ad elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili, che consente di studiare elementi strutturali tipo "beam" disposti su un letto di molle di tipo elastoplastico in modo da tenere conto dell'interazione con il terreno e con gli eventuali tiranti/puntoni intermedi.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali.

In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, eventualmente tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 18 di 46</p>	

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata;
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

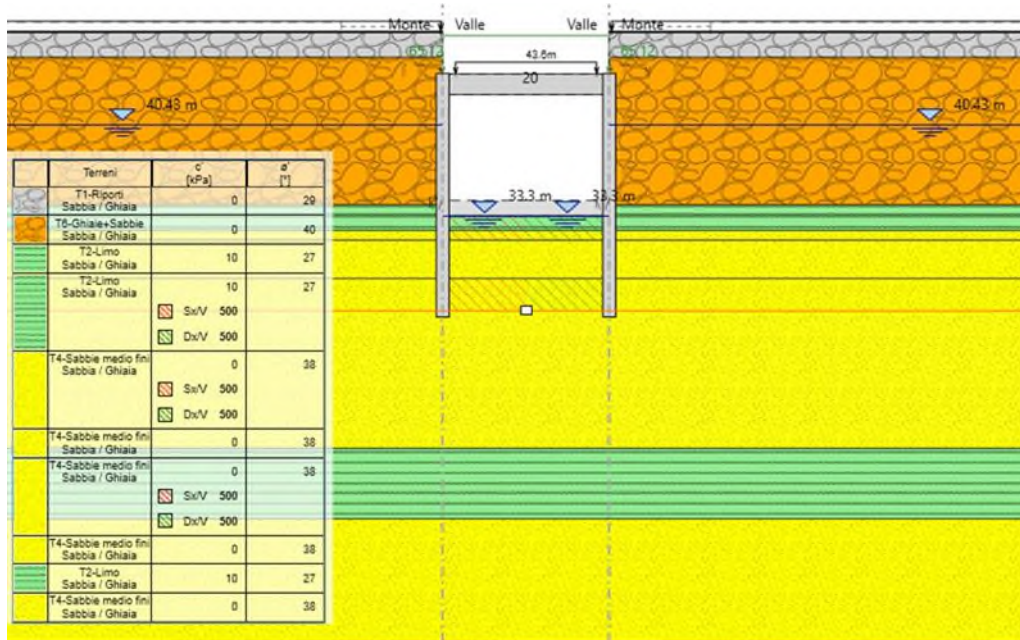


Figura 3: Esempio sezione di calcolo modellata mediante il codice Paratie Plus

5.3.2 Codice di calcolo Flac 2D

Il codice di calcolo Flac 2D è stato utilizzato per svolgere analisi di secondo livello per le opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi della galleria S.Martino al fine di validare i risultati ottenuti con il codice Paratie e indagare ulteriori aspetti della risposta tensio-deformativa delle opere in progetto, non direttamente desumibili dalla modellazione semplificata ottenuta con il codice Paratie Plus.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 19 di 46

Il codice di calcolo Flac 2D (Versione 8.0) (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da Itasca Consulting Group di Minneapolis USA permette di analizzare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi, in campo bidimensionale o assialsimmetrico, in equilibrio con le azioni esterne applicate e compatibilmente con le leggi costitutive adottate per i materiali, ricorrendo al metodo delle differenze finite, sia in campo statico che dinamico. Le analisi, inoltre, possono essere condotte in condizioni di flusso idraulico, in modalità accoppiata o con pressioni neutre preventivamente fissate.

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$);
- per ogni grid-point si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita.

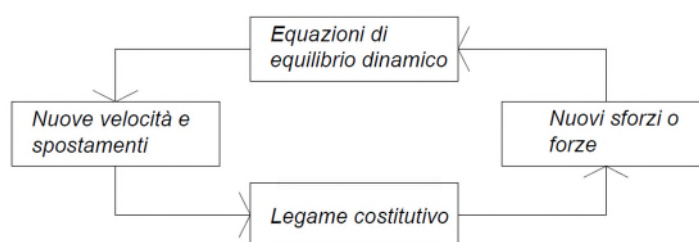


Figura 4: Fasi tipiche di computazione numerica di un modello Flac

Nell'ambito delle analisi condotte per la galleria in esame, sono state adottate leggi costitutive di tipo elastico lineare per le strutture e leggi elasto-plastiche per il terreno naturale. Più nel dettaglio per la modellazione del terreno si è utilizzato un legame costitutivo tipo Hardening Soil (terreno incrudente): per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dedicata di cui al § 2.2. Il modello di calcolo, come accennato, è in grado di simulare l'interazione tra scheletro solido e acqua in condizioni drenate o non drenate. Differenti condizioni di flusso possono essere applicate ai nodi della mesh di calcolo per simulare moti di filtrazione con superficie piezometrica fissa o variabile nel tempo; per ulteriori dettagli si rimanda al successivo § 5.13.5.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 20 di 46</p>

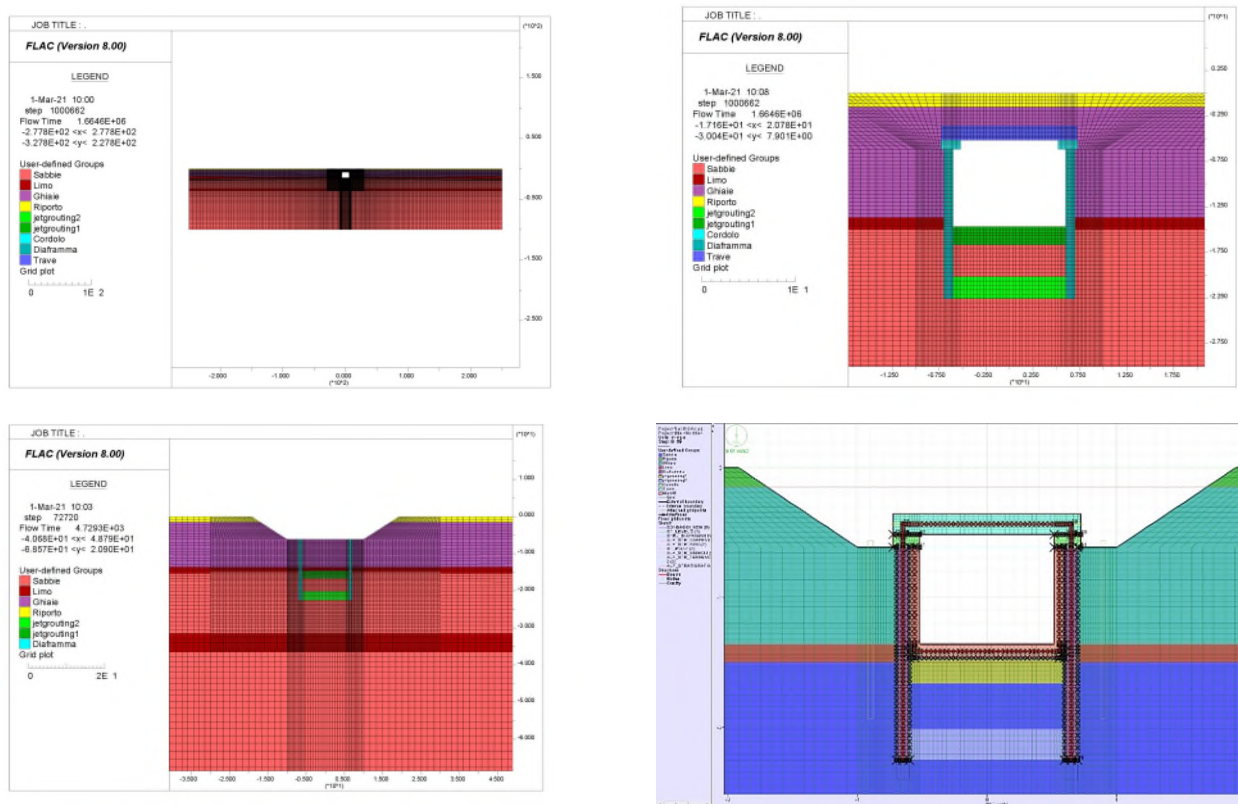


Figura 5: Esempio sezione di calcolo modellata mediante il codice Flac

5.4 Interazione con strutture interne: metodi semplificati

Per il calcolo delle strutture interrate realizzate tra diaframmi è possibile ricorrere a diversi tipi di approccio a seconda che le paratie siano considerate come strutture permanenti o provvisorie.

Nel caso in cui le paratie di diaframmi/pali siano considerate come opere provvisorie, le spinte del terreno, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, sono attribuite per intero alle contropareti della struttura interna.

Viceversa, nel caso in cui le paratie siano considerate come opere definitive, è lecito considerare una certa compartecipazione, tra paratia e controparete del manufatto interno, nell'assorbire le spinte del terreno, essendo evidente che le paratie appoggiandosi sulle contropareti trasferiscono ad esse parte del loro carico.

Per quantificare questa compartecipazione, nei modelli semplificati sviluppati con il programma Paratie Plus si assume che la spinta delle terre possa essere ripartita in ragione del rapporto r tra le rigidità degli elementi strutturali posti a contatto:

$$r = \frac{E_p I_p}{E_p I_p + E_c I_c}$$

dove:

- E_p : modulo elastico della paratia;
- I_p : momento inerzia della paratia;
- E_c : modulo elastico della controparete;
- I_c : momento di inerzia della controparete;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 21 di 46

Questo tipo di approccio si presta bene al calcolo di strutture caratterizzate da uno spessore della paratia confrontabile con quello della controparete, come nel caso in esame. In questo caso le contropareti, oltre ad assorbire tutta la spinta idrostatica dell'acqua di falda, contrastano anche una aliquota della spinta del terreno in ragione del rapporto delle rigidità sopra espresso.

Tale criterio si applica a tutte le fasi di calcolo di lungo termine in cui sono attivati i contrasti delle solette e i carichi di lungo termine (falda/carichi sismici) descritti nel successivo § 4. In tutte queste condizioni, infatti, a seguito delle variazioni di carico esterne (risalita della falda, azioni sismiche) è lecito attendersi che la controparete sia chiamata ad assorbire una aliquota di carico in ragione della sua rigidità, con conseguente ripartizione delle sollecitazioni tra controparete e diaframmi perimetrali.

Nel caso specifico in esame, il rapporto "r" sopra definito è stato determinato, a favore di sicurezza, considerando la riduzione dello spessore della fodera interna per errori di verticalità.

L'aliquota di carico che è ripartita tra paratie e fodera interna è sempre pari alla differenza tra le sollecitazioni di breve termine (fase di scavo in assenza di solettone di fondo) e condizioni di lungo termine (realizzazione manufatti interni, risalita di falda, di carichi sismici); se il carico di lungo termine ripartito è inferiore a quello di breve termine, il carico di breve termine è assunto in ogni caso quale condizione quasi-permanente.

Nelle relazioni di calcolo di ogni singola WBS sono indicate le percentuali di ripartizione applicate alle sollecitazioni flettenti e taglianti tra diaframmi e contropareti nelle condizioni di lungo termine; per le sollecitazioni, taglianti, a favore di sicurezza, si è ipotizzata la stessa percentuale di ripartizione delle sollecitazioni flettenti.

Nei modelli di calcolo sviluppati con il programma Paratie Plus a struttura composta da solettone di copertura e contropareti è modellata tramite elementi "beam" con caratteristiche inerziali uguali a quelli degli elementi realizzati. In fase finale, per simulare la realizzazione delle contropareti, l'inerzia dell'elemento diaframma è modificata tenendo conto dell'accoppiamento con la parte interna. Le sollecitazioni sono suddivise in valori di breve termine (fino al passo di scavo sotto copertura) e di lungo termine dopo la realizzazione della struttura interna. Le sollecitazioni così calcolate sono ripartite nelle fasi di breve termine utilizzando i criteri sopra esposti.

Sono quindi analizzati due set di modelli:

- Modelli con vincolo di semplice appoggio tra soletta di copertura e diaframmi; gli elementi strutturali sono modellati sull'asse geometrico degli stessi;
- Modelli a telaio con vincolo di continuità perfetta tra soletta di copertura e diaframmi.

Le verifiche sono quindi condotte considerando l'involuppo delle sollecitazioni ottenute: il momento di continuità a testa diaframmi è letto in corrispondenza della sezione di attacco con il cordolo di testata della copertura.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 22 di 46

5.5 Interazione con strutture interne: modelli numerici bidimensionali

Nei modelli numerici bidimensionali soletta di copertura, diaframmi, contropareti e soletta di fondo sono modellati con elementi griglia, tenendo conto degli spessori geometrici reali.

Ciò consente di simulare in modo completo la interazione tra diaframmi e contropareti, nonché gli effetti di vincolo alla rotazione offerto dallo spessore del diaframma (anche in condizioni di semplice appoggio) e in fase finale, dopo la costruzione della struttura interna, dall'effetto coppia dato dai due appoggi diaframma – controparete.

Determinate le sollecitazioni nei vari step di calcolo a breve e lungo termine nei diaframmi e nelle contropareti è possibile calcolare a posteriori il coefficiente “r” di ripartizione e quindi validare le assunzioni fatte tramite l'approccio semplificato descritto nel precedente paragrafo.

Per maggiori dettagli circa le strategie di modellazione delle strutture si rimanda alla apposita relazione indicata al § 2.2.

5.6 Combinazioni per la verifica agli SLU

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle NTC 2008.

In accordo con il § 6.5.3.1.2 delle NTC, le paratie devono essere verificate con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;

SLU di tipo strutturale (STRU)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento delle resistenza in uno o più puntoni o sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: (A1+M1+R1) – verifiche STRU

Combinazione 2: (A2+M2+R1) – verifiche GEO

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

 Consorzio IricAV Due	 ALTA SORVEGLIANZA ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANI
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17 Lotto 10 Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001 Rev. A Foglio 23 di 46

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione:

$$\backslash \quad \text{Combinazione fondamentale SLU} \quad \rightarrow \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

5.7 Combinazioni per la verifica agli SLE

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite di Esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

Caratteristica	→	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
Frequente	→	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Quasi permanente	→	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

5.8 Combinazioni per la condizione sismica

Le verifiche degli Stati Limite Ultimi e degli Stati Limite di Esercizio connessi all'azione sismica E sono definite dalla seguente combinazione:

$$\text{Sisma} \quad \rightarrow \quad E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Le verifiche devono essere effettuate considerando le combinazioni di coefficienti parziali riportati nella per i diversi tipi di analisi sopra descritti.

Tabella 1: Coefficienti parziali moltiplicativi e riduttivi per le analisi delle opere di sostegno

ANALISI		AZIONI "A" Coefficienti parziali moltiplicativi						PARAMETRI GEOTECNICI "M" Coefficienti parziali riduttivi			
		Permanenti				Variabili					
		G ₁		G ₂		Q _k					
		EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.				
1	SLE	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2A	SLU (A1+M1+R1)	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
2B	SLU (A2+M2+R1)	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.25
3	SLU SISMA	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.25	1.25	1.40	1.25

Per i valori dei coefficienti parziali γ_{Ri} vale quanto indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2008 per muri di sostegno: in particolare risulta R₁=R₂=1.

5.9 Verifiche agli stati limite di esercizio

Per le paratie "definitive", l'Analisi 1 consente di verificare i seguenti aspetti:

Lato geotecnico (Analisi 1)

verifica dell'equilibrio della paratia garantendo che il rapporto tra la spinta passiva mobilizzata e la spinta passiva totale non sia superiore al 50% (FS=2);

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 24 di 46

Lato struttura (Analisi 1)

- verifica della deformabilità del diaframma;
- verifica del diaframma per lo SLE → tensioni;
- verifica del diaframma per lo SLE → fessurazioni a lungo termine (nel caso di pannelli provvisori, le verifiche a fessurazione vengono omesse non dovendo garantire la durabilità dell'opera a lungo termine).

I parametri di progetto del terreno sono assunti con i loro valori caratteristici, tratti dalla relazione geologica-geotecnica:

Peso per unità di volume

- peso specifico terreno naturale γ_t
- peso specifico terreno saturo γ_{sat}
- peso specifico terreno immerso γ'

Parametri di resistenza

- angolo di attrito interno φ'
- coesione c'
- angolo di attrito terreno-paratia in condizioni statiche:
 - spinta attiva $(\delta/\varphi'=0,67)$
 - spinta passiva $(\delta/\varphi'=0,67)$

da cui derivano i rispettivi valori di spinta attiva K_A e passiva K_P per le condizioni statiche.

Parametri di rigidità

Il modulo elastico del terreno naturale viene valutato secondo le relazioni riportate nella relazione geotecnica di riferimento di ogni singola WBS.

5.10 Verifiche agli stati limite ultimi

Le Analisi 2A, 2B e 3 consentono di verificare i seguenti aspetti:

Lato geotecnico (Analisi 2B, 3)

- equilibrio della paratia garantendo che il rapporto tra la spinta passiva mobilitata e la spinta passiva totale ottenuta con i parametri abbattuti (analisi 2B e 3) non sia superiore al 100% (FS=1);

Lato struttura (Analisi 2A, 3)

- verifica di resistenza delle sezioni del diaframma (pressoflessione e taglio) ottenuta dall'involuppo delle sollecitazioni provenienti dai casi elementari 2A;

Analisi 2A

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 25 di 46	

Si considerano le sollecitazioni (N, M, T) provenienti dal calcolo dell'Analisi 1 moltiplicate per un fattore pari a 1.3, vista la predominanza dei carichi permanenti su quelli variabili; in pratica $SLU (A1+M1+R1) = SLE \times 1.30$.

I parametri di progetto del terreno sono uguali a quelli assunti nell'Analisi 1.

Analisi 2B, 3

Si considerano i seguenti parametri di progetto del terreno:

Peso per unità di volume

- peso specifico terreno naturale γ_t
- peso specifico terreno saturo γ_{sat}
- peso specifico terreno immerso γ'

Parametri di resistenza abbattuti

- angolo di attrito interno $\varphi^{**} = \arctang(\tan \varphi' / 1.25)$
- coesione $c^{**} = c' / 1.25$
- angolo di attrito terreno-paratia in condizioni statiche:
 - spinta attiva $(\delta / \varphi^{**} = 0.67)$
 - spinta passiva $(\delta / \varphi^{**} = 0.67)$

angolo di attrito terreno-paratia in condizioni sismiche:

- spinta attiva $(\delta / \varphi^{**} = 0)$
- spinta passiva $(\delta / \varphi^{**} = 0)$

da cui derivano i rispettivi valori di spinta attiva K_A e passiva K_P per le condizioni statiche e sismiche.

Parametri di rigidezza

I parametri di rigidezza sono uguali a quelli definiti per le Analisi di tipo 1.

Parametri sismici

Nelle analisi 2B e 3 si considerano le sollecitazioni (N, M, T) senza alcuna amplificazione; in pratica $SLU (A2+M2+R1)$, (SISMA).

5.11 Step di analisi – fasi tipiche di costruzione

Le fasi di analisi considerate nei diversi modelli di calcolo descritti nei paragrafi precedenti sono descritte nel dettaglio nelle relazioni di calcolo di ogni singola WBS riportate al § 2.2.

Come ipotesi di calcolo più gravosa si è considerato che il rinterro sulla copertura possa essere eseguito prima dello scavo al di sotto della stessa: ciò quindi permette di massimizzare le spinte di breve termine e le sollecitazioni conseguenti sia negli schemi in semplice appoggio, sia nei modelli con vincolo di continuità.

Per le tratte/sezioni di calcolo od opere provvisoriale realizzate con tecnica "bottom-up" senza la realizzazione del solettone di copertura, le fasi sono modificate di conseguenza, affidando il contrasto delle spinte di breve termine ai puntoni/tiranti, dove previsti.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 26 di 46	

5.12 Dimensionamento e verifica dei diaframmi

5.12.1 Verifiche strutturali

Le verifiche di resistenza sulle sezioni sono eseguite sia allo SLE, sia allo SLU. Nelle verifiche si assume un copriferro sulla staffa pari a 6 cm sia per i diaframmi, sia per i pali. Qualora le barre siano disposte in doppia fila, il copriferro è aumentato del diametro dei distanziatori per la fila più interna, che è pari al diametro del ferro longitudinale e comunque non inferiore a 30 mm.

Per le verifiche a fessurazione delle opere definitive ferroviarie si è considerato un limite di apertura delle fessure pari a 0.20 mm, prendendo come valori di verifica i risultanti dalle combinazioni caratteristiche.

Per le opere provvisionali non si effettua la verifica di apertura delle fessure.

Per le combinazioni caratteristiche sono effettuati i controlli tensionali distinguendo tra opere provvisionali e opere ferroviarie nel modo seguente:

Verifiche tensionali SLE – opere non ferroviarie/provvisorie

Tensione massima di compressione

- Cls. combinazione caratteristica $\sigma_c = 0.6 \text{ fck}$
- Cls. combinazione quasi permanente $\sigma_c = 0.45 \text{ fck}$
- Acciaio, tensione massima $\sigma_s = 0.8 \text{ fyk}$

Verifiche tensionali SLE – opere ferroviarie

Tensione massima di compressione

- Cls. combinazione caratteristica $\sigma_c = 0.55 \text{ fck}$
- Cls. combinazione quasi permanente $\sigma_c = 0.40 \text{ fck}$
- Acciaio, tensione massima $\sigma_s = 0.75 \text{ fyk}$

In tutti i casi non si considera lo sforzo di compressione agente sui pannelli in quanto, come mostrato nel dettaglio nelle singole relazioni di calcolo, esso può essere ridotto o annullato per effetto della sottospinta idraulica sui diaframmi dovuta al manufatto interno a “U” o per attrito laterale tra diaframma e terreno. Nel caso si abbiano sforzi di trazione per effetto della sottospinta idraulica agente sul manufatto a U, essi sono considerati nella verifica strutturale con il loro valore caratteristico o in combinazione SLU.

5.12.2 Verifiche SLU-GEO – stabilità del fondo scavo

La valutazione del corretto comportamento del modello di calcolo è basata sull'esame dei valori di spinta passiva mobilitata al piede della paratia. Il rapporto tra la risultante della spinta passiva e della spinta effettiva nel tratto infisso consente di valutare quanto la struttura disti dalla condizione limite.

In combinazione SLU GEO tale rapporto deve essere maggiore o uguale a 1 affinché non sia violato il criterio di resistenza.

In condizioni di esercizio se, nell'analisi, sono stati introdotti valori realistici (quindi non ridotti attraverso opportuni coefficienti di sicurezza), valori accettabili per tale rapporto sono in genere assunti pari a 2.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 27 di 46

5.12.3 Verifiche deformazioni/cedimenti attesi

I valori degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere compatibili con la funzionalità della struttura da realizzare e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

5.12.3.1 Analisi degli spostamenti di primo livello con metodi semi-empirici

Il calcolo delle curve di subsidenza generate dallo scavo della galleria/opera di sostegno è svolto in prima approssimazione in forma analitica con i metodi semplificati proposti da Pane e Tamagnini (2004). L'assunzione posta alla base del metodo sopra menzionato si fonda sull'osservazione che anche in condizioni sufficientemente lontane dal collasso i movimenti del terreno, ed in special modo gli spostamenti verticali, sembrano essere governati da un campo di deformazioni con caratteristiche simili a quelle di un flusso plastico, quale quello che governa gli spostamenti incrementali a collasso. Il disaccordo in genere riscontrato tra previsioni ottenute mediante analisi condotte in regime elastoplastico "convenzionale" e spostamenti effettivamente riscontrati in sito è in genere imputabile ad una sopravvalutazione dell'effetto delle deformazioni elastiche all'interno del volume significativo di terreno coinvolto dai movimenti della struttura.

Il metodo proposto, permette di distinguere fra due diversi tipi di cinematismo:

- diaframmi a sbalzo, in cui predomina la componente di spostamento della sommità dell'opera;
- diaframmi puntellati o tirantati in cui il cinematismo è di tipo "profondo"

Nel caso della galleria artificiale, in presenza di diaframmi puntellati in testa e contrastati al piede dal tampone in jet grouting, il cinematismo delle paratie può essere assimilato ad uno di tipo profondo; la figura seguente riporta il profilo di subsidenza normalizzato a collasso per tale tipo di cinematismo in condizioni drenate, quali si realizzano certamente nei terreni interessati dagli scavi per l'intera tratta in esame (per ogni ulteriore dettaglio si rimanda al lavoro di Pane e Tamagnini).

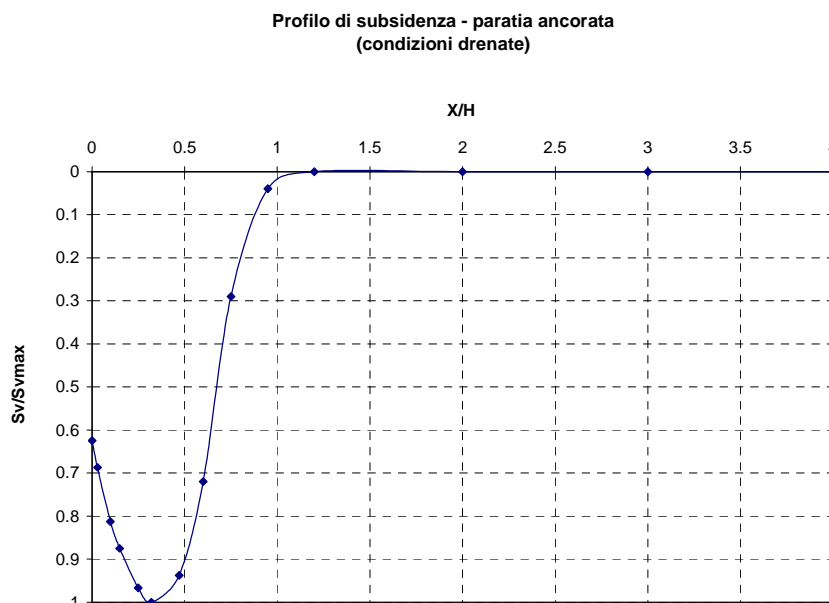


Figura 6: Paratie ancorate: profilo di subsidenza normalizzato a collasso (Pane e Tamagnini 2004)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 28 di 46

Il significato delle notazioni in figura è il seguente:

- X = distanza dall'asse della paratia;
- H = altezza massima di scavo;
- Sv: spostamento verticale del terreno alla distanza X considerata;
- Sv,max; spostamento verticale massimo del terreno.

Noto lo spostamento orizzontale massimo della parete, lo spostamento verticale massimo del terreno (Sv,max) può essere ricavato mediante correlazioni empiriche; per situazioni caratterizzate da cinematismi profondi può essere assunta la seguente correlazione (cfr. Mana e Clough '81) :

$$\frac{S_{v,max}}{S_{w,max}} = 0.94$$

Per paratie a sbalzo la figura seguente riporta il profilo di subsidenza normalizzato a collasso per tale tipo di cinematismo in condizioni drenate (per ogni ulteriore dettaglio si rimanda al lavoro di Pane e Tamagnini), con analogo significato dei termini.

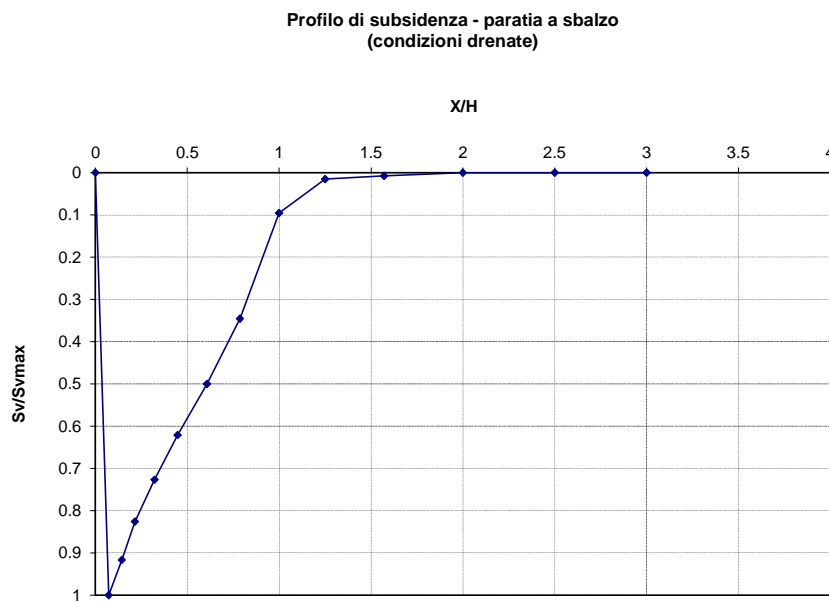


Figura 7: Paratie a sbalzo: profilo di subsidenza normalizzato a collasso (Pane e Tamagnini 2004)

Per situazioni caratterizzate da cinematismi a sbalzo può essere assunta la seguente correlazione (cfr. Mana e Clough '81) :

$$\frac{S_{v,max}}{S_{w,max}} = 0.64$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 29 di 46	

Si noti come l'estensione della curva di subsidenza in entrambi i casi sia limitata a valori compresi tra 1 e 1.5 volte l'altezza di scavo.

5.12.3.2 Analisi del danno atteso con metodi di primo livello

Una prima stima dei danni ipotizzati relativi ai cedimenti del piano campagna e alle distorsioni imposte al fine di verificarne la loro ammissibilità può essere desunta da letteratura (Rankine, 1988 e Eurocodice 7) utilizzando la seguente tabella con particolare riferimento a edifici o comunque strutture fuori terra.

Tabella 2: Stima del danno atteso su edifici/strutture fuori terra in funzione dei valori di cedimento

β_{max}	W_{max} (cm)	categoria del danno	intensità del danno	descrizione del danno
< 1/1000	<< 1	0	trascurabile	danno non visibile
< 1/500	< 1	1	molto lieve	danno poco visibile
da 1/500 a 1/200	da 1 a 5	2	leggera	danno estetico: crepe facilmente rimovibili con tinteggiatura
da 1/200 a 1/150	da 5 a 7,5	3	moderata	danno estetico, danno funzionale: danni a porte finestre, danni da infiltrazione e umidità
> 1/150	>7,5	4	alta	danno estetico, danno funzionale, danno strutturale: necessità di riparazioni notevoli, pericoli di instabilità

5.12.3.3 Analisi di secondo livello con metodi numerici

In vicinanza a fabbricati o strutture sensibile, qualora le analisi di primo livello mostri valori di cedimento elevati associabili ad una classe di danno superiore a 0 o 1 sono eseguiti approfondimenti con metodi numerici mediante il software Flac che possano tenere conto più nel dettaglio e realisticamente di tutti gli aspetti della interazione terreno-struttura.

5.12.3.4 Analisi del danno atteso con metodi di secondo livello

Determinata la curva di subsidenza e il livello degli spostamenti non solo a piano campagna, ma anche alla quota di imposta delle fondazioni del manufatto interferito. Le valutazioni di secondo livello sono effettuate facendo ricorso al metodo proposto originariamente da Burland e Wroth (1974) e sviluppato da Boscardin e Cording (1989) e Burland (1995).

L'approccio di seguito adottato prevede le seguenti fasi:

- definizione della distribuzione dei cedimenti e degli spostamenti orizzontali, in assenza dell'edificio, indotti dalla realizzazione delle attività di scavo;
- definizione degli stati deformativi indotti sull'edificio, con riferimento a situazioni tipologiche, attraverso la stima del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale di trazione;
- individuazione delle categorie di danno basata sulla classificazione del danno visibile proposta da Burland et al. (1977);

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 30 di 46	

In tale metodo gli edifici sono schematizzati con una trave rettangolare, di lunghezza L e altezza H , priva di peso. La lunghezza L corrisponde alla lunghezza dell'edificio nella sezione trasversale utilizzata per le analisi. L'altezza H è valutata dal piano di posa delle fondazioni all'ultimo solaio. All'edificio sono applicati gli spostamenti ricavati dalle analisi di subsidenza in condizioni di "free-field", assumendo, quindi, a favore di sicurezza, che il profilo dei cedimenti non sia modificato dalla struttura.

All'interno del bacino di subsidenza si definiscono zona di "hogging" quella parte della curva dei cedimenti con concavità rivolta verso il basso, individuata da $x \geq i$ e $x \leq -i$, e zona di "sagging" la parte della curva con concavità rivolta verso l'alto, individuata da $-i \leq x \leq i$.

Un edificio che ricade all'interno del bacino di subsidenza, oltre ad essere soggetto ai cedimenti, subisce anche gli spostamenti orizzontali differenziali del terreno, che determinano deformazioni di compressione nella zona di sagging, di estensione nella zona di hogging. In particolare, per la stima delle deformazioni di estensione, alle quali è essenzialmente associata la formazione di lesioni, si considera di imprimere alla trave equivalente all'edificio la stessa deformata di free-field. La nuova configurazione della trave implica la mobilitazione di sollecitazioni flessionali e di taglio e delle corrispondenti deformazioni.

L'estensione trasversale dell'edificio è suddivisa in lunghezze parziali L_i delimitate dalle zone di hogging, sagging e dal valore $\pm 3i$ (dove i è il punto di flesso della curva gaussiana) oltre il quale il rapporto tra il cedimento e il cedimento massimo S/S_{\max} è considerato nullo.

Per ognuna delle lunghezze L_i si calcola il rapporto di inflessione D_i/L_i e da questo le deformazioni unitarie flessionali ε_f e di taglio ε_t (Timoshenko, 1957):

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta/L}{\left(\frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG}\right)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta/L}{\left(1 + \frac{HL^2G}{18EI}\right)}$$

dove:

L_i = lunghezza dell'edificio in sezione calcolata per le singole zone (sagging o hogging);

I = momento d'inerzia ($H^3/12$ in zona sagging; $H^3/3$ in zona hogging);

H = altezza dell'edificio;

E/G = rapporto tra il modulo di elasticità longitudinale e tangenziale (12.5 per fabbricati in c.a. e 2.6 per fabbricati in muratura);

t = distanza dell'asse neutro dal bordo teso della trave;

Nel caso di campi di spostamenti indotti dalla realizzazione di scavi di entità elevata, oltre alle deformazioni di estensione legate agli spostamenti verticali, si deve tener conto degli effetti delle deformazioni orizzontali, associate alle componenti orizzontali trasversali.

Le deformazioni orizzontali sono calcolate dalla seguente equazione:

$$\varepsilon_h = \Delta S_h / L_i$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 31 di 46

I campi di deformazione vengono composti, per ogni campo deformativo (*sagging*, *hogging*) per semplice sovrapposizione, ipotizzando che la trave inflessa che rappresenta il fabbricato sia soggetta ad una ulteriore deformazione, pari ad e_h , uniformemente distribuita sull'intera altezza (Boscardin & Cording, 1989).

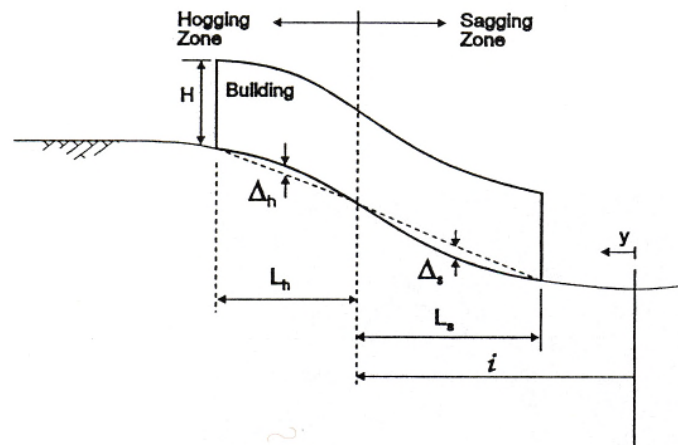


Figura 8 – Deformazioni dell'edificio: suddivisione nelle zone di hogging e di sagging

La deformazione di trazione risultante è valutata quindi come:

condizione di flessione:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_f + \varepsilon_h$$

condizione di taglio:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_h \left(\frac{1 - \nu}{2} \right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \left(\frac{1 + \nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_t^2}$$

Per tener conto che il verificarsi delle deformazioni orizzontali si traduce in una modifica della deformazione massima, a differenza di quanto avviene nel caso in cui la deformata sia legata ai soli spostamenti verticali, le espressioni che legano il rapporto di inflessione alle deformazioni di trazione possono essere riscritte nel modo seguente:

$$\frac{\Delta}{L} = \left(\frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLHG} \right) \cdot (\varepsilon_{tot} - \varepsilon_h)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left(1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right) \cdot \sqrt{\left(\varepsilon_{tot} - \frac{1 - \nu}{2} \varepsilon_h \right)^2 - \left(\frac{1 + \nu}{2} \varepsilon_h \right)^2}$$

In zona di *hogging* le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni di estensione) si sommano alle deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni di estensione), mentre in zona di *sagging* le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni di estensione) si sommano alle deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni in compressione).

Per valutare l'accettabilità delle deformazioni che gli edifici subiscono in risposta al campo di spostamenti applicato alle fondazioni si è fatto riferimento alle categorie di danno proposte da Boscardin e Cording (1989), come riportato nella Tabella 3.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 32 di 46</p>	

Alle prime tre categorie (0, 1, 2) è associato un danno estetico, alla categoria 3 un danno che compromette parzialmente la funzionalità della struttura, alle categorie 4 e 5 un danno di tipo strutturale. Particolarmente significativo è dunque il passaggio dalla seconda alla terza categoria, corrispondente al passaggio da danni di natura estetica e danni funzionali.

Sulla base di esperienze direttamente documentate su edifici soggetti a cedimenti differenziali o di osservazioni sperimentali su modelli fisici, a ciascuna categoria di danno è stato associato un intervallo di valori della deformazione limite di trazione (e_{lim}) secondo quanto riportato in Tabella 4.

L'attribuzione alle deformazioni di trazione dei valori limite di trazione e_{lim} , corrispondenti alle condizioni di stato limite descritte nella tabella precedente, consente di definire, in funzione della geometria dell'edificio (L/H), del modo di deformarsi (*hogging* o *sagging*) e delle caratteristiche di elasticità dell'edificio (ν e E/G), le relazioni tra il rapporto di inflessione e le deformazioni di trazione associate alle categorie di danno. Tale tipo di rappresentazione è utilizzato per la definizione del danno potenziale indotto dallo scavo sugli edifici/strutture in interferenza.

Tabella 3 - Descrizione dei danni e degli effetti associati alle categorie di danno (da Boscardin e Cording, 1989)

Categoria di danno	Descrizione
0	Fessure capillari con apertura ≤ 0.1 mm
1	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno in genere è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni ≤ 1 mm
2	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni ≤ 5 mm
3	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni $5 \div 15$ mm oppure numero elevato di lesioni con apertura ≤ 3 mm
4	Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e di finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni $15 \div 25$ mm, dipendente anche dal numero delle lesioni
5	Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni ≤ 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 33 di 46

Tabella 4 - Categorie di danno e deformazioni limite (da Boscardin e Cording, 1989, modificata da Burland, 1995).

Categoria di danno	Intensità del danno	Deformazione limite di trazione ϵ_{lim} (%)
0	Trascurabile	0.00 ÷ 0.05
1	Molto lieve	0.05 ÷ 0.075
2	Lieve	0.075 ÷ 0.15
3	Moderata	0.15 ÷ 0.30
4 a 5	Da severa a	> 0.30

A titolo esemplificativo nella Figura 9 è riportato l'abaco per la valutazione del danno proposto da Burland (1995), corrispondente a $L/H=1$, valido in condizioni di *hogging* con asse neutro al bordo inferiore dell'edificio, assumendo $\nu=0.3$ e $E/G=2.6$.

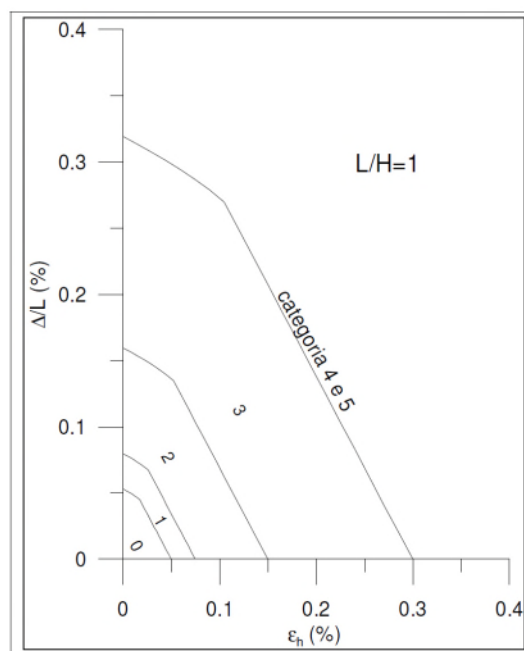


Figura 9 – Abaco per la valutazione della categoria di danno (Burland, 1995)

5.12.4 Verifica di capacità portante dei diaframmi

La capacità portante dei diaframmi è calcolata assumendo le condizioni più cautelative con le seguenti ipotesi:

- massimo carico sulla copertura;
- quota di falda coincidente con il valore di lungo termine;
- stato tensionale agente valutato considerando la diversa distribuzione delle tensioni agenti a monte e valle dello scavo, ipotizzando una spinta a riposo su entrambi i lati senza tenere conto dei possibili benefici indotti

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 34 di 46

dalla sovraconsolidazione generata dallo scavo all'interno della galleria e della eventuale spinta passiva, trattandosi appunto di condizioni di lungo termine;

- parametri del trattamento in jet grouting all'interno dello scavo c degradati a lungo termine e coincidenti con i valori del terreno naturale;
- assenza della struttura interna di completamento (manufatto a "U"), in modo da rendere sempre possibile il completo rinterro della soletta prima dello scavo sotto copertura, in assenza – quindi – del manufatto interno. Si ipotizza, inoltre, che nel tempo tutto il carico possa essere sempre trasferito ai diaframmi perimetrali, trascurando quindi eventuali spinte di contrasto al galleggiamento del manufatto che potrebbero portare ad uno scarico ancorché parziale dei diaframmi.

Le condizioni sopra indicate involuppano quindi anche quelle di breve termine in fase di scavo, nelle quali la soletta è completamente rinterrata, il manufatto a U non è ancora gettato e la falda è alla quota di riferimento in fase di scavo.

Il valore del sovraccarico q di figura successiva, applicato lato terra ai diaframmi laterali, è quindi calcolato sulla base della tensione geostatica efficace agente alla quota di scavo del solettone interno della galleria.

A valle delle paratie laterali si applica una tensione efficace avente distribuzione triangolare, assumendo che il solettone di fondo possa imporre una azione di contrasto alla quota di intradosso dello stesso pari alla pressione idrostatica agente.

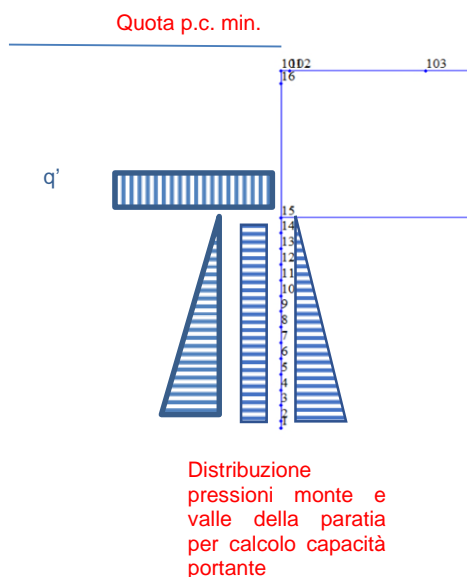


Figura 10 – Stato tensionale iniziale per il calcolo della capacità portante dei diaframmi

Fattori di sicurezza: le verifiche per carichi assiali sono state condotte adoperando i coefficienti γ_R per i pali trivellati e assumendo i coefficienti ξ_3 e ξ_{3e} prescritti dal MdP RFI, come precisato più oltre.

Effetto gruppo: la capacità portante laterale è valutata con riferimento alle sole facce contro terra dei diaframmi. Circa i valori di capacità portante di base non si è ritenuto necessario considerare una riduzione per effetto gruppo, poiché la stima eseguita non tiene comunque conto del beneficio prodotto dalla sovraconsolidazione del terreno generata

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 35 di 46	

dallo scavo interno della galleria. Inoltre, fattore ben più importante, nel caso di strato di base incoerente il progetto della lunghezza del diaframma deve essere basato non tanto sul valore del carico limite, quanto sul valore del cedimento ammissibile; in altre parole, la lunghezza del diaframma di progetto sarà determinata in modo tale che l'aliquota di carico limite mobilitato alla base sia molto contenuta rispetto alla portata laterale effettivamente mobilitabile, secondo quanto indicato al successivo § 5.12.4.3 .

5.12.4.1 Determinazione della capacità portante limite verticale

La resistenza ultima del diaframma può essere espressa come:

$$Q_{up} = Q_{ul} + Q_{ub} - W = \sum_i A_{si} f_i + A_b q_b - W$$

in cui:

Q_u : carico verticale limite di compressione;

Q_i : aliquota della portata limite relativa alla superficie laterale del diaframma;

Q_b : aliquota della portata limite relativa alla base del diaframma;

W : differenza tra il peso del diaframma ed il peso del terreno asportato;

A_{si} : area della superficie laterale del diaframma relativa al tronco i -esimo in cui si è suddiviso il diaframma ai fini del calcolo;

f_i : aderenza limite media nel tratto i -esimo del diaframma;

A_b : area di base del diaframma;

q_b : pressione limite relativa alla base del diaframma.

La capacità portante laterale dei viene valutata in base alle relazioni proposte da Reese&O'Neill ('83): la tensione tangenziale ultima può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_{us} = \beta \sigma'_{v0} \leq \tau_{usmax}$$

Il coefficiente β per depositi sabbiosi o sabbioso ghiaiosi vale, rispettivamente:

$$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.4 \chi(z)^{0.34} \geq 0.25$$

$$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 \chi(z)^{0.75} \geq 0.25$$

essendo z la profondità dal piano campagna originario.

La τ_{usmax} è valutata in funzione del numero di colpi N_{SPT} :

$$\tau_{usmax} = 3N_{SPT} \text{ per } N_{SPT} < 53 \text{ (KPa)}$$

$$\tau_{usmax} = 142 + 0.32N_{SPT} \text{ per } N_{SPT} > 53 \text{ (KPa)}$$

La pressione ultima di base, associabile ad un cedimento del 10% del diametro del palo, è stimata con riferimento alla seguente espressione:

$$q_{ub} = (N_{SPT})_m \alpha_n \leq q_{ubmax}$$

dove N_{SPT} rappresenta il numero di colpi medio per una profondità di 1.5D al di sopra ed al di sotto della testa del palo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17 Lotto 10 Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001 Rev. A Foglio 36 di 46

Per sabbie limose si può assumere α_n pari a 0.085, per sabbie 0.12 e per ghiaie 0.15 con q_{umax} rispettivamente pari a 4.3, 5.8, 7.5 MPa.

In caso di presenza di lenti limoso argillose si assumono i seguenti valori unitari di resistenza laterale e portata di punta.

$$q_{ub} = 9 \times C_u = 360 \text{ kPa}$$

$$t_{us} = 0.5 \times C_u = 20 \text{ kPa}$$

5.12.4.2 Coefficienti e combinazioni di carico SLU

La verifica al carico limite per capacità portante verticale è eseguita applicando l'approccio A1+M1+R3 indicato dalle NTC08 con i seguenti fattori

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali riportati in Tabella 5. Nel caso specifico si utilizzano i coefficienti di resistenza relativi ai pali trivellati.

Tabella 5: Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Inoltre, se la portanza del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correzione (α) riportati nella Tabella 6 in funzione del numero di verticali d'indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6: Fattori di correlazione α per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso specifico, in accordo con le indicazioni del MdP RFI, nell'applicazione del metodo b) al caso di paratie aventi anche la funzione di fondazione i coefficienti ξ_3 e ξ_4 sono assunti pari a 1,70.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 37 di 46

Nel caso in cui le fondazioni profonde vengano eseguite con diaframmi in luogo di pali, si assumono gli stessi coefficienti γ_R prescritti per i pali trivellati.

5.12.4.3 *Controllo delle deformazioni per mobilitazione portate limite*

I diaframmi di sostegno della copertura sono caratterizzati da ampia area di base, pertanto, in analogia ai pali di grande diametro, i livelli deformativi richiesti per la mobilitazione della portata limite di base e della portata limite laterale sono tra loro diversi:

- il valore della portata limite di base viene mobilitato solitamente per cedimenti del diaframma pari al 10÷15% del diametro equivalente del diaframma, vale a dire almeno 10 cm circa per diaframmi da 1 m;
- il valore di portata limite laterale - al contrario - viene mobilitata per un livello deformativo ridotto, corrispondente a cedimenti del diaframma singolo inferiori di circa un ordine di grandezza rispetto a quelli delle portate di base, ovvero 5÷10 mm.

Per questo motivo, nell'utilizzo delle curve di capacità assiale per il dimensionamento della lunghezza diaframma non possono essere accettate soluzioni per le quali il contributo della portata di base alla portata assiale totale sia prevalente o dello stesso ordine della portata per attrito laterale.

Come richiesto quindi dal MdP ITF, quindi, in aggiunta alle verifiche richieste dal DM 17.01.2018 dovrà essere verificata la seguente relazione:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

Dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo e N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

In tal modo si garantisce che la lunghezza del diaframma sia sufficiente a mobilitare per intero la capacità laterale: da buona prassi progettuale è opportuno verificare che almeno l'80% del carico di esercizio sia assorbito dalla portata laterale, rendendo così compatibile il progetto del diaframma con i cedimenti ammissibili.

5.12.5 *Verifica di stabilità globale*

Le analisi di stabilità relative alle opere di sostegno della galleria artificiale e delle opere provvisorie sono eseguite in accordo con le indicazioni del D.M. 2008 §6.8.2, le verifiche di sicurezza SLU sono state condotte secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui A2 sono i coefficienti moltiplicativi delle azioni e M2 e R2 sono i coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza dei materiali e della resistenza globale del sistema.

Il rapporto tra R_d ed E_d dovrà risultare sempre maggiore o uguale a $\gamma_R = 1.1$ in condizioni statiche per assicurare che la verifica di sicurezza richiesta da normativa sia rispettata.

5.12.5.1 *Verifiche tramite metodi dell'equilibrio limite*

La verifica di stabilità globale nei modelli sviluppati con il Programma Paratie Plus è di norma effettuata direttamente con modulo di verifica interno VSP del programma adottando i metodi di Bishop/Janbu.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 38 di 46	

5.12.5.2 Verifiche tramite metodo SSR

Per i modelli completi alle differenze finite la valutazione della stabilità dello scavo è eseguita utilizzando lo Shear Strength Reduction (SSR) method implementato nel software FLAC. Il sistema è inizialmente considerato nelle proprie condizioni geometriche e idrologiche ed i terreni sono caratterizzati mediante i parametri geotecnici caratteristici, ovvero corrispondenti alle rilevazioni in sito (prove di campo e di laboratorio). Il metodo si basa sulla ripetizione della medesima verifica di stabilità, nelle stesse condizioni generali, ma introducendo nei calcoli valori sistematicamente e proporzionalmente ridotti dei soli parametri di resistenza al taglio ϕ e c . In altre parole, si ripetono più volte i calcoli di stabilità utilizzando parametri geotecnici decrescenti. In questo modo si raggiungono le condizioni di collasso del sistema geotecnico proprio a causa delle scarse caratteristiche di resistenza a taglio introdotte artificialmente. Una volta raggiunto il collasso generalizzato, il fattore di sicurezza del sistema viene espresso come rapporto tra i valori della parametrizzazione geotecnica caratteristica e quelli dei parametri ridotti al limite del collasso. Opportuni approfondimenti delle analisi permettono di stimare con sufficiente precisione i valori dei parametri di resistenza nella condizione ultima più prossima al collasso geotecnico. Per definizione, il fattore di sicurezza viene definito come valore di SRF per il quale vengono divisi i parametri di resistenza a taglio al verificarsi della prima condizione di instabilità. I valori di coesione e attrito interno fattorizzati e introdotti nei calcoli (c_f e ϕ_f) si determinano a partire dai valori caratteristici (c_k e ϕ_k) come segue:

$$c_f = c_k / \text{SRF} \qquad \tan \phi_f = (\tan \phi_k) / \text{SRF}$$

Quando l'analisi geotecnica FEM determina il collasso del sistema, il valore di SRF corrispondente viene assunto come fattore di sicurezza FS.

5.13 Verifica di stabilità del fondo scavo al galleggiamento

5.13.1 Schemi di impermeabilizzazione del fondo scavo

Come meglio illustrato nella relazione tecnica generale si è previsto l'impiego di due differenti schemi alternativi di tampone denominati tipo 'sandwich' o a "singolo strato compensato".

Tali schemi possono essere realizzati limitando gli interventi di iniezione delle miscele a porzioni specifiche lungo l'infissione del diaframma. Con tali schemi si possono realizzare una o due porzioni finite di terreno trattato/migliorato (poste rispettivamente a fondo scavo ed a piede diaframma) che isolano uno spessore superiore o intermedio di infissione del diaframma per il quale non si prevede nessun trattamento.

La porzione di trattamento sotto la fondazione della galleria, dove presente, ha lo scopo di contrastare i diaframmi al piede, la fascia di terreno trattata al piede dei diaframmi ha lo scopo principale di impermeabilizzare lo scavo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 39 di 46

5.13.2 Verifica del tampone di fondo

Le verifiche al sollevamento del tampone di fondo sono state eseguite nelle condizioni più gravose considerando gli scavi interni fino al solettone di fondo e il battente alla sua altezza massima secondo le quote falda di riferimento assunte per gli scavi.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alle combinazioni esposte nel capitolo NTC2008 §6.2.3.2-Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici:

Combinazione UPL

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella tabella 6.2.III delle NTC 2008.

Il termine della sotto spinta della falda è valutato ipotizzando che non vi sia perdita di carico dovuto al moto di filtrazione.

Tabella 7: Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento (Tabella 6.2.III – NTC 2008)

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO g_F	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanente	favorevole	gG1	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	gG2	0.0
	sfavorevole		1.1
Variabili	favorevole	gQi	0.0
	sfavorevole		1.5

5.13.2.1 Verifica con modelli numerici semplificati

Il contrasto alla pressione idraulica a fondo scavo è determinato quale somma del peso proprio del tampone, compreso dalla spinta passiva mobilitata al piede delle paratie, a cui si aggiunge la sovra-resistenza q_t utile, calcolato come minimo fra i seguenti valori:

- sottospinta che massimizza la forza di attrito trasferibile dal terreno alle paratie;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 40 di 46

- sottospinta che massimizza l'impegno statico all'interno della fascia di terreno all'interno dei diaframmi al di sotto del fondo scavo, schematizzata come una "trave" ancorata alle estremità per mezzo del vincolo di attrito tra terreno e diaframmi. Il limite resistente di tale meccanismo è dato dal valore minore tra:
 - o resistenza a taglio per attrito laterale tra terreno e paratie;
 - o resistenza per presso flessione della sezione resistente data dal limite di parzializzazione della sezione stessa sotto i carichi applicati (raggiungimento della tensione orizzontale nulla del terreno a fondo scavo).

I valori di spinta passiva applicata al tampone di fondo sono dedotti a partire dalle verifiche condotte per il dimensionamento delle opere di sostegno; la spinta passiva applicata al piede dei diaframmi è ricavata dal programma di calcolo delle opere di sostegno (Paratie Plus-Harpaceas) quale, ripartita sulla lunghezza della parte infissa. Il modello sopra descritto, per quanto semplificato, si presta molto bene ad effettuare un primo dimensionamento degli interventi lungo tutta la tratta, adottando ipotesi di verifica conservative. Infatti, la schematizzazione a "trave" della parte di tampone sotto la quota di fondo scavo, non tiene conto della altezza effettiva del terreno stabilizzante trattato al di sotto della quota di fondo scavo rispetto alla sua larghezza. Le dimensioni "tozze" della geometria di intervento suggeriscono che si possa di fatto generare un effetto "arco" significativo che porti quindi a fattori di sicurezza più elevati. Per verificare più nel dettaglio tale ipotesi di comportamento sono stati sviluppati anche modelli numerici più complessi, come illustrato nella relazione IN1711EI2RHGA0101002A e descritto sinteticamente nel seguito.

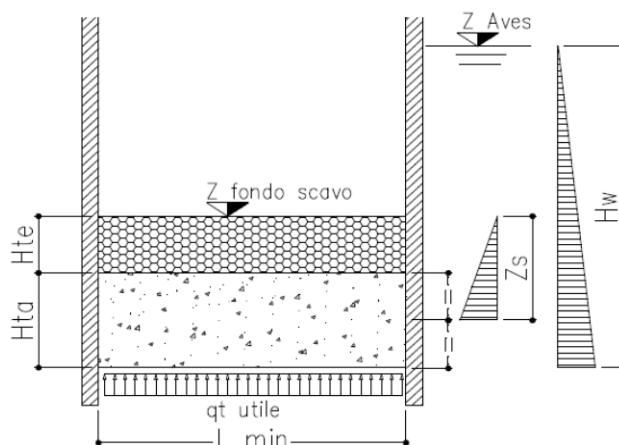


Figura 11: Schema di calcolo per il dimensionamento del tampone di fondo

5.13.2.2 Verifica con modelli numerici completi

Analogamente a quanto fatto per la determinazione delle sollecitazioni nei diaframmi sono stati sviluppati modelli numerici completi alle differenze finite mediante il programma di calcolo FLAC per indagare la risposta tensio-deformativa del tampone di fondo nelle seguenti condizioni di falda:

- falda massima di breve termine con parametri ridotti dei materiali mediante i coefficienti M2;

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 41 di 46	

- falda massima di breve termine incrementata per un coefficiente 1.1 e contemporanea riduzione del peso del materiale stabilizzante (jet grouting e terreno non trattato al di sopra del tampone di fondo) per un coefficiente pari a 0.9, sempre applicando parametri ridotti del terreno mediante i coefficienti M2;

Tali modelli hanno permesso di validare la procedura semplificata descritta al precedente paragrafo sia nei confronti della rottura del fondo scavo, sia nei confronti del sollevamento al variare delle quote di falda.

L'analisi della risposta del tampone tipo "sandwich" o "compensato" al variare delle quote di falda attese ha consentito di confrontare i fattori di sicurezza della soluzione di PE con quelli assunti in sede di PD per la soluzione massiva prevista nel progetto originario, in modo da stabilirne l'equi-prestazione in termini di sicurezza nei confronti delle possibili incertezze legate alle escursioni anche improvvise della quota di falda.

5.13.3 Stima delle portate d'acqua all'interno dello scavo

Il tampone di fondo, dotato dei valori di permeabilità previsti in progetto, consente di abbattere le portate filtranti all'interno dello scavo. Sarà in ogni caso necessario prevedere un sistema di pompe a fondo scavo per allontanare le acque entranti per filtrazione all'interno dello stesso.

Per dimensionare il sistema di pompe sono state fatte alcune stime di sensibilità al variare della permeabilità del tampone, tenendo conto anche di possibili difettosità locali dello stesso.

Il range di variazione della permeabilità del tampone è assunto nell'intervallo $1 \times 10^{-6} \div 5 \times 10^{-7}$ m/s sulla base dei risultati del campo prove.

Anche in questo caso sono state eseguite analisi semplificate utilizzando i diversi modelli di calcolo implementati con il programma Paratie e con il programma Flac.

5.13.4 Analisi semplificate

Le analisi semplificate sono basate sul calcolo dei gradienti di efflusso nei vari strati, sulla base dei valori di permeabilità assunti per i terreni e per il tampone di fondo. Noti i gradienti e le permeabilità è possibile calcolare la velocità di efflusso e da qui la portata per profondità unitaria, tenendo conto delle dimensioni trasversali dell'opera.

Si assume che il flusso sia verticale, da monte verso valle e che la lunghezza totale L del tubo di flusso sia pari alla lunghezza del tratto di diaframma immerso nel terreno in falda a monte più la lunghezza del tratto a valle: il tratto impervio si estende fino alla profondità in cui si ipotizza che il flusso si inverta cioè il piede della paratia. Questa approssimazione mette in conto il minimo possibile percorso di flusso (sulla validità di tale scelta si consulti p.e. Lancellotta (1988)).

5.13.5 Analisi numeriche bidimensionali

Nelle analisi mediante i modelli numerici completi bidimensionali sviluppati con il programma Flac le portate sono calcolate al variare delle permeabilità sulla base della ricostruzione del reticolo di filtrazione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 42 di 46

Nel caso in esame in condizioni drenate la falda è stata simulata mediante l'introduzione di una superficie piezometrica libera di variare nel tempo, alle quote di progetto sopra indicate. L'effetto di drenaggio prodotto dall'abbassamento dello scavo simulato attivando le condizioni di flusso attraverso il fondo scavo. Nell'analisi disaccoppiata non si considera l'interazione tra scheletro solido e liquido - ipotesi che può essere ritenuta accettabile per materiali con permeabilità inferiore a 10^{-7} m/s. I diaframmi laterali sono considerati come frontiera impermeabile.

In questo modo è possibile ricostruire il reticolo di flusso nell'intera mesh di calcolo e quindi risalire non solo ai valori efficaci delle tensioni nel terreno in ogni punto ma anche ai gradienti di efflusso e quindi alle velocità in ogni punto sulla frontiera di efflusso. Integrando le velocità di efflusso si ottiene la portata entrante all'interno dello scavo.

Nella relazione dedicata di cui al § 2.2 sono riportati i dettagli relativi alle diverse condizioni idrauliche utilizzate all'interno delle sezioni di calcolo analizzate.

5.14 Verifica sistemi di emungimento acque di falda mediante pozzi

5.14.1 Criteri di dimensionamento pozzi

Le tratte in cui si propongono interventi di dewatering per l'abbassamento della falda a fondo scavo - in sostituzione del tampone di fondo realizzato con trattamenti in jet grouting - presentano un battente di falda rispetto al fondo scavo molto modesto (max 2 m rispetto alla quota di riferimento in fase di costruzione) di sostegno. Lo schema progettuale utilizzato per le verifiche di dimensionamento prevede l'impiego di pozzi di drenaggio posti esternamente ai diaframmi e disposti a quinconce lungo gli allineamenti delle opere.

Il sistema di pozzi è però dimensionato per abbattere altezze di falda superiori a quelle di riferimento in fase di costruzione per tenere conto delle variazioni transitorie possibili (falda di breve termine). Il battente massimo di falda da abbattere è quindi pari a 4.5 m.

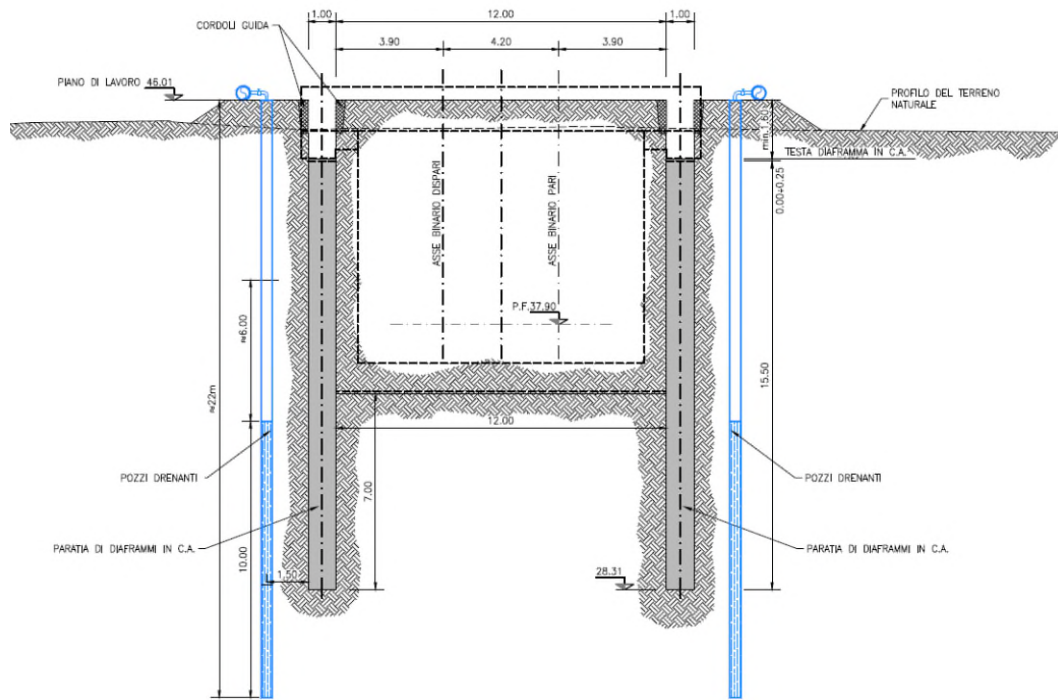


Figura 12: Geometria della sezione tipo di intervento

Per il dimensionamento dei pozzi, la portata totale da emungere Q è calcolata secondo l'equazione seguente, valida per un sistema multi-pozzo di uguale diametro D in un acquifero di tipo freatico (Figura 4):

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \frac{1}{n} \sum \ln R_i}$$

dove:

- k è la permeabilità del terreno;
- H è il livello della falda stazionaria;
- h è il livello della falda abbassata;
- n è il numero di pozzi;
- R è il raggio di influenza del singolo pozzo;
- R_i è la distanza dal pozzo i -esimo del punto in cui si desidera abbattere la falda al livello h .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 44 di 46

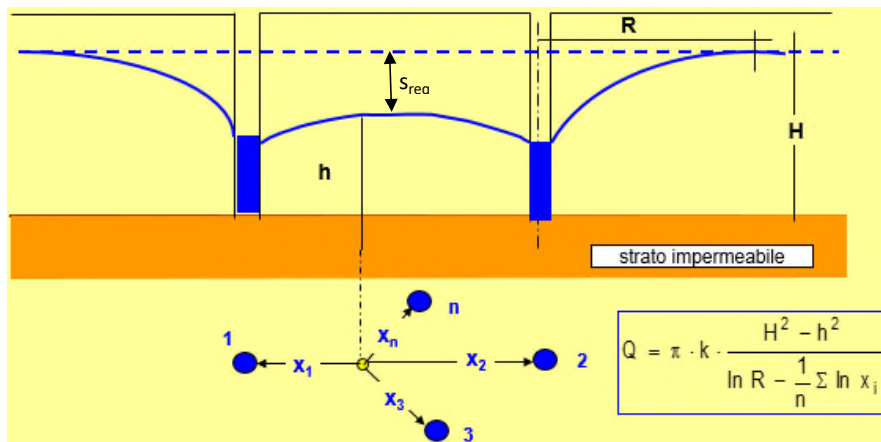


Figura 13: Schema concettuale di un sistema multi-pozzo per l'abbassamento della falda

Il raggio di influenza R del singolo pozzo è calcolato noto l'abbattimento di falda sreq pari a (H-h):

$$R = 3000(H-h) \cdot \sqrt{k} = 3000s \cdot \sqrt{k}$$

Per un'area rettangolare si procede alla massimizzazione delle portate attraverso i criteri fissati da Herth e Arndts ('73).

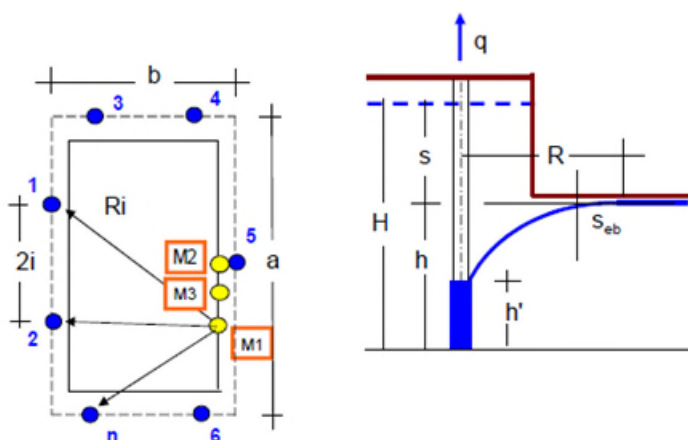


Figura 14: Schema di calcolo abbassamento falda su area rettangolare

Fissato il numero dei pozzi e la disposizione planimetrica si calcola il termine $(1/n) \cdot \sum \ln R_i$ con riferimento ad almeno 3 punti ubicati lungo il perimetro di scavo (M1, M2, M3), modificandone la posizione, fino a massimizzare il termine sopraindicato.

In tal modo è possibile calcolare la massima portata totale da emungere $Q_{max} = \alpha Q$ dove α è assunto pari a 1.25 per accelerare il processo di pompaggio per pozzi che entrano parzialmente in acquiferi non confinati. Noti Q_{max} e il numero di pozzi n, si trova immediatamente la portata da emungere dal singolo pozzo $q_{max-pozzo}$.

L'altezza del filtro h' deve essere scelta in modo che la portata emungibile dal singolo pozzo q pari a $q = p D k h' / 15$ sia inferiore alla portata richiesta $q_{max-pozzo}$.

L'abbassamento del livello dell'acqua nel pozzo rispetto al livello di falda abbattuto s_{eb} è dato da:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 45 di 46</p>

$$s_{eb} = h - \left[h^2 - \frac{1.5q(\ln i - \ln D/2)}{\pi k} \right]^{0.5}$$

La portata e la lunghezza dei pozzi sono determinate verificando che la falda si posizioni circa 0.5 m al di sotto della quota di fondo scavo.

5.14.2 Verifica degli effetti indotti dall'abbassamento transitorio della falda in fase di costruzione

Come anticipato in precedenza, le tratte in cui si propongono interventi di dewatering per l'abbassamento della falda a fondo scavo presentano in tutti i casi un battente di falda rispetto al fondo scavo molto modesto (max 2 m rispetto alla quota di riferimento in fase di costruzione): per tale ragione non sono preventivabili impatti significativi sulle preesistenze.

Per studiare in modo completo il problema e quantificare gli effetti indotti da tali abbassamenti sono state eseguite delle analisi numeriche bidimensionali della sezione mostrata nella precedente 5.14.1 in modo da tenere in conto l'effettiva geometria dei diaframmi e la stratigrafia rilevata dalle indagini geologiche.

La successiva figura mostra un dettaglio della sezione tipo di calcolo analizzata con modelli FEM.

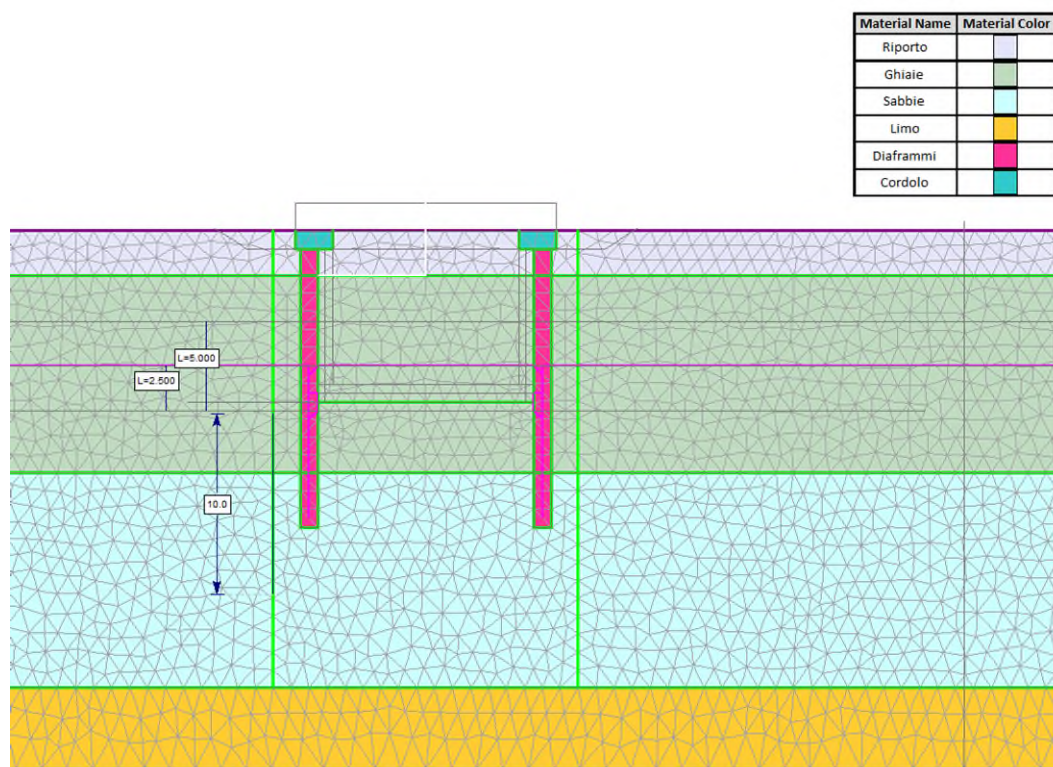


Figura 15: Modello numerico sezione tipo di calcolo con indicazione della stratigrafia.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
GA01 - GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO Relazione sui criteri di dimensionamento delle opere di sostegno e impermeabilizzazione degli scavi	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento E12 RH GA 01 0 0 001	Rev. A	Foglio 46 di 46

I modelli considerano un abbattimento della falda media in fase di cantiere di 2.0 m a cui si somma un innalzamento della stessa a breve termine, che si avrebbe in seguito ad un evento meteorico intenso/scenario alluvionale, pari a circa 2.5 m per un totale di 4.5 m. Il valore di abbattimento della falda assunto effettivamente nei suddetti modelli risulta di 0.5 m superiore ai due precedenti valori in modo da tale da portare il livello di falda a circa 0.5 m al di sotto del fondo scavo per mantenere un franco di sicurezza.

Per i precedenti due livelli di abbattimento della falda sono state eseguite le analisi assumendo due configurazioni diverse di permeabilità dell'acquifero di:

- Caso A: permeabilità unità 4 e 6 pari a $2.0 \cdot 10^{-3}$ m/s;
- Caso B: permeabilità unità 4 e 6 pari a $1.0 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Per ogni condizione esaminata sono state eseguite le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1: condizione geostatica
- Fase 2: condizione geostatica iniziale con rimozione del precarico;
- Fase 3: installazione dei diaframmi;
- Fase 3: emungimento con abbassamento del livello di falda a fondo scavo ± 0.5 m di franco).

Le analisi così configurate hanno permesso di stimare:

- la distanza dallo scavo all'interno della quale si osservano abbassamenti di livello superiori a un limite cautelativo di 1.0 m rispetto al livello medio di falda (pari al livello di costruzione ridotto di 0.5m). Tale valore rappresenta l'escursione di livello che interessa periodicamente l'acquifero. Oltre tale zona si presume verosimilmente che i cedimenti legati all'emungimento siano trascurabili in quanto le formazioni geotecniche hanno già sperimentato nel tempo tale variazione minima di livello di falda.
- Il cedimento massimo del piano campagna al variare della distanza dai diaframmi ed il suo andamento per valutare l'impatto potenziale sulle opere tenendo conto della corretta successione stratigrafica rilevata lungo il tracciato.

Per i dettagli relativi ai risultati ottenuti si rimanda alle relazioni di calcolo di dettaglio della singola WBS.