

NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI




PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTI SU OPERE ESISTENTI

TRAVERSA

Relazione di calcolo

Fase PE	Ambito IOE	Opera TRE	Argomento GE	Progressivo 001	Tipo elaborato RC	Revisione A
Redatto S. Griffini		Controllato L. Griffini		Approvato L. Griffini		Scala - Data 18/10/22

 Agenzia Interregionale per il fiume Po	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. M. Vergnani	
	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE ALPINA S.p.A. Ing. Paola Erba	PROGETTAZIONE_GEOLOGIA STUDIO GRIFFINI SRL Geol. Lamberto Griffini

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/22	Prima emissione	GS	GL	GL
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	RIFERIMENTI	7
2.1	Normative e standards.....	7
2.2	Elaborati del Progetto Esecutivo 2018.....	7
2.3	Elaborati del Progetto Esecutivo 2022.....	7
2.4	Bibliografia.....	7
2.5	Software.....	8
3	RELAZIONE SUI MATERIALI	9
3.1	Strutture in calcestruzzo armato.....	9
3.1.1	Calcestruzzo.....	9
3.1.2	Acciaio da calcestruzzo armato ordinario.....	9
3.2	Acciaio da carpenteria per puntoni.....	10
3.3	Acciaio per micropali.....	10
3.4	Malta o miscela cementizia per iniezione dei micropali.....	10
4	PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELLE AZIONI	11
4.1	Vita nominale.....	11
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	12
5.1	Inquadramento generale.....	12
6	SCHEMA DI CALCOLO E ANALISI DEI CARICHI	13
6.1	Premessa.....	13
6.2	Interferenza del corpo frana con la traversa esistente.....	13
6.3	Altre azioni agenti sull'opera.....	17
6.3.1	Peso proprio elementi strutturali.....	17
6.3.2	Azioni dovute al peso della struttura della traversa.....	17
7	METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA	19
7.1	Analisi statica.....	19
7.1.1	Combinazione statica SLU.....	19
7.1.2	Combinazione statica SLE.....	20
7.2	Criteri di verifica.....	20
7.2.1	Ipotesi verifica sezioni in calcestruzzo armato.....	21
7.2.2	Percentuale minima di armatura.....	21
7.2.2.1	Armatura a flessione.....	21
7.2.2.2	Armatura a compressione.....	21

7.2.3	Copriferro.....	22
7.2.4	Verifica di fessurazione	22
7.2.4.1	Condizioni ambientali	23
7.2.4.2	Metodo di verifica.....	23
8	MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI E VERIFICHE INTERVENTO	27
8.1	Risultati delle analisi e verifiche	31
8.1.1	Verifiche micropali.....	31
8.1.2	Verifiche puntoni in acciaio.....	31
8.1.3	Verifica soletta di base	32

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il calcolo e la verifica degli interventi necessari a realizzare una savanella di larghezza 4,5 m all'interno di una delle due campate della traversa esistente ubicata sul fiume Chiese, a valle della nuova traversa di regolazione del lago.

Il manufatto esistente è in calcestruzzo armato con fondazione diretta a platea.

Si riporta in Figura 1 la planimetria con individuazione dell'area di intervento.

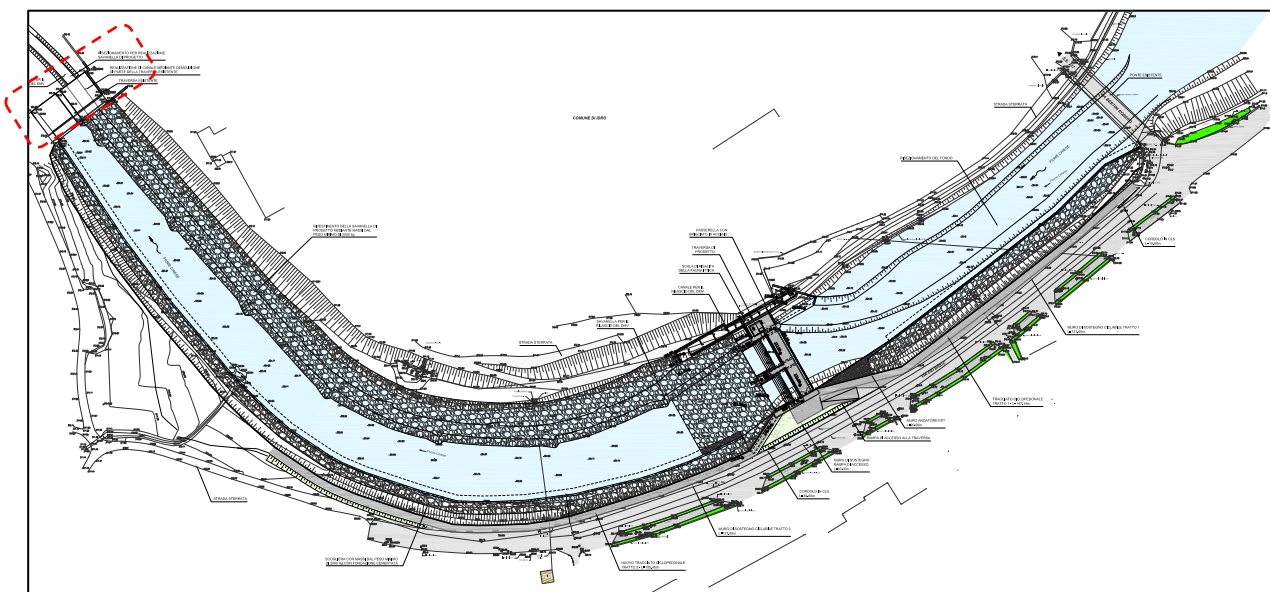


Figura 1 – Planimetria di inquadramento area di intervento

Gli interventi oggetto di dimensionamento hanno come obiettivo la realizzazione di un canale (o savanella) di larghezza netta 4.5m e altezza netta 1.75m, all'interno di una delle due luci della traversa esistente, ubicata a valle della nuova traversa prevista in progetto per la regolazione del livello del lago (coordinate geografiche traversa esistente: Lat. = 45°,73343; Long.=10°,45453).

La traversa esistente perderà quindi la sua funzione originaria e sarà declassata a semplice canale, senza alcuna funzione di regolazione del flusso idraulico.

L'opera si trova all'interno di area a rischio idrogeologico molto elevato (L.267/98).

La perimetrazione del dissesto riportata nei documenti di monitoraggio periodico di ARPA Lombardia (rif.17) evidenzia come la traversa si trovi all'interno dell'area in dissesto perimetrazione zona 2, così come evidenziato in Figura 2.

I dati di monitoraggio disponibili confermano lo stato di attività del dissesto in prossimità della spalla sx della traversa esistente: la verticale inclinometrica IN81DR, con quota di testa a 372 m s.m., evidenzia una superficie di scivolamento a circa 12.0m da testa foro (360.0 m s.m.) con risultante di scorrimento di 6.8mm direzione ENE cumulata dal 19/11/2020 al 16/11/2021, e cumulata totale di spostamento di circa 120mm dall'installazione dello strumento a febbraio 2008 (velocità media sull'intero periodo di circa 9mm/anno).

Anche le misure di controllo GPS (strumento GPS4, posto circa 70m a valle della traversa) confermano lo stato di attività del dissesto, con spostamento superficiale cumulato di 17.8mm nell'ultimo anno di misura.

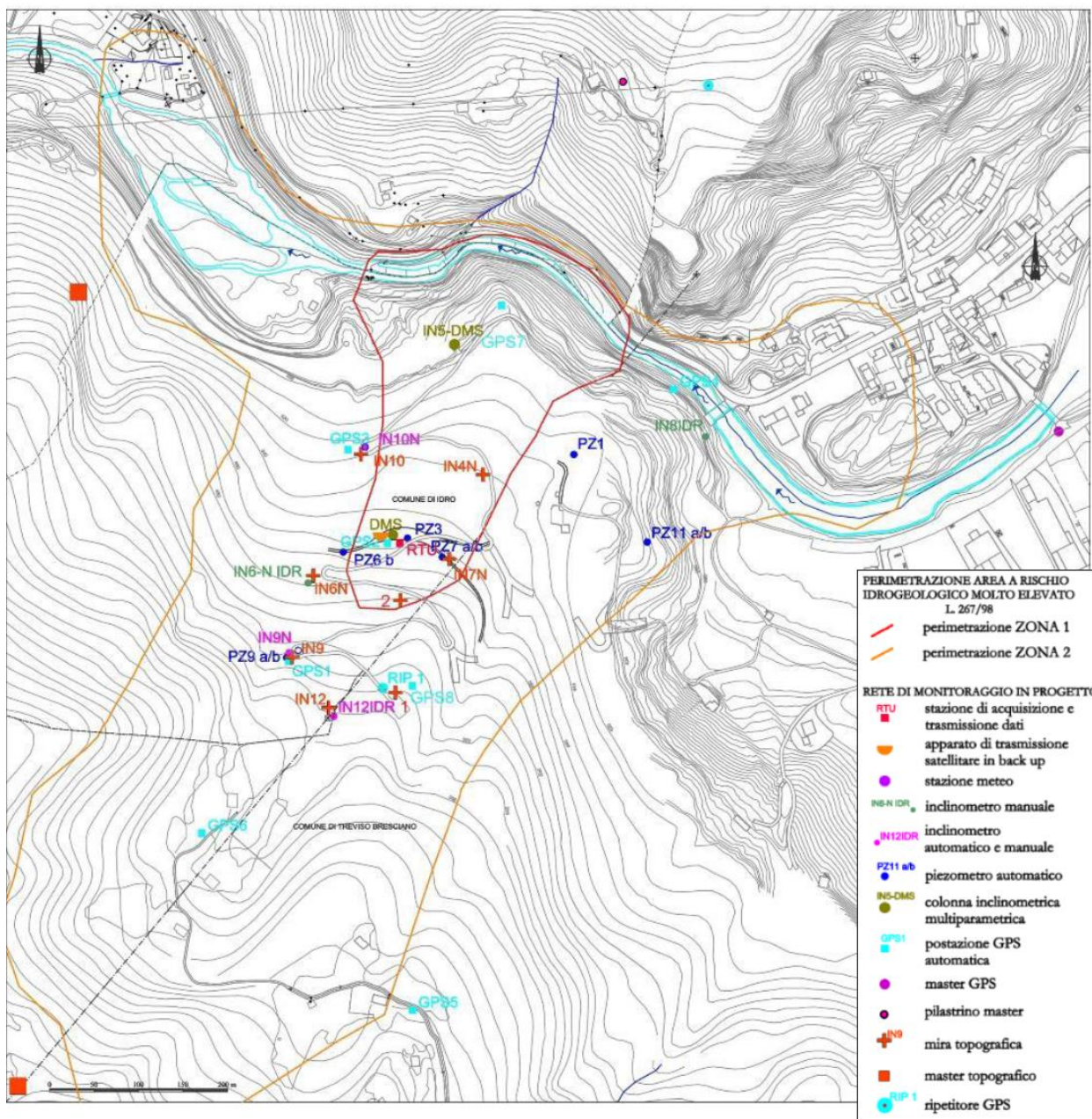


Figura 2 – Planimetria di ubicazione strumenti e perimetrazione area a rischio idrogeologico molto elevato (Rif. 17)

Gli interventi prevedono la sequenza costruttiva e le opere necessarie a garantire il mantenimento delle attuali condizioni di stabilità della traversa anche in considerazione delle spinte derivanti dalla presenza di un corpo frana che insiste sul versante in sinistra idrografica del fiume Chiese. Si rimanda ai successivi capitoli per ulteriori dettagli riguardo all'influenza del dissesto esistente sulle opere in progetto.

Le sequenze costruttive e opere previste sono le seguenti:

- o Realizzazione, a partire dalla soletta esistente, di doppia paratia di micropali di diametro ϕ 220 mm passo 300 mm di lunghezza 6.00 m, armate con profili tubolari in acciaio S355 ϕ 168.3/12.5 mm;
- o Realizzazione di cordoli di testa in c.a. di dimensioni m 0.50 x 0.70;
- o Parziale demolizione della soletta di fondo esistente;

- Installazione di puntoni metallici di diametro $\varnothing 419/10$ mm ad una distanza di 0.4 m dall'estradosso dei cordoli dei micropali, ancorati ai cordoli stessi;
- Realizzazione getti di riempimento a tergo del cordolo di testa della berlinese (porzione di valle) per realizzazione piano a quota 365.0 m s.m.
- Completamento della demolizione della soletta di fondo esistente nella porzione compresa tra le due paratie di micropali;
- Realizzazione di nuovo solettone di fondo di spessore 1.00 m ed esecuzione di nuove fodere (muri) laterali di spessore 0.50 m a ridosso dei micropali, ancorati alla struttura esistente mediante inghisaggi in barre B450C $\varnothing 24$ mm.

Si riporta in Figura 3 la sezione tipologica dell'intervento.

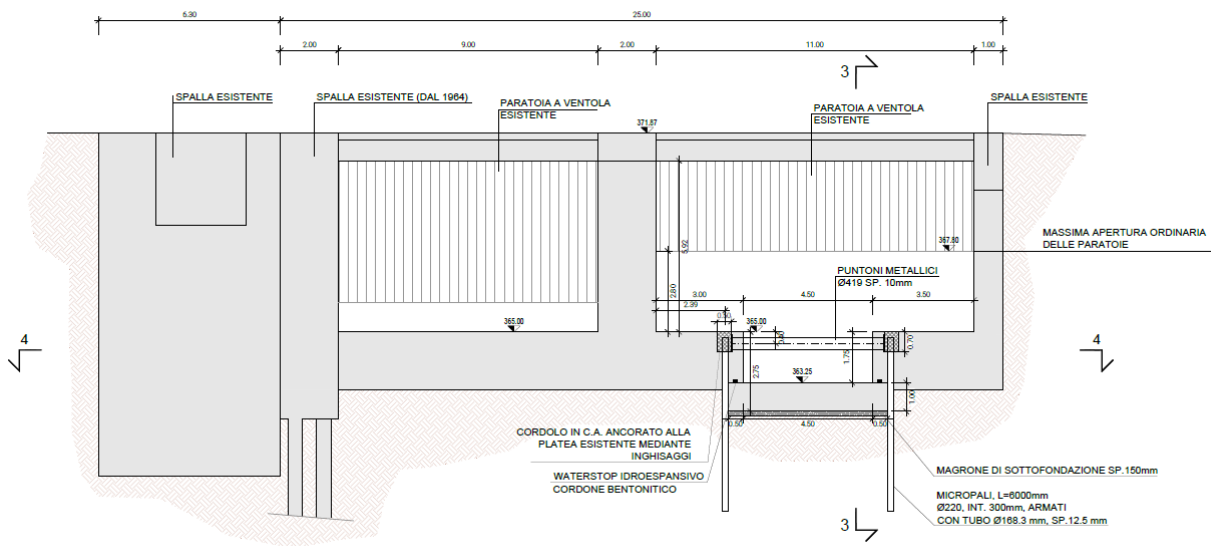


Figura 3 – Sezione tipologica intervento su traversa esistente

Gli interventi, la cui durata di realizzazione non supererà i 2 anni, possono inquadrarsi come interventi locali sulla struttura esistente ai sensi del par. 8.4 delle NTC 2018 [2].

Le opere interessano infatti porzioni limitate di struttura e mantengono sostanzialmente inalterato lo schema strutturale dell'opera nel suo insieme.

A intervento ultimato, infatti, la soletta di fondo dell'opera esistente può considerarsi ripristinata nella sua continuità e integrità, grazie al nuovo manufatto ad "U" chiuso dai puntoni di testa (che assicura il trasferimento dello sforzo normale e delle coppie interne) e l'ancoraggio a taglio, realizzato da spezzoni di armatura "inghisati" alla soletta esistente e incorporati nelle pareti laterali del nuovo manufatto.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno quindi riferiti alle sole parti o elementi interessati dall'intervento, tenendo in ogni caso conto della presenza del corpo frana in sponda sinistra.

2 RIFERIMENTI

2.1 Normative e standards

1. DM 26.06.2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)
2. Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
3. Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 del Consiglio Sup. LL. PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 Gennaio 2018
4. UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1 – Regole generali

2.2 Elaborati del Progetto Esecutivo 2018

5. E00609A_E_T02_OD001_0_OE_RC_001_1 – Progetto Esecutivo: Nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'Idro – Traversa esistente – Relazione di calcolo
6. E00609A_E_T02_OD001_0_OE_PZ_002_1 – Progetto Esecutivo: Nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'Idro – Interventi su traversa esistente – Piante e sezioni
7. E00609A_E_T02_OD001_0_OE_CC_003_1 – Progetto Esecutivo: Nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'Idro – Interventi su traversa esistente – Carpenterie e armature opere in C.A.

2.3 Elaborati del Progetto Esecutivo 2022

8. PE-000-GEO-GG-001-RH-A – Relazione geologica ed idrogeologica
9. PE-000-GEO-IN-002-PL-A – Planimetria ubicazione indagini geognostiche e geofisiche
10. PE-000-GEO-GG-002-RB-A – Relazione di caratterizzazione geomeccanica
11. PE-000-GEO-GG-003-RB-A – Relazione geotecnica
12. PE-GAL-000-GE-004-PF-A – Profilo geotecnico - geomeccanico e di monitoraggio
13. PE-000-GEO-SS-001-RH-A - Relazione Sismica
14. PE-IOE-TRE-GE-002-PZ-A – Interventi su opere esistenti – Traversa – Pianta e sezioni
15. PE-IOE-TRE-GE-003-CC-A – Interventi su opere esistenti – Traversa – Carpenterie e armature opere in C.A.

2.4 Bibliografia

16. ARPA LOMBARDIA – STUDIO GRIFFINI SRL – Modellazione geotecnica e individuazione delle soglie di criticità nelle aree di frana monitorate dal CMG di ARPA – Area di Idro – 2^ Fase – Relazione Generale – Doc.N. 149-RE-001-C – 11/09/2017
17. ARPA LOMBARDIA – Progetto Idro 2017-2019 – Rapporto relativo allo stato della rete di monitoraggio geologico nell'area di frana in Comune di Idro (BS) e aggiornamento dei dati acquisiti – Rapporto Dicembre 2021
18. Foundation analysis and Design – 5th Edt. – Joseph E. Bowles, P.E., S.E. – McGrawHill - 1997

2.5 Software

19. ParatiePlus 22.1.0 – Harpaceas S.r.l.
20. VCA-SLU – V 7.7 – Prof. Piero Gelfi

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche principali dei materiali impiegati per il dimensionamento e le verifiche dei vari elementi strutturali.

3.1 Strutture in calcestruzzo armato

Le specifiche sui materiali per le strutture in calcestruzzo armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008 – D.M. Infrastrutture 14/01/2008), UNI EN 206:2014 e UNI 11104:2016 per quanto riguarda “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale” e UNI EN 197-1:2011 relativamente a “caratteristiche del cemento”.

3.1.1 Calcestruzzo

Per il calcestruzzo si assumono le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1.00 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo previsto per tutti gli elementi costituenti l'intervento.

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33.20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	20 mm
Massimo rapporto A/C	0.50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Copriferro nominale	50 mm

3.1.2 Acciaio da calcestruzzo armato ordinario

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1.20 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78.50 \text{ kN/m}^3$

Barre

Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Rapporto tensioni caratteristiche	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1.25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

Reti elettrosaldate

Tipo di acciaio	B450A
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$(f_t/f_y)_k \geq 1.05$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1.25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 2.5\%$

Per le reti è consentito anche l'impiego di acciaio tipo B450C.

3.2 Acciaio da carpenteria per puntoni

Tipo di acciaio	S275J2
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$

3.3 Acciaio per micropali

Tipo di acciaio	S355J0H
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

3.4 Malta o miscela cementizia per iniezione dei micropali

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Massimo rapporto A/C	0.50
Decantazione della miscela fluida	< 2% in volume
Fluidità con di Marsh	10÷30 sec

E' ammesso l'eventuale impiego di filler calcareo o siliceo con rapporto non superiore al 30% sul peso in cemento. Il filler dovrà presentare un residuo al setaccio n. 37 della serie UNI n. 2332 (apertura 0,075 mm) inferiore al 3% in peso. Sono ammessi additivi che hanno un contenuto totale di cloruri, solfuri e nitrati inferiore allo 0.1% in peso. Gli additivi non dovranno essere aeranti e dovranno essere conformi alle norme UNI 7101-7120 UNI 8145 e EN 934 part 2, EN 480 parte 1-12.

4 PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)[2] e in accordo con lo specifico D.M. 26/06/2014 – "Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"[1].

4.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1 – Costruzioni temporanee e provvisorie	≤ 10
2 – Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie	≥ 50
3 – Costruzioni con livelli di prestazione elevati	≥ 100

Tabella 1 – Tipo e vita nominale V_N delle opere (NTC 2018 – Tab. 2.4.1)

Nel progetto in oggetto per le nuove opere si fa riferimento al tipo di costruzione 3 – Costruzioni con livelli di prestazione elevati (grandi opere) - con vita nominale pari a:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Nel caso di intervento locale su opera esistente si valuterà la sicurezza dell'intervento locale e non dell'intera struttura nel suo insieme.

Inoltre, per la fase provvisoria (micropali con puntoni) che avrà una durata certamente inferiore ai 2 anni, ai sensi del § 2.4.1 delle NTC2018, non è richiesta la verifica sismica.

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1 Inquadramento generale

Per l'inquadramento geologico e geotecnico generale dell'area vasta si rimanda ai documenti del progetto esecutivo (rif.8).

La successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito prevede:

- Da 0.0 a 7.0 m: depositi di paleofrana a matrice prevalentemente sabbioso-ghiaiosa con elementi relitti dell'unità delle Arenarie di Val Sabbia (AVS);
- Da 7.0 a 43.0 m: depositi di paleofrana a matrice prevalentemente limoso-argillosa con elementi relitti dell'unità delle Arenarie di Val Sabbia (AVS);
- Banda di taglio;

I parametri geotecnici di riferimenti, desunti dalla relazione geotecnica del progetto esecutivo (rif.11) sono riassunti in Tabella 2.

Stratigrafia		Profondità		Parametri fisici		Parametri meccanici		
						Resistenza		Rigidezza
				γ_N	k	ϕ'	c'	E_{OP}
da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[m/s]	[°]	[kPa]	[MPa]		
Strato 1	S,G	0.0	7.0	19.0	1.0E ⁻⁴	34	6.0	30.0
Strato 2	L,A	7.0	43.0	19.0	1.0E ⁻⁶	28	8.0	20.0
Strato 3	Banda di taglio	-		20.0	1.0E ⁻⁶	25	0.0	6.0

Tabella 2 - Tabella caratterizzazione geotecnica

La presenza della banda di taglio è accertata in sponda sinistra, dove è presente il dissesto cartografato monitorato da ARPA Lombardia (rif.17).

6 SCHEMA DI CALCOLO E ANALISI DEI CARICHI

6.1 Premessa

Le analisi di stabilità locale dell'opera nelle successive fasi costruttive sono state condotte mediante il codice di calcolo Paratie Plus (rif.19) che consente, attraverso modellazione ad elementi finiti in campo non lineare, di valutare le spinte che agiscono sulle opere di sostegno previste per realizzare la savanella all'interno della traversa esistente. Nei paragrafi seguenti sono riportate le analisi svolte per valutare lo schema di calcolo utilizzato nella modellazione numerica e l'analisi dei carichi agenti sull'opera.

6.2 Interferenza del corpo frana con la traversa esistente

La presenza del corpo frana in sponda sx comporta l'incremento delle spinte agenti sulla traversa e in particolare sulla spalla sinistra.

Per quanto sopra la spalla esistente, risalente al 1964, è stata successivamente rinforzata con cassoni in C.A. a seguito dei danni che si erano generati per l'interferenza con il processo di dinamica morfologica del versante. Allo stato attuale si può ipotizzare che le spinte derivanti dalla presenza del corpo frana in sponda sinistra siano trasferite, attraverso le strutture massicce della traversa, alla sponda destra fino a trovare la condizione di equilibrio effettivamente osservata in sito.

Il cinematiso ipotizzato (Figura 4) comporta il raggiungimento naturale dello stato di equilibrio con l'uguaglianza tra le spinte orizzontali mobilizzate in sponda sinistra (S_{HSX}), valutate tenendo conto della presenza del corpo frana, e la somma dell'attrito sviluppabile alla base della traversa (H_{rd_base}) e le spinte orizzontali mobilizzate in sponda destra (S_{HDX}).

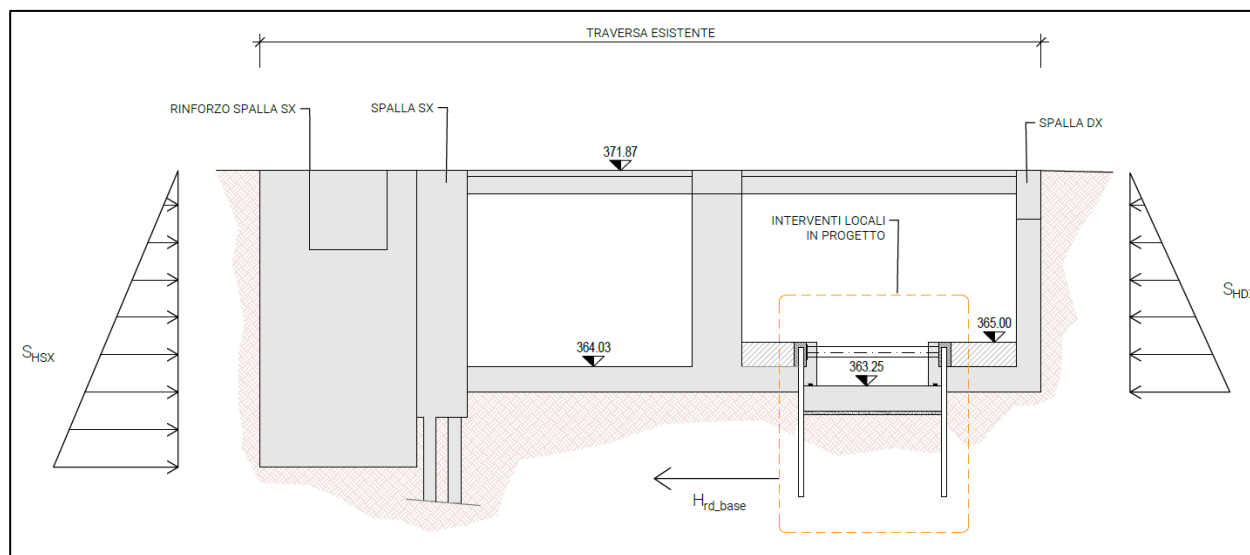


Figura 4 – Schema di calcolo per verifica interventi locali sulla traversa

L'entità delle spinte che il corpo frana può trasmettere alle strutture è limitata per la meccanica dei terreni dal coefficiente di spinta passiva (Figura 5): all'aumentare degli spostamenti dei depositi di frana in sponda sx verso la spalla della traversa, il coefficiente di spinta effettivamente agente tende ad avvicinarsi a quello massimo (K_p).

Allo stesso modo le spinte agenti in spalla destra saranno comprese tra il valore minimo, relativo al caso di spinta attiva (K_A) e il valore massimo, relativo al caso di spinta passiva (K_P). L'effettiva spinta attivata in sponda destra è funzione di quale è l'effettiva resistenza mobilizzabile alla base dell'opera.

Gli interventi locali in progetto sono quindi dimensionati per garantire che in tutte le fasi costruttive la struttura della traversa sia in grado di trasferire le spinte orizzontali dalla sponda sinistra a quella destra, garantendo quindi il mantenimento dell'attuale stato di equilibrio.

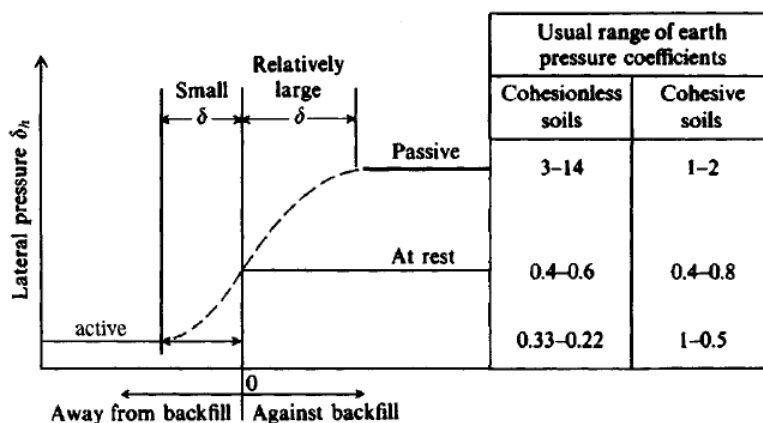


Figura 5 – Diagramma dei coefficienti di spinta attiva, passiva e a riposo in funzione degli spostamenti e della tipologia di terreno

In un criterio di massima cautela le forze massime che potrebbero essere trasmesse dalla struttura sono state calcolate nell'ipotesi di attivazione della spinta passiva in sponda dx per cui risulta:

$$S_{HDX} = \int_0^{Hdx} \sigma'_V \times K_P$$

Considerando i parametri geotecnici dei depositi che sarebbero interessati dalla banda di taglio in condizioni di spinta passiva (Strato 2, unità L,A), e considerando un coefficiente d'attrito tra spalla in CLS e terreno a tergo pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, si ottiene secondo la formulazione prevista dall'eurocodice 7 (rif.4), coefficiente di spinta massimo K_P pari a 4.2.

Considerando la profondità della spalla di destra H_{DX} pari a 8.9m, la massima spinta passiva mobilizzabile in sponda destra risulta:

$$S_{HDX} = \gamma_N \frac{Hdx^2}{2} K_P = 19 \times 8.9^2 / 2 \times 4.2 = 3160 \text{ kN/m}$$

La massima spinta agente in sponda destra può essere trasferita attraverso la struttura scatolare della traversa alla sponda sinistra attraverso la soletta inferiore (R_{inf}) e la soletta superiore (R_{sup}).

Da semplici considerazioni di equilibrio (Figura 6) le due reazioni risultano:

$$R_{SUP} = S_{HDX} \times (H_{dx}/3 - T_{inf}/2) / (H_{dx} - T_{sup}/2 - T_{inf}/2)$$

$$R_{INF} = S_{HDX} - R_{SUP}$$

Da cui:

$$R_{SUP} = S_{HDX} \times (8.9/3 - 1.03/2) / (8.9 - 0.95/2 - 1.03/2) = 0.31 S_{HDX} = 980 \text{ kN/m}$$

$$R_{INF} = 0.69 S_{HDX} = 2180 \text{ kN/m}$$

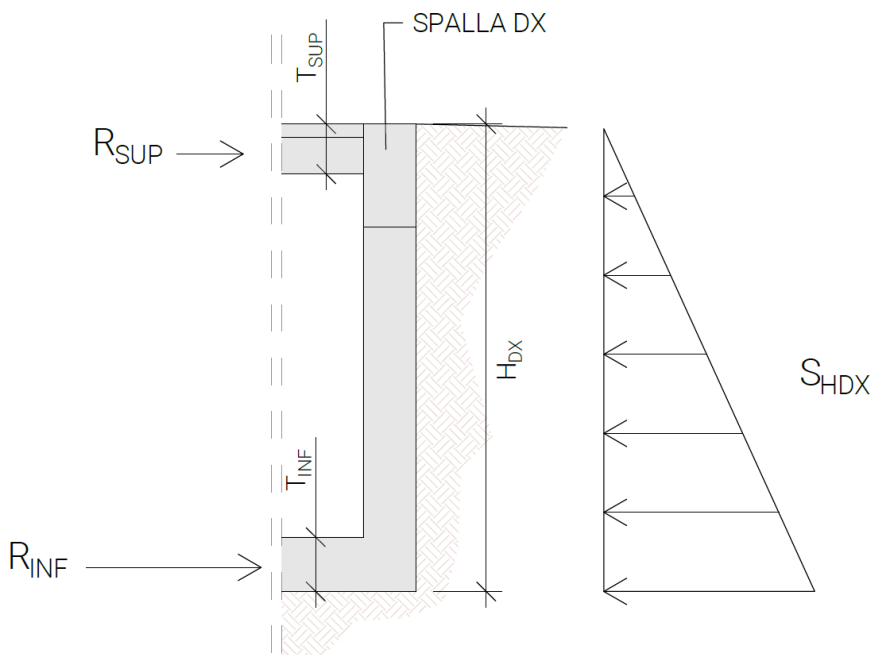
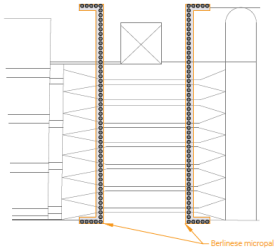


Figura 6 – Schema trasferimento carichi dalla spalla destra attraverso la traversa

Il progetto prevede che le modifiche apportate alla soletta di base della traversa consentano di garantire, in tutte le fasi costruttive, il trasferimento della massima spinta R_{INF} in condizioni di attivazione della spinta passiva in sponda destra. A tale scopo la realizzazione del nuovo solettone di fondo avverrà per fasi successive (Figura 7), suddividendo l'intervento (lungo 15.0m) in tre conchi da 5.0m cadauno che saranno realizzati in sequenza.

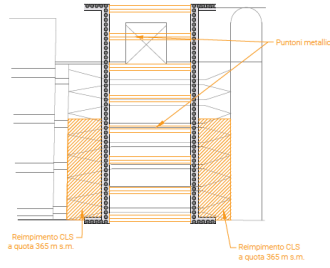
FASE 1

- Demolizioni preliminari per realizzazione micropali
- Realizzazione micropali
- Realizzazione cordolo



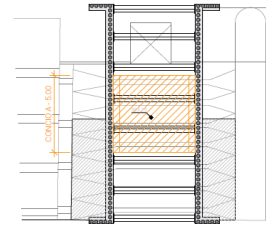
FASE 2

- Realizzazione riempimento in CLS a quota 365 m s.m.
- Posa puntoni metallici



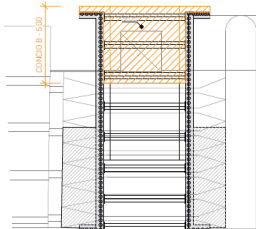
FASE 3

- Realizzazione CONCIO A:
- Demolizione soletta esistente
- Scavo
- Realizzazione nuova soletta e muri C.A.



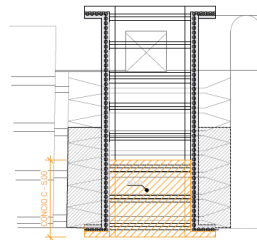
FASE 4

- Realizzazione CONCIO B:
- Demolizione soletta esistente
- Scavo
- Realizzazione nuova soletta e muri C.A.



FASE 5

- Realizzazione CONCIO C:
- Demolizione soletta esistente
- Scavo
- Realizzazione nuova soletta e muri C.A.



FASE 5

- Completamento demolizioni a valle della traversa
- Pulizie finali e rimozione cantiere

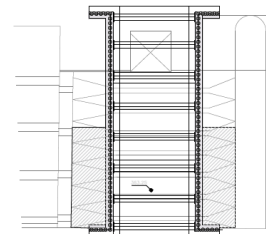


Figura 7 – Fasi costruttive opere su traversa esistente

6.3 Altre azioni agenti sull'opera

6.3.1 Peso proprio elementi strutturali

Le azioni dovute al peso proprio delle strutture sono calcolate considerando i seguenti pesi specifici dei materiali strutturali:

- Peso specifico calcestruzzo = 25.0 kN/m³;
- Peso specifico acciaio = 78.5 kN/m³.

Il peso degli elementi strutturali è automaticamente calcolato dal codice di calcolo in base alle proprietà geometriche delle opere.

6.3.2 Azioni dovute al peso della struttura della traversa

Il modello numerico rappresenta la soletta di base della traversa ed il terreno sottostante.

Per tenere conto del carico trasmesso dai ritti della traversa sulla soletta sono introdotti nel modello numerico sono inserite delle pressioni distribuite che rappresentano gli scarichi legati al peso proprio dei ritti e alla porzione di soletta superiore che poggia su ciascun ritto (Figura 8).

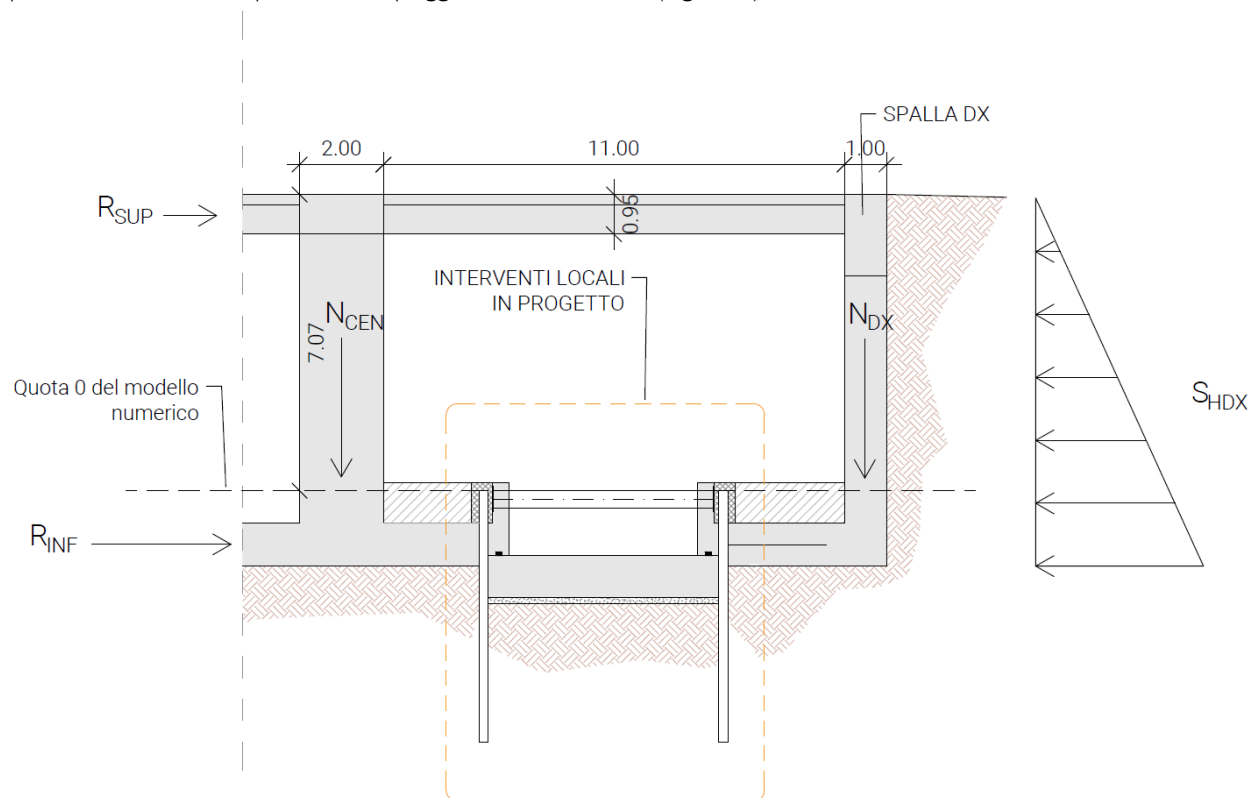


Figura 8 – Schema azioni agenti dovute al peso della struttura della traversa

Sulla base delle proprietà geometriche delle sezioni della traversa si ottengono i seguenti scarichi in fondazione:

$$N_{DX} = 7.07 \times 1.0 \times 25 \text{ kN/m}^3 + 0.95 \times 11.0 / 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 307.37 \text{ kN/m}$$

$$N_{CEN} = 7.07 \times 2.0 \times 25 \text{ kN/m}^3 + 0.95 \times 11.0 / 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 + 0.95 \times 9.0 / 2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 591 \text{ kN/m}$$

Il calcolo di N_{CEN} tiene conto del fatto che la luce sinistra della traversa è di 9.0m mentre quella della luce destra è di 1.0m.

Le due forze sopra calcolate sono introdotte nel modello numerico come pressioni distribuite agenti sull'impronta dei ritti, pari rispettivamente a 1.0m per il ritto di destra e 2.0m per il ritto centrale, con pressioni rispettivamente di $q_{dx} = 307 \text{ kPa}$ e $q_{cen} = 295 \text{ kPa}$.

7 METODI D CALCOLO E DI VERIFICA

7.1 Analisi statica

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati eseguiti secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità. Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate. Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018, ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

7.1.1 Combinazione statica SLU

Le combinazioni adottate per le verifiche statiche allo stato limite ultimo sono:

Combinazione fondamentale

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione eccezionale

$$F_d = A_d + \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- A_d è il valore caratteristico dell'azione eccezionale
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- γ_g coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
- γ_q coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni eccezionali

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO), come previsto dalle NTC 2018, si adotta come criterio progettuale l'Approccio 2. In questo principio si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 della tabella seguente.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{g1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{g2}	0.80	0.80	0.80
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili	favorevoli	γ_{qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti non portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 3 - Valore dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018 – tabella 2.6.I)

7.1.2 Combinazione statica SLE

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

Combinazione rara
$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione frequente
$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione per azioni rare
- ψ_{1i} coefficiente di combinazione per azioni frequenti
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

I valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame sono quelli di Tabella 3 - Valore dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018 – tabella 2.6.I)

7.2 Criteri di verifica

Si riportano i criteri di verifica degli elementi strutturali costituenti l'opera.

7.2.1 Ipotesi verifica sezioni in calcestruzzo armato

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

7.2.2 Percentuale minima di armatura

Per la percentuale minima di armatura si considerano le prescrizioni delle NTC 2008 tenendo conto del tipo di sollecitazione agente sull'elemento.

7.2.2.1 Armatura a flessione

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$\text{Combinazione quasi permanente} \quad A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

7.2.2.2 Armatura a compressione

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento);

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo.

7.2.3 Copriferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

La determinazione del copriferro minimo si evince dalla tabella C4.1.IV della Circolare applicativa 617 delle NTC 2008. Dato che la nuova struttura ha una vita nominale $V_N = 100$ anni, il copriferro determinato dalla tabella va aumentato di 10 mm. I valori del copriferro, per ogni tipologia di elemento costruttivo, sono riportati nel paragrafo 3.1 delle specifiche materiali.

			BARRE DA CEMENTO ARMATO			
			Elementi a piastra		Altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/45	molto aggressivo	35	40	40	45

Tabella 4 - Copriferri minimi in mm (Circolare CSLP- tabella C4.1.IV)

Per ambiente aggressivo (XC4+XA2), calcestruzzo C32/40, elementi piastra, $V_N = 100$ anni e considerando una tolleranza di posa di 10mm, si ottiene:

$$\text{Copriferro nominale} = 30 + 10 + 10 = 50\text{mm}$$

7.2.4 Verifica di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità, non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione e tener conto delle esigenze estetiche. In accordo con le NTC 2008 si considerano le aperture di fessure riportate in tabella sottostante.

CONDIZIONI AMBIENTALI	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	ARMATURA POCO SENSIBILE	
		Stato limite	w_d
Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.4 mm
	quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.3 mm
Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.3 mm
	quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2 mm

Molto Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2 mm
	quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2 mm

Tabella 5 - Stato limite di fessurazione (NTC 20018 – tabella 4.1.IV)

Nel caso in esame si utilizzeranno le limitazioni prescritte per ambiente aggressivo.

7.2.4.1 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4 , XD1, XS1, XA1, XA2 , XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 6 - Descrizione delle condizioni ambientali (NTC 2018 – tabella 4.1.III)

7.2.4.1.1 Corrosione indotta da carbonatazione

Per l'opera in oggetto si adottano le seguenti classi relative alla corrosione per carbonatazione:

Platea, elevazioni e solette

XC4 Ciclicamente asciutto e bagnato.

Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.

7.2.4.1.2 Attacco chimico

Per l'opera in oggetto si adottano le seguenti classi relative alla corrosione per attacco chimico:

Platea, elevazioni e solette

XA2 Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI-EN 206-1
Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.

7.2.4.2 Metodo di verifica

Il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato precedentemente.

Il valore di calcolo è dato da

$$w_d = 1,7 \cdot w_m = 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

dove w_m = ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} , in accordo con la Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 02.02.2009, n. 617 (Istruzione per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"), si adotta la procedura applicata dal Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche" ed esposta nella Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 15 ottobre 1996, n.252 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche".

7.2.4.2.1 Stato limite di apertura delle fessure

L'area efficace $A_{c,eff}$ è l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. Si può ritenere, per una singola barra, che l'area efficace abbia forma circolare con diametro pari a 14 volte il diametro della barra. Applicando tale concetto ai casi usuali di sezioni inflesse e tese si può porre

$$A_{c,eff} = b_{eff} \cdot d_{eff}$$

in cui i valori da attribuire a b_{eff} ed a d_{eff} sono indicati nella tabella 5.7.

Il valore w_k calcolato si riferisce all'apertura della fessura misurata sulla superficie del calcestruzzo all'interno dell'area di efficacia dell'armatura; al di fuori di tale area le fessure possono allargarsi, e la loro ammissibilità dipende dalle esigenze estetiche. Se tali più ampie fessure non sono ammissibili, occorre predisporre ulteriori armature.

In assenza di dati più precisi i parametri S_{rm} e ϵ_{sm} che definiscono w_m e w_k possono valutarsi come segue, nell'ipotesi che le armature siano distribuite uniformemente sull'area efficace della sezione trasversale.

- a) La distanza media fra le fessure per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace è data da:

$$S_{rm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

in cui:

c = ricoprimento dell'armatura

s = distanza fra le barre; se $s > 14 \phi$ si adotterà $s = 14 \phi$

ϕ = diametro della barra

k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del calcestruzzo alla barra e al quale si assegnano i seguenti valori:

0.4 per barre ad aderenza migliorata

0.8 per barre lisce

k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione in base al seguente prospetto:

0.125 nel caso di diagramma triangolare di flessione o pressoflessione

0.250 nel caso di trazione pura

$0.25 \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2\sigma_1}$ nel caso di trazione eccentrica o se si considera una sola parte della sezione

σ_1, σ_2 = trazione nel calcestruzzo teso

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area $A_{c,eff}$

- b) La deformazione unitaria media dell'armatura ϵ_{sm} può valutarsi secondo la seguente espressione che tiene conto della collaborazione del calcestruzzo teso che lo circonda:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sr}} \right)^2 \right] \geq \left(0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

in cui:

σ_s = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata

σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di calcestruzzo più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace;

β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio calcestruzzo che assume i valori:

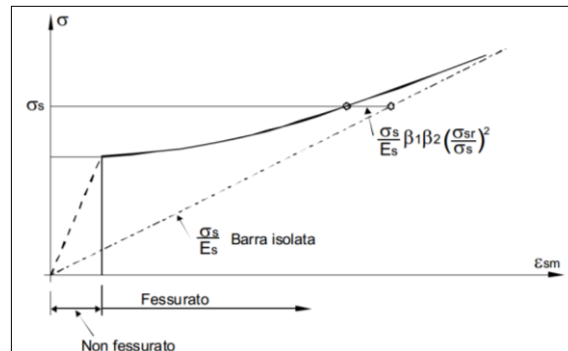
- 1.0 nel caso di barre ad adherenza migliorata
- 0.5 nel caso di barre lisce

β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:

- 1.0 nel caso della prima applicazione di una azione di breve durata;
- 0.5 nel caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute.

Il diagramma della deformazione ϵ_{sm} in funzione della tensione σ_s è riportato in Figura 9.

Le relazioni precedenti S_{rm} e ϵ_{sm} possono essere usate per calcolare l'ampiezza delle fessure della stabilizzazione della fessurazione.



anche prima

Figura 9- Diagramma tensione-deformazione

<p>FLESSIONE ZONE DI BORDO LASTRA</p>	
<p>FLESSIONE TRATTO INFERIORE ANIMA DI TRAVE</p>	

<p>TRAZIONE ECCENTRICA TRAVI</p>	
<p>TRAZIONE UNIFORME TRAVI E SOLETTE</p>	
<p>TRAZIONE UNIFORME ELEMENTI DI FORTE SPESSORE</p>	

Tabella 7 - Definizione di Area efficace (Circolare DM 15/10/1996, n. 252 – § B.6.6.2.)

8 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI E VERIFICHE INTERVENTO

Sulla base dello schema statico introdotto nel precedente capitolo 6 che comprende le sollecitazioni sugli elementi strutturali dell'intervento previsto sulla traversa esistente, si è proceduto alla creazione del modello ad elementi finiti (piano nelle deformazioni) che riproduce le caratteristiche, sia geometriche che fisico-meccaniche, del manufatto a portale che ha lo scopo di garantire la stabilità dell'opera esistente durante la fase di scavo per la realizzazione della savanella.

La struttura è costituita da n.2 pareti di micropali con un ordine di puntoni metallici superiore, il tutto stabilizzato e rivestito in fase definitiva da n.2 pareti in c.a. ed una soletta di fondo, anch'essa in c.a..

Si sottolinea che, per effetto del riempimento in CLS che verrà realizzato in corrispondenza della porzione di valle dell'opera esistente, le due sezioni di intervento sono sostanzialmente analoghe dal punto di vista statico e delle verifiche per cui si riportano le analisi relative alla sola sezione 2.

In Figura 10 è riportato il modello di calcolo adottato

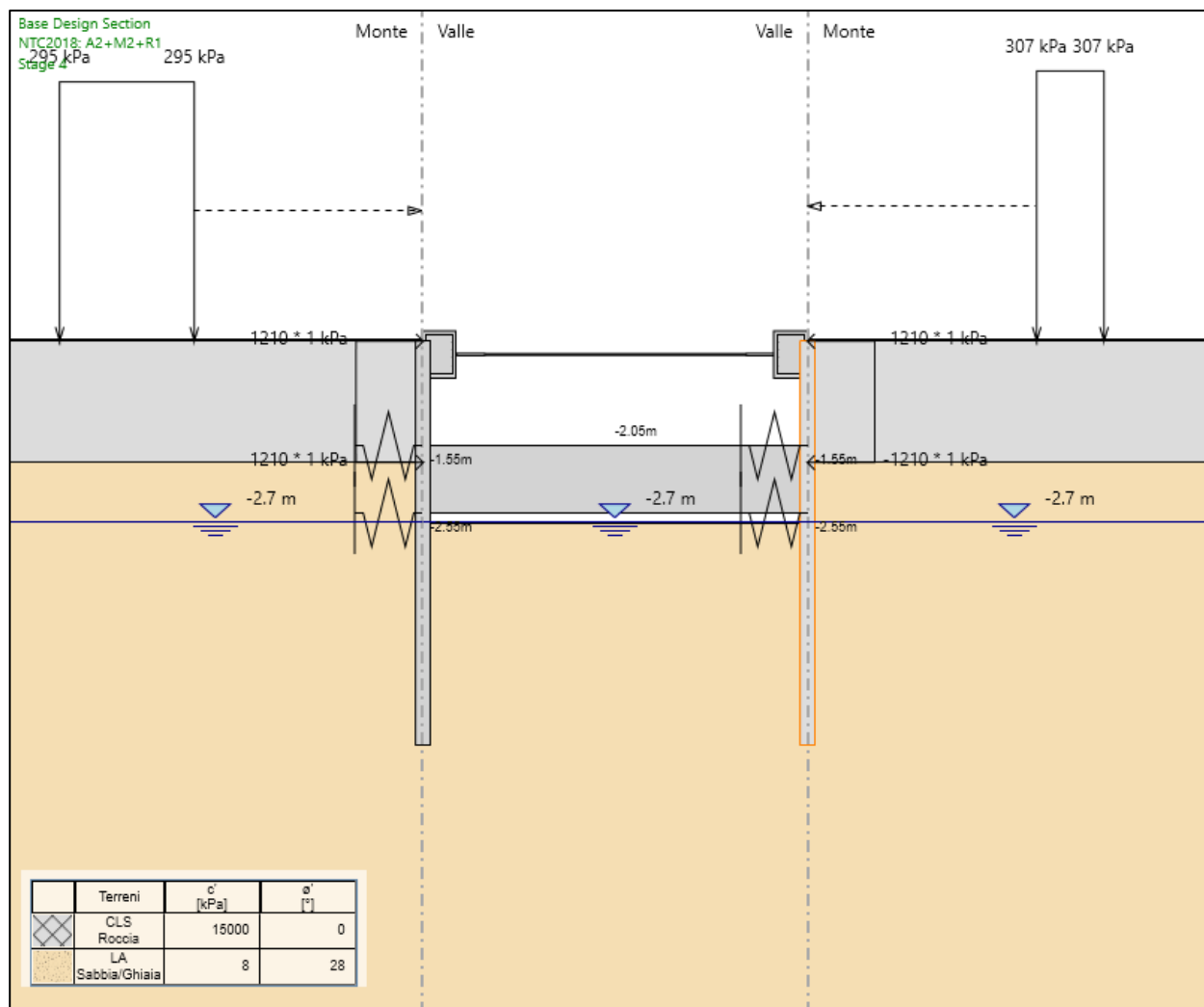


Figura 10 – Modello di calcolo interventi su traversa esistente

Il modello numerico considera come quota 0 di riferimento la testa della berlinese di micropali, per cui la soletta in CLS esistente a tergo delle due berlinesi è modellata con un terreno equivalente caratterizzato dalla rigidezza e resistenza del CLS della traversa.

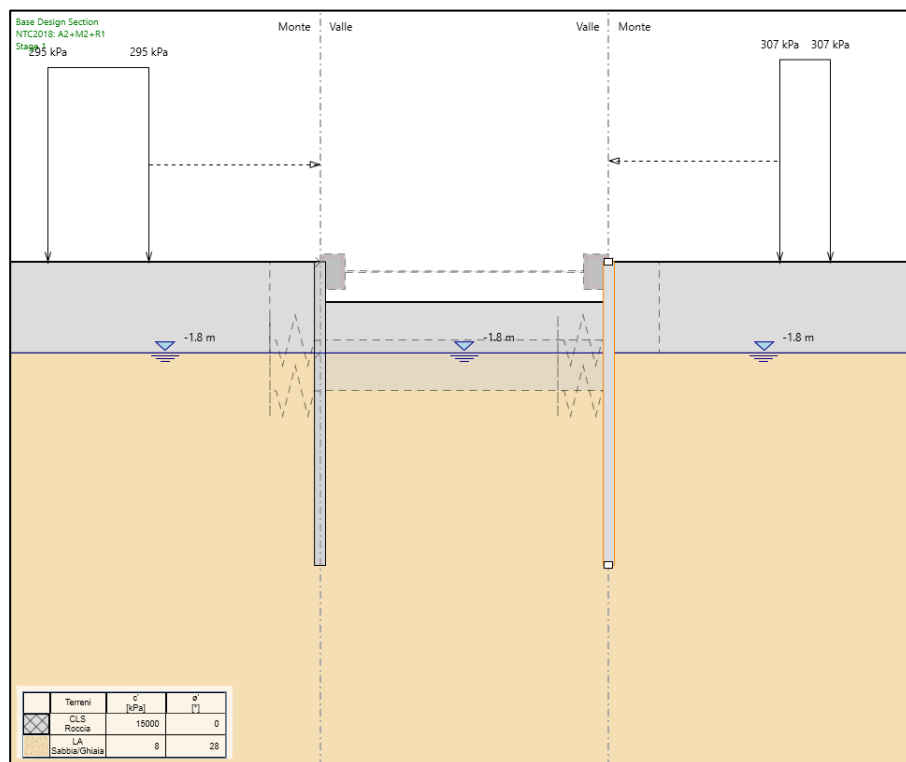
Il modello considera:

- 1) Le due paratie di micropali $\varnothing 220\text{mm}$ $i=0.3\text{m}$ $L=6.0\text{m}$ armati con profilati metallici $\varnothing 168.3$ sp.12.5mm in acciaio S355
- 2) Il cordolo di testa dei micropali, avente sezione 70x50cm
- 3) I puntoni metallici con profilato $\varnothing 419\text{mm}$ sp.15mm S355
- 4) La soletta di base in CLS H=1.0m

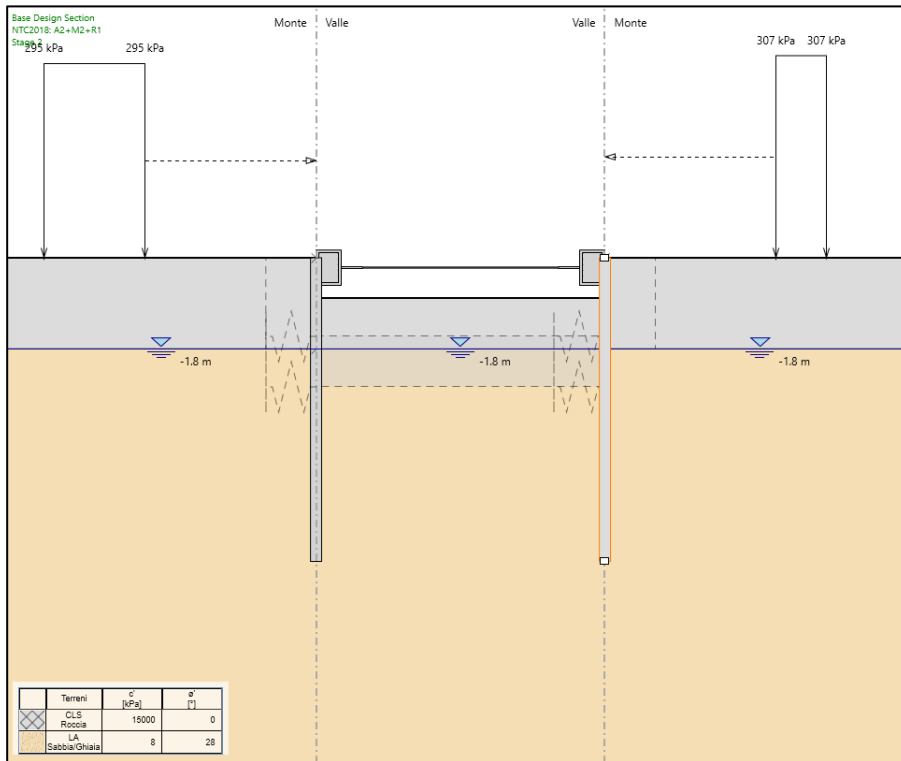
Nel modello numerico sono inoltre introdotte 4 molle rotazionali sulla paratia in corrispondenza dei limiti della soletta di base per tenere conto dell'impossibilità della paratia di ruotare in questo tratto nel momento in cui la nuova soletta di base è stata realizzata. Le reazioni vincolari fornite dalle molle rotazionali sono garantite dalla presenza della soletta in C.A. che è verificata considerando i carichi agli estremi forniti dalle molle rotazionali.

A livello di fase costruttive il modello di calcolo considera:

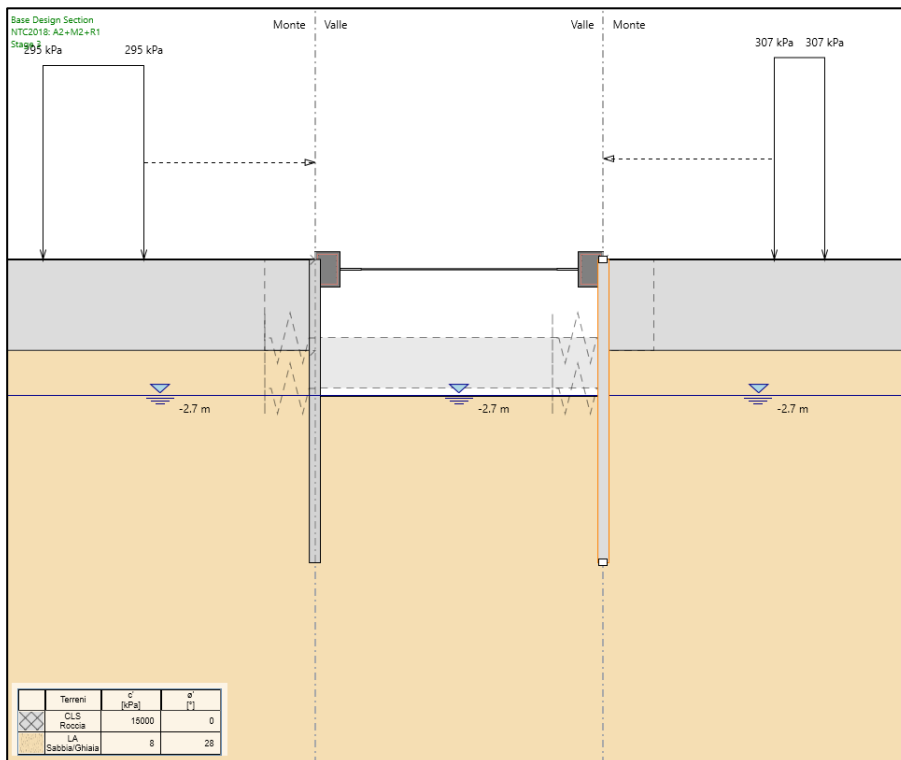
FASE 1 – Equilibrio gesotatico e realizzazione micropali



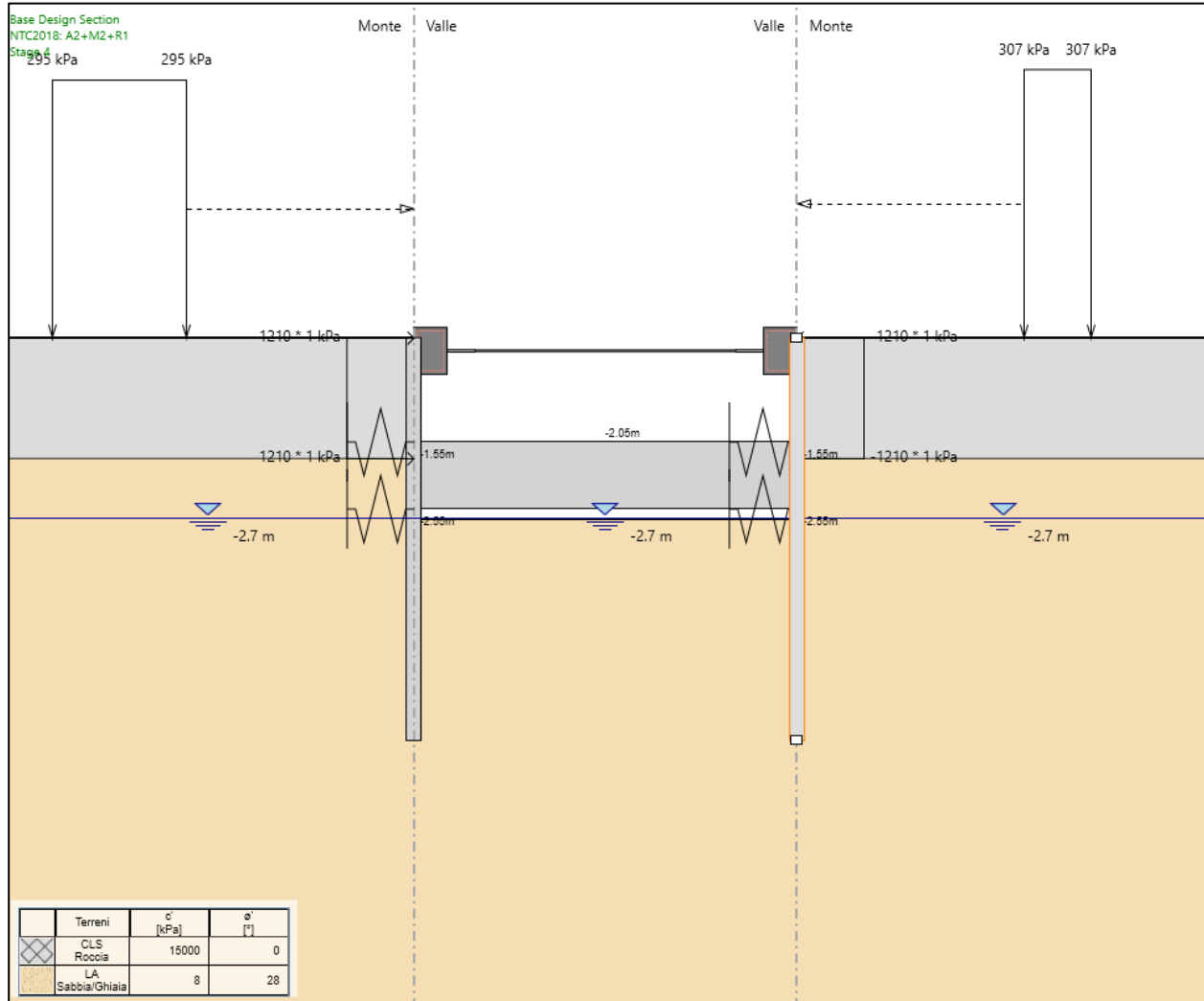
FASE 2 – realizzazione cordolo di testa e installazione puntoni



FASE 3 – demolizione soletta esistente e scavo fino a quota magrone della nuova soletta



Fase 4 – Realizzazione soletta di base e applicazione spinta orizzontale relativa all’attivazione della spinta passiva in sponda destra



Si evidenzia che la spinta applicata, pari a 1210 kPa su un'altezza di 1.8m corrisponde alla spinta orizzontale calcolata al §6.2:

$$R_{INF} = 0.69 \times S_{HDX} = 2180 \text{ kN/m}$$

Le sequenze costruttive per conci previste in progetto consentono di trasferire la spinta orizzontale alle solette di base di nuova realizzazione.

8.1 Risultati delle analisi e verifiche

I risultati delle analisi sono riportati in termini di:

- **Berlinese di micropali:**
 - Momenti flettenti (**Figura 14**)
 - Sfruttamento momento (**Figura 15**)
 - Azioni taglianti (**Figura 16**)
 - Sfruttamento resistenza a taglio (**Figura 17**)

Si sottolinea che sono riportati i risultati per la sola fase finale (4) dal momento che risulta ampiamente quella più gravosa per tutte le strutture in progetto.

- **Puntoni in acciaio e soletta di base:**
 - Reazioni fornite dagli elementi strutturali (**Figura 18**)
 - Le verifiche degli elementi di contrasto, riportati in via analitica nei successivi paragrafi considerano le seguenti azioni massime derivanti dalla modellazione numerica:
 - Puntoni: $N_{ed} = 1022 \text{ kN/m}$ (2044 kN/puntone)
 - Soletta: $N_{ed} = 1283 \text{ kN/m}$ $M_{ed} = 601 \text{ kNm/m}$

8.1.1 Verifiche micropali

Tutte le verifiche strutturali delle berlinesi di micropali, a flessione e taglio, sono implementate ai sensi delle NTC2018 nel codice di calcolo, risultano soddisfatte con tassi di sfruttamento sempre < 1.0 (Figura 15 e Figura 17)).

8.1.2 Verifiche puntoni in acciaio

I puntoni in acciaio sono verificati ai sensi delle NTC2018 per carichi assiali considerando la formulazione prevista al §4.2.4.1.3 per il calcolo della resistenza di progetto all'instabilità per membrature compresse ($N_{B,RD}$). La verifica, riportata in Figura 11, considera l'ipotesi cautelativa di puntoni doppiamente incernierato agli estremi per cui la lunghezza di libera inflessione è pari alla lunghezza del puntone.

La resistenza di progetto per instabilizzazione risulta $N_{B,RD} = 5469 \text{ kN/puntone}$ a fronte di carico massimo di 2044kN/puntone per cui la verifica risulta soddisfatta.

Sezione	Ø419 sp.15mm	
F _{yk}	355	(MPa)
E	210000	(MPa)
A	19000	(mm ²)
I	388950000	(mm ⁴)
γ _{M1}	1.05	
N _{rd}	6423.809524	(kN)
L ₀	5300	(mm)
N _{cr}	28698.62	(kN)
α	0.49	(-)
λ	0.484797575	
φ	0.68728975	
χ	0.851452414	
N _{B,rd}	5469.6	(kN)

Figura 11 – Verifica per instabilità assiale puntoni in acciaio

8.1.3 Verifica soletta di base

La soletta di base, nell'ipotesi di attivazione della spinta passiva in corrispondenza della spalla destra della traversa, è caricata con carico assiale pari a $N_{ed} = 1283$ kN/m e azione flettente agli estremi pari a 601 kNm/m. Si verifica la sezione della nuova soletta della sevanelle di altezza e base unitarie, considerando un'armatura simmetrica costituita da barre ϕ 24mm poste ad interasse 20 cm ($A_s = A_1 = 2260$ mm²/m).

SEZIONE RETTANGOLARE: Base b = 1000 mm; Altezza h = 1000 mm

CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 32.0$ N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;
$\gamma_c = 1.5$	Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo delle resistenze di lunga durata;
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ²	Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450$ N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento;
$\gamma_s = 1.15$	Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²	Tensione di calcolo;
$E_s = 2 \text{ E}+05$ N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio;
$\epsilon_{yd} = 0.002$	Deformazione limite di snervamento.

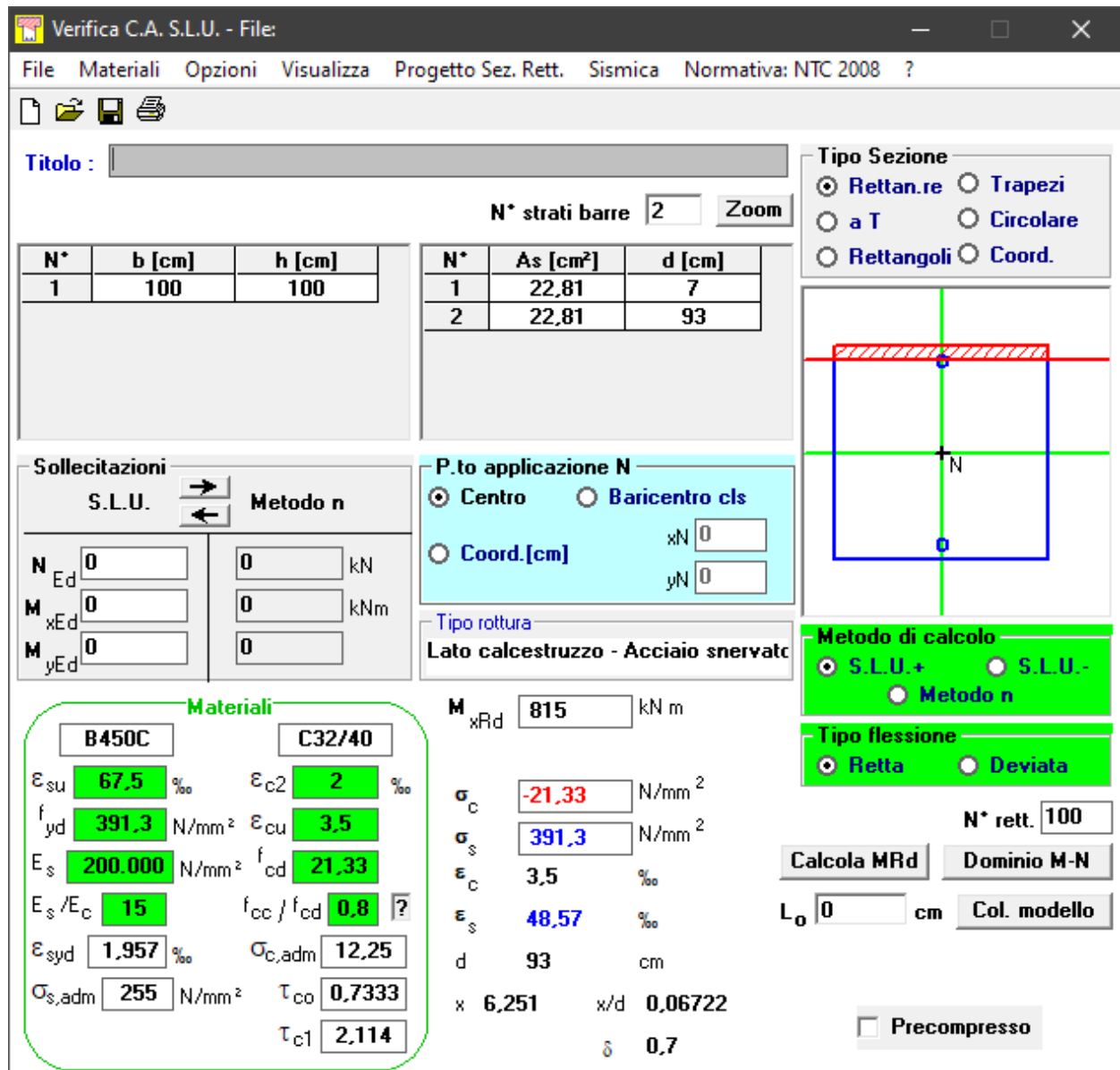
ARMATURE

$A_s = 2260$ mm ²	Armatura tesa;
$d = 935$ mm	Distanza da bordo compresso;
$A'_s = 2260$ mm ²	Armatura compressa;
$d' = 65$ mm	Distanza da bordo compresso.

Le verifiche sono condotte con l'ausilio del codice di calcolo VCASLU (rif.20) sia considerando il caso di flessione semplice (trascurando l'effetto della compressione sul CLS), sia nelle condizioni effettive di presso-flessione cui risulta sottoposta la soletta.

Il momento resistente in condizioni di flessione semplice risulta $M_{RD} = 815 \text{ kNm/m}$ (Figura 12), a fronte di una sollecitazione massima di progetto $M_{ED} = 610 \text{ kNm/m}$.

Come si può evincere dal diagramma riportato in Figura 13 le sollecitazioni N-M di progetto ricadono all'interno del dominio di resistenza della soletta, per cui la verifica risulta soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,81	7
2	22,81	93

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 12 – Verifica a flessione semplice soletta di fondazione

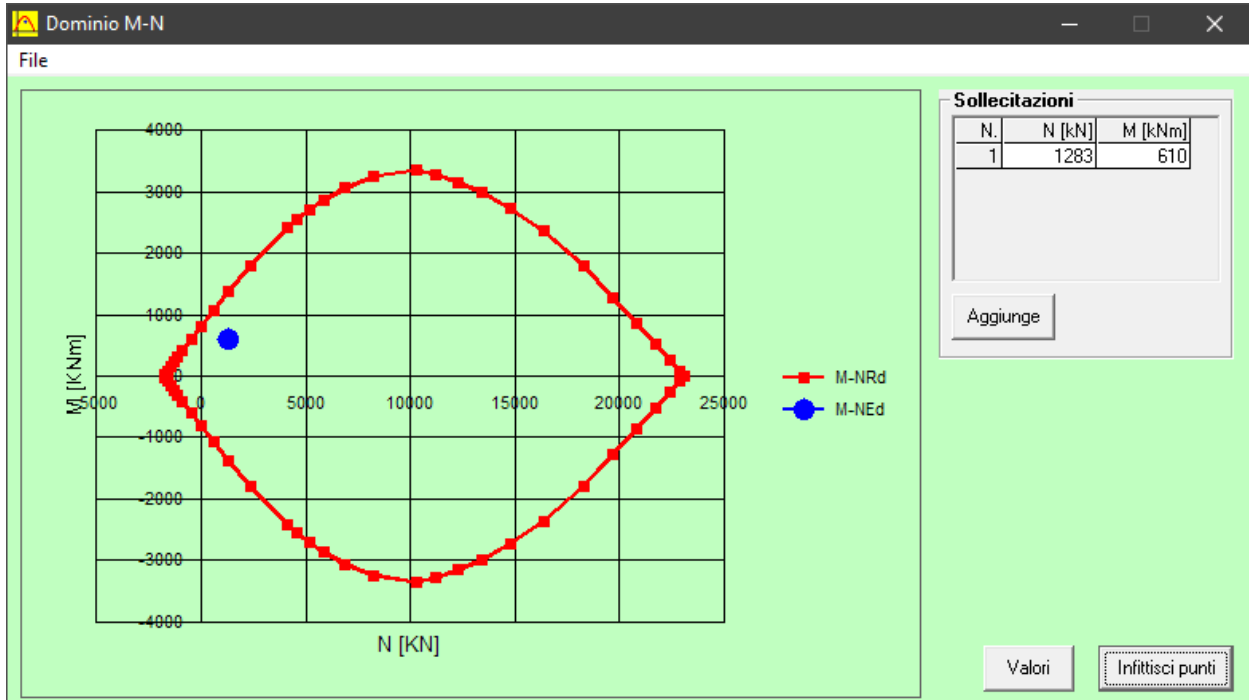


Figura 13 – Verifica a presso-flessione soletta di fondazione

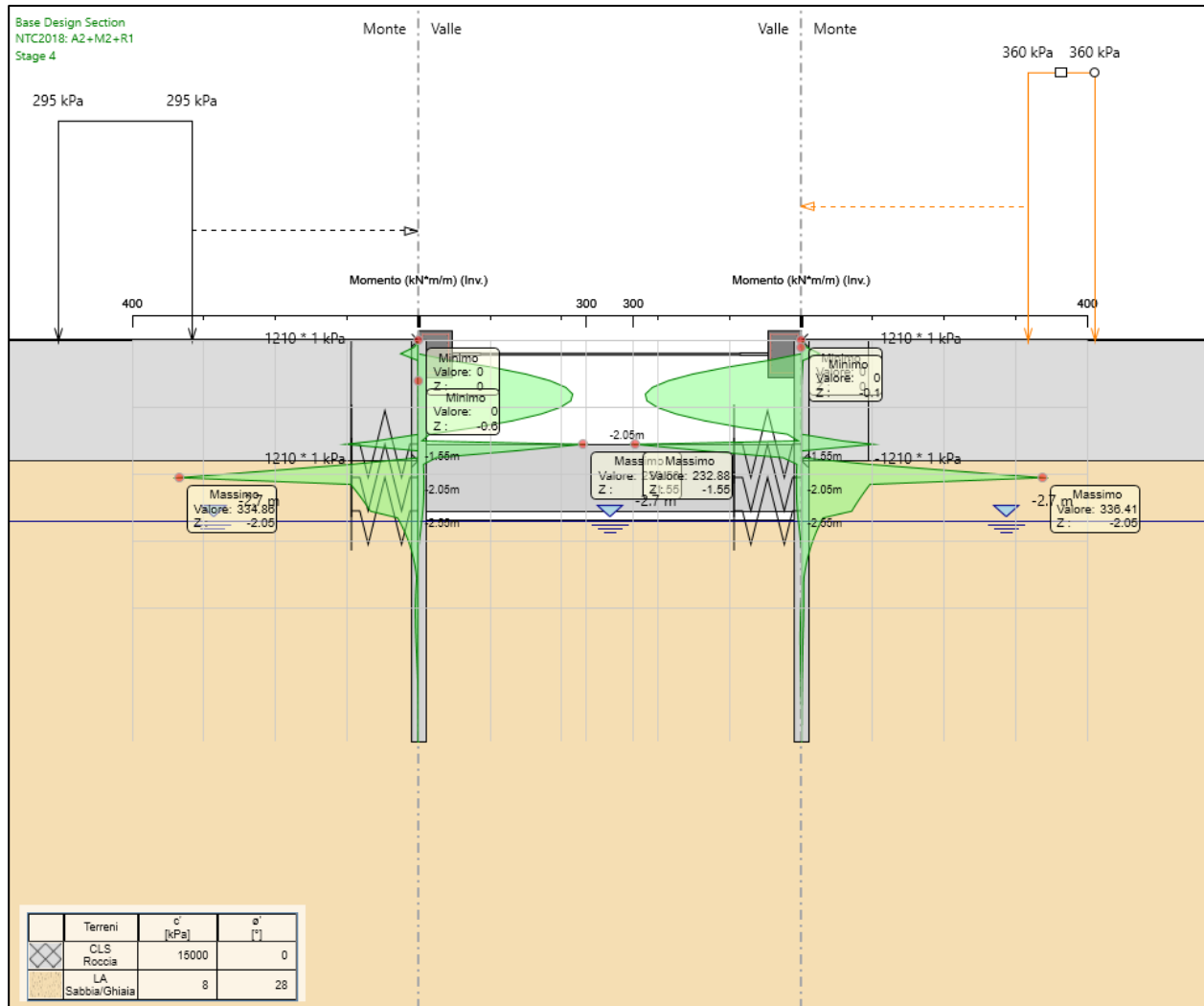


Figura 14 – Momenti flettenti agenti nelle berlinesi

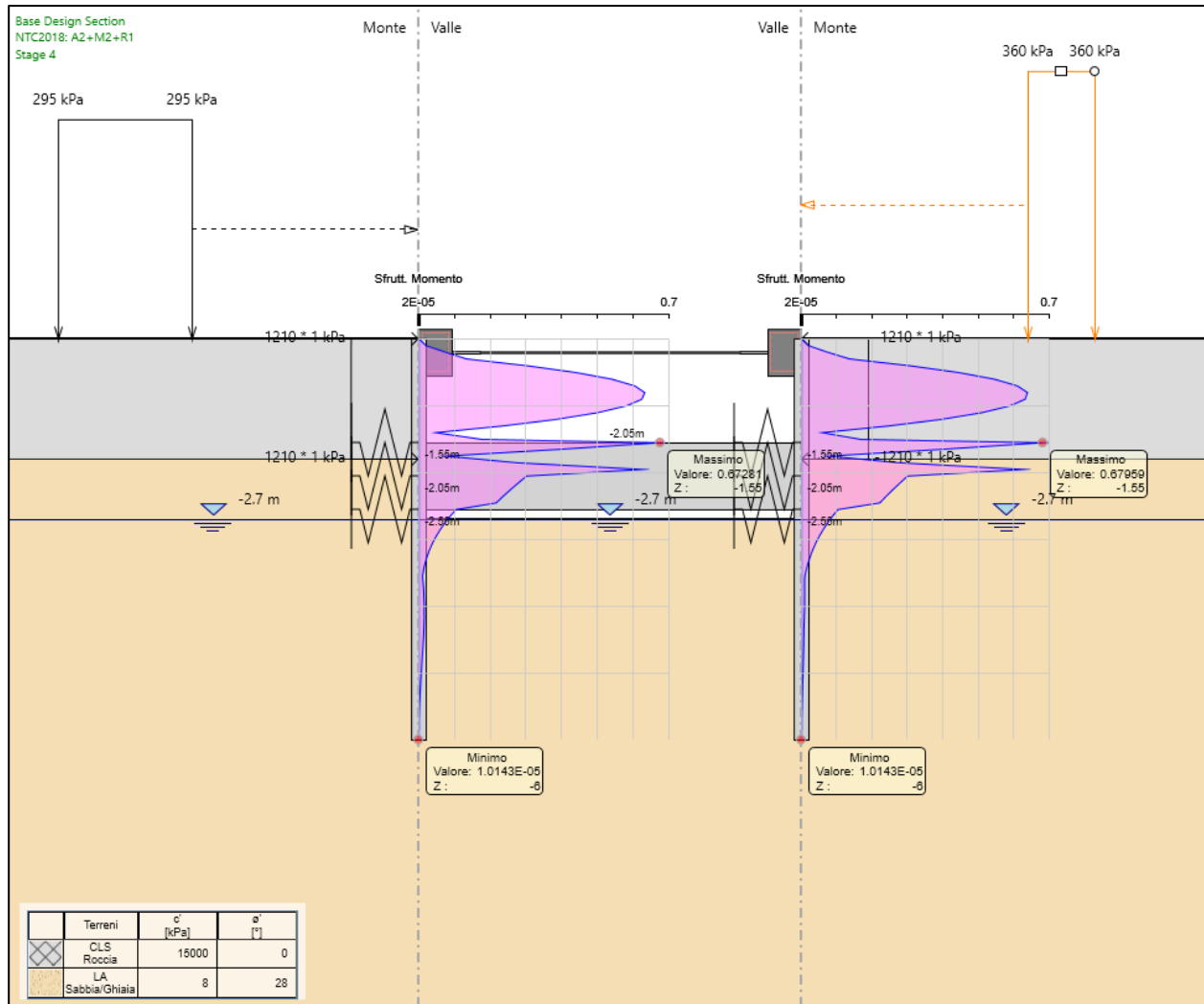


Figura 15 – Sfruttamento momento flettente

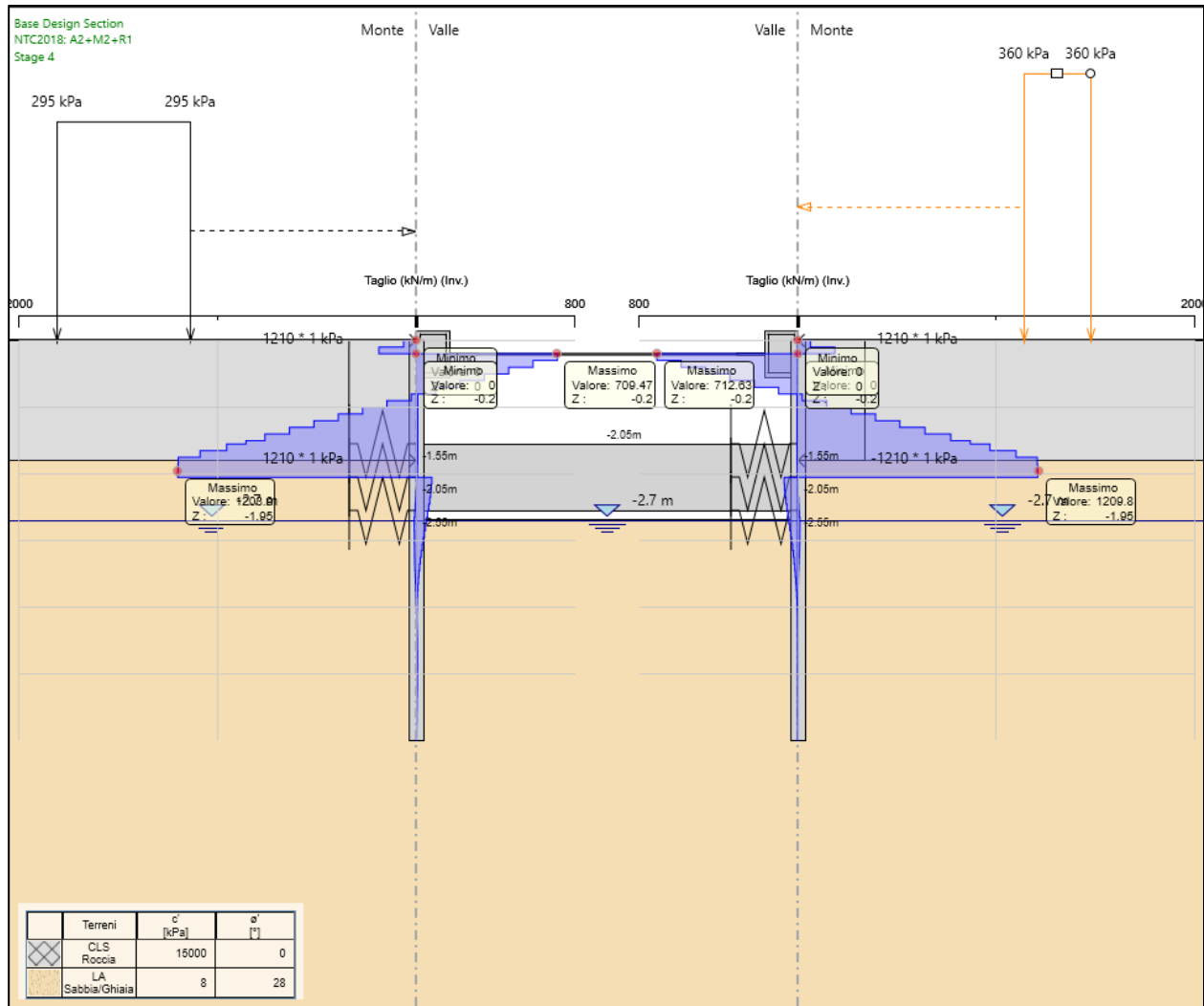


Figura 16 – Tagli agenti nella berlinese

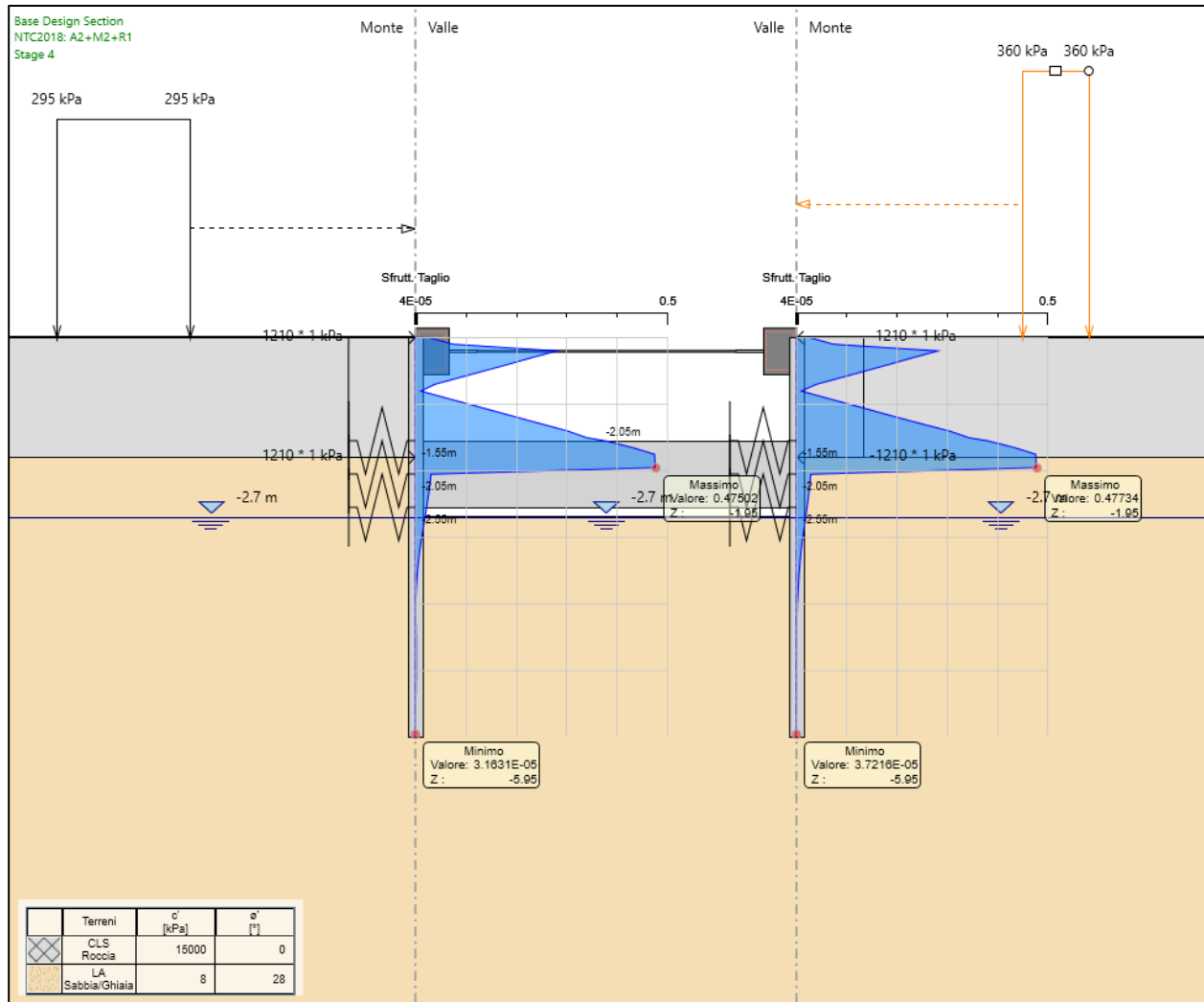


Figura 17 – Sfruttamento taglio nelle berlinesi

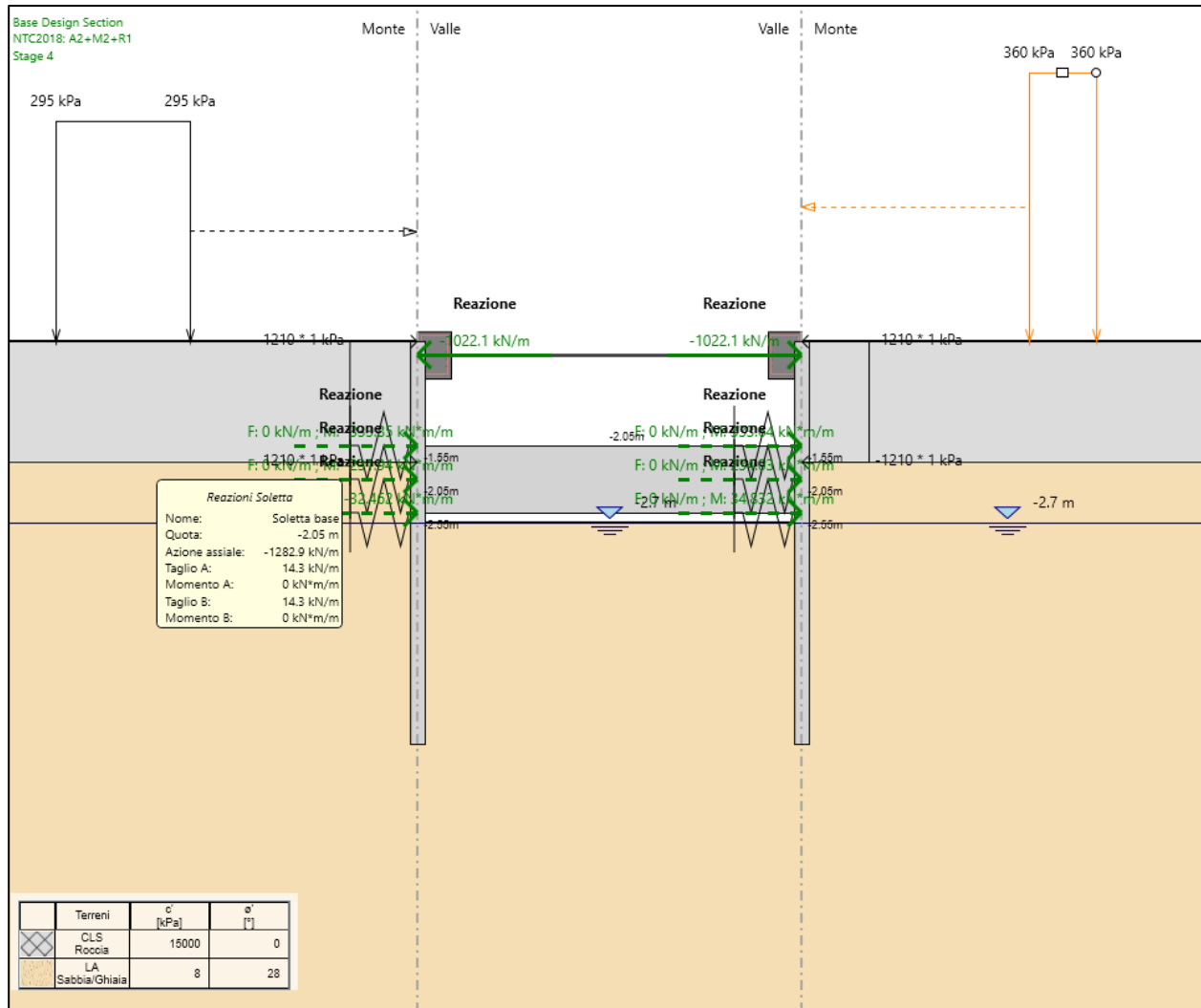


Figura 18 – Reazioni vincolari negli elementi di contrasto (puntoni e soletta di base)